



*ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD DE
UN PROYECTO DE RIEGO
MULTIPREDIAL Y MULTISECTORIAL
EN LA ZONA DE COLONIA VALDENSE*

PROYECTO DE GRADO

**Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego
multipredial y multisectorial en la zona de Colonia
Valdense**

INFORME FINAL

TUTORES DE PROYECTO

Ing. Ph. D. Luis Silveira

Ing. Daniel Schenzer

Dr. Ing. Agr. Mario García

ESTUDIANTES DE GRADO

Bruno Bicudo

Alejandra De Vera

Andrea Pitzer

Virginia Quagliotti

AÑO 2009

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN.....	10
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	10
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	10
1.3 METODOLOGÍA.....	10
1.3.1 <i>Etapas del proyecto.....</i>	<i>11</i>
1.3.1.1 Descripción del área de desarrollo del proyecto.....	11
1.3.1.2 Determinación de las necesidades de riego e incrementos de producción esperados de los cultivos.....	11
1.3.1.3 Sistema de riego – Zona 1.....	11
1.3.1.4 Sistema de riego – Zona 2.....	12
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA EN ESTUDIO	13
2.1 DEFINICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO	13
2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS	15
2.2.1 <i>Descripción de los suelos de la Zona 1, Sur de Ruta 1.....</i>	<i>15</i>
2.2.2 <i>Descripción de los suelos de la Zona 2, Norte de Ruta 1.....</i>	<i>18</i>
2.2.3 <i>Composición textural</i>	<i>20</i>
2.3 DESCRIPCIÓN DE LOS RECURSOS HÍDRICOS	20
2.3.1 <i>Cuenca del Río Rosario.....</i>	<i>21</i>
2.3.2 <i>Aguas subterráneas</i>	<i>24</i>
2.4 DESCRIPCIÓN DE LOS CULTIVOS	25
2.4.1 <i>Cultivos frutícolas.....</i>	<i>25</i>
2.4.1.1 Duraznero	25
2.4.2 <i>Cultivos Agrícolas</i>	<i>26</i>
2.4.2.1 Cultivos perennes	27
2.4.2.2 Cultivos de verano	28
2.4.2.3 Cultivos de invierno	34
2.4.3 <i>Cultivos Hortícolas</i>	<i>34</i>
3. DETERMINACIÓN DE LAS NECESIDADES DE RIEGO DE LOS CULTIVOS.....	36
3.1 BALANCE HÍDRICO	36
3.1.1 <i>Datos empleados</i>	<i>36</i>
3.1.1.1 Datos de los cultivos	36
3.1.1.2 Datos de los suelos	37
3.1.1.3 Datos de evapotranspiración	38
3.1.1.4 Datos de precipitación	38
3.1.2 <i>Simulaciones</i>	<i>38</i>
3.1.3 <i>Resultados obtenidos.....</i>	<i>38</i>
3.1.3.1 Alfalfa.....	40
3.1.3.2 Maíz de primera siembra	42
3.1.3.3 Maíz de segunda siembra	44
3.1.3.4 Soja de primera siembra	46
3.1.3.5 Soja de segunda siembra	48
3.1.3.6 Sorgo de primera siembra.....	50
3.1.3.7 Sorgo de segunda siembra.....	52
3.1.3.8 Duraznero	54
3.1.4 <i>Análisis de resultados.....</i>	<i>56</i>
3.1.4.1 Consideraciones respecto a los ciclos	56
3.1.4.2 Consideraciones respecto a las condiciones de secano	56
3.1.4.3 Consideraciones respecto a los suelos.....	56
3.2 DETERMINACIÓN DE VOLÚMENES Y CAUDALES MÁXIMOS DE RIEGO	59
3.2.1 <i>Hipótesis de trabajo</i>	<i>59</i>
3.2.1.1 Hipótesis 1: Áreas productivas según rubro	59
3.2.1.2 Hipótesis 2: Tipo de suelo	60
3.2.1.3 Hipótesis 3: Cultivos representativos.....	60
3.2.2 <i>Requerimientos de riego</i>	<i>62</i>
3.2.2.1 Requerimientos del ciclo del maíz de primera.....	63

3.2.2.2	Requerimientos del ciclo de la soja de primera	64
3.2.2.3	Requerimientos del ciclo del sorgo de primera	64
3.2.2.4	Requerimientos del ciclo de la alfalfa	65
3.2.2.5	Requerimientos del ciclo del duraznero	66
4.	SELECCIÓN DE POSIBLES EMPLAZAMIENTOS PARA LA TOMA	69
4.1	CRITERIOS DE SELECCIÓN DE SITIOS.....	69
4.2	POSIBLES EMPLAZAMIENTOS IDENTIFICADOS	70
4.2.1	<i>Punto 1: Antigua arenera.....</i>	71
4.2.2	<i>Punto 2: Ex destilería ANCAP</i>	72
4.2.3	<i>Punto 3: Rincón del Rey.....</i>	74
4.3	SELECCIÓN	75
5.	ANÁLISIS DE PREFACTIBILIDAD ECONÓMICA – ZONA 1.....	76
5.1	CONSIDERACIONES PREVIAS	76
5.2	COSTOS DEL SISTEMA DE RIEGO	77
5.2.1	<i>Precio de energía y potencia.....</i>	77
5.2.2	<i>Potencia consumida</i>	78
5.2.3	<i>Selección de la cantidad de puntos de captación.....</i>	78
5.2.4	<i>Concepción del sistema de riego</i>	82
5.2.5	<i>Costos de operación</i>	85
5.2.6	<i>Costos de inversión</i>	90
5.2.7	<i>Costos de mantenimiento del sistema</i>	91
5.2.8	<i>Costo anual base</i>	91
5.2.9	<i>Costos de riego interno</i>	93
5.2.10	<i>Costo total del sistema de riego.....</i>	94
5.3	MARGEN BRUTO ASOCIADO AL AUMENTO DE PRODUCCIÓN	96
5.3.1	<i>Producto bruto incremental</i>	96
5.3.2	<i>Costos incrementales</i>	99
5.4	BENEFICIO ECONÓMICO NETO	103
6.	PREDISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN – ZONA 1	112
6.1	HIPÓTESIS DE DISEÑO	112
6.2	SISTEMA DE CAPTACIÓN	113
6.2.1	<i>Estructura de captación</i>	113
6.2.1.1	<i>Consideraciones previas</i>	113
6.2.1.2	<i>Niveles de operación.....</i>	113
6.2.1.3	<i>Selección del tipo de captación.....</i>	114
6.2.1.4	<i>Diseño de la estructura de captación.....</i>	114
6.2.1.5	<i>Aspectos constructivos</i>	116
6.2.2	<i>Estación de bombeo.....</i>	116
6.2.2.1	<i>Equipos de bombeo</i>	116
6.2.2.2	<i>Tuberías de succión.....</i>	119
6.2.2.3	<i>Pozo de bombeo</i>	119
6.2.2.4	<i>Sala de bombas.....</i>	121
6.2.2.5	<i>Instalación eléctrica</i>	122
6.2.2.6	<i>Tuberías de impulsión</i>	122
6.2.2.7	<i>Cavitación</i>	122
6.3	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN PRIMARIA	123
6.3.1	<i>Descripción general.....</i>	124
6.3.2	<i>Tuberías de distribución primaria</i>	124
6.3.2.1	<i>Caudales de diseño</i>	124
6.3.2.2	<i>Trazado</i>	125
6.3.2.3	<i>Materiales y diámetros</i>	126
6.3.3	<i>Puntos de distribución primaria</i>	127
6.3.3.1	<i>Estaciones de recalque</i>	127
6.4	RUBRADO Y AJUSTE DE COSTOS	128
6.4.1	<i>Ajuste del costo de inversión.....</i>	128
6.4.2	<i>Amortización de la inversión.....</i>	130

6.4.2.1	Costos y margen bruto anual.....	131
6.4.2.2	Años en los que se recupera la inversión.....	132
6.5	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD RESPECTO AL CAUDAL DE DISEÑO	133
6.5.1	Configuraciones de áreas cultivadas.....	133
6.5.2	Variación de parámetros de diseño	135
6.5.2.1	Sin ajuste de horas de bombeo.....	135
6.5.2.2	Con ajuste de horas de bombeo	137
7.	SELECCIÓN DE POSIBLES EMPLAZAMIENTOS PARA REPRESAS	140
7.1	CRITERIOS DE SELECCIÓN DE POSIBLES SITIOS.....	140
7.2	POSIBLES EMPLAZAMIENTOS IDENTIFICADOS	141
7.2.1	Arroyo Pichinango.....	141
7.2.2	Arroyo Cañada Grande	143
7.3	ANÁLISIS COMPARATIVO	145
8.	ANÁLISIS DE PREFACTIBILIDAD ECONÓMICA – ZONA 2.....	148
8.1	PREFACTIBILIDAD PARA LA DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS POR CULTIVO ADOPTADA.....	148
8.1.1	Costos y margen bruto anual.....	148
8.1.2	Años en los que se recupera la inversión	149
8.2	PREFACTIBILIDAD POR CULTIVO	149
8.2.1	Áreas mínimas necesarias por cultivo para recuperar la inversión.....	149
8.2.2	Áreas máximas regables por el embalse por cultivo.....	150
8.2.3	Comparación	151
9.	PREDISEÑO DE LA REPRESA EN CAÑADA GRANDE.....	152
9.1	NIVELES DE DISEÑO	153
9.2	SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA	153
9.2.1	Aspectos a considerar	153
9.2.2	Presas de tierra	153
9.2.3	Materiales.....	154
9.3	DIMENSIONES BÁSICAS DE LA PRESA	154
9.3.1	Cota de coronamiento.....	154
9.3.1.1	Run up.....	154
9.3.1.2	Set up	155
9.3.1.3	Resumen	156
9.3.2	Altura de la presa.....	156
9.3.2.1	Asentamiento.....	156
9.3.2.2	Desmonte.....	156
9.3.2.3	Resumen	156
9.3.3	Ancho de coronamiento.....	157
9.4	SECCIONES TIPO DE LA PRESA	157
9.4.1	Núcleo	158
9.4.2	Faldones.....	159
9.4.3	Cimentación	160
9.4.3.1	Dentellón	160
9.4.4	Dren de pie.....	161
9.4.5	Dren chimenea.....	162
9.5	PROTECCIÓN DE TALUDES.....	162
9.5.1	Talud de aguas arriba	162
9.5.2	Talud de aguas abajo.....	163
9.6	ESTABILIDAD DE LA PRESA	163
9.6.1	Infiltración en el cuerpo de la presa y en la cimentación.....	163
9.6.2	Análisis de estabilidad de taludes	166
9.6.2.1	Fin de construcción (Embalse vacío).....	167
9.6.2.2	Embalse lleno.....	168
9.6.2.3	Desembalse rápido	169
9.6.2.4	Resumen	171
9.7	DISEÑO DEL ALIVIADERO	172

9.8	OBRA DE TOMA.....	174
9.8.1	Ubicación	174
9.8.2	Diseño de la tubería	174
9.8.3	Otros componentes.....	176
9.9	RUBRADO Y AJUSTE DE COSTOS	177
9.9.1	Metrajes.....	177
9.9.2	Costos de inversión	178
9.9.1	Amortización de la inversión.....	179
9.9.1.1	Ajuste de costos y margen bruto anual	180
9.9.1.2	Ajuste de áreas mínimas necesarias por cultivo para recuperar la inversión	180
9.9.1.3	Áreas mínimas necesarias ajustadas vs. Áreas máximas regables	181
10.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DE LA REPRESA.....	182
10.1	INTRODUCCIÓN.....	182
10.1.1	Objeto	182
10.1.2	Objetivo.....	182
10.1.3	Ubicación	182
10.1.4	Justificación.....	184
10.2	MARCO LEGAL	185
10.2.1	Legislación aplicable al emprendimiento.....	185
10.2.1.1	Ley de Evaluación de Impacto Ambiental.....	185
10.2.1.2	Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorizaciones Ambientales.....	185
10.2.1.3	Ley General de Protección del Ambiente	186
10.2.1.4	Código de Aguas	186
10.2.1.5	Decreto 253/79 y Modificativos	186
10.2.1.6	Ley de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible	187
10.2.1.7	Ley de riego y decreto reglamentario.....	187
10.2.2	Legislación de referencia para la evaluación ambiental.....	187
10.2.2.1	Ley 15.939: Ley forestal.....	187
10.2.2.2	Decreto 452/988 y Decreto 24/993.....	187
10.3	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EMPRENDIMIENTO	188
10.3.1	Ubicación y accesos.....	188
10.3.2	Principales componentes	188
10.3.2.1	Presa	188
10.3.2.2	Obra de toma.....	189
10.3.2.3	Canal vertedero	189
10.3.2.4	Lago	189
10.3.3	Principales actividades.....	189
10.3.3.1	Fase de decisión	189
10.3.3.2	Fase de diseño	189
10.3.3.3	Fase de construcción	190
10.3.3.4	Fase de operación.....	190
10.3.3.5	Fase de mantenimiento.....	191
10.3.3.6	Fase de clausura	191
10.4	CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO	191
10.4.1	Medio Físico	191
10.4.1.1	Clima.....	191
10.4.1.2	Geología.....	191
10.4.1.3	Geomorfología y suelos	192
10.4.1.4	Hidrografía superficial	194
10.4.2	Medio Biológico	195
10.4.2.1	Ecosistema terrestre.....	195
10.4.2.2	Ecosistema acuático	195
10.4.3	Medio Antrópico	196
10.4.3.1	Población	196
10.4.3.2	Usos del suelo.....	196
10.4.3.3	Sector productivo local.....	196
10.4.3.4	Viviendas en la zona	196
10.4.3.5	Infraestructura vial y tránsito	196
10.4.4	Medio Simbólico.....	197

10.4.4.1	Paisajes	197
10.4.4.2	Sitios de valor arqueológico, histórico o cultural.....	197
10.5	ANÁLISIS DE ASPECTOS AMBIENTALES	198
10.5.1	Identificación de aspectos ambientales.....	198
10.5.2	Caracterización de aspectos ambientales.....	198
10.5.2.1	Aspectos de la fase de construcción.....	198
10.5.2.2	Presencia física de la represa.....	200
10.5.2.3	Modificación de los patrones de escurrimiento	200
10.5.2.4	Modificación de la calidad del agua.....	200
10.5.2.5	Expropiación de tierras productivas	200
10.5.2.6	Aumento de disponibilidad de agua para riego.....	200
10.5.3	Factores Ambientales.....	200
10.5.3.1	Medio Físico.....	200
10.5.3.2	Medio Biológico.....	200
10.5.3.3	Medio Antrópico.....	201
10.5.3.4	Medio Simbólico	201
10.5.4	Matriz de Interacción	201
10.6	ANÁLISIS DE IMPACTOS AMBIENTALES	202
10.6.1	Metodología.....	202
10.6.2	Criterios para la valoración.....	203
10.6.3	Criterios para la clasificación	203
10.6.4	Aspectos de la fase de construcción.....	204
10.6.4.1	Identificación de posibles impactos.....	204
10.6.4.2	Valoración de impactos	204
10.6.4.3	Evaluación de impactos	204
10.6.4.4	Medidas de Mitigación	206
10.6.4.5	Conclusión	206
10.6.5	Presencia física del emprendimiento	206
10.6.5.1	Identificación de posibles impactos.....	206
10.6.5.2	Valoración de impactos	206
10.6.5.3	Evaluación de impactos	207
10.6.5.4	Medidas de mitigación	208
10.6.5.5	Conclusión	208
10.6.6	Modificación de los patrones de escurrimiento	209
10.6.6.1	Identificación de posibles impactos.....	209
10.6.6.2	Valoración de impactos	209
10.6.6.3	Evaluación de impactos	209
10.6.6.4	Medidas de Mitigación	210
10.6.6.5	Conclusión	210
10.6.7	Modificación de la calidad de agua	210
10.6.7.1	Identificación de posibles impactos.....	210
10.6.7.2	Valoración de impactos	211
10.6.7.3	Evaluación de impactos	211
10.6.7.4	Medidas de Mitigación	211
10.6.7.5	Conclusión	212
10.6.8	Expropiación de tierras productivas.....	212
10.6.8.1	Identificación de posibles impactos.....	212
10.6.8.2	Valoración de impactos	212
10.6.8.3	Evaluación de impactos	212
10.6.8.4	Medidas de Mitigación	213
10.6.8.5	Conclusión	213
10.6.9	Aumento de disponibilidad de agua para riego.....	213
10.6.9.1	Identificación de posibles impactos.....	213
10.6.9.2	Valoración de impactos	213
10.6.9.3	Evaluación de impactos	213
10.6.9.4	Conclusión	214
10.7	BASES DEL PLAN DE SEGUIMIENTO, VIGILANCIA Y AUDITORÍA	214
10.7.1	PGA - Construcción.....	214
10.7.1.1	Programa de actividades	214
10.7.2	PGA - Operación.....	216
10.7.2.1	Programa de manejo y control operacional	216

10.7.2.2	Programa de monitoreo	216
10.7.2.3	Programa de reducción de riesgos y gestión de contingencias	217
10.8	CONCLUSIONES	218
11.	CONCLUSIONES	219
12.	RECOMENDACIONES.....	220
12.1	ZONA 1	220
12.2	ZONA 2	220
13.	BIBLIOGRAFÍA.....	221
13.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA EN ESTUDIO	221
13.2	ASPECTOS AGRONÓMICOS.....	221
13.3	SISTEMA DE CAPTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA	221
13.4	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	222
14.	ANEXO I: INFORMES DE SALIDAS DE CAMPO	235
14.1	SALIDA 1: 22 DE AGOSTO	235
14.1.1	Objetivos	235
14.1.2	Contacto con las cooperativas	235
14.1.3	Características físicas generales de la zona	236
14.1.3.1	Río Rosario.....	236
14.1.3.2	Aguas subterráneas	237
14.1.3.3	Usos del suelo	237
14.1.4	Descripción y manejo de los cultivos.....	237
14.1.4.1	Fruticultura	237
14.1.4.2	Agricultura	237
14.1.4.3	Horticultura	238
14.1.4.4	Uso de fertilizantes y biocidas	238
14.1.5	Postura del productor frente al riego.....	238
14.2	SALIDA 2: 16 DE SETIEMBRE DE 2009	239
14.2.1	Objetivos	239
14.2.2	Cultivos.....	239
14.2.2.1	Cultivos de verano	240
14.2.2.2	Cultivos perennes	241
14.2.3	Posibles emplazamientos para obras de toma	242
14.2.3.1	Punto A: Puerto Concordia	243
14.2.3.2	Punto B: Antigua arenera	244
14.2.3.3	Punto C: Ex destilería ANCAP.....	245
14.2.3.4	Punto D: Rincón del Rey	247
14.2.4	Relevamiento del posible emplazamiento de presa en arroyo Pichinango.....	248
14.3	SALIDA 3: 2 DE NOVIEMBRE DE 2009.....	249
14.3.1	Objetivos	249
14.3.2	Predios en la zona del arroyo Cañada Grande.....	250
14.3.3	Cierre del embalse en el arroyo Cañada Grande.....	251
14.3.4	Serie Históricas de precios	252
14.3.5	Costos incrementales de los cultivos.....	253
14.3.5.1	Maíz.....	253
14.3.5.2	Sorgo.....	253
14.3.5.3	Alfalfa	253
14.3.6	Cultivos hortícolas.....	253
15.	ANEXO II: GRUPOS DE SUELOS CONEAT	254
15.1	ZONA 3	254
15.2	ZONA 5	256
15.3	ZONA 9	256
15.4	ZONA 10	257
15.5	ZONA 11	259
16.	ANEXO III: DETERMINACIÓN DE K_c.....	260

17.	ANEXO IV: CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL MANEJO DEL RIEGO.....	262
17.1	PARÁMETROS BÁSICOS DEL SUELO Y DE LOS CULTIVOS.....	262
17.1.1	<i>Contenido de agua en el suelo.....</i>	262
17.1.2	<i>Capacidad de Campo (CC).....</i>	262
17.1.3	<i>Punto de marchitez permanente (PMP).....</i>	263
17.1.4	<i>Agua disponible (AD).....</i>	263
17.1.5	<i>Umbral de riego (p%).....</i>	263
17.2	DETERMINACIÓN DE LA LÁMINA DE RIEGO	264
17.3	EVAPOTRANSPIRACIÓN DE LOS CULTIVOS.....	264
18.	ANEXO V: MODELO WINISAREG.....	267
19.	ANEXO VI: AJUSTE DE LAS NECESIDADES DE RIEGO DE LOS CULTIVOS.....	269
19.1	CONSIDERACIONES RESPECTO AL PERIODO DE SIMULACIÓN.....	269
19.2	SELECCIÓN DEL PERIODO PARA EL DISEÑO	269
19.2.1	<i>Análisis de resultados.....</i>	272
20.	ANEXO VII: BALANCE AL EMBALSE	273
20.1	CONSIDERACIONES PREVIAS	273
20.1.1	<i>Precipitación y evaporación</i>	273
20.1.2	<i>Cálculo del escurrimiento mensual mediante el modelo de temez</i>	274
20.1.3	<i>Embalse hiperanual.....</i>	275
20.1.4	<i>Periodo de consideración</i>	276
20.1.5	<i>Criterio de satisfacción de la demanda</i>	276
20.2	BALANCE AL EMBALSE SOBRE EL ARROYO CAÑADA GRANDE	277
20.3	BALANCE AL EMBALSE SOBRE EL ARROYO PICHINANGO	282
21.	ANEXO VIII: AVENIDA DE PROYECTO	285
21.1	DISEÑO DE LA AVENIDA DE PROYECTO	285
21.1.1	<i>Tormenta de Diseño.....</i>	285
21.1.2	<i>Precipitación Efectiva.....</i>	289
21.1.3	<i>Hidrograma de Crecida</i>	290
21.2	LAMINACIÓN DE LA AVENIDA DE PROYECTO	293
22.	ANEXO IX: SELECCIÓN DEL TIPO DE ALIVIADERO	295
22.1	ANÁLISIS DE VIABILIDAD DE UN VERTEDERO TIPO CANAL FRONTAL.....	295
22.1.1	<i>Arroyo Cañada Grande</i>	296
22.1.2	<i>Arroyo Pichinango.....</i>	298
22.2	ANÁLISIS DE VIABILIDAD DE UN VERTEDERO TIPO ESTÁNDAR	301
22.2.1	<i>Arroyo Pichinango.....</i>	301
23.	ANEXO X: PIEZAS GRÁFICAS – SISTEMA DE CAPTACIÓN	306
24.	ANEXO XI: PIEZAS GRÁFICAS - SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN PRIMARIO	307
25.	ANEXO XII: PIEZAS GRÁFICAS - PRESA EN EL ARROYO CAÑADA GRANDE	308

ACRÓNIMOS

AAP	Autorización Ambiental Previa
ANCAP	Asociación Nacional de Combustibles, Alkoholes y Portland
CONCAT	Comisión Nacional de Estudio Agroecónómico de la Tierra
CRADECO	Cooperativa Ruralista Agraria del Departamento de Colonia
DGRNR	Dirección General de Recursos Naturales Renovables
DIEA	Dirección de Estadísticas Agropecuarias
DINAMA	Dirección Nacional de Medio Ambiente
DNH	Dirección Nacional de Hidrografía
DNM	Dirección Nacional de Meteorología
FAGR	Facultad de Agronomía
FAO	Food and Agriculture Organization
FIG	Facultad de Ingeniería
INE	Instituto Nacional de Estadística
INIA	Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria
MGAP	Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca
MVOTMA	Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente
OSE	Administración de las Obras Sanitarias del Estado
SCS	Soil Conservation Service
SFRCS	Sociedad de Fomento Rural de Colonia Suiza
SGM	Servicio Geográfico Militar
SOFOVAL	Sociedad de Fomento Rural de Colonia Valdense
TPDA	Tránsito Promedio Diario Anual
UTE	Usinas Termoeléctricas del Estado

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar se agradece a las cooperativas propulsoras de este proyecto, SOFOVAL, SFRCs y CRADECO, las cuales permitieron el acercamiento a la problemática planteada y brindaron sus conocimientos sobre las principales características de la zona; aportes fundamentales para el desarrollo del presente estudio.

Se agradece también al gran número de productores entrevistados, quienes brindaron su tiempo para responder a preguntas referentes a su sistema de producción actual e interés en implementar el riego, información que permitió identificar los cultivos representativos de la zona y definir el escenario de análisis a partir de las áreas productivas según el rubro.

Por otro lado, se destaca la activa participación de los tutores, Ing. Ph. D Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer y Dr. Ing. Agr. Mario García, quienes siguieron muy de cerca la evolución del proyecto, aportando sugerencias y recomendaciones muy valiosas que optimizaron el trabajo realizado.

Por último, se agradece el apoyo brindado por Dr. Ing. Rafael Terra, Msc. Ing. Guillermo López e Ing. Martín Guimaraens, integrantes del Grupo de Desarrollo del Riego por parte de la Facultad de Ingeniería, cuyos aportes si bien fueron puntuales resultaron esenciales a la hora de definir los grandes lineamientos del proyecto.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo del presente trabajo consiste en analizar la prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial, para satisfacer las necesidades de grupos de pequeños productores localizados en la zona de Colonia Valdense.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Ante las elevadas pérdidas productivas en el sector agropecuario vinculadas a las deficiencias hídricas, la gran variabilidad del régimen de precipitaciones, las tendencias del cambio climático, entre otros factores, se impone la necesidad de coordinar acciones entre instituciones públicas y empresas privadas, que permitan superar las principales restricciones que posee la adopción de la práctica de riego extensivo a nivel nacional.

De esta forma surge el Grupo de Desarrollo del Riego, que es un grupo técnico integrado por representantes del MVOTMA, MGAP, FING, FAGR, INIA, empresas de ventas de equipos de riego y productores regantes, con los objetivos de aportar a la formación de masa crítica y construir planes concretos para el desarrollo del riego y su uso en el medio agropecuario, con sustentabilidad y manejo de cuencas. Las partes acordarán los proyectos que integrarán el Programa Nacional de Investigación en riego y cultivos y pasturas, y colaborarán en la gestión para lograr los recursos financieros necesarios a nivel nacional y/o internacional.

En este marco es que surge este proyecto en particular, para analizar la prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial que satisfaga las necesidades de un grupo de pequeños productores, fundamentalmente lecheros y frutícolas, que se ubican en el departamento de Colonia, en una zona comprendida entre el río Rosario y el arroyo Cufre, en una faja de 20 km de ancho (10 km al norte y sur de Ruta 1 respectivamente).

En general, esta zona está completamente parcelada en campos de relativa poca extensión (la superficie media por productor es de 100 há), y la limitante para cualquier programa de desarrollo productivo es el acceso al agua.

1.3 METODOLOGÍA

Un análisis de la prefactibilidad de riego implica estimar la magnitud de las deficiencias de agua, su probabilidad de ocurrencia, sus efectos sobre el rendimiento, y el incremento de margen bruto esperado por el riego.

El diseño del sistema de riego implica optimizar sus componentes, los cuales comprenden los siguientes elementos:

- Suelos de la zona, en lo que respecta a su aptitud para el tipo de cultivo a desarrollar y la topografía del área.
- Manejo de los suelos.
- Manejo de los cultivos (en lo referente a fertilización, etc).
- Rotación de los cultivos (si corresponde).
- Fuente de agua para el riego.
- Sistema de conducción primaria.

- Sistema de conducción secundaria.
- Sistema de aplicación.

Para el presente estudio se asume que el manejo de los suelos y de los cultivos es dato y que el proyecto no introduce una modificación en los mismos.

Se parte del supuesto básico de que el manejo agronómico no es limitante para la obtención de altos rendimientos de forma sostenible. Si bien las condiciones de óptimo rendimiento del cultivo y de máximo beneficio económico no son coincidentes, la información experimental disponible permite abordar el tema desde el máximo rendimiento del cultivo.

Por lo tanto, se pone especial énfasis en lo que respecta a la fuente de agua y a los sistemas de conducción primaria, realizando un estudio detallado de las diferentes alternativas para cada una de las zonas de trabajo. Dado que se trata de un estudio de prefactibilidad, no se profundiza en el sistema de conducción secundaria. En lo que respecta al sistema de aplicación, se hace mención de cuál es el sistema más apropiado para cada tipo de cultivo y cuál es el costo que debe asumir el productor para aplicar el mismo.

La evaluación económica del proyecto se realiza desde una perspectiva global que evalúa la rentabilidad económica de la inversión para todo el sector afectado, sin distinción de cómo se distribuyan los ingresos entre los diferentes actores. Cabe destacar que se trata de un análisis exclusivamente económico, en tanto no se plantea una valoración de otros beneficios sociales intangibles como, por ejemplo, el impacto social del aumento del trabajo, etc.

A continuación se detallan las diferentes etapas de desarrollo del presente proyecto.

1.3.1 ETAPAS DEL PROYECTO

1.3.1.1 Descripción del área de desarrollo del proyecto

- Definición del área de alcance del proyecto. Ver Capítulo 2.
- Identificación de las principales fuentes de agua para riego. Ver Capítulo 2.
- Identificación de los principales cultivos a regar. Ver Capítulo 2.

1.3.1.2 Determinación de las necesidades de riego e incrementos de producción esperados de los cultivos

- Determinación de los parámetros hídricos de los principales tipos de suelo, y determinación de los umbrales y ciclos de riego para los diferentes cultivos de la zona. Ver Capítulo 2.
- Simulación mediante el modelo Winsareg de la demanda de riego para máximo rendimiento en base a series históricas de datos climáticos, para las diferentes combinaciones de suelos y cultivos de la zona. Ver Capítulo 3.
- Estimación de los volúmenes y caudales máximos de riego para la zona en estudio. Ver Capítulo 3.
- Análisis del incremento de producción esperado por la implementación del sistema de riego, de los costos adicionales y de los márgenes netos. Ver Capítulo 5.

1.3.1.3 Sistema de riego – Zona 1

- Estudio de gabinete para identificar posibles emplazamientos para una toma directa del río Rosario. Ver Capítulo 4.
- Concepción del sistema de riego para la Zona 1. Ver Capítulo 5.
- Estudio de prefactibilidad económica del sistema de riego propuesto. Ver Capítulo 5.
- Prediseño del sistema de captación y distribución primaria. Ver Capítulo 6.

1.3.1.4 Sistema de riego – Zona 2

- Estudio de gabinete para identificar posibles emplazamientos para represas de mediano porte en alguno de los afluentes del río Rosario. Ver Capítulo 7.
- Estudio hidrológico para determinar la garantía de satisfacción de la demanda de riego para diferentes alturas de presa, área inundada, etc. Ver Anexo VII.
- Estudio de prefactibilidad económica de la represa. Ver Capítulo 8.
- Prediseño de la represa. Ver Capítulo 9.
- Estudio de Impacto Ambiental de la represa. Ver Capítulo 10.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA EN ESTUDIO

La Ruta 1, principal vía de comunicación de la zona costera Oeste del país, es un eje divisorio que marca la diferencia entre el paisaje al Sur y al Norte de la misma. Al Sur de Ruta 1 la topografía del terreno es más uniforme, no presentándose desniveles significativos respecto al nivel del río Rosario, mientras que al Norte de Ruta 1 el paisaje es más accidentado, caracterizado por cerros y valles en los cuales se observan afloramientos rocosos.

Desde el punto de vista de la disponibilidad del recurso agua, también se presentan diferencias: al Sur, la influencia del remanso del Río de la Plata en el río Rosario garantiza un volumen suficiente para el riego, mientras que al Norte la disponibilidad de agua es limitada.

En base a estas diferencias es que se plantean dos escenarios según se trate de uno u otro caso.

Para el Sur de Ruta 1 se realizará un estudio de prefactibilidad de riego para toda el área, analizando las posibles fuentes de agua y la viabilidad de construcción y operación de obras de toma y conducción desde las mismas hasta los diferentes puntos de demanda. En función de un balance económico se definirá la zona en la cual es posible regar y mediante qué sistemas de riego.

Para el Norte de Ruta 1 se realizará un estudio de los posibles emplazamientos para presas, y en función de un balance al embalse se determinará cuáles son las áreas factibles de regar y los sistemas de riego a emplear.

2.1 DEFINICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

En base a una propuesta dada por los técnicos de las cooperativas involucradas¹, se delimitan las zonas de trabajo, tanto al Sur como al Norte de Ruta 1. De esta manera quedan definidas dos áreas piloto: la Zona 1, abarcando una superficie de 5.400 há al Sur de Ruta 1, y la Zona 2, abarcando una superficie de 8.500 há al Norte de Ruta 1.

La Zona 1 está delimitada de la siguiente manera, según se aprecia en la Figura 2-1:

- al Oeste por el poblado de La Paz y el río Rosario,
- al Sur por la cañada Rama Negra y por el tramo de la ruta costera desde el empalme con Ruta 52 hasta Britópolis,
- al Este por Ruta 51, y
- al Norte por el poblado de Colonia Valdense y Ruta 1.

¹ SOFOVAL, CRADECO, y SFRCS.

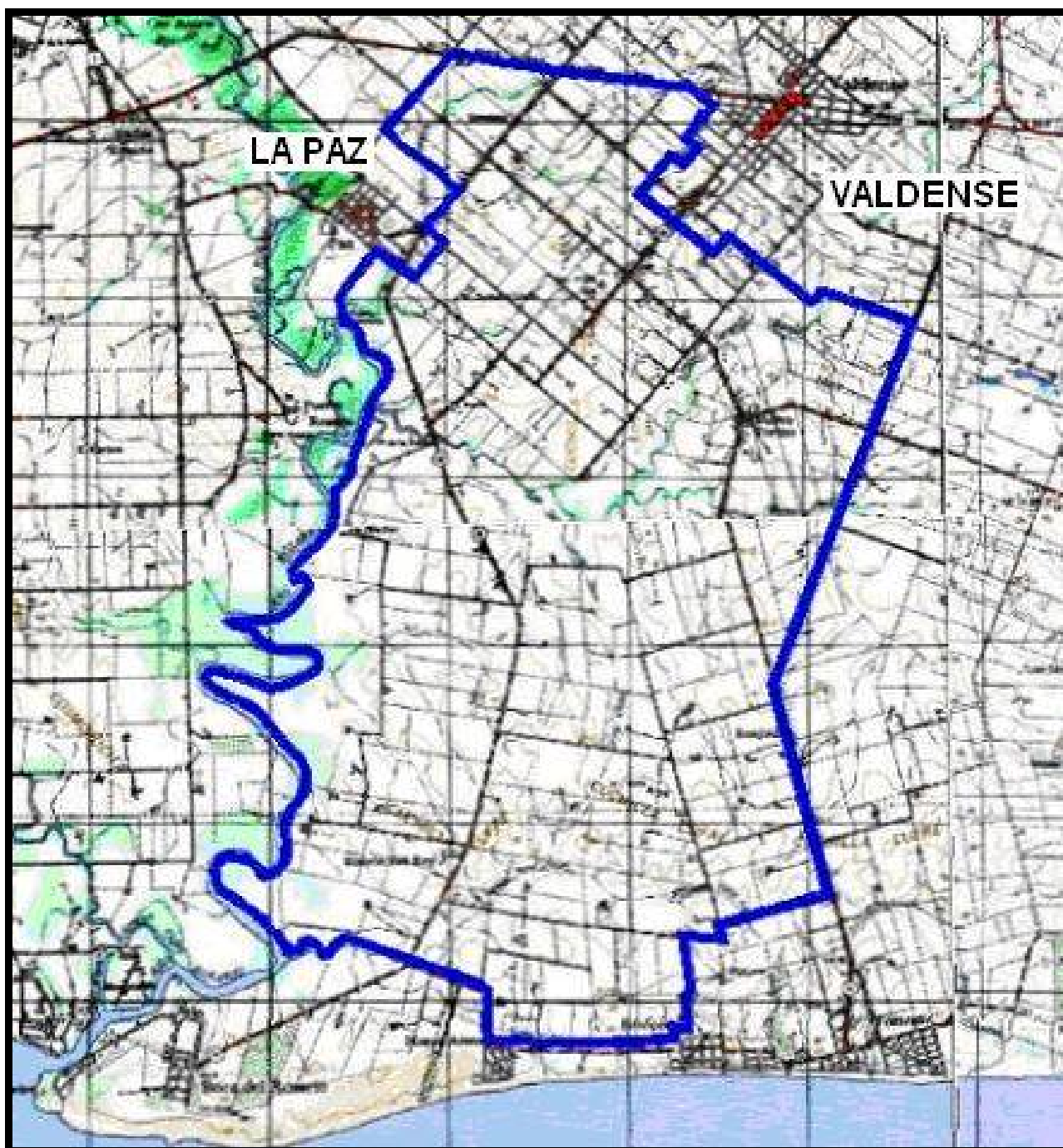


Figura 2-1: Delimitación de la Zona 1

La Zona 2 está delimitada de la siguiente manera, según se aprecia en la Figura 2-2:

- al Oeste por un camino rural que va desde Paso del Saladero hasta Ruta 2,
- al Sur por Ruta 1 y el poblado de Colonia Valdense,
- al Este por un camino vecinal paralelo a Ruta 52, la ciudad de Nueva Helvecia y el río Rosario, y
- al Norte por un camino rural que va desde Ruta 53 hasta Paso del Saladero.

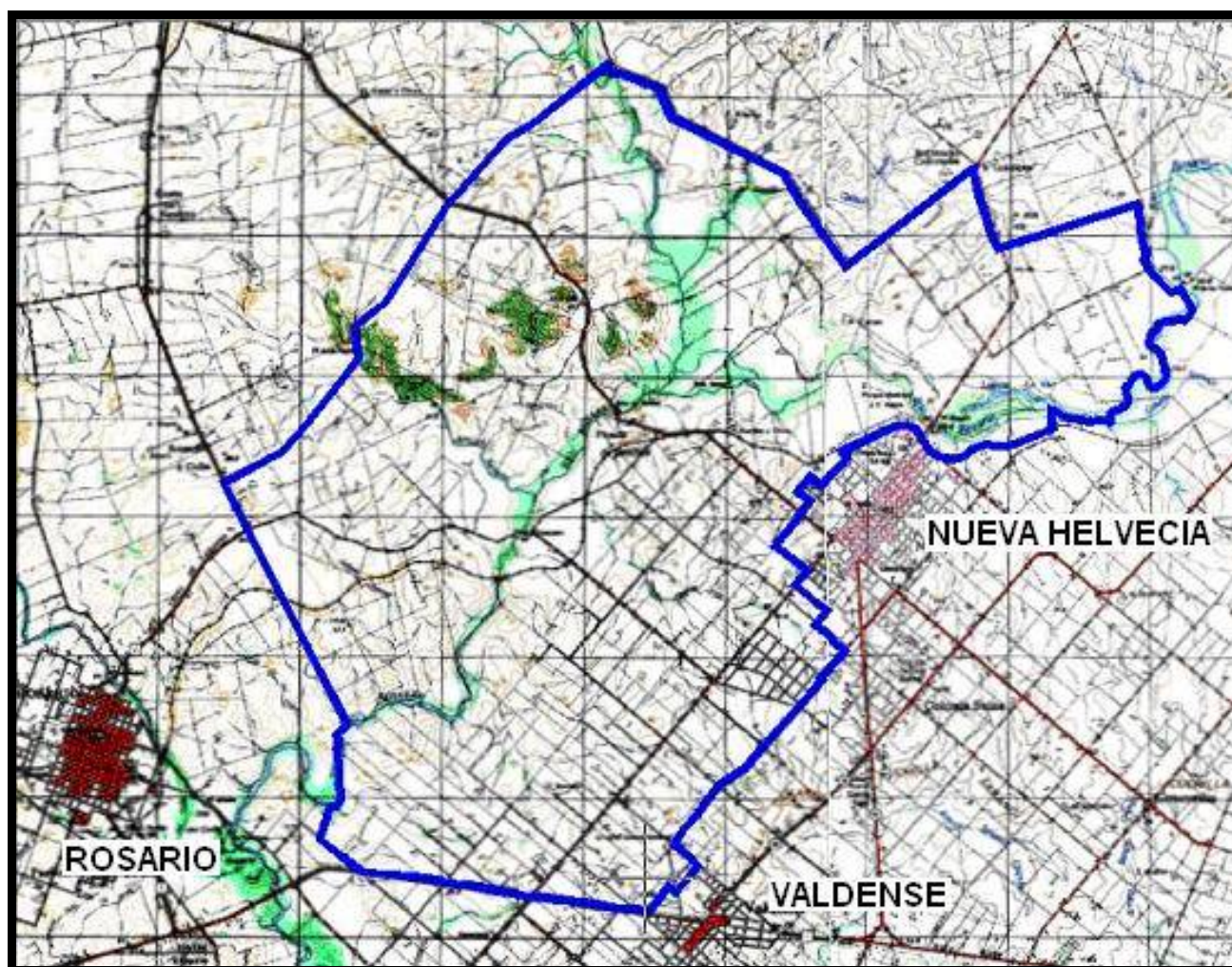


Figura 2-2: Delimitación de la Zona 2

Cabe destacar que, si bien el proyecto se desarrolla para las áreas piloto definidas anteriormente, las consideraciones son válidas para otras áreas aledañas de características similares, por lo que si el sistema propuesto da buenos resultados, el mismo puede ser aplicable a superficies mayores.

A continuación se presentan las características de los suelos y de la hidrografía de la zona en estudio, y se describen los cultivos más significativos que allí se desarrollan.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS

Para obtener una descripción de los suelos presentes en la zona afectada por el proyecto se toma como base la descripción de los Grupos de Suelos CONEAT, la cual se presenta en el Anexo II. Dicha descripción permite obtener características del relieve, de la geología y de los suelos presentes. En particular, en lo referente a los suelos brinda información sobre color, textura, fertilidad y drenaje. Algunos de los parámetros citados anteriormente son necesarios para la determinación de las necesidades de agua de los cultivos, por lo cual se considera fundamental caracterizarlos.

2.2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS DE LA ZONA 1, SUR DE RUTA 1

En la Figura 2-3 se presentan los Grupos de Suelos CONEAT presentes en la Zona 1.

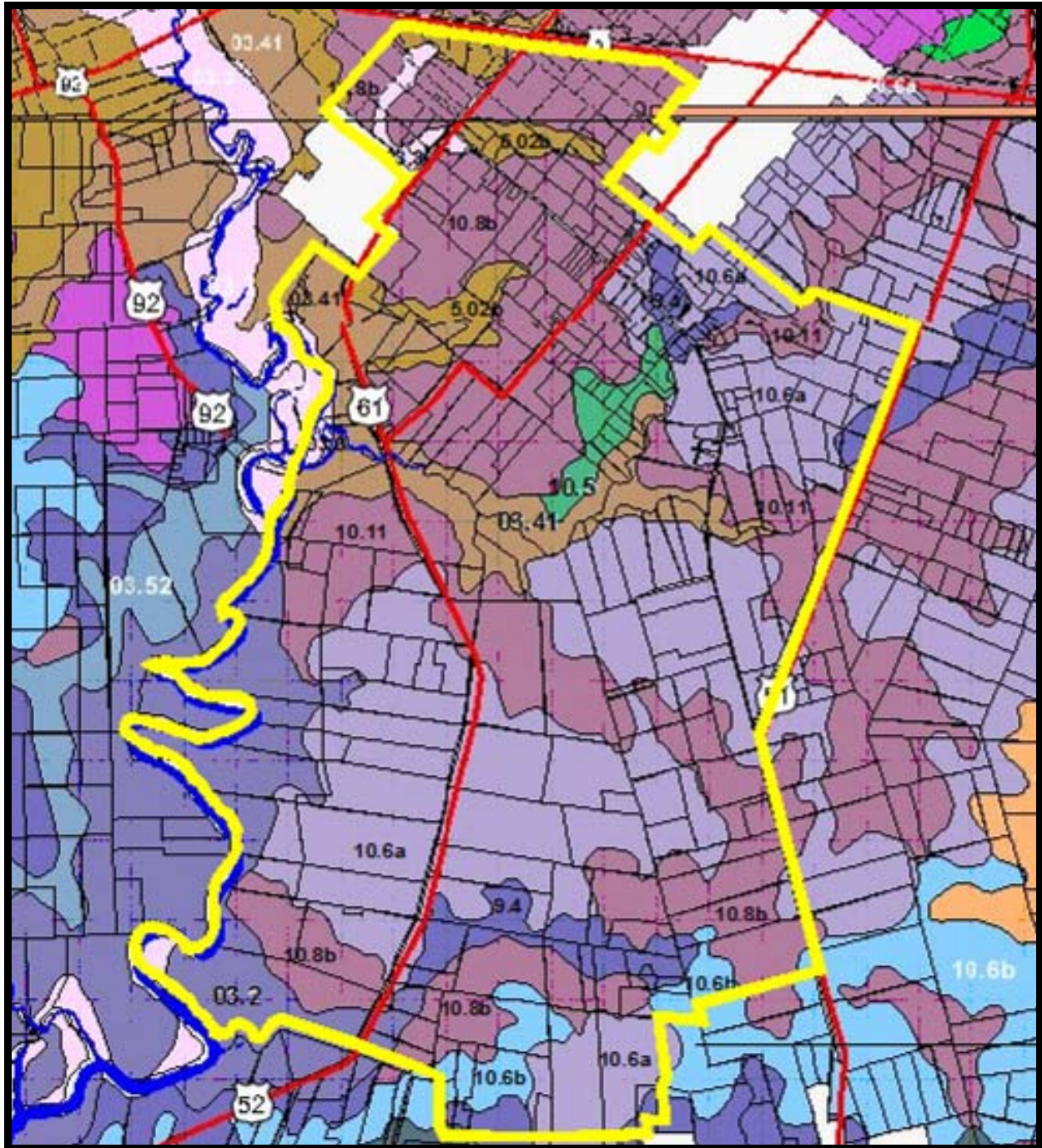


Figura 2-3: Grupos de Suelos – Zona 1

En la zona en estudio se distinguen dos grandes tipos de litologías: la conformada por grupos pertenecientes a la Zona 3 y la conformada por grupos pertenecientes a la Zona 10.

El primer tipo es característico de las zonas más bajas adyacentes al río Rosario, donde los suelos son fundamentalmente franco-limosos y de muy alta fertilidad. Se encuentran los Grupos de Suelos 03.2, 03.3 y 03.41, representando aproximadamente el 18 % de la superficie total de esta zona.

El segundo tipo se desarrolla en el resto del área, en zonas más alejadas del río Rosario, ocupando más del 75 % de la superficie total. Los Grupos de Suelos preponderantes son el 10.6a y el 10.11, y en menor proporción se encuentran los grupos 10.5, 10.6b y 10.8b, los cuales son fundamentalmente franco-limosos y de alta fertilidad.

Además, de los grupos ya mencionados, se encuentran presentes los grupos 5.02b y 9.4, ambos caracterizados por suelos francos con presencia de gravilla y fertilidad de media a baja.

Las superficies ocupadas por cada uno de estos grupos y sus principales características se resumen en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1: Grupos de Suelos - Zona 1

Grupo	Área (há)	Textura	Fertilidad	Drenaje	Índice	Unidad
03.2	414	Franco-arcillo-limoso	Muy alta	Pobre	131	Villa Soriano
03.3	83	Franco-limosa	Muy alta	Imperfecto	96	San Gabriel - Guaycurú
03.41	392	Franco-limosa	Alta	Imperfecto	158	San Ramón
5.02b	144	Franca, franca-gravillosa o arenoso-franca	Media a baja	Variable	88	San Gabriel - Guaycurú
9.4	214	Franca, a veces franco-limosa con gravilla	Media	Algo imperfecto	57	Kiyú
10.5	80	Franco-limosa	Alta	Imperfecto	236	Libertad
10.6a	1.884	Franco-limosa	Alta	Moderadam. Bueno	206	Kiyú
10.6b	128	Franco-limosa	Alta	Moderadam. Bueno	131	Kiyú
10.8b	1.471	Franco-arcillo-limosa	Alta	Moderadam. Bueno	105	Libertad
10.11	541	Franco-limosa con arena	Alta	Imperfecto	210	Kiyú

En cuanto a las Unidades de Suelos, la unidad más representativa, ocupando más del 50 % de la superficie de la Zona 1, es Kiyú, siguiendo en importancia las unidades Libertad, San Gabriel - Guaycurú, Villa Soriano y San Ramón, según se muestra en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2: Unidades de Suelos - Zona 1

Unidad	Símbolo	Área (m ²)
Kiyú	Ky	2.768
Libertad	Li	1.551
San Gabriel - Guaycurú	SG-G	227
Villa Soriano	VS	414
San Ramón	SR	392

Dado el análisis precedente, para simplificar los cálculos se asumió como hipótesis de trabajo que las propiedades de los suelos de la Zona 1 se corresponden con la de los grupos de la Zona 10 y los grupos de la Zona 3, apareciendo como unidades preponderantes Kiyú y Libertad.

2.2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS DE LA ZONA 2, NORTE DE RUTA 1

En la Figura 2-4 se presentan los Grupos de Suelos CONEAT presentes en la Zona 2.

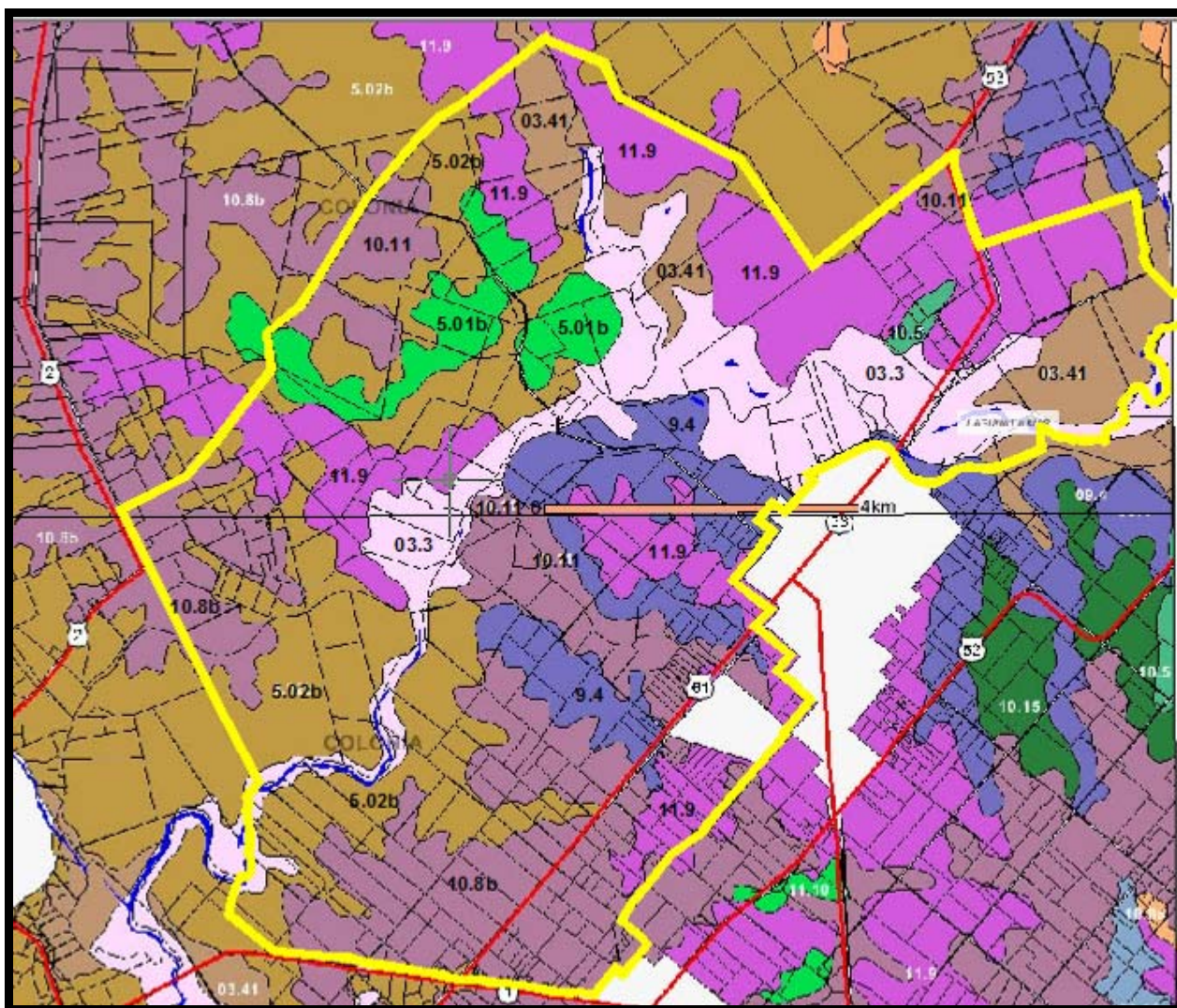


Figura 2-4: Grupos de Suelos – Zona 2

Al contrario de lo que sucede con los suelos al Sur de Ruta 1, al Norte no se distingue ningún grupo predominante que permita caracterizar simplificadaamente los suelos de esta zona.

Los grupos de mayor desarrollo superficial son el 03.3 (15 %), característico de las zonas más bajas adyacentes al río Rosario, el 5.02b (21 %), característico de la zona donde confluyen el río Rosario y el arroyo Coya, el 10.8b (19 %) y el 11.9 (22 %). Los cuatro grupos presentan características muy diferentes entre sí.

Además de los grupos ya mencionados, se encuentran presentes en menor proporción los grupos 03.41, 5.01b, 9.4, 10.5 y 10.11.

Las superficies ocupadas por cada uno de estos grupos y sus principales características se resumen en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3: Grupos de Suelos - Zona 2

Grupo	Área (há)	Textura	Fertilidad	Drenaje	Índice	Unidad
03.3	1.249	Franco-limosa	Muy alta	Imperfecto	96	San Gabriel - Guaycurú
03.41	461	Franco-limosa	Alta	Imperfecto	158	San Ramón
5.01b	385	Franca-gravillosa o areno-franca-gravillosa	Media a baja	Variable	61	San Gabriel - Guaycurú
5.02b	1.735	Franca, franca-gravillosa o arenoso-franca	Media a baja	Variable	88	San Gabriel - Guaycurú
9.4	732	Franca, a veces franco-limosa con gravilla	Media	Algo imperfecto	57	Kiyú
10.5	34	Franco-limosa	Alta	Imperfecto	236	Libertad
10.8b	1.600	Franco-arcillo-limosa	Alta	Moderadam. Bueno	105	Libertad
10.11	381	Franco-limosa con arena	Alta	Imperfecto	210	Kiyú
11.9	1.829	Franco-arcillosa a franco-arenosa pesada	Media a alta	Moderado	201	Ecilda Paullier

En resumen, en la Zona 2 hay mayor heterogeneidad en los suelos, sin distinguirse ningún grupo predominante, ocupando las zonas 3, 5, 10 y 11 entre el 20 % y el 25 % de la superficie cada una, según se muestra en la Tabla 2-4.

Tabla 2-4: Porcentajes de ocupación superficial de los Grupos de Suelos - Zona 2

Zona	%
Zona 3	20%
Zona 5	21%
Zona 10	24%
Zona 11	22%

En cuanto a las Unidades de Suelos, las más representativas son San Gabriel - Guaycurú (40 %), Ecilda Paullier (22 %) y Libertad (19 %), y en menor importancia se encuentran las unidades Kiyú y San Ramón, según se muestra en la Tabla 2-5.

Tabla 2-5: Unidades de Suelos - Zona 2

Unidad	Símbolo	Área (m ²)
Kiyú	Ky	1.113
Libertad	Li	1.634
San Gabriel - Guaycurú	SG-G	3.368
Ecilda Paullier	EP	1.829
San Ramón	SR	461

2.2.3 COMPOSICIÓN TEXTURAL

En la Tabla 2-6 se describe, para cada una de las unidades de suelos presentes, la composición textural del suelo predominante. La descripción comprende los porcentajes de arena, arcilla, limo y materia orgánica de cada horizonte en el cual pueden desarrollarse las raíces, definidas a partir del Compendio de Suelos del Uruguay.

Tabla 2-6: Composición textural de los suelos

Unidad	Horizonte	Profundidad (cm)	Arena (%)	Limo (%)	Arcilla (%)	Carbono (%)	Mat. Org. (%)
Kiyú	A	00-25	24,5	48,5	27	2,66	4,59
	Bt1	25-50	14,6	38	47,4	0,75	1,29
Libertad	A	00-20	17,2	47	35,9	2,23	3,84
	Bt1	20-53	14	35	51	1,31	2,26
San Gabriel - Guaycurú	A	00-16	33	53	14	3,19	5,50
Ecilda Paullier	A	00-24	23,9	43,5	32,6	3,17	5,47
	Bt	24-50	17,7	33,7	48,6	1,52	2,62
San Ramón	A	00-33	4,5	62	33,5	2,9	5,00
	E	33-43	7,5	60,6	31,9	1,49	2,57
Villa Soriano	A	00-33	20,8	48,5	30,7	3,72	6,41
	Bt1	33-50	18,7	31,9	49,4	1,6	2,76

Cabe destacar que el contenido de materia orgánica (MO) se estimó en función del contenido de carbono (C) a partir de la siguiente relación:

$$MO = C * 1,724$$

ya que el dato que aparece en el Compendio de Suelos del Uruguay es el contenido de carbono y no el contenido de materia orgánica.

Como se observa en la Tabla 2-6, la profundidad en la cual pueden desarrollarse las raíces es de aproximadamente 50 cm, salvo en la Unidad San Gabriel - Guaycurú que es del orden de los 16 cm (se trata de un suelo poco profundo, formado sobre una base rocosa).

Por las características de los suelos de la Unidad San Gabriel - Guaycurú mencionadas anteriormente, los mismos no se incluyen dentro de los suelos a regar.

Por último cabe aclarar que, si bien el suelo dominante de la Unidad Villa Soriano es un Gleysol (suelo de bajo inundable), por lo cual no debe ser considerado dentro de los suelos a regar, los parámetros del suelo considerados son los correspondientes a un Brunosol (suelo asociado en la Unidad Villa Soriano que se ubica en zonas más altas) y que por lo tanto sí es pertinente incluir dentro de los suelos a regar.

2.3 DESCRIPCIÓN DE LOS RECURSOS HÍDRICOS

Con el objetivo de caracterizar las posibles fuentes de agua para el riego de la zona, se describen los principales recursos hídricos del área afectada por el proyecto.

Como cuenca de interés se distingue la del río Rosario. También se hace mención a los recursos de agua subterránea, que si bien son escasos, actualmente constituyen la principal fuente de agua utilizada para riego en la zona.

2.3.1 CUENCA DEL RÍO ROSARIO

El río Rosario tiene sus orígenes en la cuchilla Grande Inferior, cercano a Ruta 12, a 200 m de altura. Se encuentra enmarcado en los siguientes accidentes geográficos: al norte por la confluencia de las Cuchillas Grande Inferior, de San Salvador, Bizcocho y del Perdido; al NW por la Cuchilla de San Salvador siguiendo hacia el Sur por las Cuchillas de la Colonia y de Colla, y al SW hasta la Cuchilla Cosmopolitana; al NE por la Cuchilla de Guaycurú y hacia el Sur por la Cuchilla Cufre; al Este y al SE por la Cuchilla Sarandí.

El trazado del espejo de agua comienza al NE y se desplaza hacia el SW, recibiendo numerosos afluentes. Por su margen izquierda los principales tributarios son el arroyo de la Horqueta, el de la Quinta, el Rosario Chico y el Isla Mala, mientras que por la derecha son los arroyos Pichinango, Navarro, Colla y Cufre. Su curso inferior es muy sinuoso, meándrico, y su desembocadura se encuentra frente a la localidad denominada Bocas del Rosario, 8 km al Este de la ciudad de Juan Lacaze.

La cuenca del río Rosario tiene una extensión de 1.768 km²; sus principales características se resumen en la Tabla 2-7.

Tabla 2-7: Características geomorfológicas de la cuenca del río Rosario

Área (km²)	1.770	
Perímetro (km)	184	
Longitud del curso (km)	56,1	
Índice de compacidad	1,22	
Pendiente del curso	Superior	1,10%
	Medio	0,30%
	Inferior	0,03%

Según información disponible en los anuarios de la DNH, en el río Rosario existen (o existían) cuatro aforos, los cuales se presentan en la Tabla 2-8.

Tabla 2-8: Aforos de la DNH sobre el río Rosario

Nombre	Nº adic	Latitud	Longitud	Altura Wh (m)	Cuenca (km ²)	Periodo observación	
						Inicio	Fin
Picada Benítez	176	34° 16'	57° 16'	12,07	994	11/12/1987	operando
Puente Ruta 1	134	34° 20'	57° 19'	0,00	1.662	10/02/1979	31/08/1988
Naútico Concordia	184	34° 21'	57° 18'	0,00	1.670	15/10/1990	-
Puerto Rosario	16	34° 22'	57° 18'	0,25	1.745	01/12/1925	28/01/1963

De todos ellos, del único que existen registros de las series históricas de niveles y se conoce su curva de aforo para determinar los caudales es el ubicado en Picada Benítez. Del análisis de la serie y según la información recabada en campo, en dicho punto el caudal presenta fluctuaciones significativas, llegando a registrar caudales nulos en los meses de verano.

Sin embargo, la influencia del Río de la Plata sobre el río Rosario es muy significativa, modificando el comportamiento del escurrimiento en las zonas de influencia de éste. La influencia del remanso del Río de la Plata se ha detectado hasta 22 km aguas arriba de la desembocadura (a la altura del puente sobre Ruta 1), por lo cual en todo ese tramo se puede suponer que el caudal es ilimitado.

En el recorrido del río Rosario y en el de sus afluentes se encuentran algunos centros urbanos de importancia, entre los que se destacan: Rosario en el arroyo Colla, Colonia Valdense en el arroyo Sarandí Grande, y Nueva Helvecia y La Paz en el río Rosario. También se localiza un parque industrial con una decena de establecimientos dedicados a la manufactura de cueros, productos químicos, alimenticios y lácteos.

La ciudad de Rosario, cuya población en el censo 2004 era de 9.311 habitantes, se ubica sobre la margen derecha del arroyo Colla, a aproximadamente 2 km aguas arriba de la desembocadura

de éste en el río Rosario. La toma de agua potable para abastecer a dicha ciudad se ubica sobre el río Rosario, 200 m aguas arriba de la desembocadura del arroyo Colla. El caudal medio demandado es de 2.300 m³/d, siendo el promedio en enero de 3.800 m³/d y de 1.670 m³/d el de junio².

La ciudad de Nueva Helvecia, cuya población es de 9.607 habitantes según el censo 2004, se ubica sobre su margen izquierda, a aproximadamente 6 km al Norte de Ruta 1. Próximo a la misma se ubica la usina potabilizadora de Nueva Helvecia, la cual toma del propio río. Cabe destacar que esta usina abastece además a las localidades de Colonia Valdense y La Paz, con poblaciones de 3.087 y 650 habitantes respectivamente, según datos del censo del 2004. El caudal medio mensual demandado por la usina es de 106.000 m³, con un máximo en enero de 120.000 m³.³

Existen además otros usuarios del recurso hídrico que fueron registrados por la DNH. Entre ellos se destacan varios productores agrícolas e inclusive frigoríficos. Todos ellos están autorizados a extraer caudales que oscilan entre 0,65 y 200 L/s, los cuales varían en función del tamaño del predio del productor⁴. La ubicación de las industrias y sus principales características se presentan en la Tabla 2-9.

Tabla 2-9: Ubicación de industrias y principales características

Ramo	Consumo agua	Pretratam.	Tratam.	Efluente (m ³ /d)	DBO _{eff} (mg/L)
Cuero	11.250 m ³ /mes	si	si	400	
Láctea	15.500 m ³ /d	si	si	0	110 - 140
Química	115 m ³ /d	no	si	65	
Alimenticia	2 m ³ /h	no	si	16	580
Cárnica	250 m ³ /d	no	si	250	79 - 140
Cuero	65 m ³ /d	no	si	65	sin vertido
Alimenticia	8 m ³ /h	no	no		
Alimenticia	30 m ³ /d	no	si	30	75
Láctea	420 m ³ /mes	no	si	6	
Láctea		si	no		

Además existen otras tomas de agua, principalmente de algunos productores cuyos campos son aledaños al curso de agua, pero sólo algunas de ellas están registradas en la DNH.

Los centros poblados, así como las industrias, afectan la calidad del curso, los primeros principalmente por los residuos sólidos. En la Tabla 2-10 se presentan los parámetros de calidad de agua registrados en la estación de aforo ubicada en el puente de Ruta 1, correspondientes al año 1999.

² Fuente: Datos de OSE, año 2008.

³ Fuente: Datos de OSE, año 2008.

⁴ Fuente: Aprovechamiento de los recursos hídricos superficiales, inventario nacional 1997-1998.

Tabla 2-10: Parámetros de calidad de agua del Río Rosario

Parámetro	Máx.	Mín.
Temperatura agua (°C)	27,4	11,1
Conductividad (μS/cm)	410	130
Oxígeno Disuelto (mg/L)	11,2	4,2
Saturación de Oxígeno (%)	109	54
pH	7,8	6,5
DBO (mg/L)	3,0	2,0
DQO (mg/L)	28,0	5,0
Sulfatos (mg/L)	15,0	1,0
Cloruros (mg/L)	17,0	9,1
Dureza Total (mg/L CaCO ₃)	130	107
Calcio (mg/L)	81,0	46,0
Magnesio (mg/L)	61,0	49,0
Sólidos Totales (mg/L)	390	199
Sólidos Totales Fijos (mg/L)	220	131
Sólidos Totales Volátiles (mg/L)	170	10
Sólidos Suspendidos Totales (mg/L)	5	4
Sólidos Suspendidos Fijos (mg/L)	4	1
Sólidos Suspendidos Volátiles (mg/L)	3	1
Turbidez (UNT)	41,0	9,0

Un parámetro de calidad de agua relevante en este caso, dado que se trata de agua para riego, es la salinidad. Según los valores presentados en la tabla anterior, el nivel de cloruros se encuentra por debajo del límite recomendado para agua de riego (100 mg/L). Por otra parte, relevamientos realizados en el Río de la Plata indican que la salinidad es muy baja; específicamente, se cuenta con datos de un relevamiento realizado en enero de 2009, en Bocas del Cufré (aguas abajo de Bocas del Rosario), en el cual se registró una conductividad de 225 μS/cm y una concentración de cloruros de 47 mg/L (siendo la conductividad máxima permisible para que no haya afectación al cultivo de 2.000 μS/cm). Por lo tanto, si bien la salinidad del agua sobre el Río de la Plata puede ser una limitante en periodos de déficit hídrico y será necesario monitorear, la información existente muestra que en general no será un problema.

Como ya fuera mencionado anteriormente, el río Rosario desemboca en el Río de la Plata, en las márgenes de la localidad de Bocas del Rosario, donde existe un puerto deportivo. Esta zona cuenta también con diferentes emprendimientos turísticos, siendo además un sitio de concurrencia de bañistas en la temporada estival. En el pasado, la boca del Rosario era un importante punto de producción de piedra y arena, las cuales eran enviadas a Argentina por barcos construidos en un astillero que allí operaba.



Figura 2-5: Desembocadura del río Rosario

2.3.2 AGUAS SUBTERRÁNEAS

Los acuíferos que se encuentran en la zona son de extensión regional a local, según se muestra en la Figura 2-6, y el flujo se da principalmente por las fisuras.

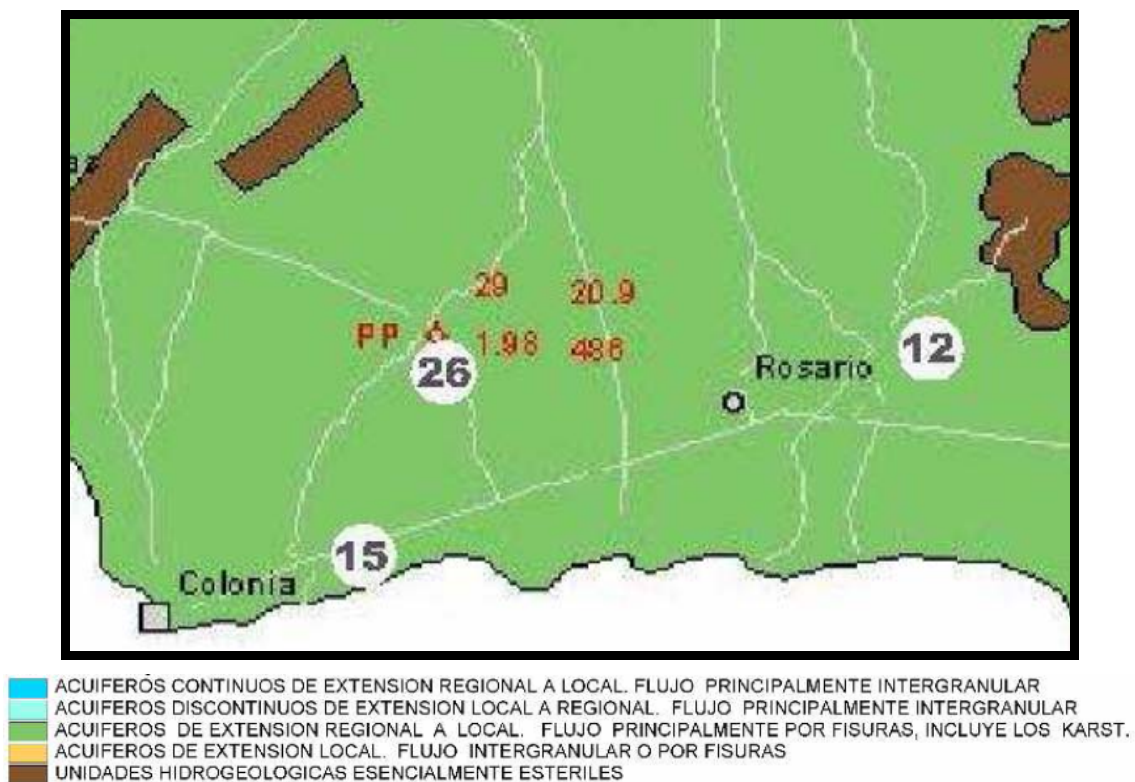


Figura 2-6: Ocurrencia de agua subterránea

Según el relevamiento realizado, se constata que el agua subterránea es un recurso escaso y sobreexplotado en la zona. Existen pozos tanto semisurgentes como artesianos, pero no en toda la zona en estudio. Ninguno de los pozos supera 20.000 L/h, siendo éstos la excepción. Además, varios de los pozos existentes se encuentran secos durante todo el año o se secan en verano.

El uso de este recurso está destinado generalmente para abastecimiento doméstico, siendo los pozos que dan mayor caudal utilizados para el riego de frutales. De todas formas, éstos últimos no alcanzan para cubrir las necesidades hídricas requeridas.

2.4 DESCRIPCIÓN DE LOS CULTIVOS

Como ya fuera mencionado anteriormente, los usos del suelo de la zona en la cual se desarrollará el proyecto comprenden la lechería, la fruticultura y la agricultura, y en menor grado la ganadería y la horticultura.

En el presente capítulo se describen las principales especies cultivadas de cada uno de estos rubros, con el objetivo final de determinar las necesidades de agua y establecer el sistema de riego más adecuado para las más significativas.

Para cada una de ellas se describe el o los ciclos de cultivo con las duraciones de cada fase y los valores de K_c , el umbral de riego considerado y el método de riego más apropiado, entre otras características a destacar. La metodología empleada para la determinación del K_c y del umbral de riego para cada uno de los cultivos representativos de la zona se presenta en el Anexo III.

2.4.1 CULTIVOS FRUTÍCOLAS

Dentro de las especies frutícolas cultivadas en la zona, la que se explota en mayor proporción es el duraznero. Si bien cada especie presenta aspectos particulares, por lo general las plantaciones de frutales tienen un comportamiento similar.

Se toma como hipótesis de trabajo que se tratan siempre de árboles adultos con cobertura activa del suelo y sin heladas letales. Además, se propone regar el 100 % de la superficie dedicada a este tipo de cultivos.

Cabe destacar que el riego en las plantaciones frutícolas, además de asegurar una elevada y regular productividad, favorece también a la calidad de los frutos ya que a mayor contenido de agua, mayor es el tamaño del fruto (mejor es su calibre) y por lo tanto mayor es su cotización en el mercado.

A continuación se describen las características del duraznero, ya que, como se mencionó anteriormente, es el frutal más representativo de la zona.

2.4.1.1 Duraznero

Las especies más cultivadas en la zona en estudio son las denominadas de estación, en las cuales la cosecha del fruto se realiza entre diciembre y febrero. Si bien se presentan algunas variaciones entre dichas especies, a modo general se asume que el ciclo de cultivo comprende los meses desde setiembre hasta abril, abarcando un periodo de aproximadamente 210 días.

La floración del duraznero se da en los primeros días de setiembre, su fruto se cosecha en enero y la senescencia del foliaje comienza en los primeros días de abril.⁵

⁵ Datos tomados de "Determinación del consumo de agua del duraznero por lisimetría", Lucía Puppo y Mario García Petillo, Departamento de Suelos y Aguas, Facultad de Agronomía, Universidad de la República.

El K_c del duraznero toma un valor inicial de 0,52, un máximo de 1,02 en los meses de diciembre a marzo, y finalmente desciende a 0,77 en el mes de abril, previo a la latencia invernal. Para este caso, dado que el sistema de riego empleado es por goteo y lo único que se riega es el árbol frutal dejando estresar a la cubierta de pasto, se reducen los valores dados por la FAO ya que éstos consideran que se moja todo el suelo.

En la Tabla 2-11 y en la Figura 2-7 se presentan de forma esquemática las características principales del ciclo del duraznero.

Tabla 2-11: Ciclo del duraznero

Floración		01-sep
Senescencia del follaje		01-abr
Duración de las Fases		105/76/31
Total		212 días
K_c (Corregidos)	Inicial	0,52
	Máximo	1,02
	Final	0,77

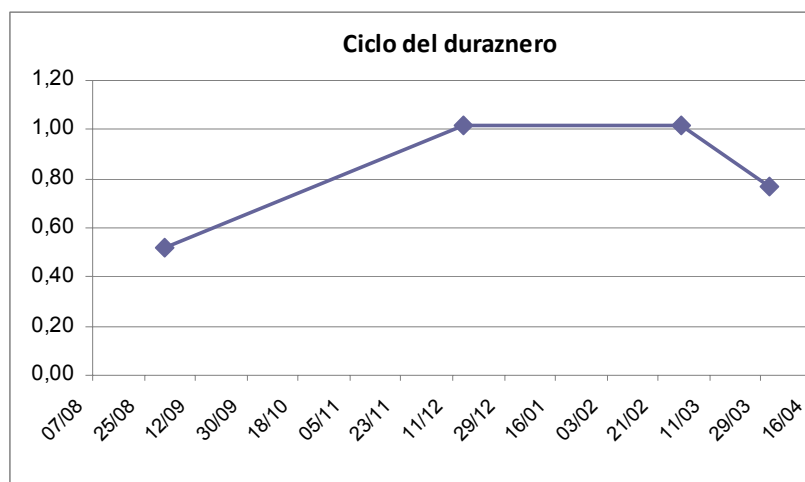


Figura 2-7: Ciclo del duraznero

El umbral de riego para este cultivo es de 50 %.

2.4.2 CULTIVOS AGRÍCOLAS

La agricultura generalmente está vinculada a la actividad lechera, y eventualmente ganadera, ya que las especies se cultivan como alimento para el ganado.

Se entiende por cultivos forrajeros a aquellos cultivos que sirven como alimento para el ganado; contienen gran cantidad de fibra o celulosa y son de escaso valor nutritivo.

En el presente apartado se describen los cultivos forrajeros más significativos de la zona, diferenciados en cultivos perennes, de verano o de invierno en función de su época de desarrollo.

Cabe destacar que en este caso los datos de los ciclos de los cultivos se corresponden con datos específicos de la zona en estudio.

2.4.2.1 Cultivos perennes

2.4.2.1.1 Alfalfa

La alfalfa, uno de los cultivos forrajeros más empleados, es una leguminosa perenne estival, teniendo su tasa de crecimiento máximo durante primavera – verano, donde se da el 70 % de la producción de la materia seca, y entrando en latencia durante el invierno.

Además puede mezclarse junto con otras especies para destinarse a pastoreo directo, o bien sembrarse de forma pura y destinarse para fardos. Los usos (fardos o pastoreo directo) se pueden ir alternando, incluso dentro de un mismo año, de acuerdo al régimen de lluvias y/o escasez o superávit de forraje para pastoreo.

La siembra puede efectuarse tanto en otoño como en primavera, y una vez realizada, el cultivo tiene una vida útil de 3 a 4 años.

Superado el periodo de latencia invernal, en el cual las tasas de crecimiento son menores, se realiza un primer corte a fines de setiembre o principios de octubre, también denominado corte de limpieza, luego del cual se realizan cortes cada aproximadamente 40 días. El último corte se realiza a fines de abril antes de entrar nuevamente en el periodo de latencia.

Si bien luego de los cortes las necesidades hídricas de la alfalfa se ven disminuidas, es justamente en este momento donde se debe asegurar la disponibilidad de humedad, estimulando así un rápido rebrote.

Además, para que en el cultivo no haya disminución de producción, es conveniente usar sólo el 50 % de la humedad disponible. Llegado este punto es recomendable regar para evitar que la planta entre en estrés hídrico. Si la planta sufre estrés hídrico y entra en dormancia, cuando se la vuelve a regar comienza nuevamente el crecimiento, pero más lento.

A los efectos del presente estudio no se tiene en cuenta el periodo de siembra y se asume que la alfalfa ya está implantada en el terreno, sometiéndose a etapas de corte y crecimiento sucesivos. Se asume un K_c constante de 0,96 entre setiembre y abril (época de riego), el cual representa una demanda promedio que considera el efecto de los cortes sucesivos.

En la Tabla 2-12 y en la Figura 2-8 se presentan de forma esquemática las características principales del ciclo de la alfalfa.

Tabla 2-12: Ciclo de la alfalfa

Cultivo		Alfalfa
Fecha Primer Corte		1-Sep
Fecha Último corte		9-Abr
Duración de las Fases		61/119/40
Total		220 días
K_c (Corregidos)	Inicial	0,41
	Máximo	0,96
	Final	0,91

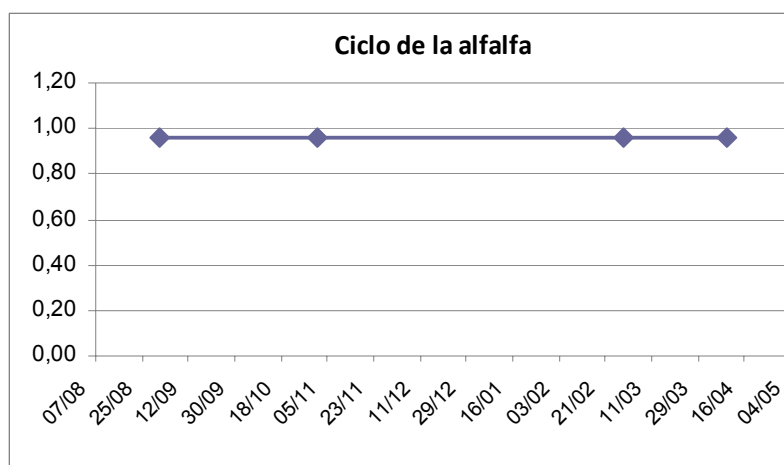


Figura 2-8: Ciclo de la alfalfa

El umbral de riego para este cultivo es de 55 %.

Finalmente, cabe destacar que el sistema de riego más empleado para este tipo de cultivo es la aspersión.

2.4.2.2 Cultivos de verano

Dentro de los cultivos forrajeros de verano más significativos de la zona se encuentran el sorgo, el maíz y la soja.

Los mismos se diferencian en cultivos de primera y de segunda. Los cultivos de primera se siembran en las fechas que les corresponden según su ciclo, y los de segunda, por lo general, se siembran a mediados de diciembre, posteriormente a la cosecha de un cultivo de invierno. Por lo tanto, el ciclo de éstos últimos se encuentra desfasado aproximadamente 2 meses respecto a los cultivos de primera.

A continuación se describen los cultivos de verano mencionados anteriormente.

2.4.2.2.1 Sorgo

El ciclo del sorgo es de aproximadamente 140 días. Este cultivo se puede destinar para grano húmedo, grano seco o incluso para pastoreo directo.

La siembra se realiza a finales de octubre o principios de noviembre, y la floración se da a principios de enero, siendo en esta etapa donde se da la máxima tasa de crecimiento. La cosecha del cultivo se realiza en la segunda quincena de marzo.

El sorgo de segunda, el cual se siembra luego de un cultivo de invierno, tiene un ciclo análogo al de primera, sólo que se encuentra desfasado 2 meses y es un poco más acelerado. Se siembra a mediados de diciembre, florece a mediados de febrero y se cosecha a fines de abril.

El K_c para el sorgo toma un valor de 0,32 en su fase inicial, un máximo de 1,22 y de 0,57 en su fase final.

En la Tabla 2-13 y en la Figura 2-9 se presentan de forma esquemática las características principales del ciclo del sorgo de primera siembra.

Tabla 2-13: Ciclo del sorgo de primera siembra

Cultivo		Sorgo
Fecha de Siembra		01-Nov
Fecha de Cosecha		20-Mar
Duración de las Fases		50/20/40/29
Total		139 días
K _c (Corregidos)	Inicial	0,32
	Máximo	1,12
	Final	0,57

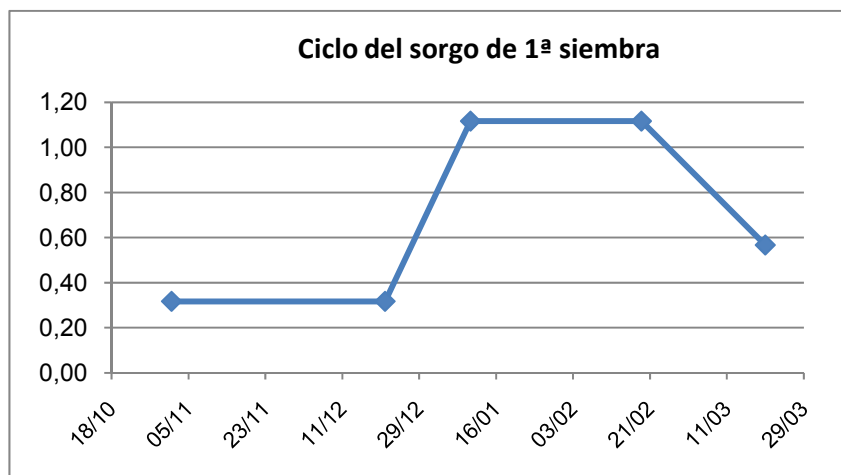


Figura 2-9: Ciclo del sorgo de primera siembra

Análogamente, en la Tabla 2-14 y en la Figura 2-10 se presentan de forma esquemática las características principales del ciclo del sorgo de segunda siembra.

Tabla 2-14: Ciclo del sorgo de segunda siembra

Cultivo		Sorgo
Fecha de Siembra		15-Dic
Fecha de Cosecha		20-Abr
Duración de las Fases		40/22/34/30
Total		126 días
K _c (Corregidos)	Inicial	0,32
	Máximo	1,12
	Final	0,57

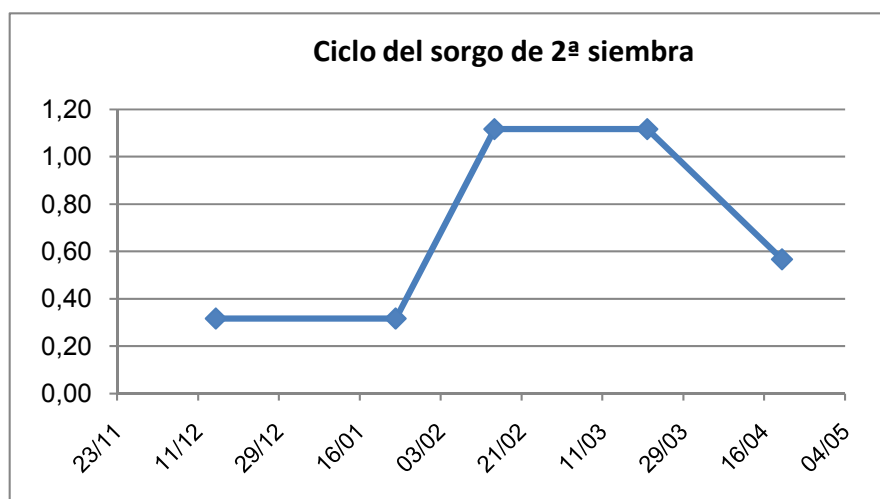


Figura 2-10: Ciclo del sorgo de segunda siembra

El umbral de riego para este cultivo es de 55 %.

2.4.2.2.2 Maíz

El ciclo del maíz de primera tiene una duración de aproximadamente 190 días y se extiende desde octubre hasta abril. La floración se da en diciembre y la madurez fisiológica a fines de febrero.

Respecto al maíz de segunda, éste se siembra en diciembre, florece en febrero – marzo y se cosecha en mayo.

Si el maíz se destina para silo (70 % de la producción de la zona), se cosecha una vez alcanzada dicha madurez, y en caso de destinarse para grano (30 % restante), la cosecha se posterga aproximadamente 40 días.

El periodo crítico de requerimiento de agua del maíz comprende 20 días previos a la floración y 20 días posteriores a ella. El máximo consumo diario se da desde que se comienza a formar la espiga hasta fines del llenado del grano. En ese periodo se define el rendimiento potencial máximo de la planta.

El K_c para este cultivo tiene un valor inicial de 0,32, un máximo de 1,22 durante la floración, y finalmente desciende hasta 0,62.

En la Tabla 2-15 y en la Figura 2-11 se presentan de forma esquemática las características principales del ciclo del maíz de primera siembra.

Tabla 2-15: Ciclo del maíz de primera siembra

Cultivo		Maíz
Fecha de Siembra		01-Oct
Fecha de Cosecha		09-Abr
Duración de las Fases		61/30/59/40
Total		190 días
K_c (Corregidos)	Inicial	0,32
	Máximo	1,22
	Final	0,62

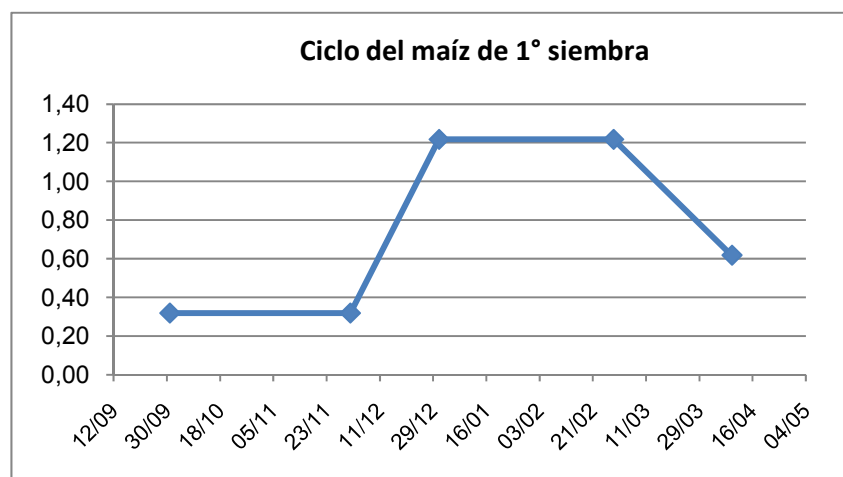


Figura 2-11: Ciclo del maíz de primera siembra

Análogamente, en la Tabla 2-16 y en la Figura 2-12 se presentan de forma esquemática las características principales del ciclo del maíz de segunda siembra.

Tabla 2-16: Ciclo del maíz de segunda siembra

Cultivo		Maíz
Fecha de Siembra		10-Dic
Fecha de Cosecha		29-May
Duración de las Fases		55/30/45/40
Total		170 días
K _c (Corregidos)	Inicial	0,32
	Máximo	1,22
	Final	0,62

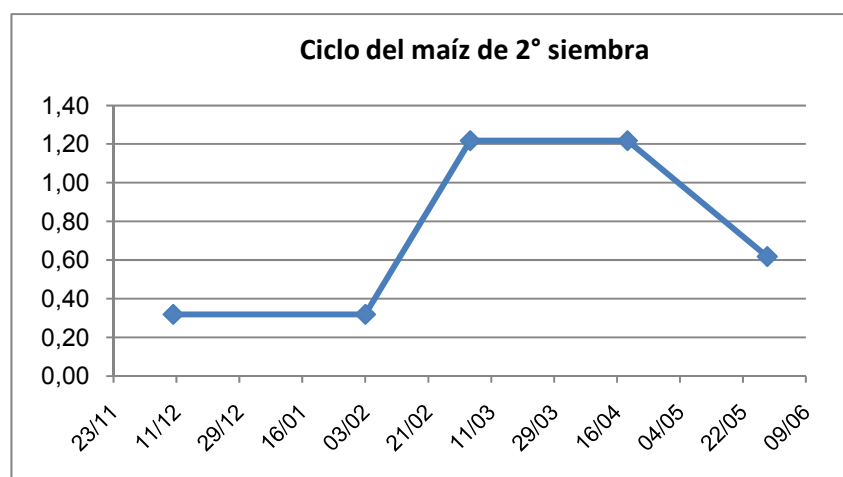


Figura 2-12: Ciclo del maíz de segunda siembra

El umbral de riego para este cultivo es de 55 %.

2.4.2.2.3 Soja

El ciclo de la soja tiene una duración de aproximadamente 165 días, y se extiende desde fines de octubre – principios de noviembre, hasta mediados de abril.

La tasa de máximo crecimiento tiene lugar en el periodo de floración, el cual es más extenso que el del maíz, comprendiendo los meses de diciembre y enero. Durante febrero y marzo se da la formación del grano, siendo esta etapa la de mayor demanda hídrica, fundamentalmente en el mes de febrero. El ciclo culmina a mediados de abril con la cosecha del cultivo.

La soja de segunda se siembra a mediados de diciembre, florece en febrero, en marzo – abril se da la formación del grano y finalmente se cosecha a mediados de mayo.

Las necesidades máximas de agua se dan, en primer lugar, desde la germinación hasta la emergencia de las plántulas. La semilla de la soja necesita absorber un mínimo de 50 % de su peso en agua para garantizar una buena germinación. En esta fase el contenido de agua en el suelo debe estar entre el 50 % y 80 % del total de agua disponible, llegando al máximo durante el periodo comprendido entre la floración y el llenado de granos. Déficits hídricos durante esta fase provocan alteraciones fisiológicas en la planta (cierre estomático, torcimiento de hojas, muerte prematura, aborto de flores y caída de legumbres).

El K_c de la soja toma un valor inicial de 0,41, un máximo de 1,16 durante la formación del grano y un valor final de 0,51.

En la Tabla 2-17 y en la Figura 2-13 se presentan de forma esquemática las características principales del ciclo de la soja de primera siembra.

Tabla 2-17: Ciclo de la soja de primera siembra

Cultivo		Soja
Fecha de Siembra		01-Nov
Fecha de Cosecha		15-Abr
Duración de las Fases		42/50/50/23
Total		165 días
K_c (Corregidos)	Inicial	0,41
	Máximo	1,16
	Final	0,51

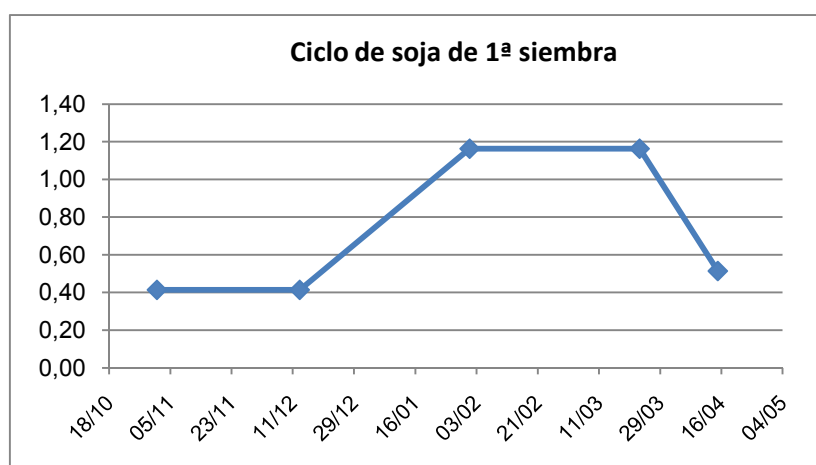


Figura 2-13: Ciclo de la soja de primera siembra

Análogamente, en la Tabla 2-18 y en la Figura 2-14 se presentan de forma esquemática las características principales del ciclo de la soja de segunda siembra.

Tabla 2-18: Ciclo de la soja de segunda siembra

Cultivo		Soja
Fecha de Siembra		15-Dic
Fecha de Cosecha		15-May
Duración de las Fases		48/28/55/20
Total		151 días
K _c (Corregidos)	Inicial	0,41
	Máximo	1,16
	Final	0,51

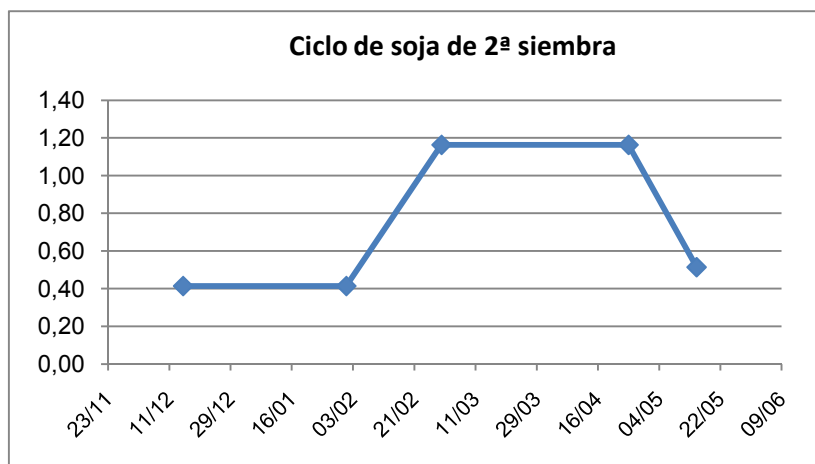


Figura 2-14: Ciclo de la soja de segunda siembra

El umbral de riego para este cultivo es de 50 %.

2.4.2.2.4 Consideraciones conjuntas

Debido al desfase temporal entre los ciclos de los cultivos de primera y segunda siembra (que tal como se mencionó anteriormente, es de aproximadamente dos meses), el periodo crítico de riego para los cultivos de primera se da en los meses de mayor ET₀, mientras que en los de segunda se da aproximadamente un mes más tarde.

Además, el ciclo de los cultivos de segunda es más corto que el ciclo de los cultivos de primera, según se observa en las Figura 2-15, Figura 2-16, Figura 2-17 para el sorgo, maíz y soja respectivamente.

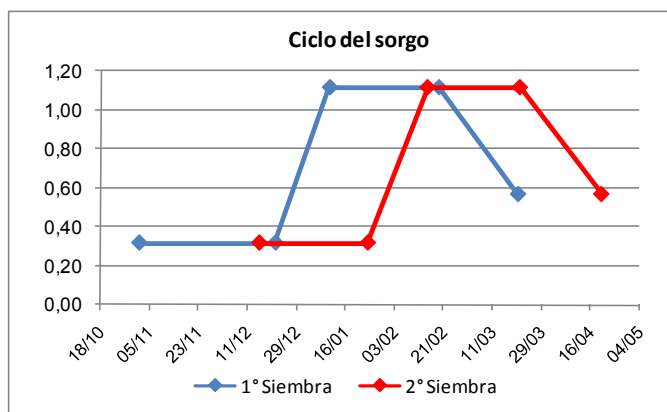


Figura 2-15: Desfase de los ciclos de primera y segunda para el sorgo

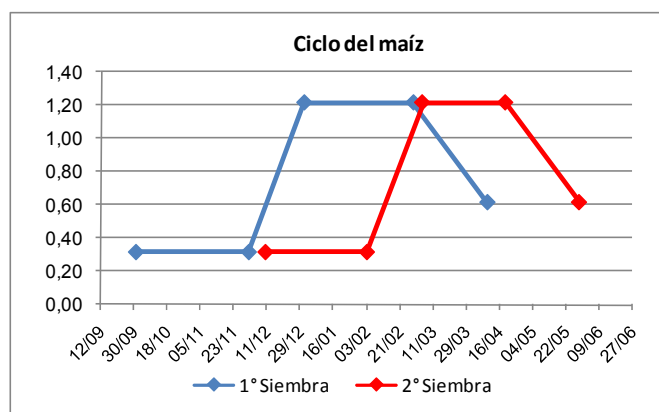


Figura 2-16: Desfasaje de los ciclos de primera y segunda para el maíz

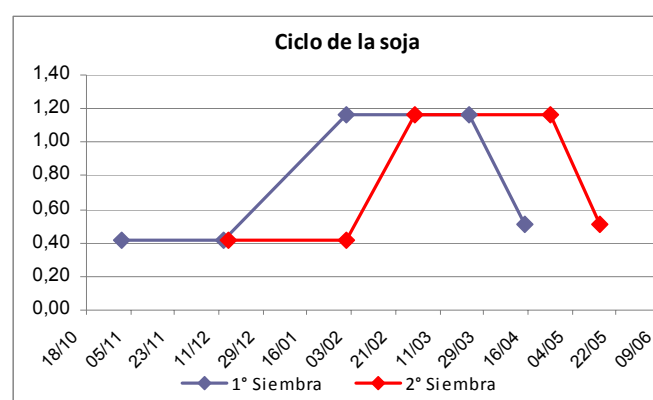


Figura 2-17: Desfasaje de los ciclos de primera y segunda para la soja

En cuanto a los sistemas de riego más apropiados para los tres cultivos descritos anteriormente, el más empleado es la aspersión.

2.4.2.3 Cultivos de invierno

El cultivo de invierno más desarrollado en la zona en estudio es la avena, y luego en menor proporción se encuentran la cebada y el trigo. A efectos de este proyecto se toma como hipótesis que no se regarán los cultivos de invierno, por lo que no se tendrán en cuenta para el cálculo de la demanda de riego.

2.4.3 CULTIVOS HORTÍCOLAS

Las hortalizas son un grupo de plantas cultivadas que tienen como principal aprovechamiento el consumo humano, y que además se caracterizan porque requieren para su cultivo técnicas muy esmeradas, gran cantidad de mano de obra y otros cuidados, lo que lleva a considerarlas como plantas típicas del cultivo intensivo.

Son varias las especies hortícolas cultivadas en la zona, entre las que se encuentran en primer lugar la cebolla, y luego papa, zapallo, zanahoria, melón, lechuga, acelga, entre otros.

Si bien se trata de cultivos que por lo general requieren de riego para satisfacer sus necesidades hídricas, dado que la proporción de éstos respecto a los analizados anteriormente es despreciable, no se hará una estimación de sus necesidades de riego en el presente estudio. Además, la respuesta de los mismos frente a una mejora en el sistema de riego actual es poco significativa (a excepción de la papa).

Luego, a efectos de este proyecto se toma como hipótesis que no se regarán los cultivos hortícolas, por lo que no se tendrán en cuenta para el cálculo de la demanda de riego.

3. DETERMINACIÓN DE LAS NECESIDADES DE RIEGO DE LOS CULTIVOS

El aprovechamiento de las ventajas de cualquier sistema de riego depende fuertemente del conocimiento de la cantidad de agua que consumen los cultivos y del momento oportuno para aplicarla, con el objetivo de no perjudicar su rendimiento.

Por lo tanto, el uso de la tecnología del riego implica el conocimiento de ciertos parámetros básicos del suelo y del cultivo, fundamentales para lograr un uso eficiente del agua aplicada. En el Anexo IV se introducen algunos conceptos básicos sobre dichos parámetros y cómo estimarlos o calcularlos con las herramientas disponibles en la actualidad.

Luego, en el presente capítulo se determinan las necesidades de riego de los cultivos a desarrollarse en la zona donde se emplaza el proyecto en estudio.

3.1 BALANCE HÍDRICO

Para la determinación de las necesidades de riego de los cultivos se emplea el método del balance hídrico, el cual requiere conocer los parámetros del suelo ya expuestos, los registros diarios de precipitación y la evapotranspiración diaria del cultivo (utilizando los valores de K_c mencionados).

En este caso, el balance hídrico se realiza para el periodo en el cual existen registros diarios de precipitación y evapotranspiración en La Estanzuela (enero de 1966 a diciembre de 2008), y se utiliza el modelo *WinISAREG*, el cual se describe en el Anexo V.

3.1.1 DATOS EMPLEADOS

3.1.1.1 Datos de los cultivos

Los valores de K_c y de umbral de riego empleados son los presentados en el punto 2.4, cuyo resumen se presenta en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1: Valores de K_c y umbral de riego

Fruticultura					
Cultivo	K_c (Corregido)			Umbral (p%)	
	Inicial	Máximo	Final		
Duraznero	0,52	1,02	0,77	50%	

Agricultura					
Cultivo	Tipo	K_c (Corregido)			Umbral (p%)
		Inicial	Máximo	Final	
Maíz	Cereal	0,32	1,22	0,62	55%
Sorgo	Cereal	0,32	1,12	0,57	55%
Alfalfa	Forraje	0,41	0,96	0,91	55%
Soja	Legumbre	0,41	1,16	0,51	50%

Las fechas de inicio y duración de cada fase son las indicadas en el punto 2.4.

El factor K_y de disminución del rendimiento por efecto del estrés hídrico para cada cultivo se toma de recomendaciones de la FAO⁶. Los valores respectivos se muestran en la Tabla 3-2.

⁶ J. Doorenbos y A.H. Kassam - Efectos del agua sobre el rendimiento de los cultivos. Estudio FAO: Riego y Drenaje N° 33. FAO, Roma, 1979.

Tabla 3-2: Factor de disminución del rendimiento por efecto del estrés hídrico

Cultivo	K _y
Alfalfa	0,90
Maíz	1,25
Soja	0,85
Sorgo	0,90
Duraznero	1,00

3.1.1.2 Datos de los suelos

A partir del análisis de los suelos del área en estudio presentado en el punto 2.2, se estimó la profundidad hasta la que podrían desarrollarse las raíces, incluyendo el horizonte A y en algunos casos parte del horizonte B, y la potencia de cada estrato involucrado para cada una de las unidades presentes.

Los contenidos de agua en peso seco a CC y PMP se calcularon a partir de los datos texturales de cada horizonte, presentados en el punto 2.2.3, mediante la expresión de Silva et al., 1988⁷:

$$CC\%ps = 21.977 - 0.186 * AR + 2.601 * MO + 0.127 * AC$$

$$PMP\%ps = -5 + 0.74 * CC\%ps$$

Donde:

CC %ps: Capacidad de Campo en peso seco

PMP %ps: Punto de Marchitez Permanente en peso seco

AR: Contenido de arena, del suelo, expresado como porcentaje en peso

MO: Contenido de materia orgánica del suelo, expresado como porcentaje en peso

AC: Contenido de arcilla del suelo, expresado como porcentaje en peso

La Densidad Aparente se calculó también a partir de los datos texturales, empleando la expresión de Fernández, 1979⁸:

$$D_a (g / cc) = 3,6725 - 0,0531 * (MO \%) - 0,021 * (Ar \%) - 0,0228 * (L \%) - 0,0221 * (Ac \%)$$

Finalmente, se calculó el agua disponible en mm cada 10 cm, y la sumatoria de toda el agua del horizonte.

En la Tabla 3-3 se presenta un resumen de los valores obtenidos.

⁷ Silva, A.; Ponce de León, J.; García, F. y Durán, A. Boletín de Investigación N° 10, Fac. de Agronomía, 1988.

⁸ Fernández, C.J. 1979. Estimaciones de densidad aparente y retención de agua disponible en el suelo a partir de la composición granulométrica y del porcentaje de materia orgánica. En: 2ª Reunión de la Facultad de Agronomía, Montevideo, 1979. Trabajos presentados.

Tabla 3-3: Parámetros de los suelos

Unidad	Horizonte	Profundidad (cm)	CC (% en vol)	PMP (% en vol)	AD (mm/horiz)	AD (mm/perfil)
Kiyú	A	00-25	39,73	23,34	40,97	84
	Bt1	25-50	39,62	22,41	43,05	
Libertad	A	00-20	41,41	24,43	33,95	92
	Bt1	20-53	42,30	24,64	58,30	
San Gabriel - Guaycurú	A	00-16	37,34	21,78	24,89	25
Ecilda Paullier	A	00-24	41,92	25,18	40,18	86
	Bt	24-50	41,78	24,32	45,40	
San Ramón	A	00-33	44,49	27,13	57,29	74
	E	33-43	40,46	23,48	16,98	
Villa Soriano	A	00-33	42,98	26,25	55,20	85
	Bt1	33-50	41,99	24,50	29,73	

3.1.1.3 Datos de evapotranspiración

Se utilizó la serie de datos diarios de evapotranspiración registrada en la estación experimental del INIA "La Estanzuela", en el periodo comprendido entre el 1° de enero de 1966 y el 31 de diciembre de 2008.

3.1.1.4 Datos de precipitación

Se utilizó la serie de datos diarios de precipitación registrada en la estación experimental del INIA "La Estanzuela", en el periodo comprendido entre el 1° de enero de 1966 y el 31 de diciembre de 2008 (coincidente con el periodo de la serie de datos de evapotranspiración).

3.1.2 SIMULACIONES

El modelo se corrió para cada uno de los cultivos más desarrollados en la zona piloto en estudio, a saber, alfalfa, maíz, soja, sorgo, y duraznero, y para las unidades de suelo regables más representativas de dicha zona, Kiyú y Libertad.

Con respecto a las opciones de riego, se consideraron dos casos: maximizar el rendimiento de los cultivos mediante el riego y evaluar la pérdida de rendimiento en condiciones de secano.

En cuanto al periodo de simulación, en primera instancia el modelo se corrió para todo el periodo de registro de La Estanzuela. Luego, el modelo se corrió para periodos más cortos, obteniéndose demandas menores a las originales, tal como se presenta en el Anexo VI.

3.1.3 RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se presentan en forma gráfica los resultados obtenidos para cada uno de los cultivos y suelos considerados, en el caso en que el periodo simulado coincide con el periodo de registro de la Estanzuela. Los gráficos considerados son los siguientes:

- Gráfico 1: requerimientos de riego en mm para cada año del periodo considerado, para el caso de maximización del rendimiento mediante el riego.
- Gráfico 2: pérdida de rendimiento en condiciones de secano, para cada año del periodo considerado. Para representar la magnitud de la caída del rendimiento en dichas condiciones se estableció el siguiente código de colores:
 - o Verde: pérdida poco significativa, inferior al 10 %.
 - o Amarillo: pérdida significativa, entre el 10 % y el 35 %.
 - o Rojo: pérdida crítica, mayor al 35 %.
- Gráfico 3: requerimientos anuales de riego en mm en función de la probabilidad expresada como porcentaje.

3.1.3.1 Alfalfa

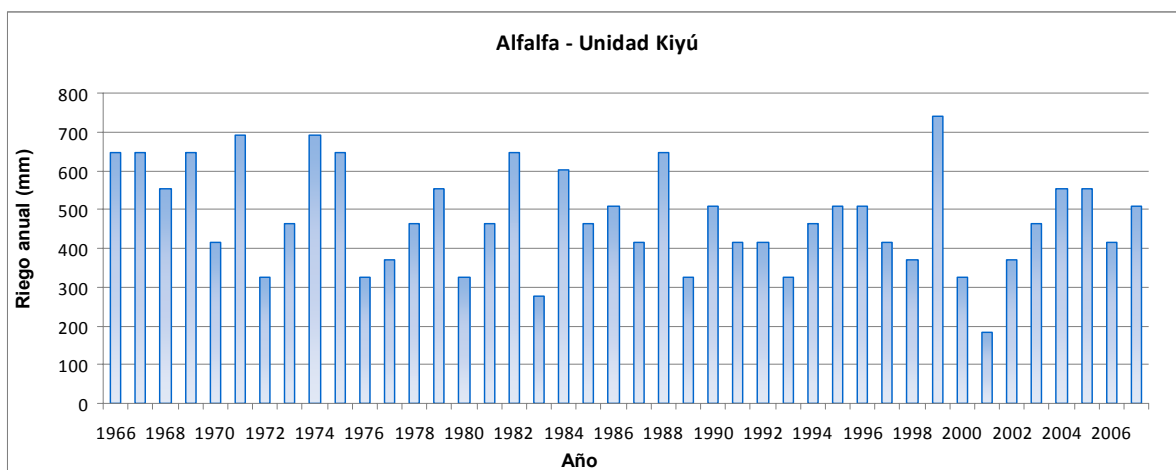


Figura 3-1: Gráfico 1 para alfalfa en Unidad Kiyú

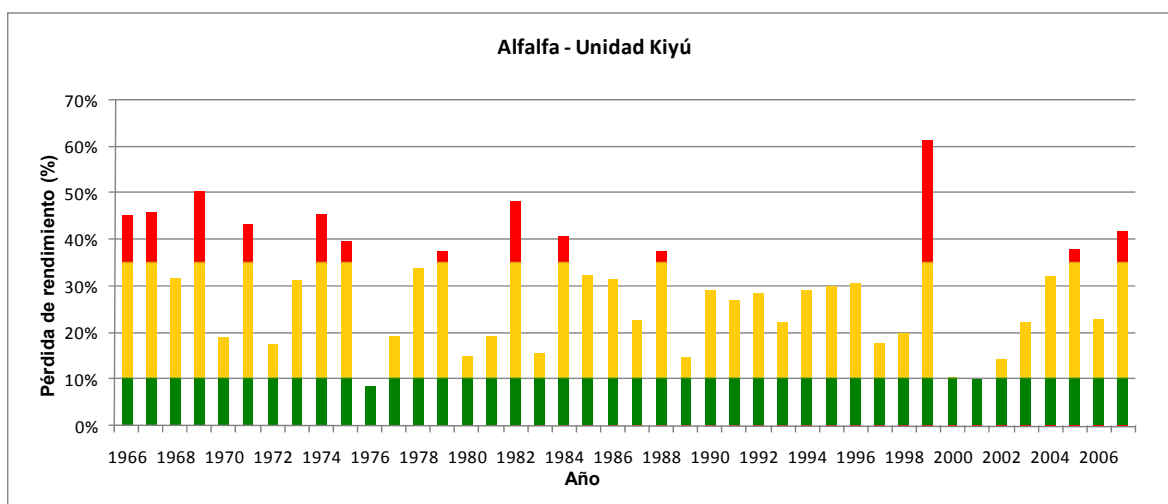


Figura 3-2: Gráfico 2 para alfalfa en Unidad Kiyú

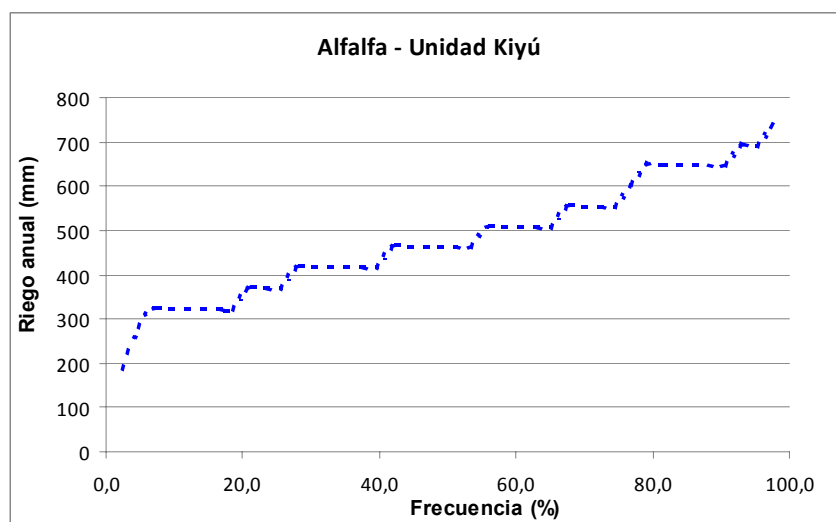


Figura 3-3: Gráfico 3 para alfalfa en Unidad Kiyú

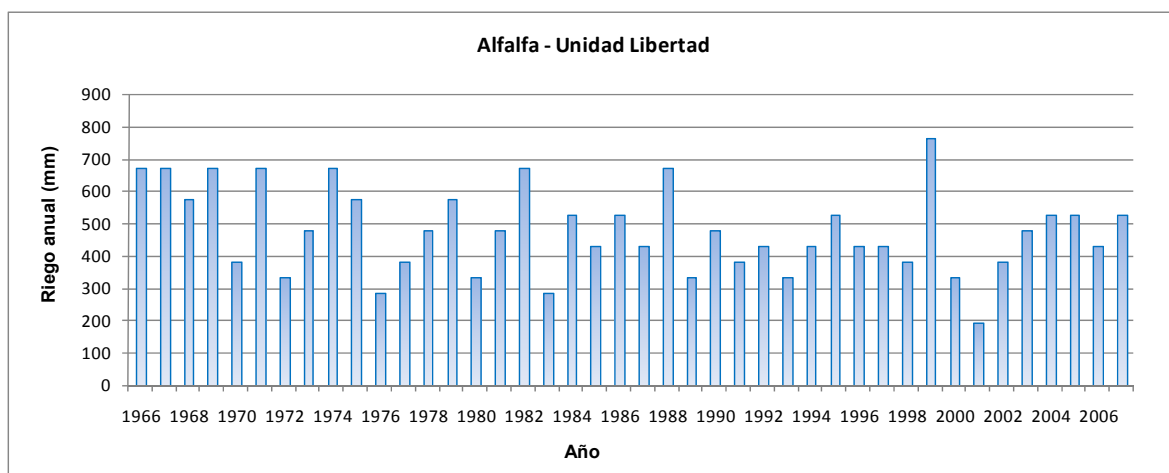


Figura 3-4: Gráfico 1 para alfalfa en Unidad Libertad

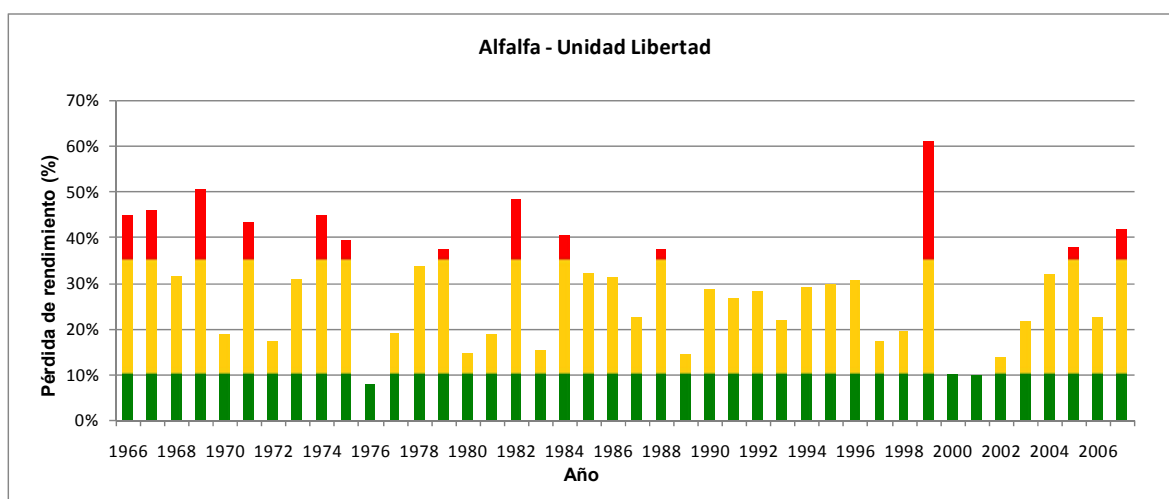


Figura 3-5: Gráfico 2 para alfalfa en Unidad Libertad

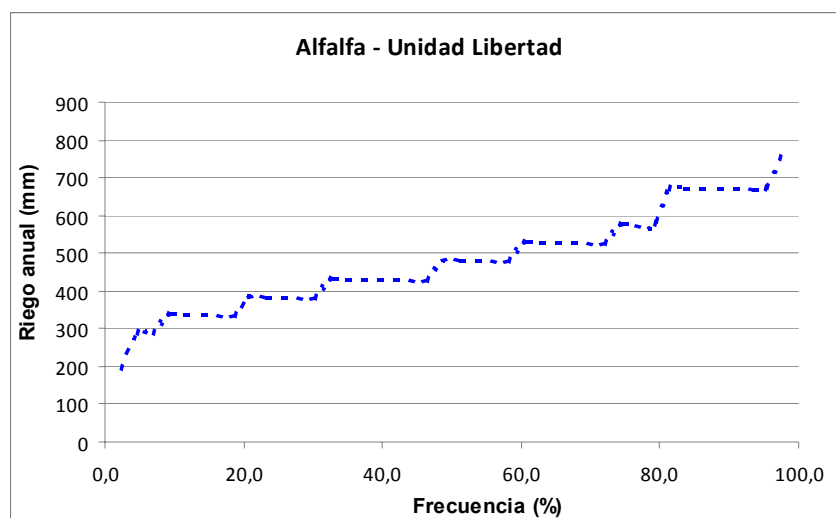


Figura 3-6: Gráfico 3 para alfalfa en Unidad Libertad

3.1.3.2 Maíz de primera siembra

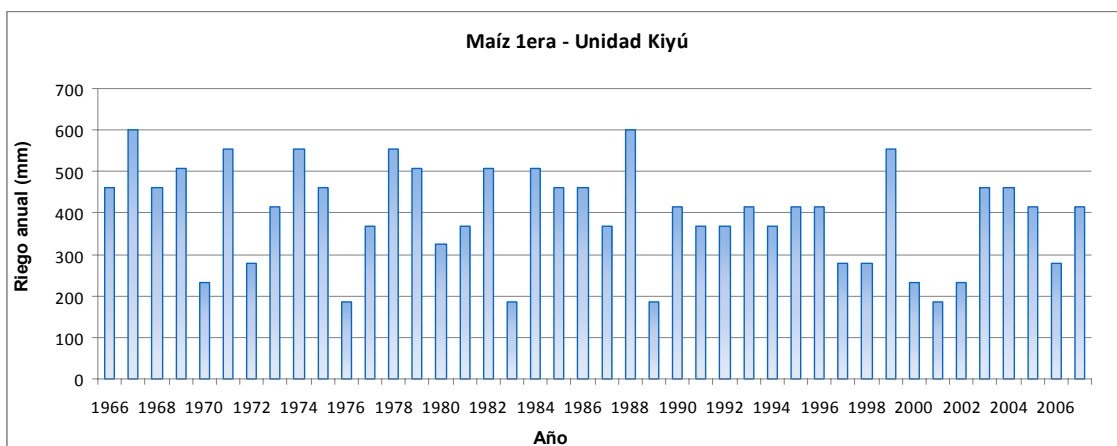


Figura 3-7: Gráfico 1 para maíz de primera en Unidad Kiyú

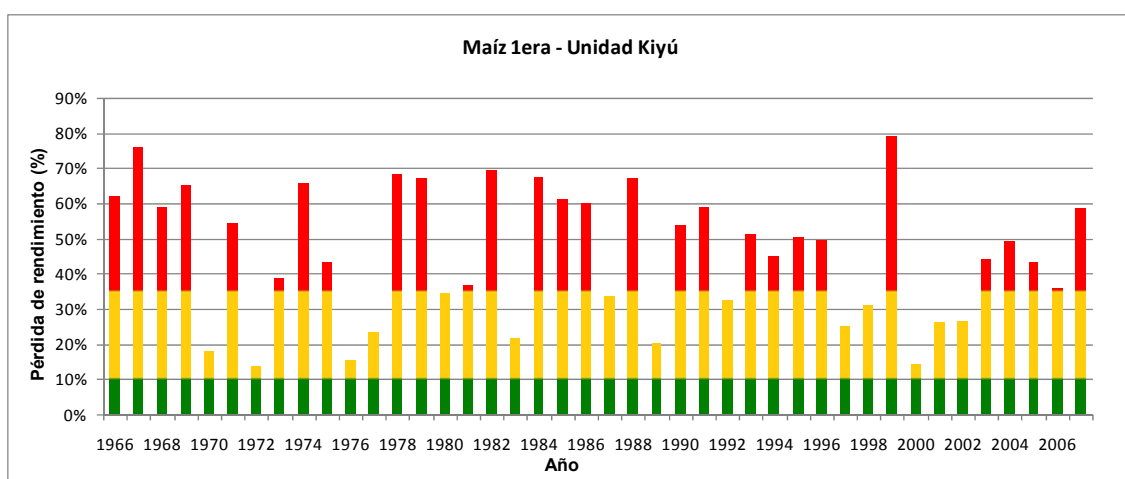


Figura 3-8: Gráfico 2 para maíz de primera en Unidad Kiyú

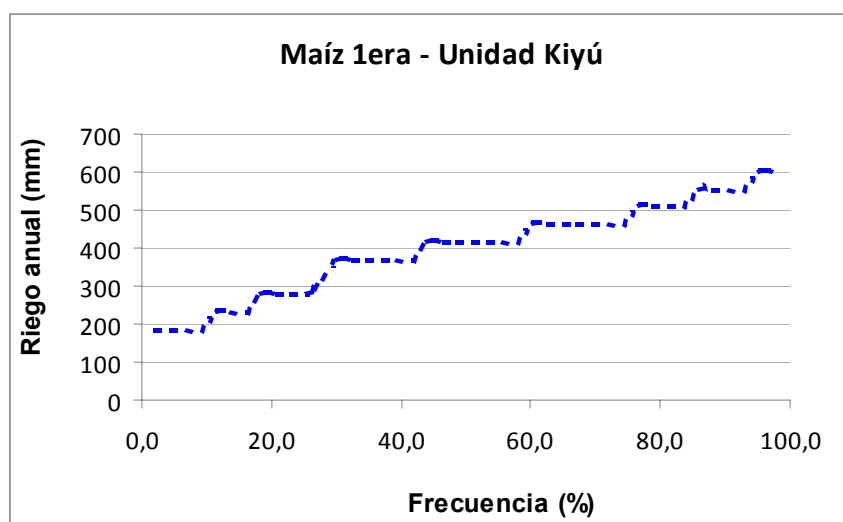


Figura 3-9: Gráfico 3 para maíz de primera en Unidad Kiyú

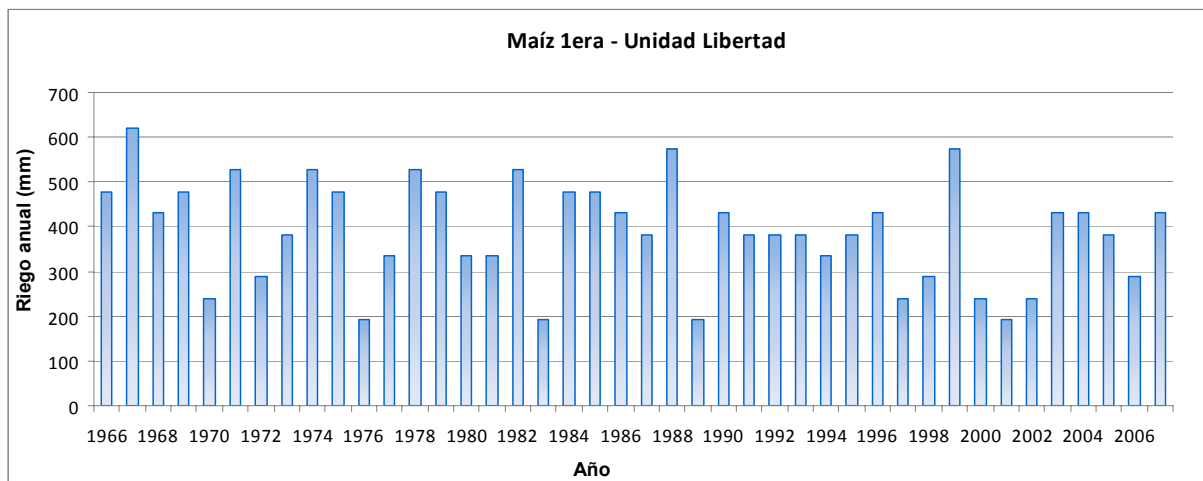


Figura 3-10: Gráfico 1 para maíz de primera en Unidad Libertad

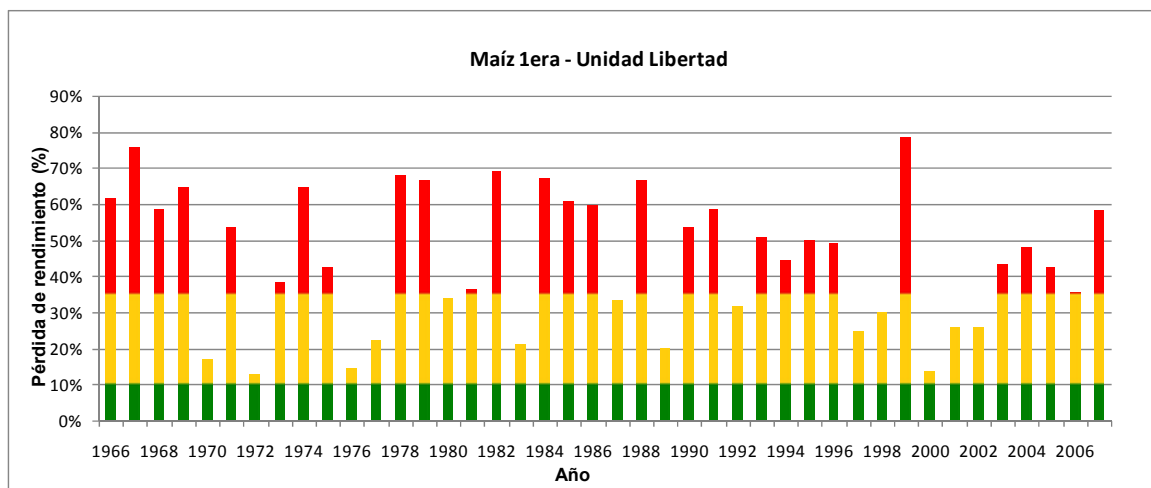


Figura 3-11: Gráfico 2 para maíz de primera en Unidad Libertad

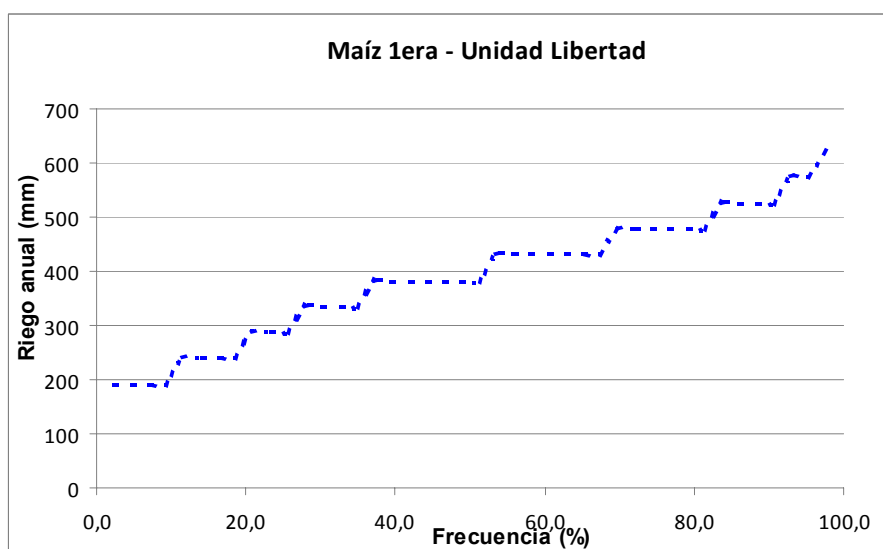


Figura 3-12: Gráfico 3 para maíz de primera en Unidad Libertad

3.1.3.3 Maíz de segunda siembra

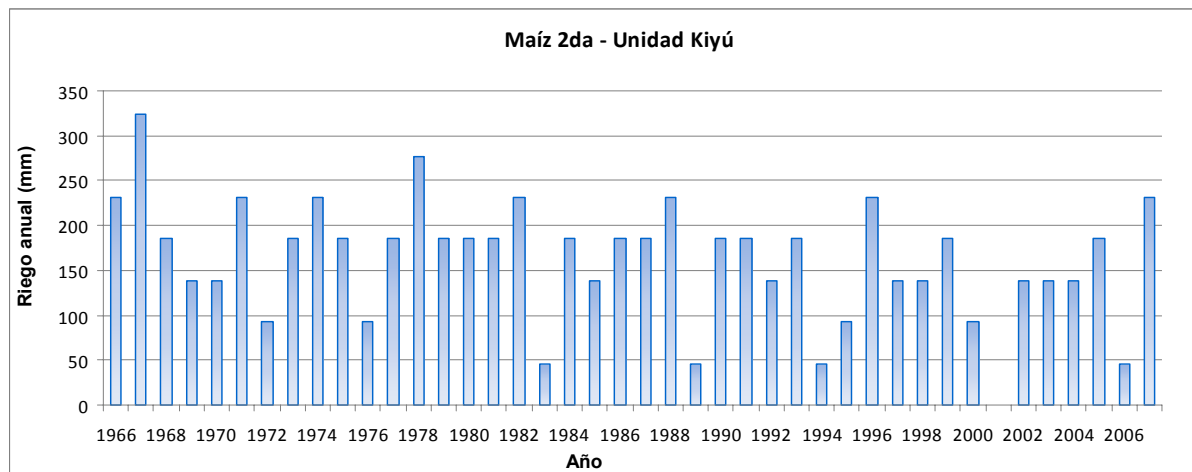


Figura 3-13: Gráfico 1 para maíz de segunda en Unidad Kiyú

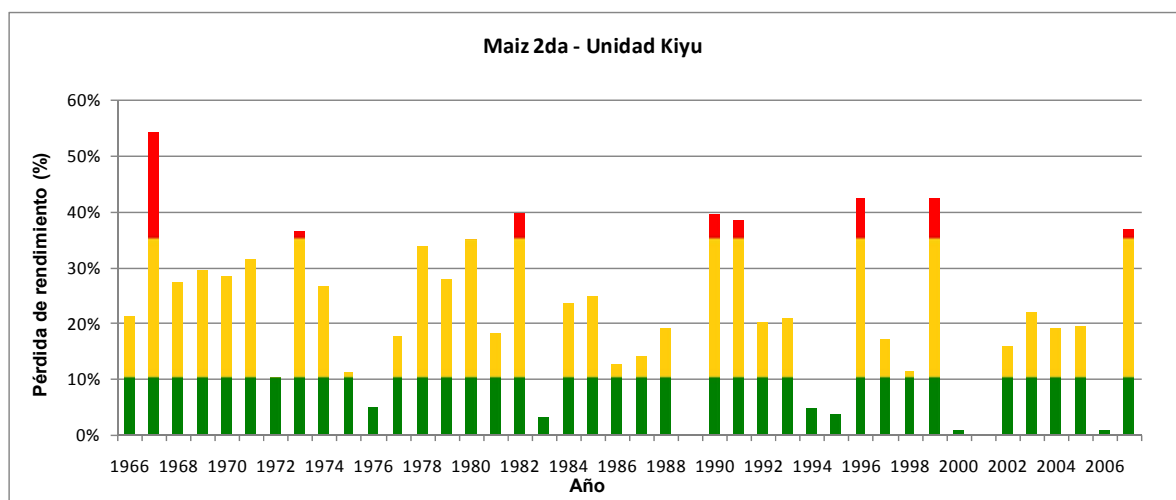


Figura 3-14: Gráfico 2 para maíz de segunda en Unidad Kiyú

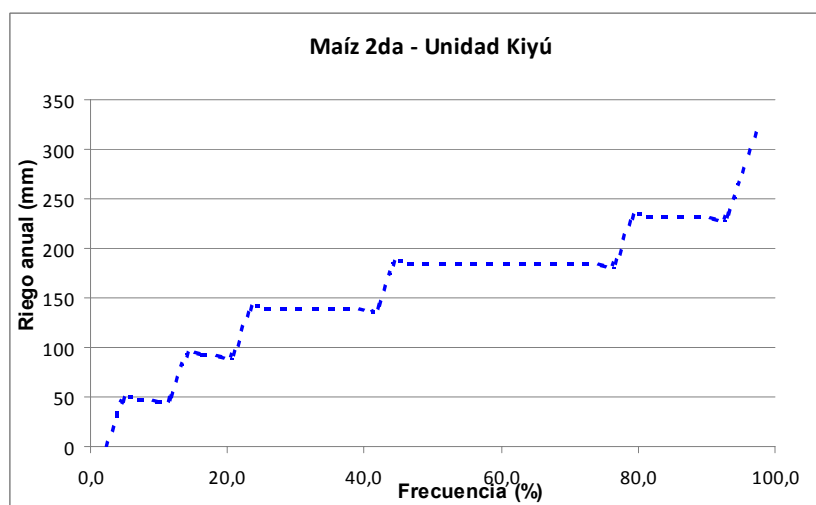


Figura 3-15: Gráfico 3 para maíz de segunda en Unidad Kiyú

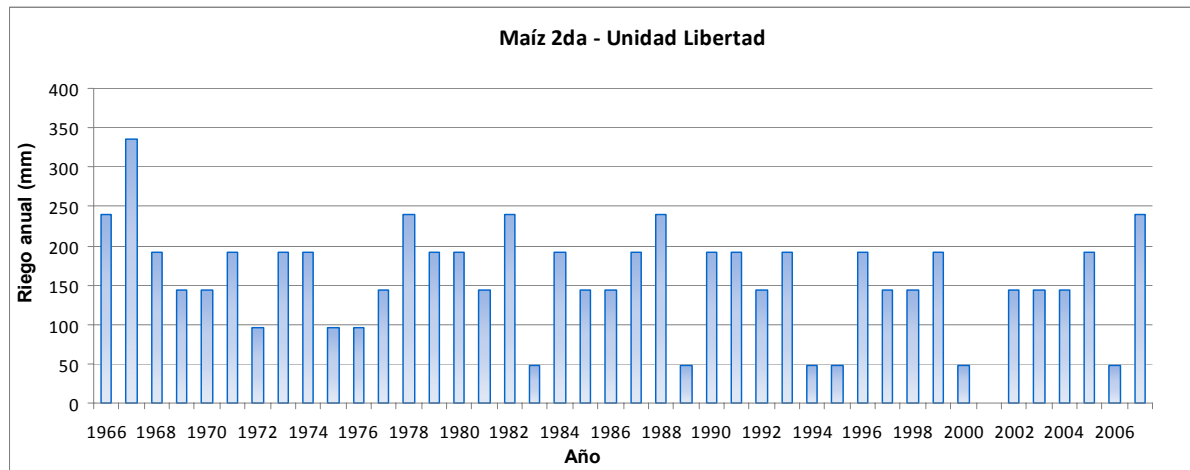


Figura 3-16: Gráfico 1 para maíz de segunda en Unidad Libertad

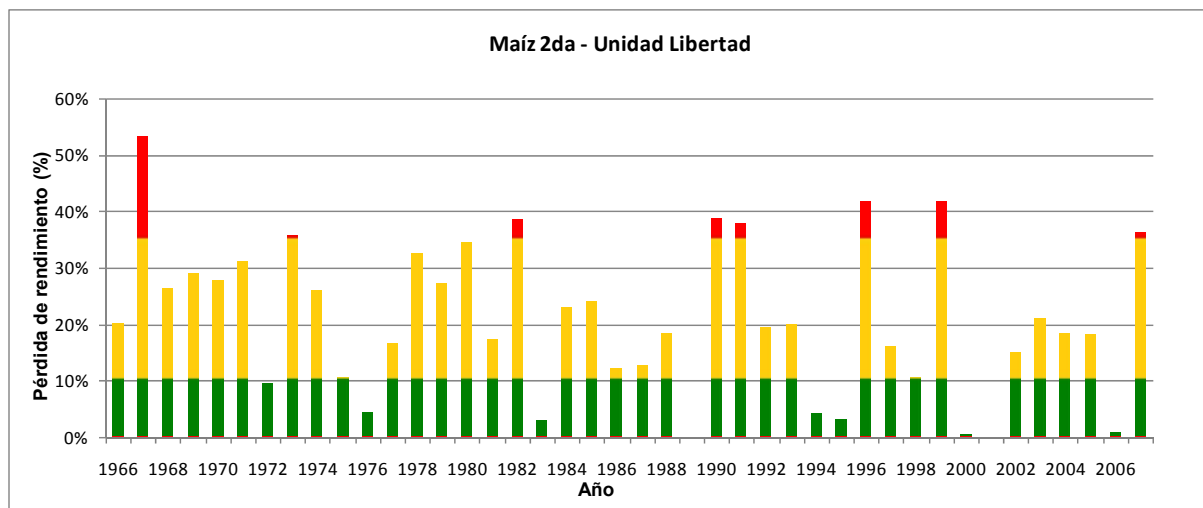


Figura 3-17: Gráfico 2 para maíz de segunda en Unidad Libertad

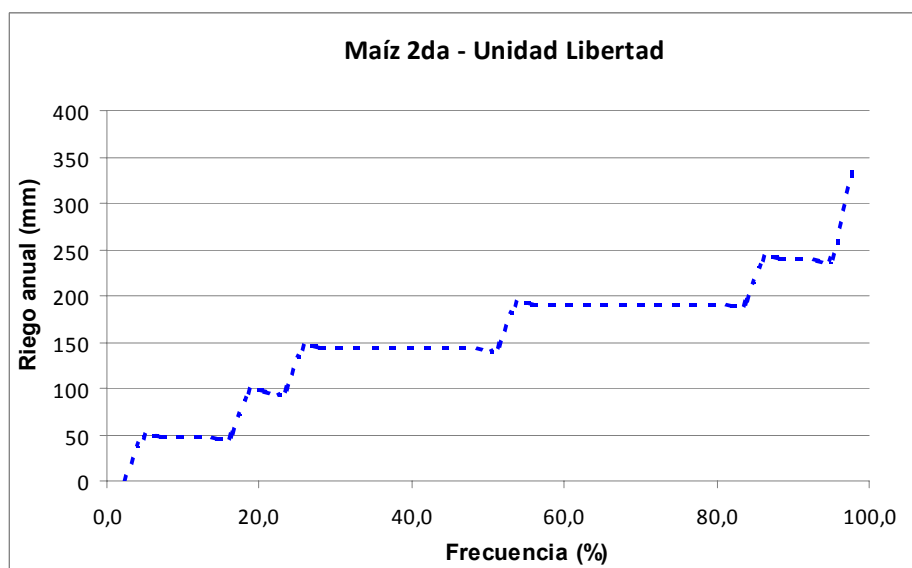


Figura 3-18: Gráfico 3 para maíz de segunda en Unidad Libertad

3.1.3.4 Soja de primera siembra

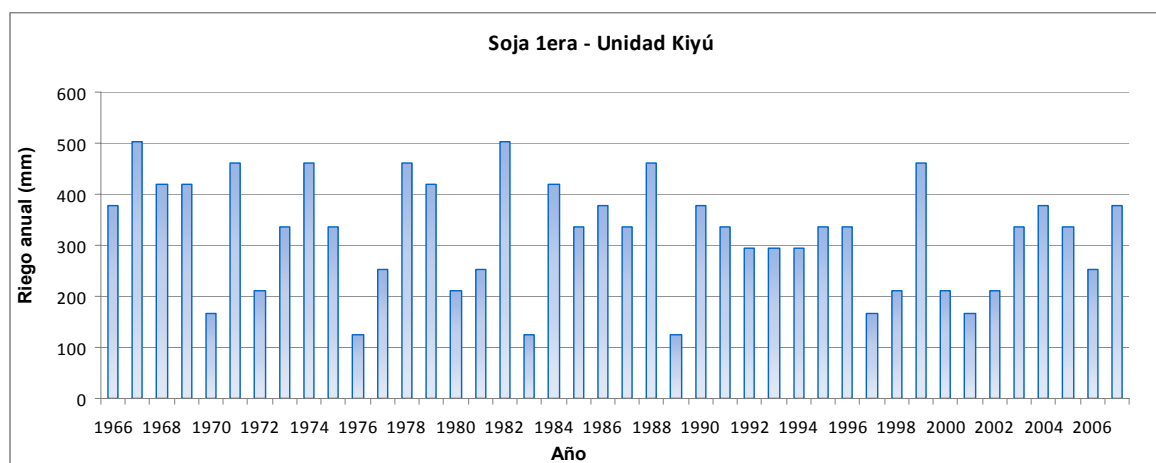


Figura 3-19: Gráfico 1 para soja de primera en Unidad Kiyú

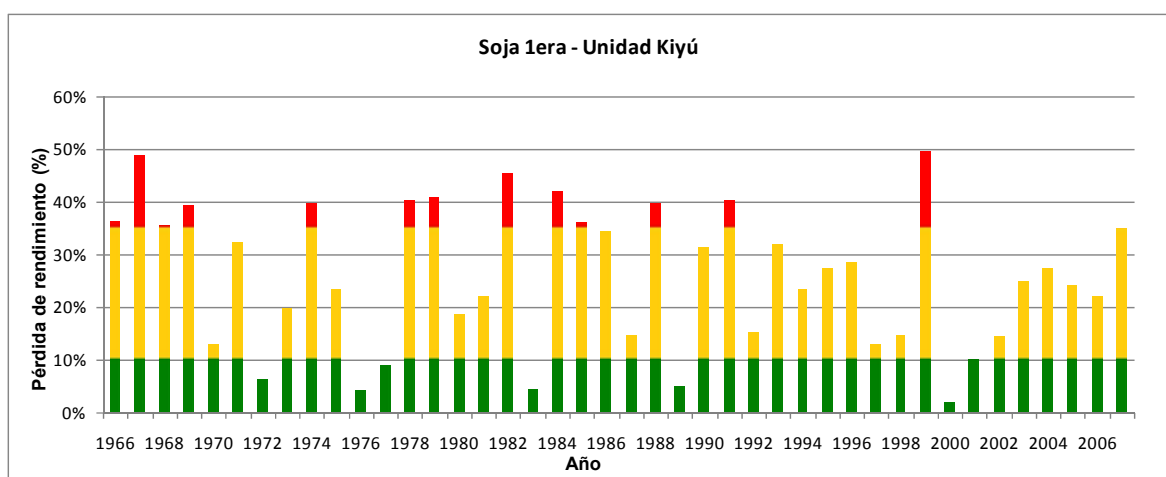


Figura 3-20: Gráfico 2 para soja de primera en Unidad Kiyú

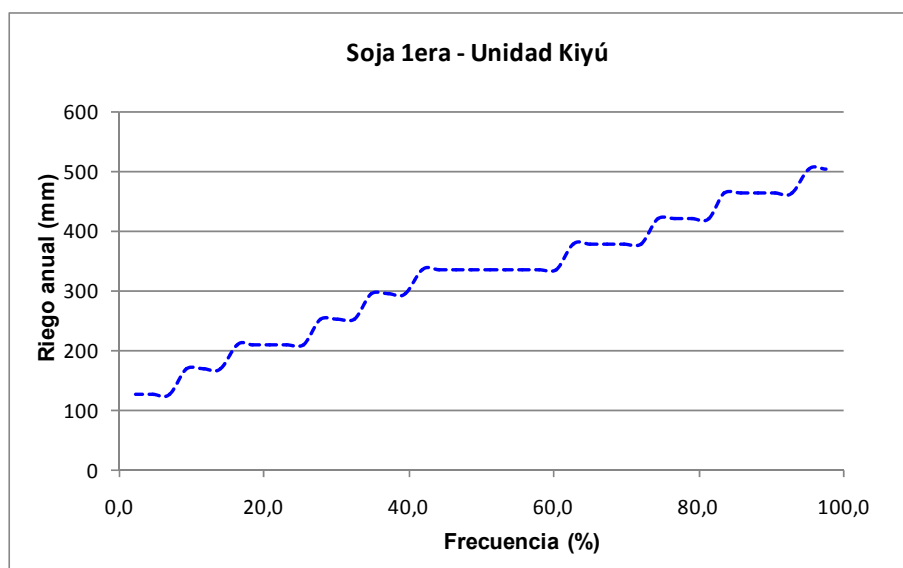


Figura 3-21: Gráfico 3 para soja de primera en Unidad Kiyú

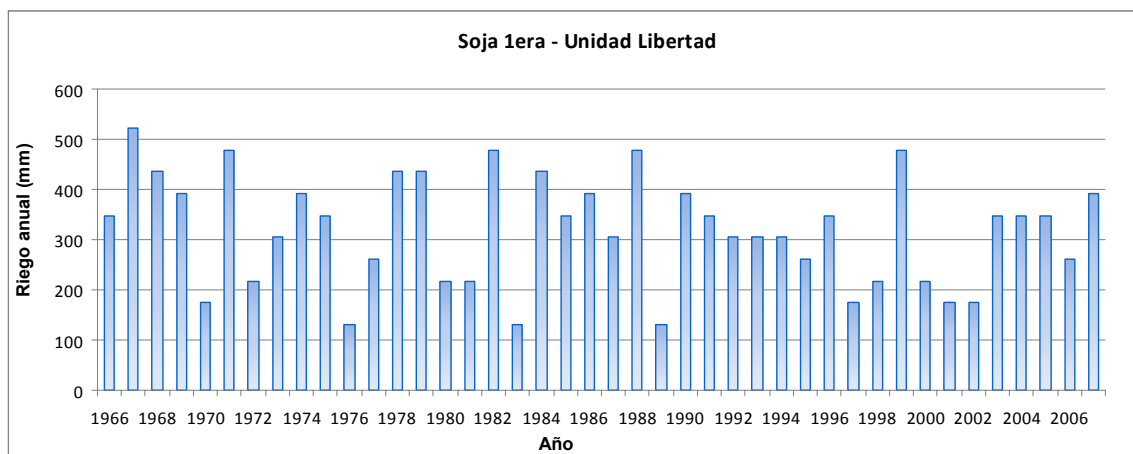


Figura 3-22: Gráfico 1 para soja de primera en Unidad Libertad

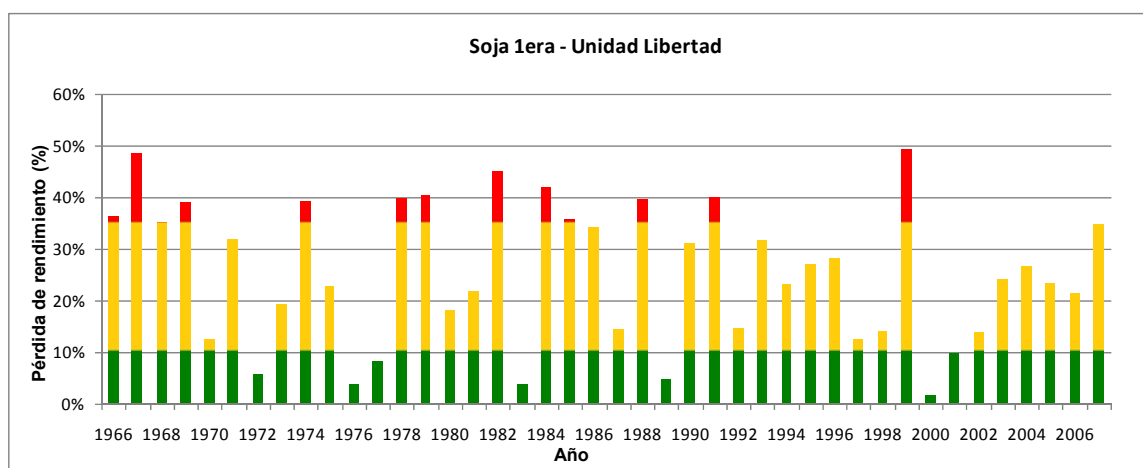


Figura 3-23: Gráfico 2 para soja de primera en Unidad Libertad

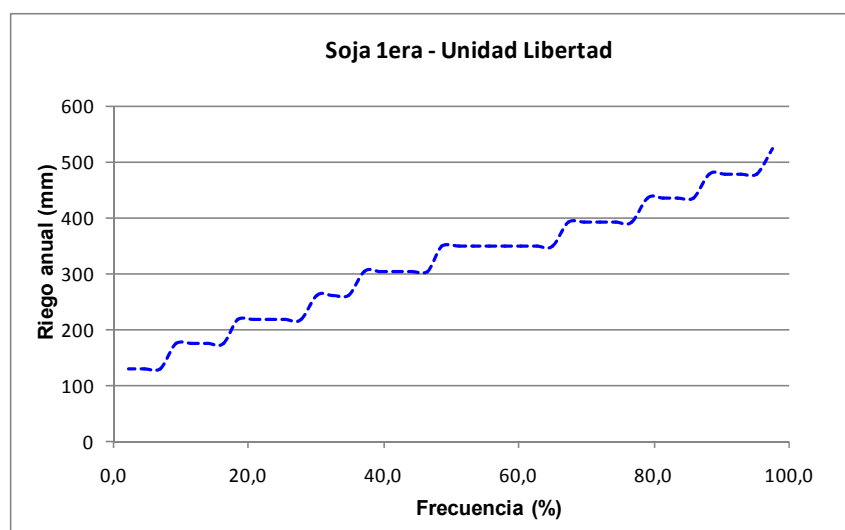


Figura 3-24: Gráfico 3 para soja de primera en Unidad Libertad

3.1.3.5 Soja de segunda siembra

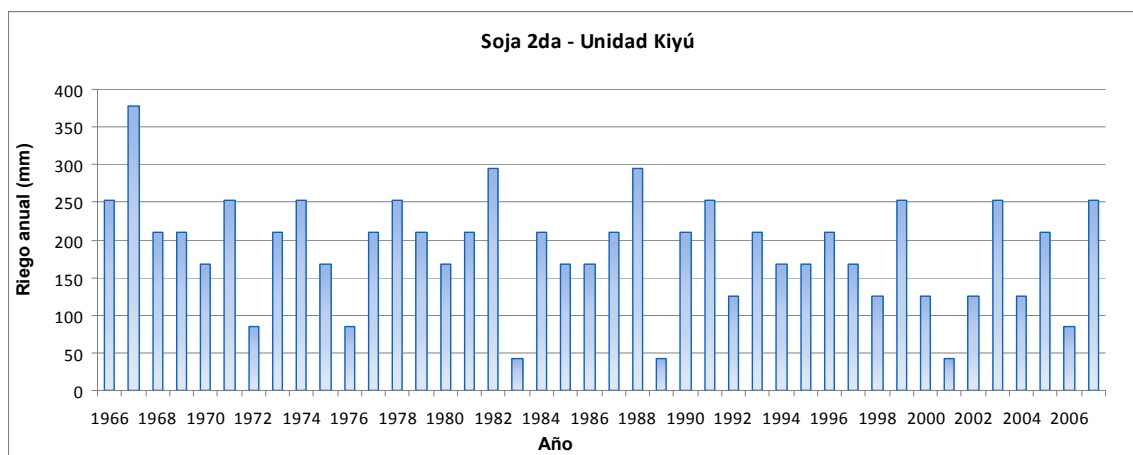


Figura 3-25: Gráfico 1 para soja de segunda en Unidad Kiyú

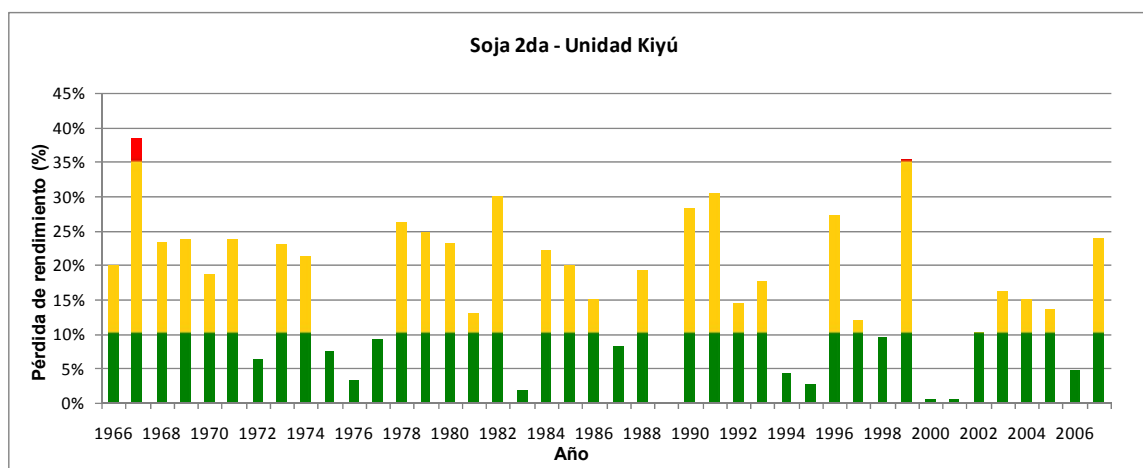


Figura 3-26: Gráfico 2 para soja de segunda en Unidad Kiyú

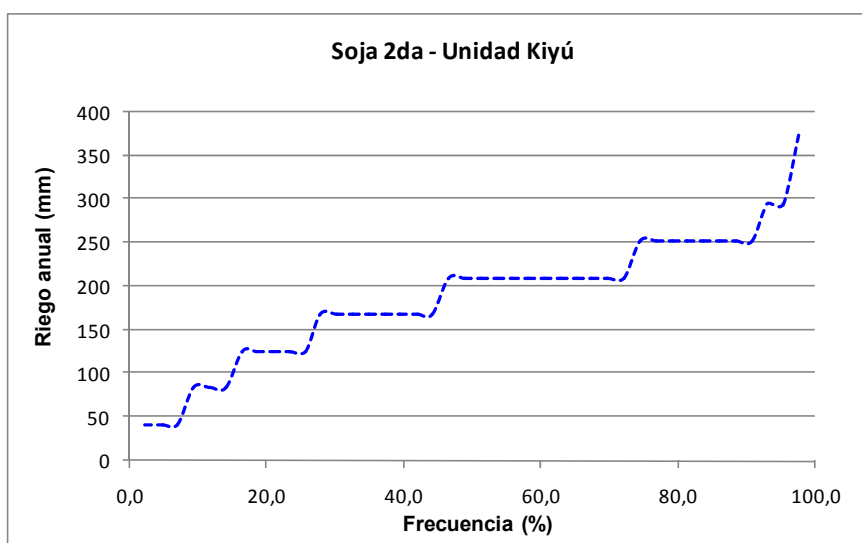


Figura 3-27: Gráfico 3 para soja de segunda en Unidad Kiyú

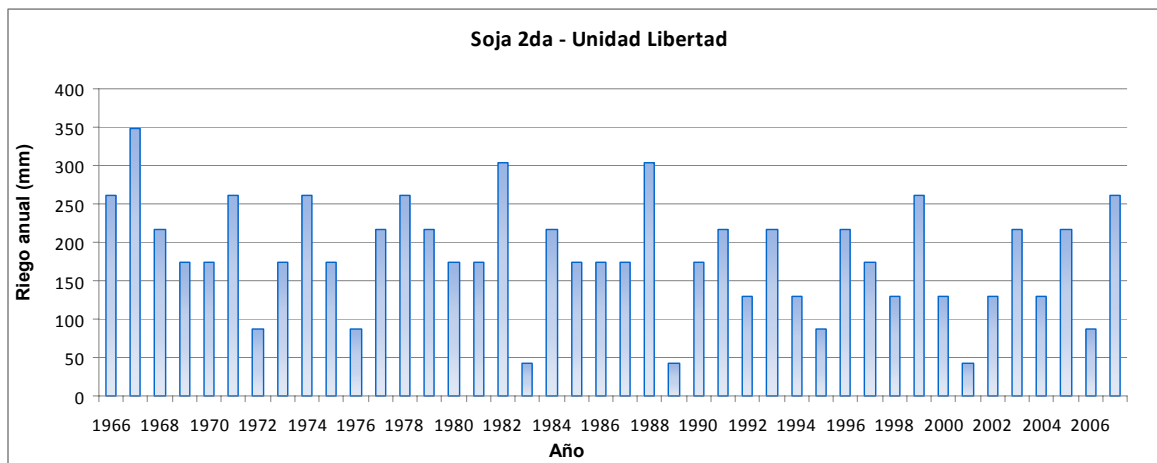


Figura 3-28: Gráfico 1 para soja de segunda en Unidad Libertad

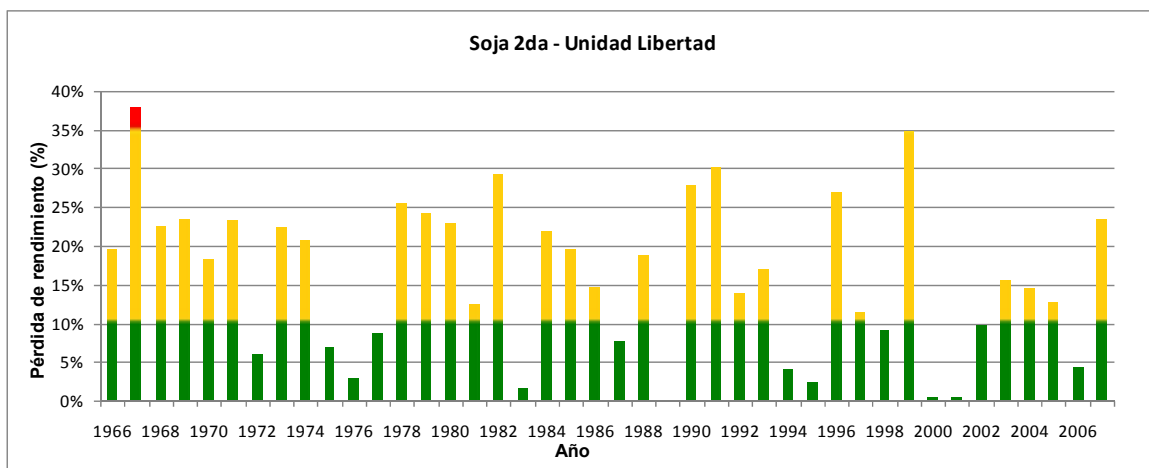


Figura 3-29: Gráfico 2 para soja de segunda en Unidad Libertad

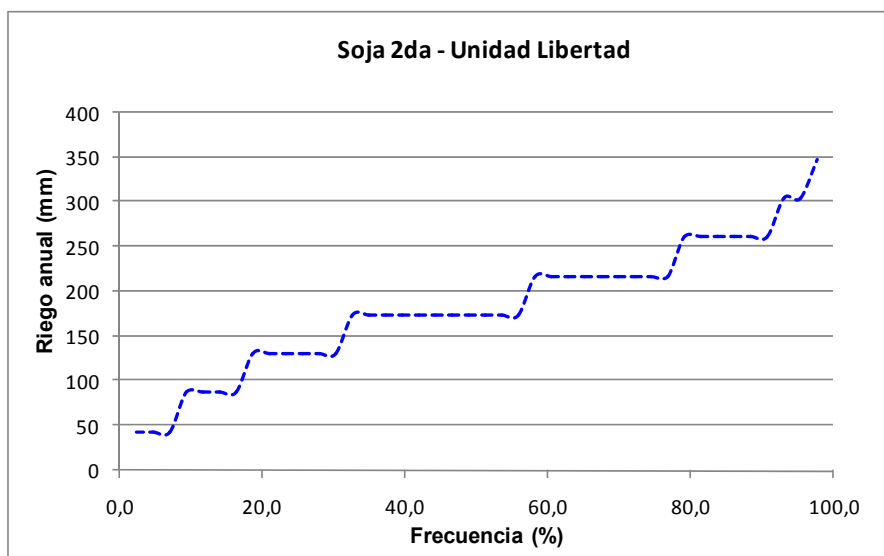


Figura 3-30: Gráfico 3 para soja de segunda en Unidad Libertad

3.1.3.6 Sorgo de primera siembra

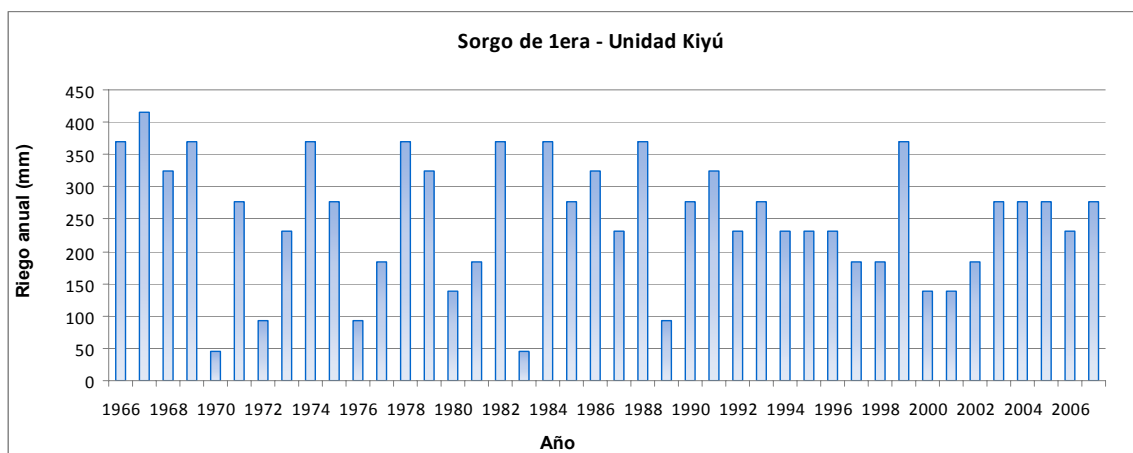


Figura 3-31: Gráfico 1 para sorgo de primera en Unidad Kiyú

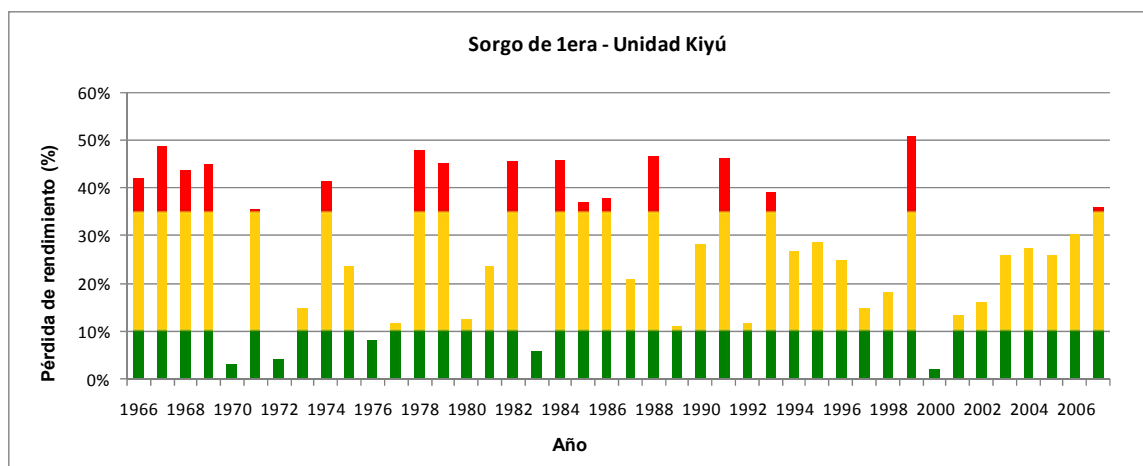


Figura 3-32: Gráfico 2 para sorgo de primera en Unidad Kiyú

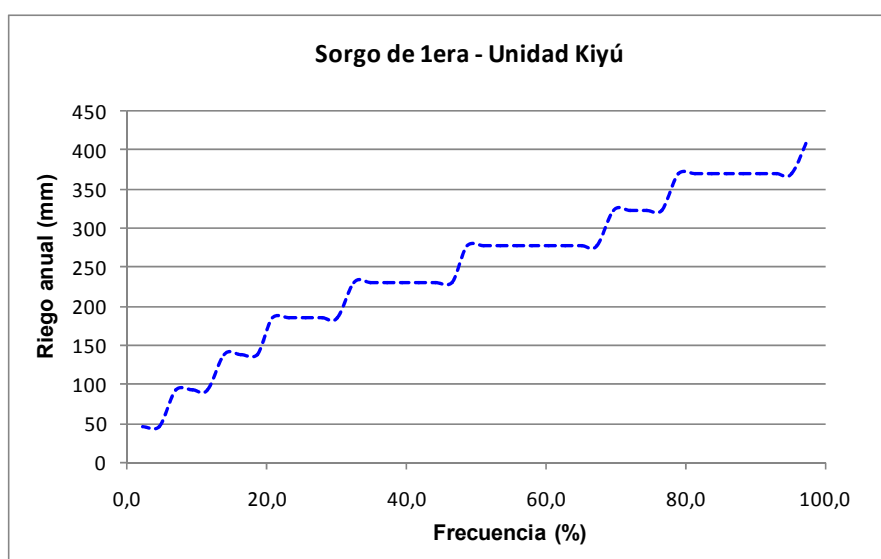


Figura 3-33: Gráfico 3 para sorgo de primera en Unidad Kiyú

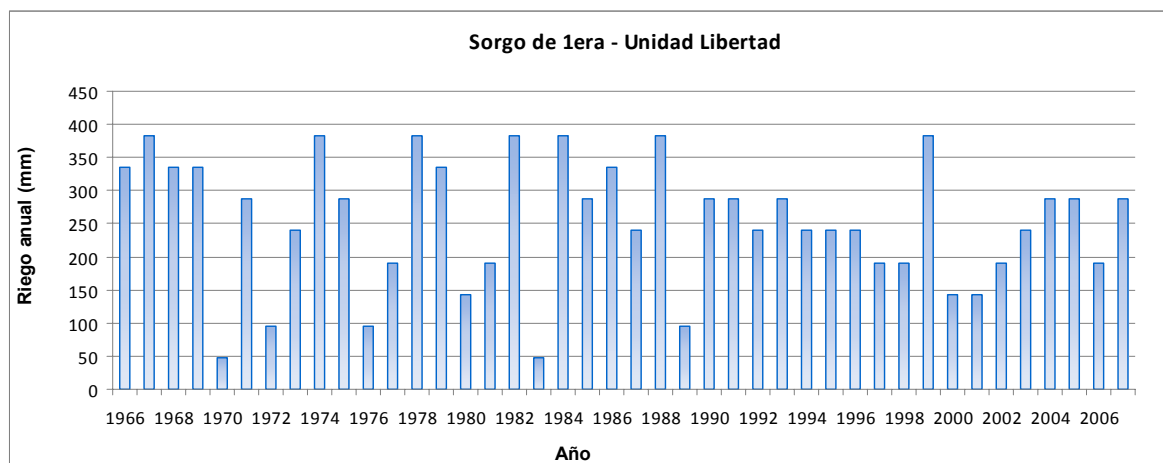


Figura 3-34: Gráfico 1 para sorgo de primera en Unidad Libertad

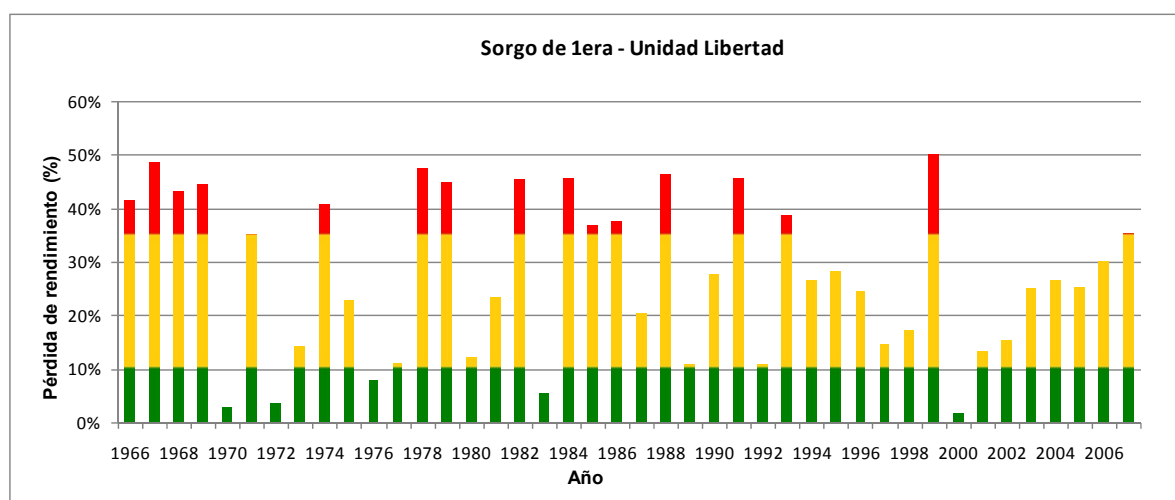


Figura 3-35: Gráfico 2 para sorgo de primera en Unidad Libertad

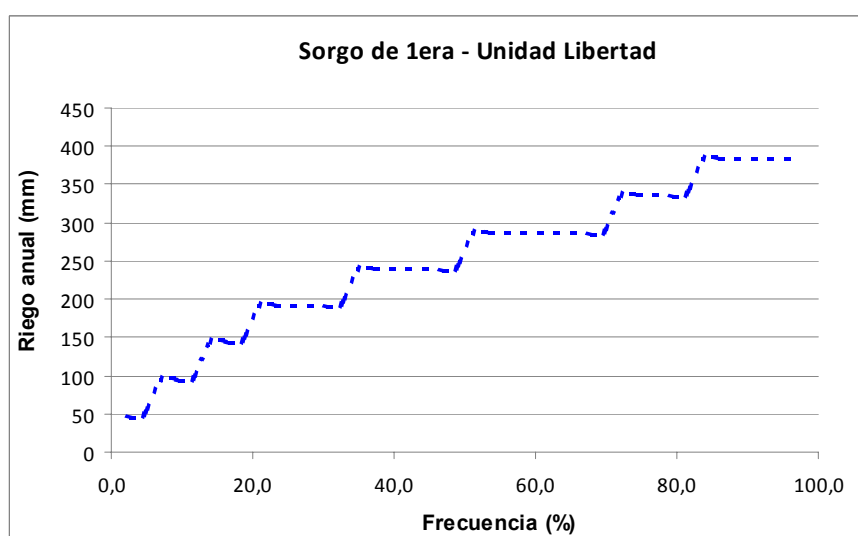


Figura 3-36: Gráfico 3 para sorgo de primera en Unidad Libertad

3.1.3.7 Sorgo de segunda siembra

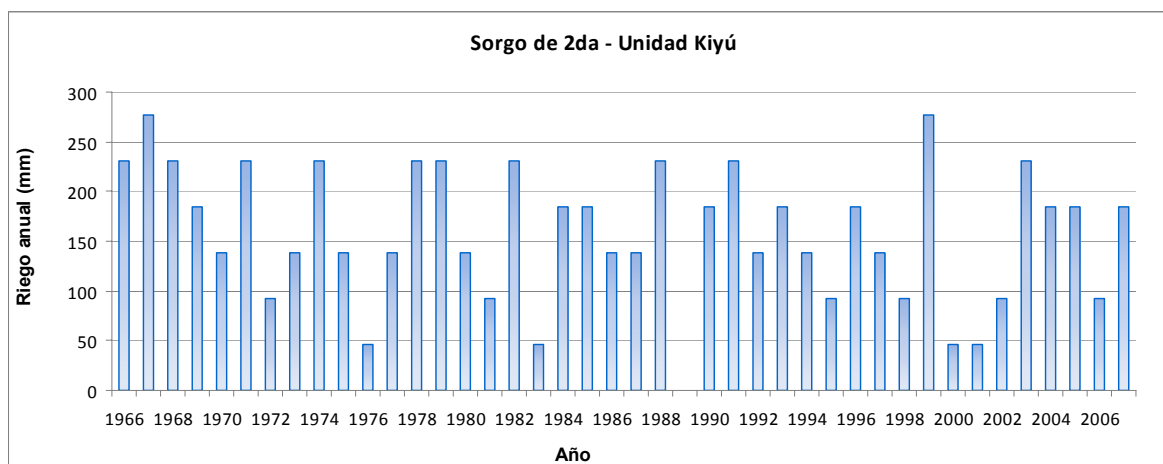


Figura 3-37: Gráfico 1 para sorgo de segunda en Unidad Kiyú

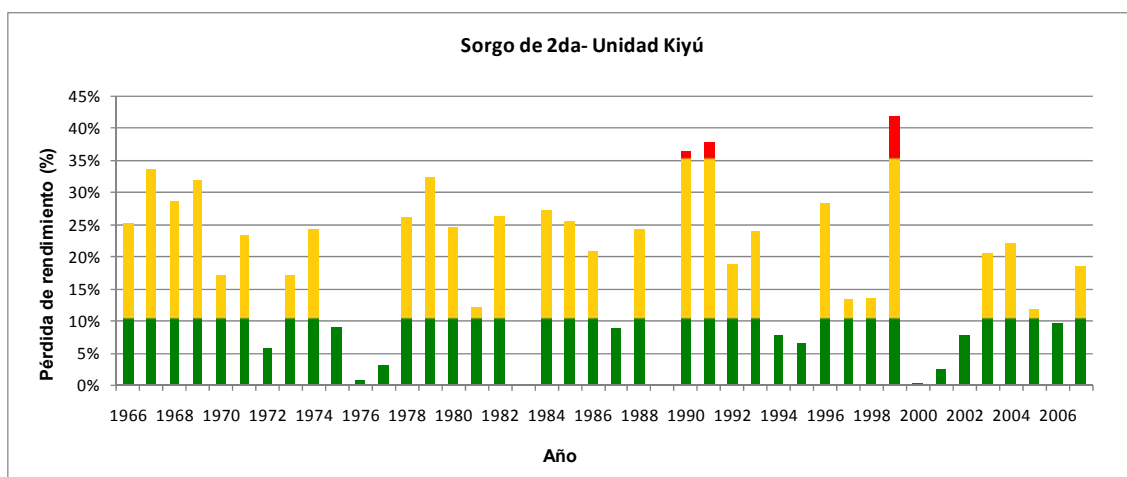


Figura 3-38: Gráfico 2 para sorgo de segunda en Unidad Kiyú

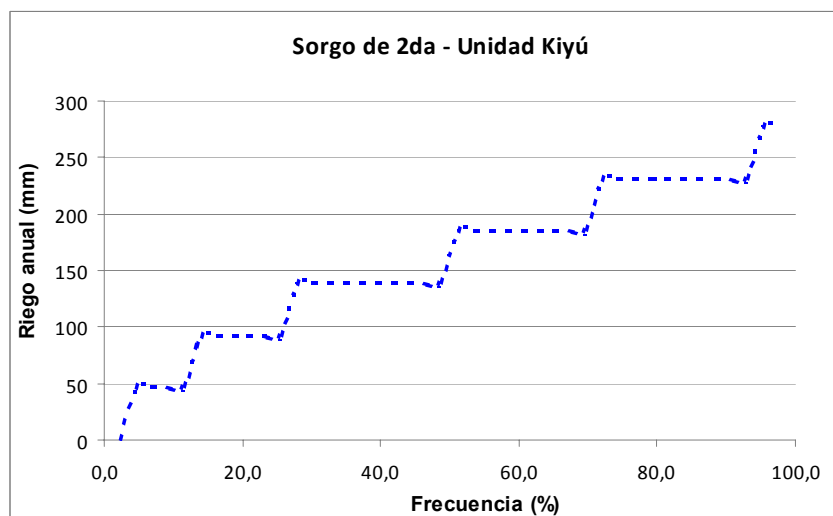


Figura 3-39: Gráfico 3 para sorgo de segunda en Unidad Kiyú

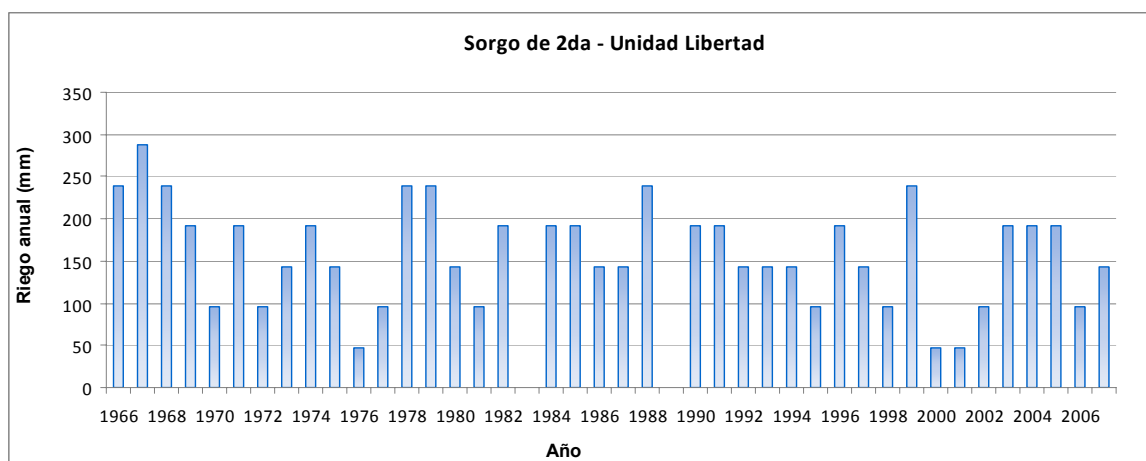


Figura 3-40: Gráfico 1 para sorgo de segunda en Unidad Libertad

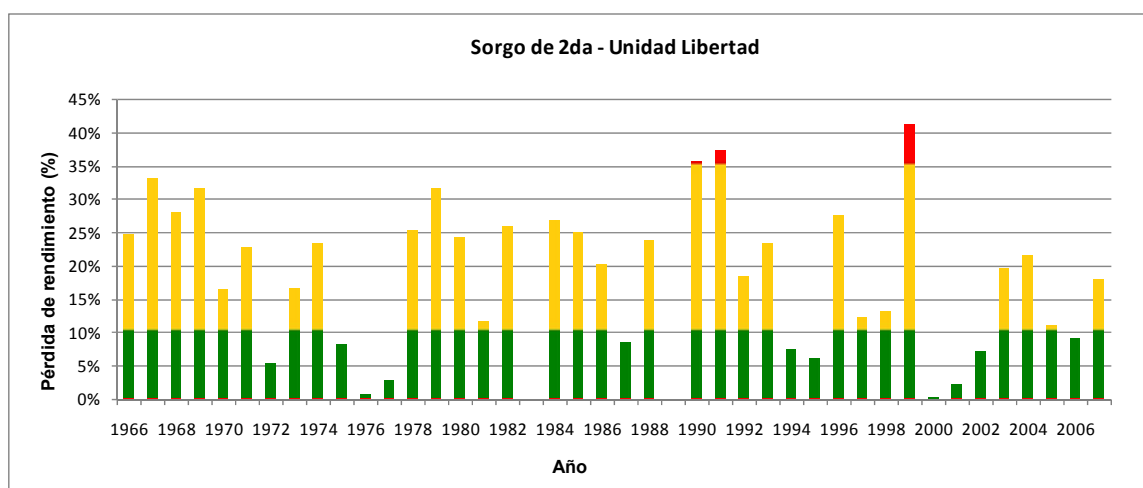


Figura 3-41: Gráfico 2 para sorgo de segunda en Unidad Libertad

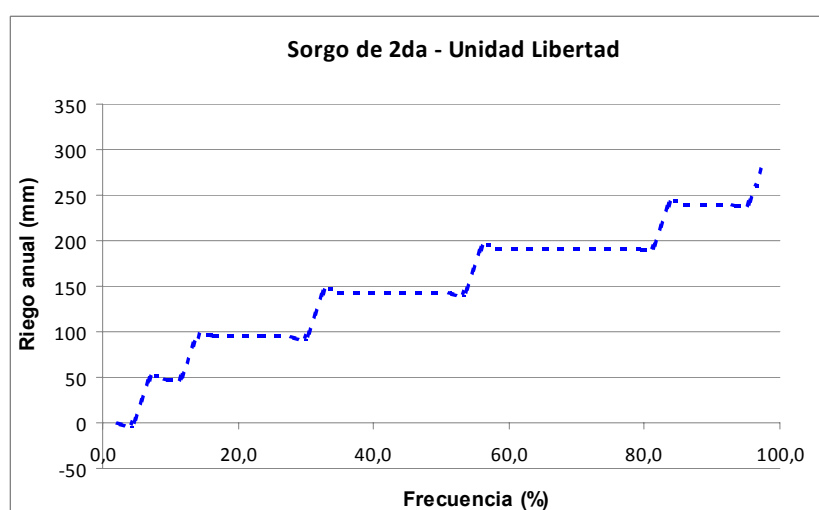


Figura 3-42: Gráfico 3 para sorgo de segunda en Unidad Libertad

3.1.3.8 Duraznero

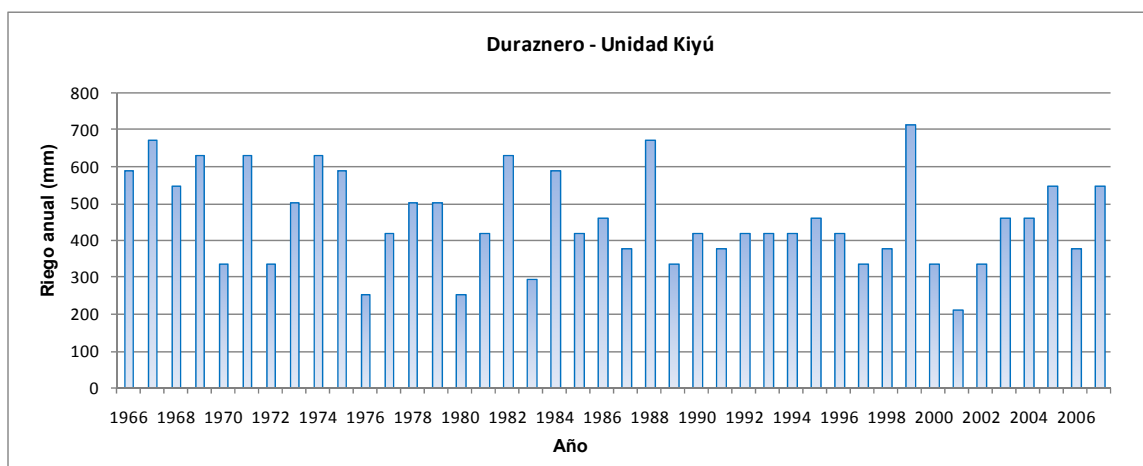


Figura 3-43: Gráfico 1 para duraznero en Unidad Kiyú

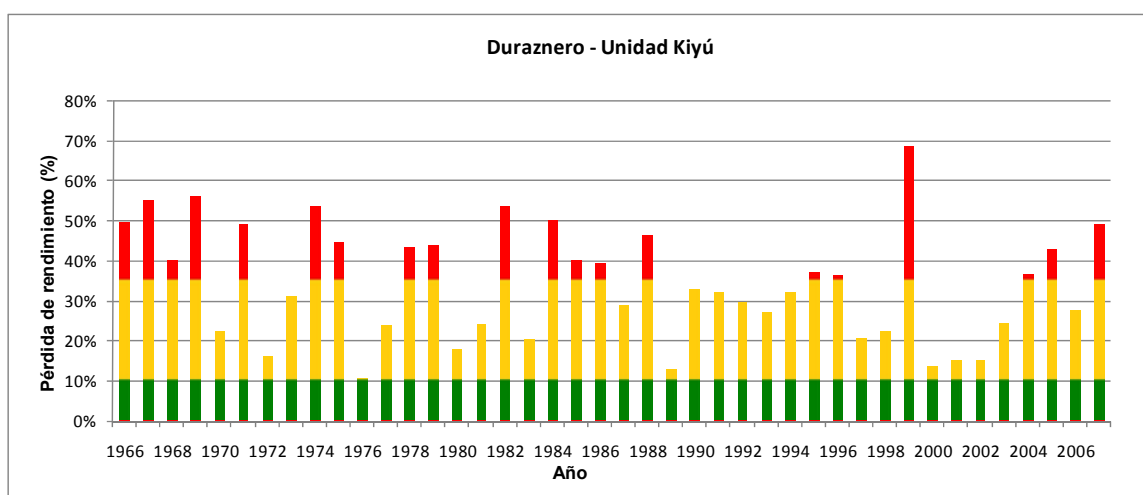


Figura 3-44: Gráfico 2 para duraznero en Unidad Kiyú

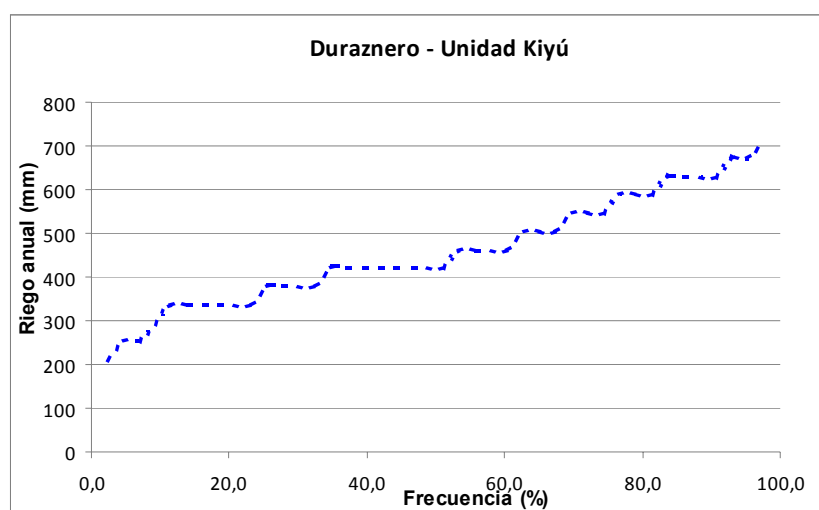


Figura 3-45: Gráfico 3 para duraznero en Unidad Kiyú

En la Tabla 3-4 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para cada uno de los cultivos y suelos considerados, en el caso de maximización del rendimiento mediante el riego y para la serie de datos completa.

Como valores significativos para realizar el análisis se consideran las necesidades de riego anuales que se dan con una frecuencia del 50 %, 80 % y 90 %. Según recomendaciones bibliográficas, para el diseño se emplean valores de probabilidad del 80 %; en este caso se considera además el 90 % por ser un valor aun más conservador, y el 50 % para contar con el estimativo de los requerimientos anuales medios. También se presenta el máximo requerimiento anual en el periodo de años simulado.

Tabla 3-4: Riego anual para maximización del rendimiento

Riego anual (mm) - ALFALFA				
Frecuencia	Kiyú		Libertad	
50%	462		478	
80%	647		622	
90%	647		670	
Máx	739		765	

Riego anual (mm)				
MAÍZ	Kiyú		Libertad	
Frecuencia	1era.	2da.	1era.	2da.
50%	416	185	383	144
80%	508	231	478	191
90%	555	231	526	239
Máx	601	324	622	335

Riego anual (mm)				
SOJA	Kiyú		Libertad	
Frecuencia	1era.	2da.	1era.	2da.
50%	336	210	348	174
80%	420	252	435	261
90%	462	252	478	261
Máx	504	378	522	348

Riego anual (mm)				
SORGO	Kiyú		Libertad	
Frecuencia	1era.	2da.	1era.	2da.
50%	277	162	263	144
80%	370	231	335	191
90%	370	231	383	239
Máx	416	277	383	287

Riego anual (mm) - DURAZNERO	
Frecuencia	Kiyú
50%	420
80%	588
90%	630
Máx	714

3.1.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1.4.1 Consideraciones respecto a los ciclos

Con respecto a los cultivos que tienen dos posibles fechas de siembra, se observa que los requerimientos anuales de los cultivos de primera siembra son entre un 50 % y un 150 % mayores que los de los de segunda.

Esto se debe al desfase temporal entre cada uno de los ciclos; el periodo crítico de riego para los cultivos de primera se da en los meses de mayor ET_0 , mientras que en los de segunda se da aproximadamente un mes más tarde. También influye que el ciclo de los cultivos de segunda es más corto que el ciclo de los cultivos de primera. Lo descrito anteriormente se aprecia en la Figura 3-46 a modo de ejemplo para el caso de la soja.

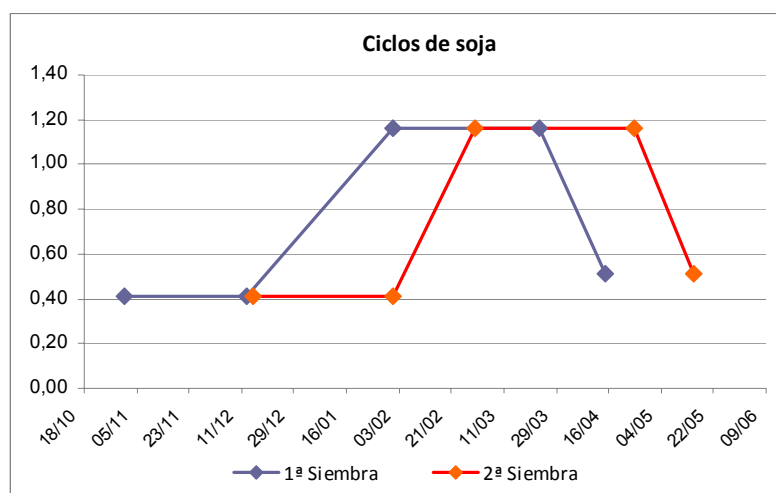


Figura 3-46: Comparación de los ciclos de la soja

Como consecuencia de lo anterior, y según se desprende de la comparación de los gráficos de pérdida de rendimiento en condiciones de secano, los cultivos de primera siembra son más sensibles al déficit hídrico que los de segunda.

3.1.4.2 Consideraciones respecto a las condiciones de secano

Por otro lado, de la comparación de los gráficos de pérdida de rendimiento en condiciones de secano de cada cultivo, se desprende que el maíz de primera siembra es el cultivo más sensible al déficit hídrico, mientras que la soja y el sorgo de segunda son los menos sensibles.

3.1.4.3 Consideraciones respecto a los suelos

Como fue mencionado anteriormente, en el caso de los cultivos agrícolas el balance se realiza tanto para la Unidad Kiyú como para la Unidad Libertad, con el objetivo de comparar las variaciones en los requerimientos de riego anuales en las unidades regables más representativas. Los resultados obtenidos para cada uno de dichos cultivos se presentan en las Figura 3-47, Figura 3-48 y Figura 3-49 para las frecuencias de 50 %, 80 % y 90 % respectivamente.

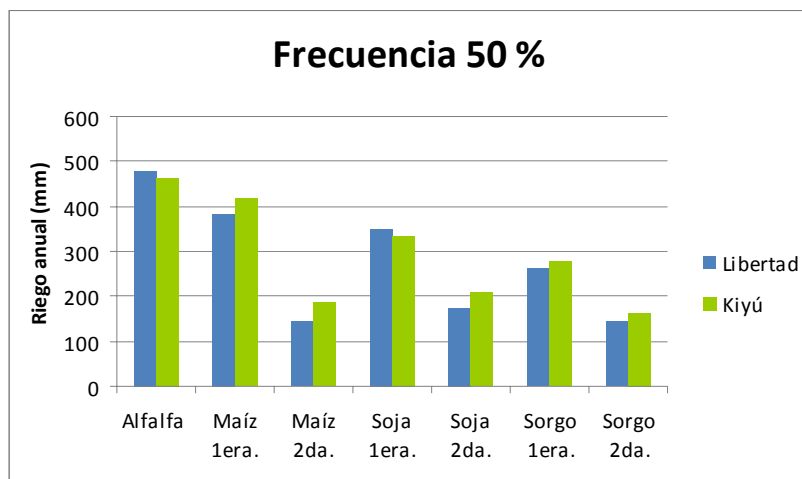


Figura 3-47: Riego anual con 50 % de frecuencia

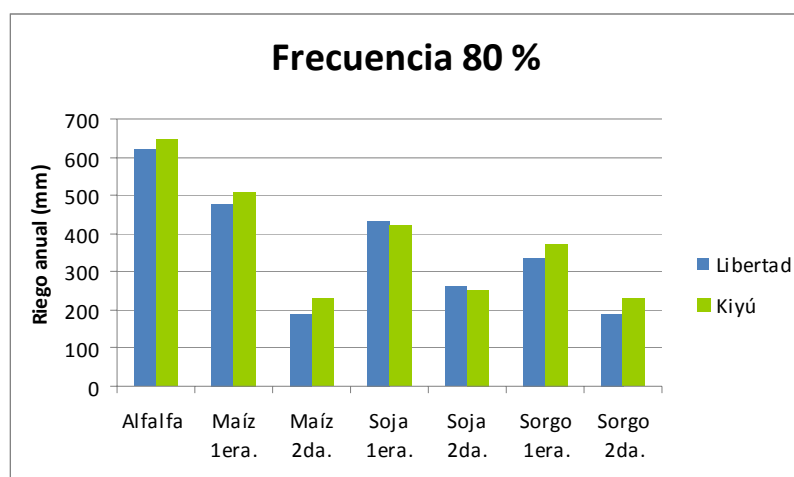


Figura 3-48: Riego anual con 80 % de frecuencia

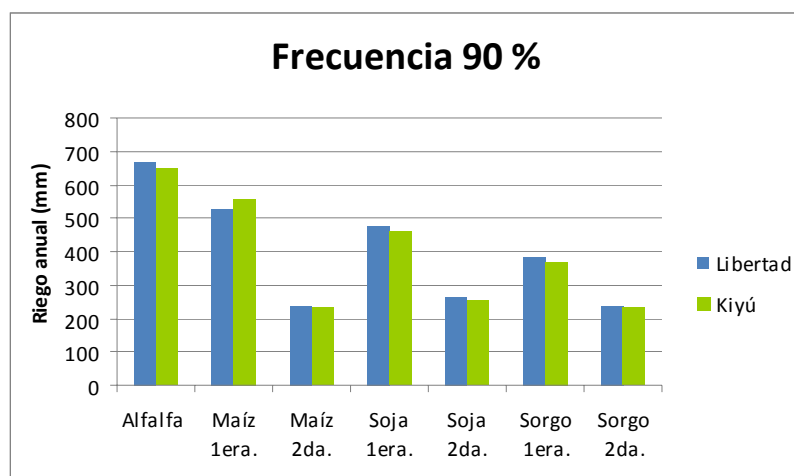


Figura 3-49: Riego anual con 90 % de frecuencia

Se observa en todos los casos que las necesidades anuales no varían significativamente para uno u otro suelo considerado. Tampoco se observa que los requerimientos sean siempre mayores para un determinado tipo de suelo, con lo que considerar una u otra unidad no es relevante.

Para analizar las variaciones de los requerimientos de riego en todas las unidades de suelo presentes en la zona y verificar que se mantiene el comportamiento descrito anteriormente, se corrió el modelo para cada una de ellas tomando como cultivo referente el maíz de primera. En la Tabla 3-5 y en la Figura 3-50 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 3-5: Riego anual para el maíz de primera

Maíz de 1era (mm)						
Frecuencia	Kiyú	Libertad	EP	SR	VS	SG - G
50%	416	383	400	408	420	507
80%	508	478	518	531	514	602
90%	555	526	565	572	561	630
Máx	601	622	612	613	607	671

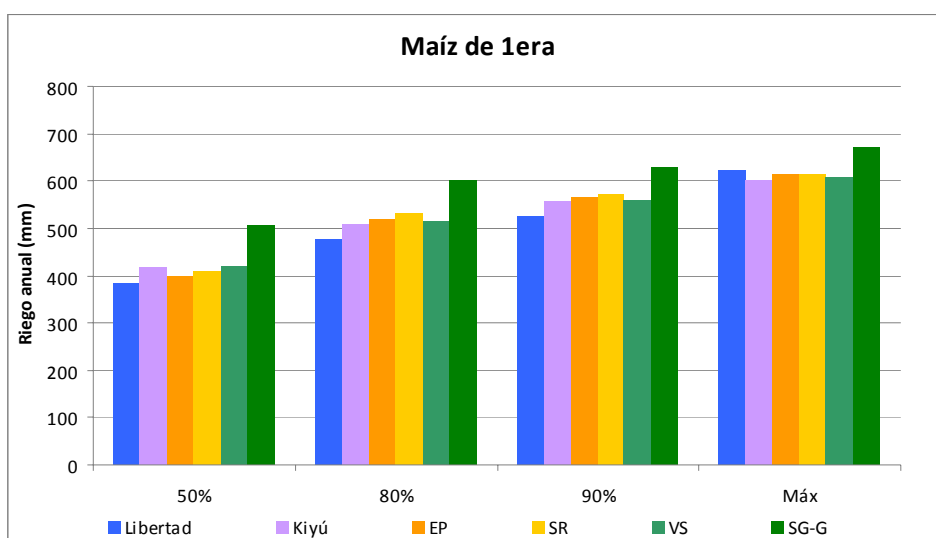


Figura 3-50: Riego anual para el maíz de primera

Nuevamente se observa que el requerimiento de riego anual no presenta variaciones significativas para una u otra unidad, siendo la máxima desviación de 10 %, salvo para la Unidad San Gabriel – Guaycurú donde se supera en todos los casos dicho valor.

Esto último se debe a las características de los suelos de dicha unidad, presentadas en el punto 2.2, donde se indica que éstos son suelos rocosos y de poca potencia, y por lo tanto no son regables.

3.2 DETERMINACIÓN DE VOLÚMENES Y CAUDALES MÁXIMOS DE RIEGO

Una vez determinadas las necesidades de riego anuales para cada uno de los cultivos de la zona en estudio, se procede a definir las áreas máximas a regar y la demanda de riego en cada una de ellas, para cada uno de los rubros.

3.2.1 HIPÓTESIS DE TRABAJO

Dada la diversidad de cultivos y suelos presentes en toda la zona, y las combinaciones que se pueden dar entre ellos, se procede a definir un conjunto de hipótesis para reducir los escenarios a considerar.

3.2.1.1 Hipótesis 1: Áreas productivas según rubro

Se considera como información de base para determinar las áreas destinadas a cada rubro, la obtenida en las encuestas realizadas a productores de la zona en las salidas de campo y vía telefónica.

Como hipótesis de trabajo se considera que los productores encuestados son una muestra representativa del total de productores de las zonas piloto, por lo que los resultados obtenidos para dicha muestra son extrapolables.

Para la Zona 1 se encuestaron 15 productores, que representan en superficie el 30 % del área piloto. A partir de los valores obtenidos para dicha muestra, se extrapolan los resultados para el total del área. El desglose de los rubros se presenta en la Tabla 3-6 y los valores obtenidos por extrapolación se presentan en la Tabla 3-7.

Tabla 3-6: Muestreo de rubros según áreas – Zona 1

MUESTREO - Rubros Zona 1		
Rubro	Área (há)	Porcentaje
Lechería / Ganadería	1.260	79,1%
Agricultura	224	14,0%
Fruticultura	68	4,3%
Horticultura	21	1,3%
No productiva	21	1,3%

Tabla 3-7: Rubros según áreas – Zona 1

EXTRAPOLACIÓN - Rubros Zona 1		
Rubro	Porcentaje	Área (há)
Lechería / Ganadería	79,1%	4.271
Agricultura	14,0%	758
Fruticultura	4,3%	231
Horticultura	1,3%	71
No productiva	1,3%	70

Para la Zona 2 se encuestaron 18 productores, que representan en superficie el 63 % del área piloto. Análogamente que para la Zona 1, se extrapolan los resultados para el total del área piloto a partir de los valores obtenidos de la muestra. El desglose de los rubros se presenta en la Tabla 3-8 y los valores obtenidos por extrapolación se presentan en la Tabla 3-9.

Tabla 3-8: Muestreo de rubros según áreas – Zona 2

MUESTREO - Rubros Zona 2		
Rubro	Área (há)	Porcentaje
Lechería / Ganadería	3.363	63,1%
Agricultura	1.791	33,6%
Fruticultura	26	0,5%
Horticultura	18	0,3%
No productiva	135	2,5%

Tabla 3-9: Rubros según áreas – Zona 2

EXTRAPOLACIÓN - Rubros Zona 2		
Rubro	Porcentaje	Área (há)
Lechería / Ganadería	63,1%	5.362
Agricultura	33,6%	2.855
Fruticultura	0,5%	41
Horticultura	0,3%	29
No productiva	2,5%	214

Considerando que:

- las superficies destinadas a lechería y ganadería no requieren riego,
- así como tampoco las áreas no productivas,
- y que la extensión de la horticultura no sólo es muy pequeña, sino que la demanda de riego asociada a la misma es despreciable frente a los otros rubros,

se determina el área máxima a regar según los rubros que demandan riego. Los resultados obtenidos para las dos zonas piloto definidas se presentan en la Tabla 3-10.

Tabla 3-10: Área máxima a regar

Área máxima a regar (há)		
Rubro	Zona 1	Zona 2
Agricultura	758	2.855
Fruticultura	231	41

3.2.1.2 Hipótesis 2: Tipo de suelo

Se considera como suelo representativo de ambas zonas el correspondiente a la Unidad Kiyú.

En la Zona 1 este suelo ocupa más del 50 % de la superficie y la unidad que sigue en importancia (Libertad) genera una demanda de riego similar.

En la Zona 2 la unidad predominante en la superficie total es San Gabriel – Guaycurú, pero en la mayoría de los casos está asociada a suelos no productivos. Debido a que en el área restante no se distingue ninguna unidad predominante, y que la diferencia en la demanda de riego entre Kiyú y el resto de las unidades no es significativa (inferior a 6 %), se selecciona la misma como unidad representativa de la zona.

3.2.1.3 Hipótesis 3: Cultivos representativos

Dada la gran diversidad de cultivos agrícolas, la alta rotatividad de los mismos, inclusive en un mismo año, y las variaciones de la fecha de siembra dentro de un mismo tipo de cultivo, se considera que la demanda del conjunto de los cultivos agrícolas de verano es equivalente a la de los ciclos de primera del maíz, soja y sorgo, y que éstos representan en superficie el 80 %, distribuidos según se muestra en la Tabla 3-11. El 20 % restante corresponde entonces a los cultivos perennes, siendo la demanda de riego equivalente a la de la alfalfa.

Tabla 3-11: Distribución de los cultivos agrícolas representativos

Porcentajes del área total	
Maíz de 1ª	40%
Soja de 1ª	20%
Sorgo de 1ª	20%
Alfalfa	20%

En cuanto a los cultivos frutícolas, según lo establecido en el punto 2.4.1, el duraznero es la especie predominante, por lo que se considera que la demanda del conjunto de los cultivos frutícolas es equivalente a la del ciclo del duraznero.

Como consecuencia de los resultados obtenidos en el Anexo VI y tomando como mejor estimación del clima futuro el de los últimos 30 años, se procede a ajustar los requerimientos de riego de los cultivos. Para ello se adoptan los correspondientes al periodo de simulación de 30 años con una frecuencia de 80 %, los cuales se presentan en la Tabla 3-12.

Tabla 3-12: Requerimientos anuales de riego de los cultivos representativos

Cultivo	Requerimiento (mm)
Maíz de 1era	462
Soja de 1era	378
Sorgo de 1era	324
Alfalfa	555
Duraznero	546

A partir de las consideraciones anteriores y de las superficies de riego según rubro definidas en el punto anterior, se obtienen las áreas máximas a regar y la demanda anual de riego que genera cada una de ellas para los cultivos representativos, las cuales se presentan en la Tabla 3-13 y en la Tabla 3-14 para la Zona 1 y Zona 2 respectivamente.

Tabla 3-13: Áreas y demandas máximas de riego por rubros – Zona 1

Rubro	Área (há)	Riego (mm)	Volumen (m³)
Agricultura	758		3.305.807
Maíz de 1ª	303	462	1.400.535
Soja de 1ª	152	378	572.946
Sorgo de 1ª	152	324	491.097
Alfalfa	152	555	841.230
Fruticultura	231	546	1.258.971

Tabla 3-14: Áreas y demandas máximas de riego por rubros – Zona 2

Rubro	Área (há)	Riego (mm)	Volumen (m³)
Agricultura	2.855		12.451.724
Maíz de 1ª	1.142	462	5.275.284
Soja de 1ª	571	378	2.158.071
Sorgo de 1ª	571	324	1.849.775
Alfalfa	571	555	3.168.596
Fruticultura	41	546	221.974

Dado que los valores de las necesidades de riego corresponden al máximo rendimiento del cultivo, los mismos son mayores a los usualmente empleados en los sistemas de riego. Si bien la información

disponible para cuantificar la diferencia es escasa, se presentan a modo de ejemplo los resultados experimentales de la estación del INIA en Salto:

- Para el maíz se requieren 4.000 m³/há/año (promedio de 4 años), siendo este valor un 13 % inferior al empleado en el presente proyecto.
- Para la soja se requieren 3.000 m³/há/año (único valor anual), siendo este valor un 21 % inferior al empleado en el presente proyecto.

3.2.2 REQUERIMIENTOS DE RIEGO

El requerimiento neto máximo de riego anual de cada uno de los cultivos representativos de la zona piloto se determina a partir de las hipótesis de cálculo presentadas anteriormente.

El volumen máximo anual se determina multiplicando la demanda de riego anual en mm por el área máxima a regar. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3-15 para la Zona 1 y para la Zona 2 según el rubro considerado.

Tabla 3-15: Volumen de riego anual máximo

Cultivo	Requerimiento (mm)	ZONA 1		ZONA 2	
		Área a regar (há)	Volumen riego (m ³)	Área a regar (há)	Volumen riego (m ³)
Maíz de 1era	462	303	1.400.535	1.142	5.275.284
Soja de 1era	378	152	572.946	571	2.158.071
Sorgo de 1era	324	152	491.097	571	1.849.775
Alfalfa	555	152	841.230	571	3.168.596
Duraznero	546	41	221.974	41	221.974

Luego, respetando el ciclo medio anual de riego de cada cultivo para el periodo simulado, presentado en la Figura 3-51, se distribuye mensualmente el requerimiento máximo de riego anual para obtener una demanda máxima mensual.

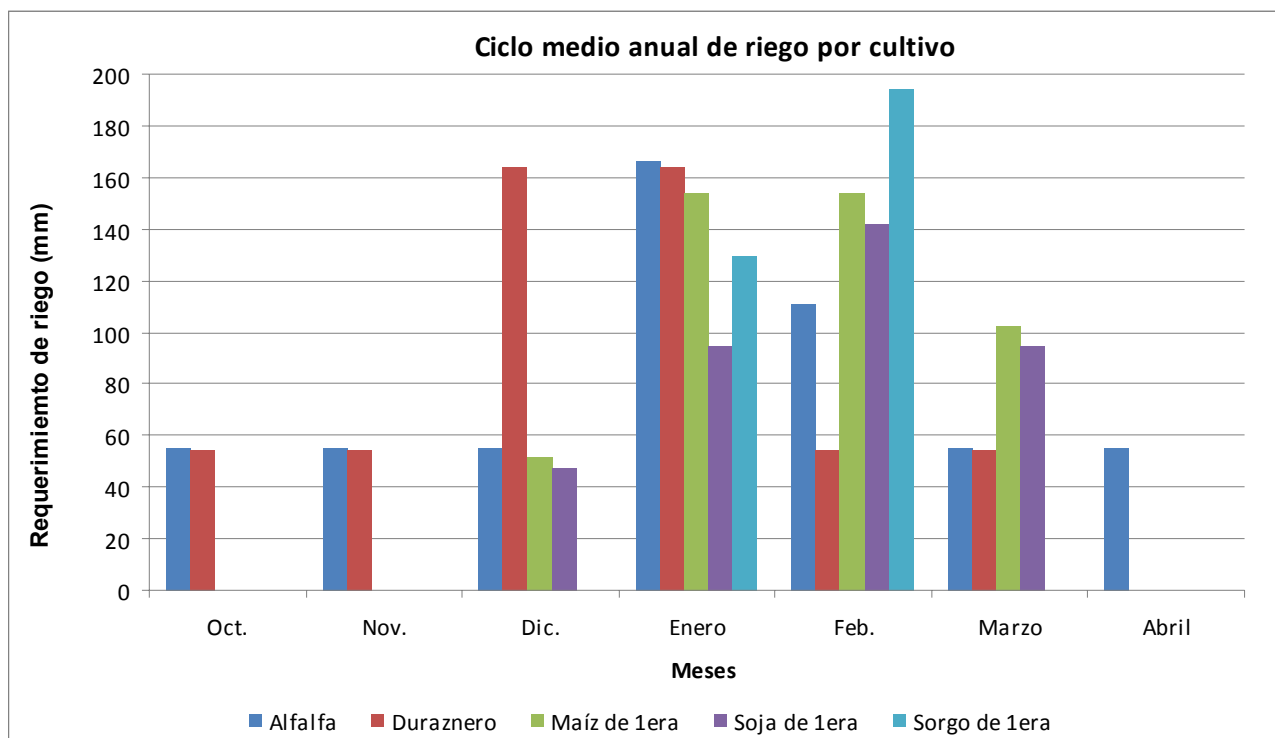


Figura 3-51: Ciclo medio anual de riego por cultivo

A continuación se presenta el ciclo anual de riego para el periodo simulado y los requerimientos de riego mensuales máximos, para cada uno de los cultivos representativos de las zonas piloto.

Cabe destacar que la demanda de riego mensual máxima se determina a partir del requerimiento de riego anual de cada cultivo y del área máxima a regar para cada una de las zonas, respetando los porcentajes mensuales del ciclo medio anual de riego para el periodo simulado.

3.2.2.1 Requerimientos del ciclo del maíz de primera

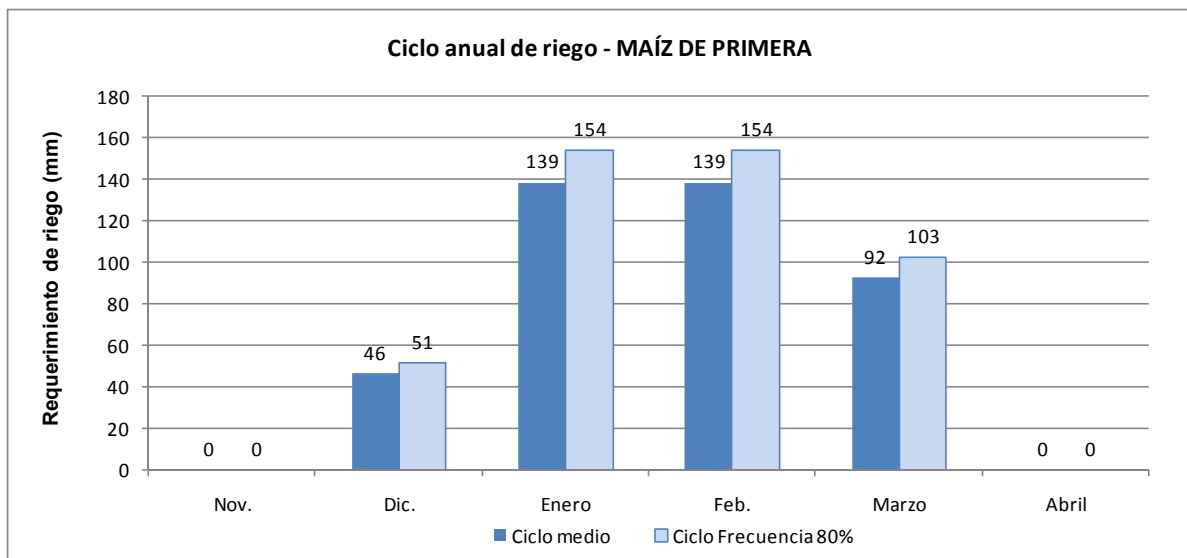


Figura 3-52: Ciclo anual de riego del maíz de primera

Tabla 3-16: Demanda de riego mensual máxima del maíz de primera

Demanda de riego (m ³) - MAÍZ DE 1era							
	Oct.	Nov.	Dic.	Enero	Feb.	Marzo	Abril
mm _{PROM}	0	0	46	139	139	92	0
%	0,0%	0,0%	11,1%	33,3%	33,3%	22,2%	0,0%
mm _{80%}	0	0	51	154	154	103	0
Zona 2	0	0	586.143	1.758.428	1.758.428	1.172.285	0
Zona 1	0	0	155.615	466.845	466.845	311.230	0

3.2.2.2 Requerimientos del ciclo de la soja de primera

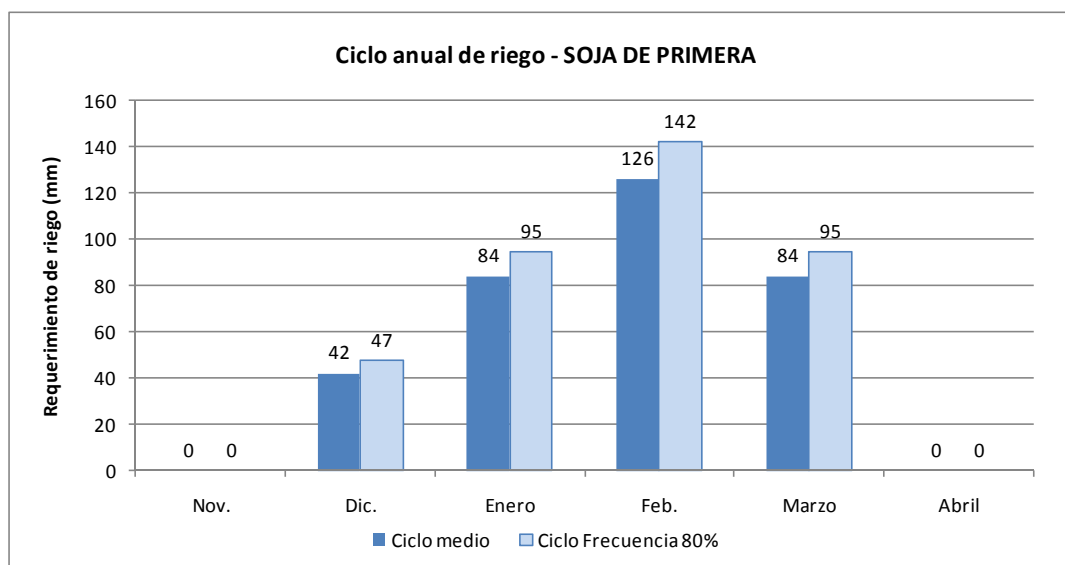


Figura 3-53: Ciclo anual de riego de la soja de primera

Tabla 3-17: Demanda de riego mensual máxima de la soja de primera

Demanda de riego (m³) - SOJA DE 1era						
	Nov.	Dic.	Enero	Feb.	Marzo	Abril
mm_{PROM}	0	42	84	126	84	0
%	0,0%	12,5%	25,0%	37,5%	25,0%	0,0%
mm_{80%}	0	47	95	142	95	0
Zona 2	0	269.759	539.518	809.276	539.518	0
Zona 1	0	71.618	143.236	214.855	143.236	0

3.2.2.3 Requerimientos del ciclo del sorgo de primera

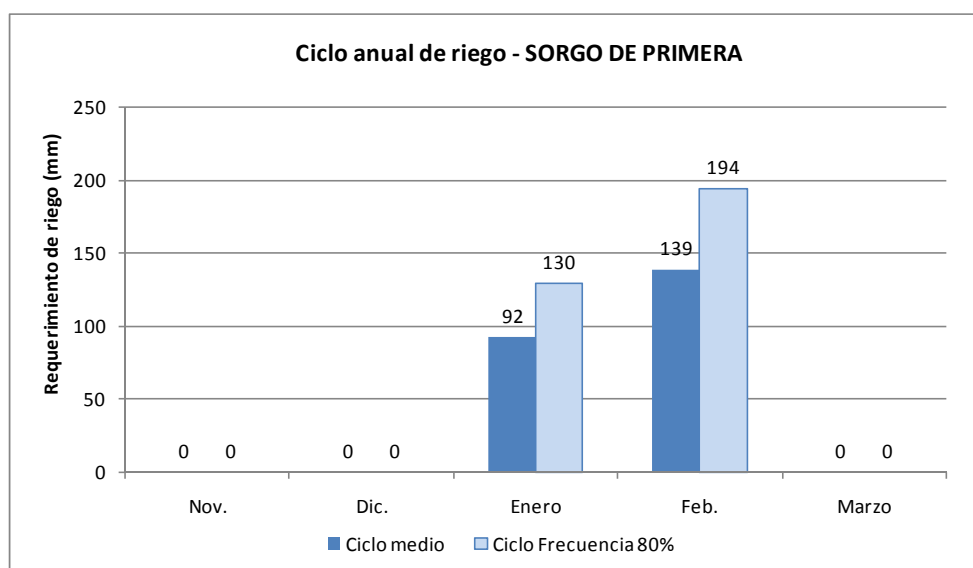


Figura 3-54: Ciclo anual de riego del sorgo de primera

Tabla 3-18: Demanda de riego mensual máxima del sorgo de primera

Demanda de riego (m ³) - SORGO DE 1era					
	Nov.	Dic.	Enero	Feb.	Marzo
mm _{PROM}	0	0	92	139	0
%	0,0%	0,0%	40,0%	60,0%	0,0%
mm _{80%}	0	0	130	194	0
Zona 2	0	0	739.910	1.109.865	0
Zona 1	0	0	196.439	294.658	0

3.2.2.4 Requerimientos del ciclo de la alfalfa

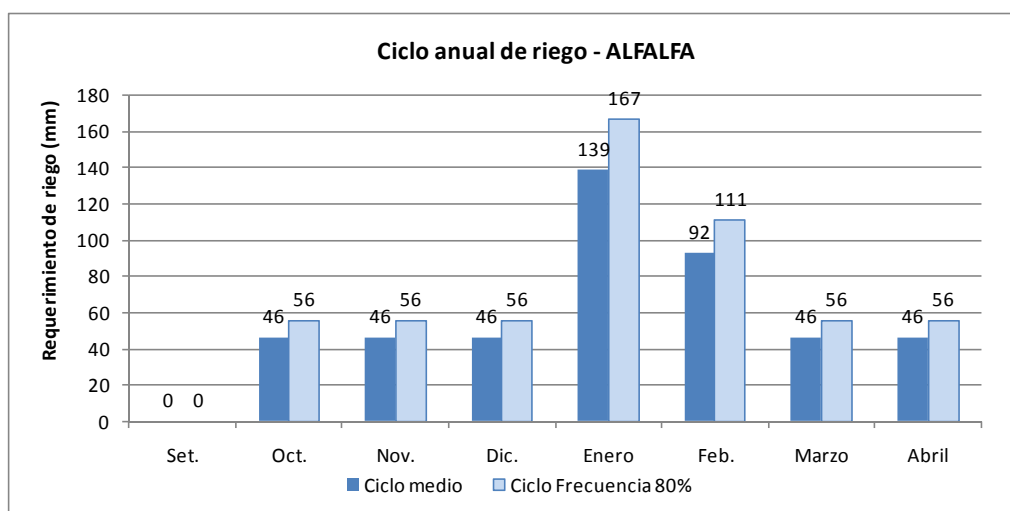


Figura 3-55: Ciclo anual de riego de la alfalfa

Tabla 3-19: Demanda de riego mensual máxima de la alfalfa

Demanda de riego (m ³) - ALFALFA								
	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Enero	Feb.	Marzo	Abril
mm _{PROM}	0	46	46	46	139	92	46	46
%	0,0%	10,0%	10,0%	10,0%	30,0%	20,0%	10,0%	10,0%
mm _{80%}	0	56	56	56	167	111	56	56
Zona 2	0	316.860	316.860	316.860	950.579	633.719	316.860	316.860
Zona 1	0	84.123	84.123	84.123	252.369	168.246	84.123	84.123

3.2.2.5 Requerimientos del ciclo del duraznero

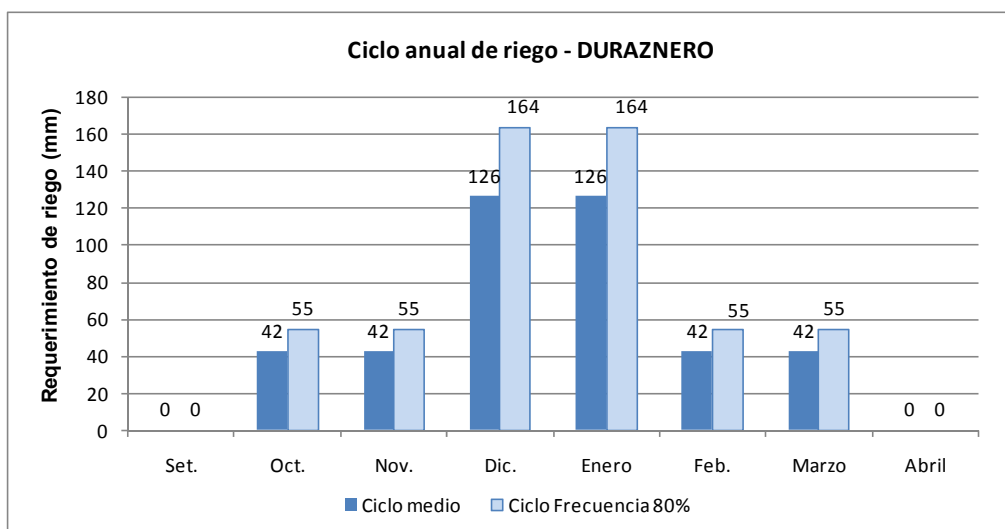


Figura 3-56: Ciclo anual de riego del duraznero

Tabla 3-20: Demanda de riego mensual máxima del duraznero

Demanda de riego (m³) - DURAZNERO								
	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Enero	Feb.	Marzo	Abril
mm _{PROM}	0	42	42	126	126	42	42	0
%	0,0%	10,0%	10,0%	30,0%	30,0%	10,0%	10,0%	0,0%
mm _{80%}	0	55	55	164	164	55	55	0
Zona 2	0	22.197	22.197	66.592	66.592	22.197	22.197	0
Zona 1	0	126.126	126.126	378.378	378.378	126.126	126.126	0

En la Figura 3-57 y Figura 3-58 se muestra la cantidad de agua máxima requerida para regar la totalidad del área cultivada de la Zona 1 y de la Zona 2 respectivamente.

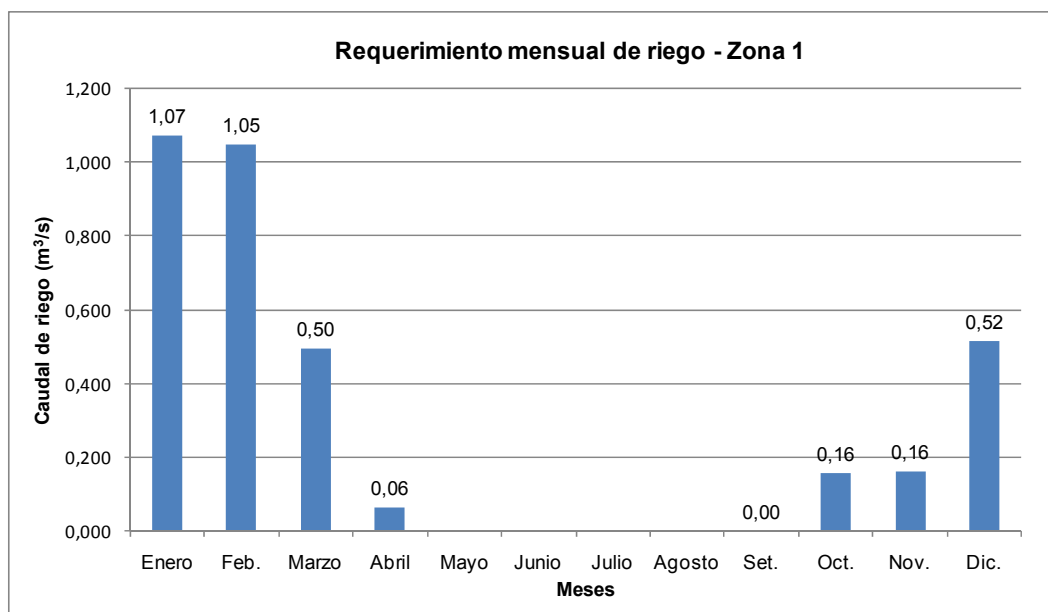


Figura 3-57: Requerimiento mensual máximo de riego - Zona 1

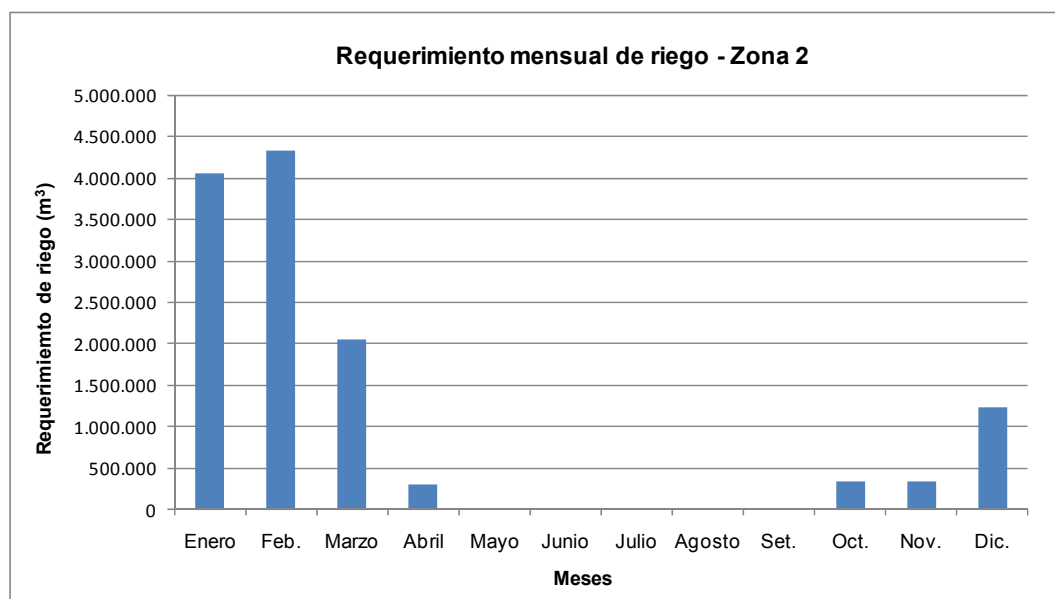


Figura 3-58: Requerimiento mensual máximo de riego - Zona 2

Las soluciones a adoptar son diferentes en una u otra zona, por lo cual se continúa el análisis en forma independiente.

Dado que en la Zona 1 se prevé la construcción de una o varias obras de toma para abastecer la demanda de riego de los productores, el cálculo de los requerimientos de riego debe apuntar en este caso, hacia la determinación del caudal de diseño del sistema.

Los valores primarios de caudales máximos estarán determinados por los volúmenes mensuales máximos para cada cultivo, la eficiencia del sistema de riego considerada y la duración del bombeo que puede ser variable para cada mes.

Se debe considerar una eficiencia total del sistema de riego que incluya tanto las pérdidas en el sistema de distribución a los productores como las intrínsecas de los sistemas de riego de cada predio.

La duración del bombeo se debe fijar buscando minimizar los costos operativos de bombeo, dados fundamentalmente por los costos de energía y potencia, y los costos de inversión, dados por la dimensión de las conducciones.

Los precios de la energía eléctrica son variables en función de la hora del día en la cual se da el consumo. Si el bombeo durase las 24 horas del día, se minimizaría el costo del sistema de conducción, dado que se necesitarían tuberías de menor diámetro, pero los costos energéticos serían excesivos. Si por el contrario se bombease durante un breve lapso de tiempo en el cual la tarifa de consumo eléctrico fuese la mínima, el sistema se vería sobredimensionado e infrutilizado, dado que se requerirían tuberías de mayor diámetro que serían usadas durante un corto lapso diario.

La determinación de las horas de bombeo que optimiza los costos se analiza en el capítulo 5.

En la Zona 2 se prevé la construcción de uno o varios embalses para abastecer la demanda de riego. Por lo tanto, el cálculo de los requerimientos de riego apunta en este caso hacia la determinación del volumen de agua necesario a embalsar para satisfacer dicho requerimiento. El análisis de la capacidad hídrica de los embalses seleccionados se desarrolla en el Anexo VII.

Sistema de riego - Zona 1

(Sur de R1)

4. SELECCIÓN DE POSIBLES EMPLAZAMIENTOS PARA LA TOMA

4.1 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE SITIOS

Como punto de partida para la selección del sitio de implantación de la obra de toma se busca un curso de agua ubicado relativamente cerca de la zona a regar que disponga de agua de buena calidad y en cantidad suficiente para el riego.

De esta manera surge como curso de interés el río Rosario, en el tramo comprendido entre Ruta 1 y su desembocadura en el Río de la Plata. Como se explicitó en el punto 2.3.1, hasta las proximidades del puente sobre Ruta 1 existe influencia del remanso del Río de la Plata, por lo que se considera que en dicho tramo el río es una fuente inagotable de agua para riego (el caudal no es limitante). Además, en dicho tramo tampoco existen problemas de salinidad que afecten la calidad de agua para riego.

Para la selección del sitio para el emplazamiento de la toma de agua en el mismo, se realiza un análisis conjunto de las características de la zona, fundamentalmente en lo referente a las características hidráulicas e hidrológicas del río, la geología y topografía de la región, y las áreas potencialmente inundables.

En dicho análisis se consideran los siguientes criterios que debe cumplir una obra de toma:

- Estar ubicada en los tramos rectos del curso de agua o, en el caso de ser en una curva, debe ubicarse sobre la margen convexa donde las velocidades del río son mayores, evitando de esta manera los bancos de arena que podrían obstruir la toma de agua. En dicha margen las profundidades son siempre mayores, ofreciendo una mayor sumergencia en la entrada de agua.

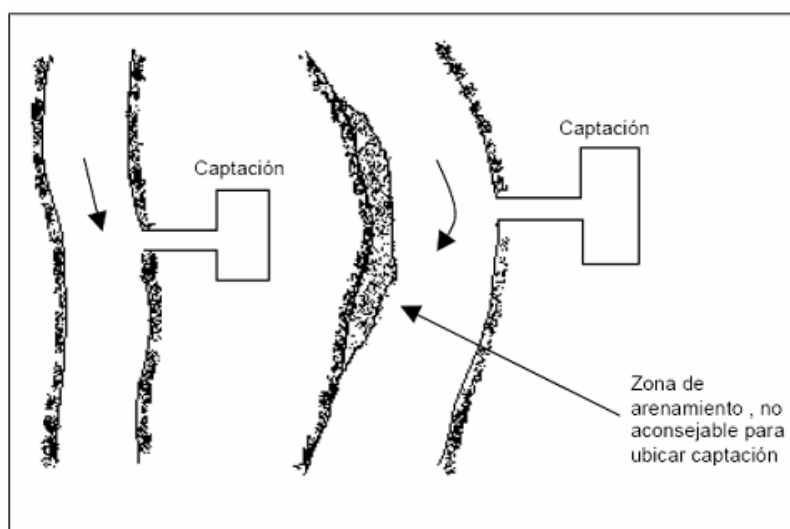


Figura 4-1: Zonas aconsejables para ubicar la toma en un curso de agua

- No interferir con los usos actuales del río, como ser la navegación, el turismo, etc.
- Accesible, inclusive durante la ocurrencia de fuertes temporales e inundaciones, siendo los accesos que conducen a la toma transitables durante todo el año. Por esta razón muchas veces es contraindicada la construcción de obras en terrenos bajos próximos al río, a pesar de que la estructura en sí quede al resguardo de las crecientes.
- Minimizar la distancia desde la red de energía eléctrica hasta la toma, así como también su costo.

- Estar ubicada en zonas que no sufran erosión ni sedimentación. La existencia de procesos de sedimentación en posible desarrollo debe ser analizada en el sitio seleccionado.
- Estar protegida de la acción erosiva de las aguas, y de los efectos resultantes del remanso y de la variación de nivel del curso de agua, de modo que éste no afecte la seguridad de la misma.
- Minimizar las alteraciones en el curso de agua, de forma de no modificar el flujo normal del río, ya que cualquier cambio forzado puede causar desbordes e inundaciones aguas arriba de la captación.

4.2 POSIBLES EMPLAZAMIENTOS IDENTIFICADOS

A partir de la información disponible en las cartas del SGM y en el Google Earth, en lo referente a topografía del terreno y vegetación en las márgenes del río Rosario, y en base a las recomendaciones descritas anteriormente, se identificaron los potenciales emplazamientos para una obra de toma, los cuales se indican en la Figura 4-2.

Realizada la preselección en gabinete se visitó cada uno de ellos para relevar los aspectos más importantes y definir así la prefactibilidad de construcción de una obra de toma en dicho punto.



Figura 4-2: Preselección de posibles emplazamientos para la obra de toma

4.2.1 PUNTO 1: ANTIGUA ARENERA

El primer punto de captación identificado se ubica en el entorno del punto de coordenadas X: 361.195, Y: 6.197.348 según cartografía del SGM. El mismo se encuentra a 2 km hacia el Sur del centro poblado La Paz.

Se trata de una antigua explotación arenera, que cuenta con un camino de acceso desde Ruta 52, de 400 m de largo.

El curso de agua en dicha zona es relativamente recto, cumpliendo con los requisitos hidrodinámicos.

La línea de energía eléctrica pasa por Ruta 52, por lo cual el tendido de corriente se encuentra próximo al punto de captación, a menos de 400 m.

Se observa que el monte nativo ha sido deforestado tiempo atrás para permitir el acceso al sitio y desarrollar actividades agrícola-ganaderas.

En la Figura 4-3 se presenta la imagen satelital de dicho punto y su entorno.



Figura 4-3: Imagen satelital y visuales del punto 1

Presentadas las características precedentes, se consideran como ventajas de este punto las siguientes:

- Accesibilidad al río.
- Condiciones hidrodinámicas relativamente favorables.
- Cercanía a las zonas de riego.

Como desventajas se consideran:

- Necesidad de extender la línea de energía eléctrica hasta la toma (400 m aproximadamente).

4.2.2 PUNTO 2: EX DESTILERÍA ANCAP

El segundo punto de captación identificado se ubica en el entorno del punto de coordenadas X: 360.694, Y: 6.195.295, según cartografía del SGM. El mismo se encuentra a 1 km al Sur de la desembocadura del arroyo Sarandí en el río Rosario.

Se trata de una antigua destilería propiedad de ANCAP, fundada en 1887. Actualmente la destilería se encuentra fuera de servicio, pero las instalaciones permanecen en buen estado debido a las tareas de mantenimiento que realizan los funcionarios de ANCAP.

Se accede a la misma desde un camino rural de pavimento de tosca que se encuentra en buen estado, el cual intercepta a Ruta 52 unos metros hacia el Sur del Paso de las Toscas.

El curso de agua en dicha zona es relativamente recto, cumpliendo con los requisitos hidrodinámicos.

La fábrica cuenta con las instalaciones necesarias para su abastecimiento de agua desde el río, las cuales incluyen:

- Obra de toma en el río (muelle de acceso, etc.).
- Cañería de impulsión, de 70 m de longitud aproximadamente.
- Pozo seco con doble equipo de bombeo, de 80 m³/h.
- Planta de tratamiento de agua tipo batch, con unidades de coagulación, floculación, sedimentación y filtración.

En cuanto al abastecimiento de energía eléctrica, la fábrica tiene contratada una potencia de 100 kW a 230 V de tensión según registros de UTE.

En lo que respecta a las crecidas del río, según la información brindada en sitio, en crecidas "normales" la línea de inundación avanza entre 15 y 20 m desde el borde de la barranca costera (no alcanza ninguna de las instalaciones existentes). Sin embargo, se tiene el registro de la máxima crecida observada, producida el 12 de febrero de 2003, en la cual se inundó el pozo seco.

En la Figura 4-4 se presenta la imagen satelital del punto identificado y su entorno.

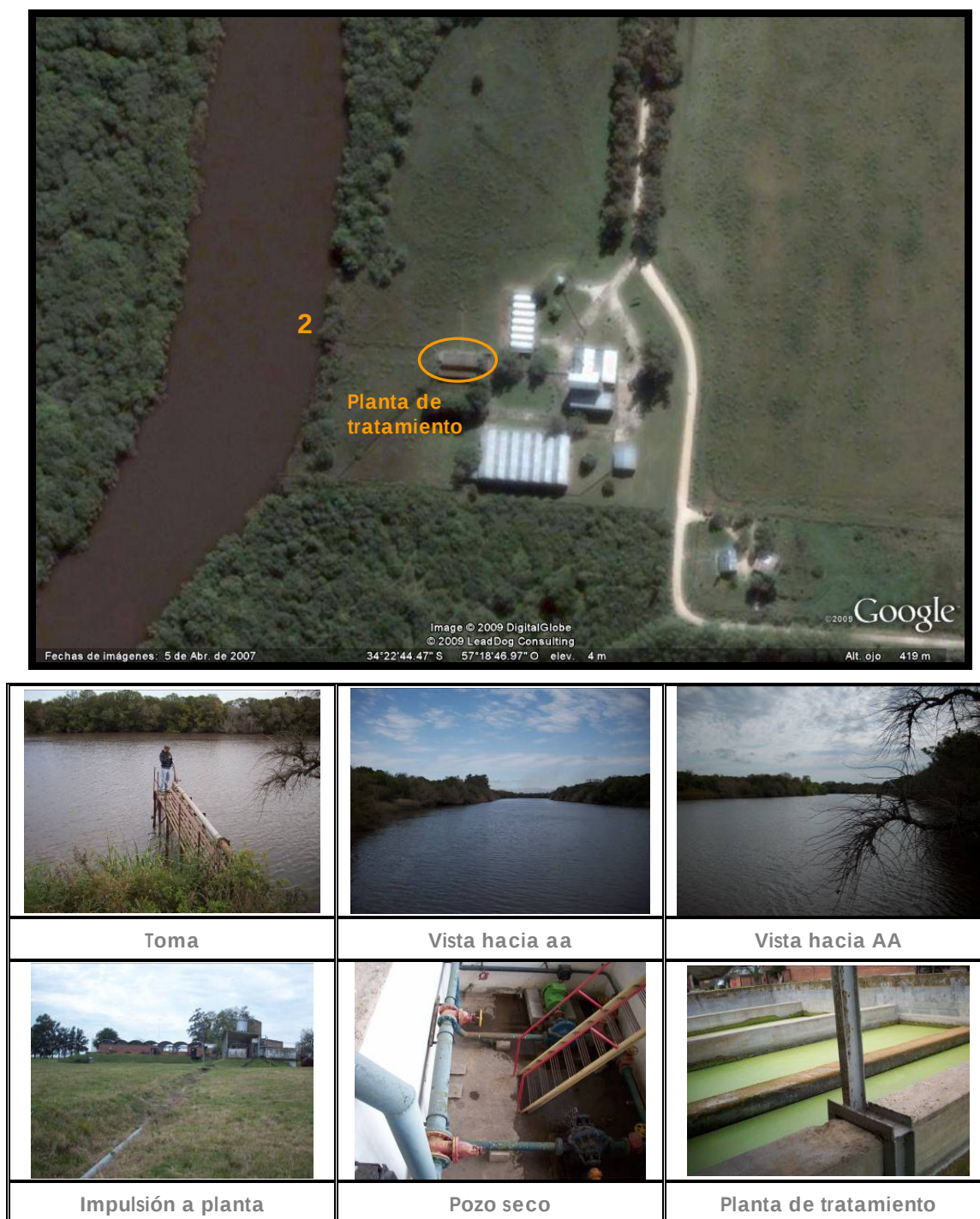


Figura 4-4: Imagen satelital y visuales del punto 2

Dado el análisis precedente, se consideran como ventajas de este punto las siguientes:

- Condiciones hidrodinámicas muy favorables.
- Accesibilidad al río.
- Infraestructura existente, fundamentalmente en lo referente a energía.
- Cercanía a las zonas de riego.

En este caso, no se identifican desventajas a ser mencionadas.

4.2.3 PUNTO 3: RINCÓN DEL REY

El último punto de captación identificado se ubica en el entorno del punto de coordenadas X: 360.256, Y: 6.192.102, según cartografía del SGM. El mismo se encuentra en el sector Sur de la Zona 1, a 3,5 km al Norte del Río de la Plata.

Se trata de un predio particular, cuyo propietario es uno de los productores de la zona.

Al mismo se accede desde Ruta 52, a la altura del paraje Rincón del Rey, transitando en dirección Oeste hacia un camino rural que cuenta con pavimento de tosca en buen estado. Dicho camino termina 150 m antes de alcanzar el punto identificado.

En las proximidades de dicho punto, el curso pasa de una zona convexa hacia una zona cóncava, pero ambas curvas son de pequeña magnitud, tal como se aprecia en la imagen satelital presentada en la Figura 4-5. Según lo observado en la salida de campo, el barranco del lado convexo es mayor que el del lado cóncavo.

La zona próxima no cuenta con servicio de energía eléctrica, pero el tendido eléctrico se encuentra relativamente cerca.

En la Figura 4-5 se presenta la imagen satelital del punto seleccionado y su entorno.



Figura 4-5: Imagen satelital y visuales del punto 3

Presentadas las características precedentes, se consideran como ventajas de este punto las siguientes:

- Condiciones hidrodinámicas favorables.
- Accesibilidad al río debido a la ausencia de vegetación de porte.

Como desventajas se consideran:

- Lejos de la zona de mayor concentración de productores de la Zona 1.
- Necesidad de extender la línea de energía eléctrica hasta la toma.

4.3 SELECCIÓN

Del análisis precedente se concluye que el punto 2 (ex-distilería de ANCAP) es el más apropiado para la construcción de la obra de toma, siguiendo en importancia el punto 1 (antigua arenera). El punto 3 queda descartado como posible emplazamiento, dada la mayor distancia a las zonas de riego y a la falta de infraestructura existente.

Por lo tanto, para el estudio de prefactibilidad de riego de la Zona 1 se consideran los dos escenarios siguientes:

- Una única obra de toma ubicada en el punto 2 que abastezca a toda la Zona 1.
- Dos obras de toma, la primera en el punto 2 para abastecer a los productores de la Zona 1 ubicados al Sur del arroyo Sarandí, y la segunda en el punto 1 para abastecer a los productores restantes ubicados al Norte de dicho arroyo.

La elección de una u otra alternativa dependerá de la rentabilidad económica asociada, según el análisis presentado en el capítulo 5.

5. ANÁLISIS DE PREFACTIBILIDAD ECONÓMICA - ZONA 1

En el presente capítulo se presenta el análisis de prefactibilidad económica de la implementación de un sistema de riego en la Zona 1, a través de la toma directa y bombeo posterior del agua necesaria desde el río Rosario.

Para el análisis se considera que el riego es económicamente factible para un determinado cultivo si el beneficio obtenido con la mejora de la producción compensa o supera los gastos incurridos en el sistema de riego.

Para lograr un aumento óptimo de la producción, el sistema de riego se debe complementar con un conjunto de medidas adicionales según el tipo de cultivo, entre las que se encuentran, por ejemplo, un incremento en la aplicación de fertilizantes y el empleo de semillas de mejor calidad (híbridos) en el caso de los cultivos agrícolas de verano.

Según lo analizado en el capítulo 3, la respuesta de cada cultivo frente al riego es diferente. Por lo tanto, ante una misma demanda de riego en una misma localización respecto a la toma, el aumento de la producción puede tornar el sistema de riego rentable para un determinado cultivo, mientras que para otro no.

El análisis de prefactibilidad económica se realiza entonces para cada uno de los cultivos de la zona, comparando los siguientes rubros:

- Costo de inversión, operación y mantenimiento del sistema de riego.
- Beneficio económico asociado al aumento de producción.

Si el beneficio supera al costo, el sistema de riego se considera rentable.

Cabe destacar que, si bien existen sistemas de riego que no apuntan a cubrir todas las necesidades de agua de los cultivos, y que incluso podrían ser más rentables desde el punto de vista económico (ya que el óptimo económico en general no coincide con el óptimo del cultivo), debido a que no se dispone de información suficiente para abordar el problema desde ese enfoque, se opta por basarse en los requerimientos de agua correspondientes al caso de maximización del rendimiento del cultivo mediante el riego.

5.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

Para considerar la variabilidad de los precios debido a la inflación, los mismos se expresan en Unidades Indexadas (UI). Esta unidad de cuenta, que se fijó con un valor inicial de \$ 1,00 para el 1° de junio de 2002, determina en forma diaria la evolución acumulada por el Índice de Precios al Consumo (IPC) en el mes anterior, siendo el ajuste realizado por el INE. Por lo tanto, todas las unidades monetarias son convertidas a su equivalente en UI.

Los precios de referencia considerados para el análisis son los correspondientes al mes de julio de 2009, por lo tanto, se adopta la cotización de la UI y del dólar de dicho mes.

Respecto a la cotización de la UI, se toma como referencia el valor promedio del mes de julio de 2009, de \$ 1,9378⁹.

En cuanto al dólar, se adopta como referencia para realizar las conversiones el valor promedio mensual del dólar interbancario del mes de julio de 2009, de \$ 23,395¹⁰.

En la Tabla 5-1 se presenta un resumen de los valores de referencia adoptados.

⁹ Fuente: INE.

¹⁰ Fuente: INE.

Tabla 5-1: Valores de referencia

REFERENCIA	FECHA	VALOR
Cotización dólar	Julio 2009	23,395
Unidad Indexada	Julio 2009	1,9378

5.2 COSTOS DEL SISTEMA DE RIEGO

En el análisis de costos del sistema de riego se consideran los costos de inversión, de operación y de mantenimiento del sistema.

Los costos de operación están fuertemente vinculados al consumo de energía y potencia. En un sistema de distribución por bombeo como el proyectado, son estos costos los que condicionan la viabilidad del sistema.

En cuanto a los costos de mantenimiento del sistema, se asume que éstos son del orden del 10 % de los costos de operación.

Una vez que se determine la viabilidad operativa del sistema, recién puede analizarse la prefactibilidad económica de la inversión inicial. De todas formas, como primera aproximación se considera que los costos de inversión son del orden de los costos de operación anual y que la inversión se amortiza en un plazo de 20 años, por lo que el costo de inversión asociado a un año se calcula como el 5 % del costo de operación anual.

5.2.1 PRECIO DE ENERGÍA Y POTENCIA

Para el análisis se toman como base las tarifas establecidas en el pliego tarifario de UTE vigentes a partir del 1° de agosto de 2009 (se desprecian las variaciones respecto al valor de julio), para medianos consumidores (potencia contratada mayor a 40 kW en cualquier horario).

El cargo por energía se distribuye en tres periodos horarios, a saber: valle (7 horas diarias), llano (13 horas diarias) y punta (4 horas diarias), distribuidos en el día según el detalle indicado en el pliego. En la Tabla 5-2 se presentan las tarifas para cada uno de los periodos horarios mencionados anteriormente.

Tabla 5-2: Tarifas para medianos consumidores – Agosto 2009

Tarifa	Nivel de tensión kV	Precio de energía \$/kWh			Potencia máx medida \$/kW	Costo fijo \$
		Valle	Llano	Punta		
MC1	0,230 – 0,400	1,003	2,387	5,517	188,2	348,7
MC2	6,4 - 15 – 22	0,968	2,178	4,324	121,2	
MC3	31,5	0,944	2,081	3,516	68,5	

Dado que las líneas de media tensión en la zona son de 15 kV, para la determinación de los costos de bombeo extrapredial se utilizan las tarifas MC2, correspondientes a niveles de tensión de 6,4 kV, 15 kV ó 22 kV. En la Tabla 5-3 se presentan las tarifas de energía y de potencia para MC2 expresadas en UI.

Tabla 5-3: Tarifas de energía y potencia en UI para MC2

Periodo	Energía (UI/kWh)	Potencia (UI/kW)
Valle	0,50	62,55
Llano	1,12	62,55
Punta	2,23	62,55

5.2.2 POTENCIA CONSUMIDA

La potencia consumida por el sistema de riego depende del caudal a elevar y de la carga a suministrar por el equipo de bombeo.

El caudal a elevar es una variable que depende de los requerimientos de riego de cada cultivo, los cuales a su vez varían a lo largo del ciclo del cultivo.

En primera instancia, para independizarse de dicha variable, se determina la potencia consumida por unidad de caudal, la cual depende de la carga a vencer por el equipo de bombeo y de la eficiencia del mismo:

$$P/Q = \frac{\gamma H}{\eta}$$

Donde:

P/Q: Potencia por unidad de caudal (W/m³/s)

γ : Peso específico del agua (9.800 kg/m²/s²)

H: Carga a vencer por el equipo de bombeo (m)

η : Eficiencia del equipo de bombeo

La carga a elevar por el equipo de bombeo se calcula como la suma de la carga estática más la carga dinámica. Se calcula un valor para cada curva de nivel, donde:

- Carga estática: desnivel geométrico entre la cota de la curva considerada y el nivel mínimo de succión.
- Carga dinámica: pérdida de carga en la cañería, estimada como el 0,5 % de la longitud de la misma.

La cota del nivel de succión se fija en 5 m, en base al relevamiento realizado.

5.2.3 SELECCIÓN DE LA CANTIDAD DE PUNTOS DE CAPTACIÓN

En cuanto a la cañería de distribución primaria, se define un trazado primario considerando los siguientes criterios:

- Evitar atravesar los predios, especialmente si se trata de zonas cultivadas.
- Bordesear caminos y/o alambrados.

Tal como fue mencionado en el capítulo 4, se consideran dos alternativas posibles:

- Escenario 1: Una única obra de toma ubicada en el punto 2 que abastezca a toda la Zona 1.
- Escenario 2: Dos obras de toma, la primera en el punto 2 para abastecer a los productores de la Zona 1 ubicados al Sur del arroyo Sarandí, y la segunda en el punto 1 para abastecer a los productores restantes ubicados al Norte de dicho arroyo.

En la Figura 5-1 se presenta el trazado primario considerado para la cañería de impulsión en el Escenario 1, y en la Tabla 5-4 se presentan las longitudes de los tramos entre curvas de nivel y los respectivos desniveles respecto a la cota mínima de succión.

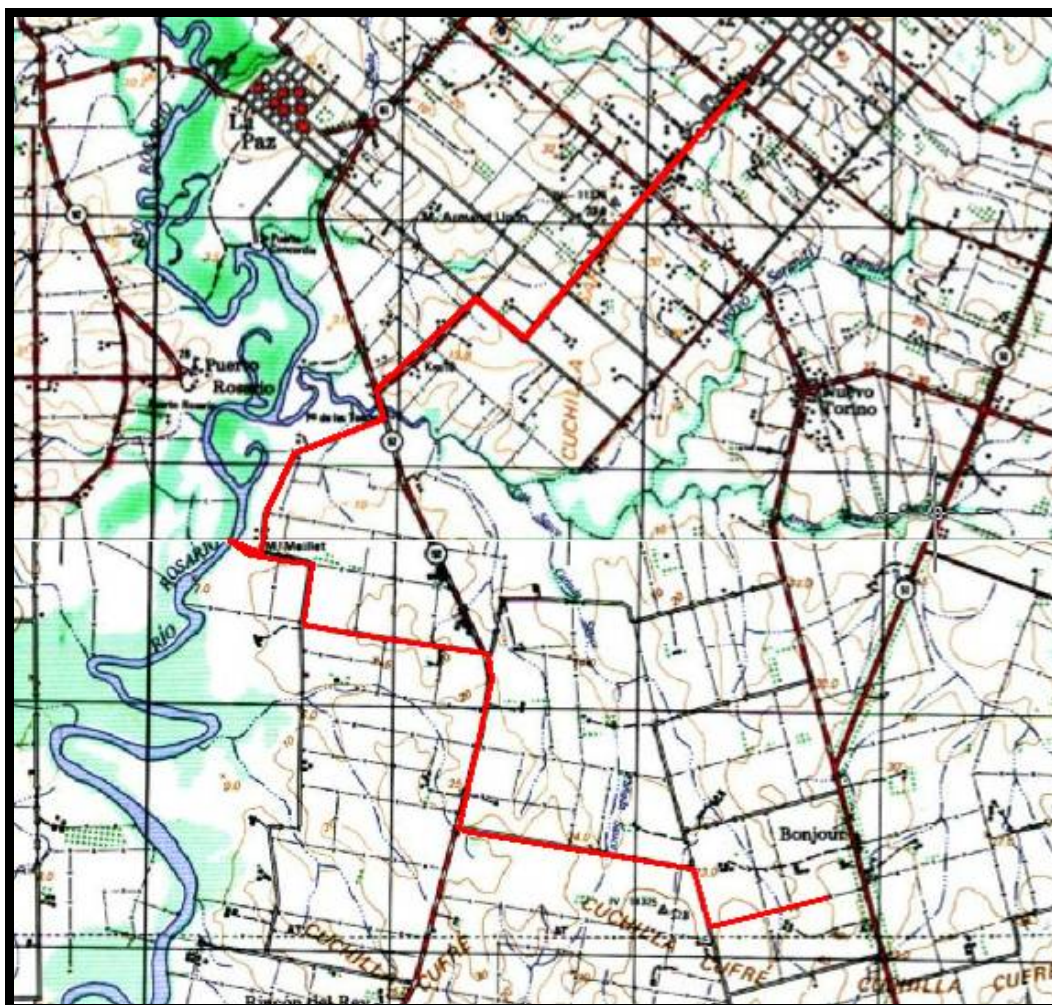


Figura 5-1: Línea de impulsión - Escenario 1

Tabla 5-4: Línea de impulsión - Escenario 1

Escenario 1 - Línea Sur			
Cota (m)	ΔH (m)	L (m)	ΔH_{tot} (m)
10	5	570	11
20	15	1.610	31
30	25	4.295	68
40	35	7.645	111

Escenario 1 - Línea Norte			
Cota (m)	ΔH (m)	L (m)	ΔH_{tot} (m)
10	5	2.210	27
20	15	4.205	57
30	25	5.510	80
40	35	7.230	107

En la Figura 5-2 se presenta el trazado primario considerado para la cañería de impulsión en el Escenario 2, y en la Tabla 5-5 se presentan las longitudes de los tramos entre curvas de nivel y los respectivos desniveles respecto a la cota mínima de succión.

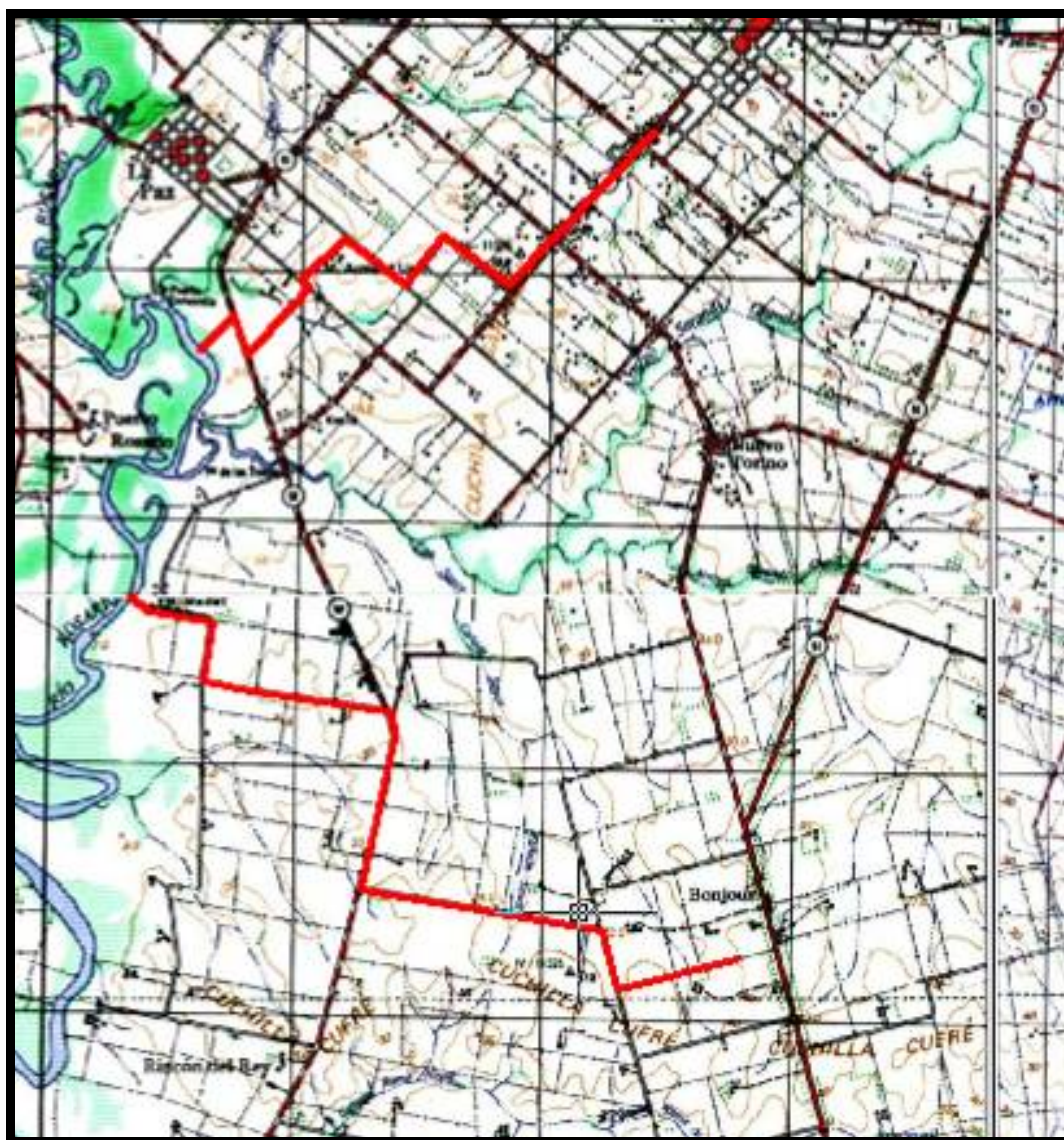


Figura 5-2: Línea de impulsión - Escenario 2

Tabla 5-5: Línea de impulsión - Escenario 2

Escenario 2 - Línea Sur			
Cota (m)	ΔH (m)	L (m)	ΔH_{tot} (m)
10	5	570	11
20	15	1.610	31
30	25	4.295	68
40	35	7.645	111

Escenario 2 - Línea Norte			
Cota (m)	ΔH (m)	L (m)	ΔH_{tot} (m)
10	5	1.235	17
20	15	1.535	30
30	25	3.810	63
40	35	5.500	90

Cabe señalar que el trazado de las cañerías se debe ajustar una vez definida la prefactibilidad de riego de las distintas zonas. A los efectos del presente análisis la aproximación adoptada se considera válida.

Los resultados obtenidos para cada cota se presentan en la Tabla 5-6 para el Escenario 1 y en la Tabla 5-7 para el Escenario 2.

Tabla 5-6: Costos de bombeo por unidad de caudal – Escenario 1

Escenario 1 - Línea Sur					
Cota (m)	ΔH (m)	Pot/Q (kW/(m ³ /s))	Costo bombeo (UI/(m ³ /s)/h)		
			Valle	Llano	Punta
10	8	103	99	223	444
20	23	301	292	656	1.302
30	46	607	588	1323	2.626
40	73	957	926	2084	4.137
Costo total			1.905	4.286	8.509

Escenario 1 - Línea Norte					
Cota (m)	ΔH (m)	Pot/Q (kW/(m ³ /s))	Costo bombeo (UI/(m ³ /s)/h)		
			Valle	Llano	Punta
10	16	210	203	457	907
20	36	471	456	1025	2.035
30	53	687	665	1496	2.969
40	71	930	900	2025	4.020
Costo total			2.223	5.002	9.931

Tabla 5-7: Costos de bombeo por unidad de caudal – Escenario 2

Escenario 2 - Línea Sur					
Cota (m)	ΔH (m)	Pot/Q (kW/(m ³ /s))	Costo bombeo (UI/(m ³ /s)/h)		
			Valle	Llano	Punta
10	8	103	99	223	444
20	23	301	292	656	1.302
30	46	607	588	1323	2.626
40	73	957	926	2084	4.137
Costo total			1.905	4.286	8.509

Escenario 2 - Línea Norte					
Cota (m)	ΔH (m)	Pot/Q (kW/(m ³ /s))	Costo bombeo (UI/(m ³ /s)/h)		
			Valle	Llano	Punta
10	11	146	141	318	631
20	23	296	287	645	1.281
30	44	576	557	1254	2.489
40	63	817	791	1779	3.531
Costo total			1.776	3.996	7.933

Cabe destacar que los costos de bombeo presentados anteriormente sólo contemplan los costos asociados al gasto energético, sin incluir los costos referentes a la potencia máxima medida.

Como se desprende de los resultados obtenidos, el costo de bombeo hacia el Norte del arroyo Sarandí es menor en el caso del Escenario 2, ya que la toma se encuentra más próxima a la zona a regar. Las diferencias porcentuales para las líneas Norte, entre los dos escenarios considerados, varían entre 12 % y 37 %, según se muestran en la Tabla 5-8.

Tabla 5-8: Relación porcentual de costos para líneas del Norte

Cota (m)	Costo E2/ CostoE1
10	70%
20	63%
30	84%
40	88%

Por lo tanto, aplicando un criterio exclusivamente económico para la selección de una de las alternativas planteadas, se concluye que el Escenario 2 es el más conveniente.

5.2.4 CONCEPCIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO

Para la concepción del sistema de riego se considera como alternativa más adecuada la conducción del agua a presión, desde los puntos de captación hasta puntos seleccionados por sus condiciones altimétricas favorables, a través de las denominadas tuberías de distribución primaria.

Algunos de dichos puntos se emplearán como recalques, de manera de disminuir la potencia requerida y las dimensiones de las bombas a emplear. Además, se prevén puntos intermedios entre los anteriores y la toma, para distribuir desde allí parte del agua bombeada hacia las zonas más bajas. Con esto se busca reducir los costos de energía, ya que se evita elevar el agua hacia grandes distancias de la fuente para luego devolverla por gravedad en el sentido contrario.

Desde los puntos de distribución derivarán tuberías de distribución secundaria, donde el agua será conducida por gravedad hacia depósitos de almacenamiento construidos en el ingreso de cada predio a regar. Estos depósitos podrán ser reservorios excavados en tierra (revestidos con film de polietileno si es necesario) o tanques australianos, y deberán ser capaces de almacenar el volumen de agua de riego requerido diariamente.

El sistema de riego interno propuesto depende del tipo de cultivo a regar: riego por aspersión para cultivos agrícolas y riego por goteo para frutales.

En el sistema de riego por aspersión el agua se aplicará al suelo en forma de lluvia utilizando dispositivos de emisión de agua normalmente llamados aspersores, los cuales generarán un chorro de agua pulverizada en gotas. El agua saldrá por los aspersores dotada de presión (siendo 0,4 kg/cm² la presión de diseño) y llegará hasta ellos a través de una red de tuberías cuya complejidad y longitud dependerá de la dimensión y la configuración del predio a regar.

Cuando el riego se realice por goteo, el agua será conducida a través de un sistema de tuberías y emisores denominados goteros. De esta forma el agua infiltrará hacia las raíces, humedeciendo directamente la zona de influencia de las mismas, y en menor medida el terreno circundante. Además de operar a presiones relativamente menores que el método de aspersión (siendo 0,3 kg/cm² la presión de diseño), el goteo permite la dosificación de fertilizantes, aunque suele tratarse de sistemas más caros, que requieren automatización.

Cabe destacar que el sistema de riego propuesto se financiará mediante el cobro de una tarifa a los usuarios conectados al sistema. La tarifa se fijará por metro cúbico, existiendo diferentes rangos de precio según la ubicación relativa del predio a regar respecto a los puntos de distribución. De esta forma, disponiendo de la ubicación del productor y del consumo de agua al término del mes, se procederá a cobrar por metro cúbico, y no en forma de tarifa plana o por hectárea cultivada. De este modo se pretende que los productores optimicen el uso del agua mediante métodos de riego más eficientes.

Para el control del consumo de agua se emplearán medidores, los cuales se ubicarán en la tubería de alimentación del depósito de almacenamiento de cada productor.

Los puntos seleccionados por sus condiciones altimétricas favorables se detallan en la Tabla 5-9.

Tabla 5-9: Puntos de bombeo y distribución

Subzona	Punto	Coordenadas		Cota (m)	Área asociada (há)
		X	Y		
Norte	Toma Arenera	361.195	6.197.348	5	2.020
	Pto. Distribución Intermedio	363.010	6.197.025	21	222
	Recalque y Pto. Distribución	364.013	6.198.282	30	803
	Pto. Distribución Colonia Valdense	364.432	6.199.986	30	395
	Pto. Distribución Nuevo Torino	366.299	6.194.219	30	600
Sur	Toma ANCAP	360.694	6.195.295	5	3.348
	Pto. Distribución Intermedio	363.619	6.192.417	20	740
	Recalque y Pto. Distribución	364.261	6.191.261	30	1.163
	Pto. Distribución Cota 40 m	365.528	6.189.270	40	1.445

El esquema del trazado propuesto para el sistema de distribución se presenta en la Figura 5-3, donde se indican:

- las líneas de distribución (Norte y Sur) en azul,
- la delimitación de la Zona 1 en rojo,
- las zonas potencialmente regables por gravedad desde cada punto de distribución en negro, con rayas oblicuas,
- los puntos de bombeo (tomas de agua y recalques) con círculos celestes, y
- los puntos de distribución (sin bombeo) con círculos verdes.

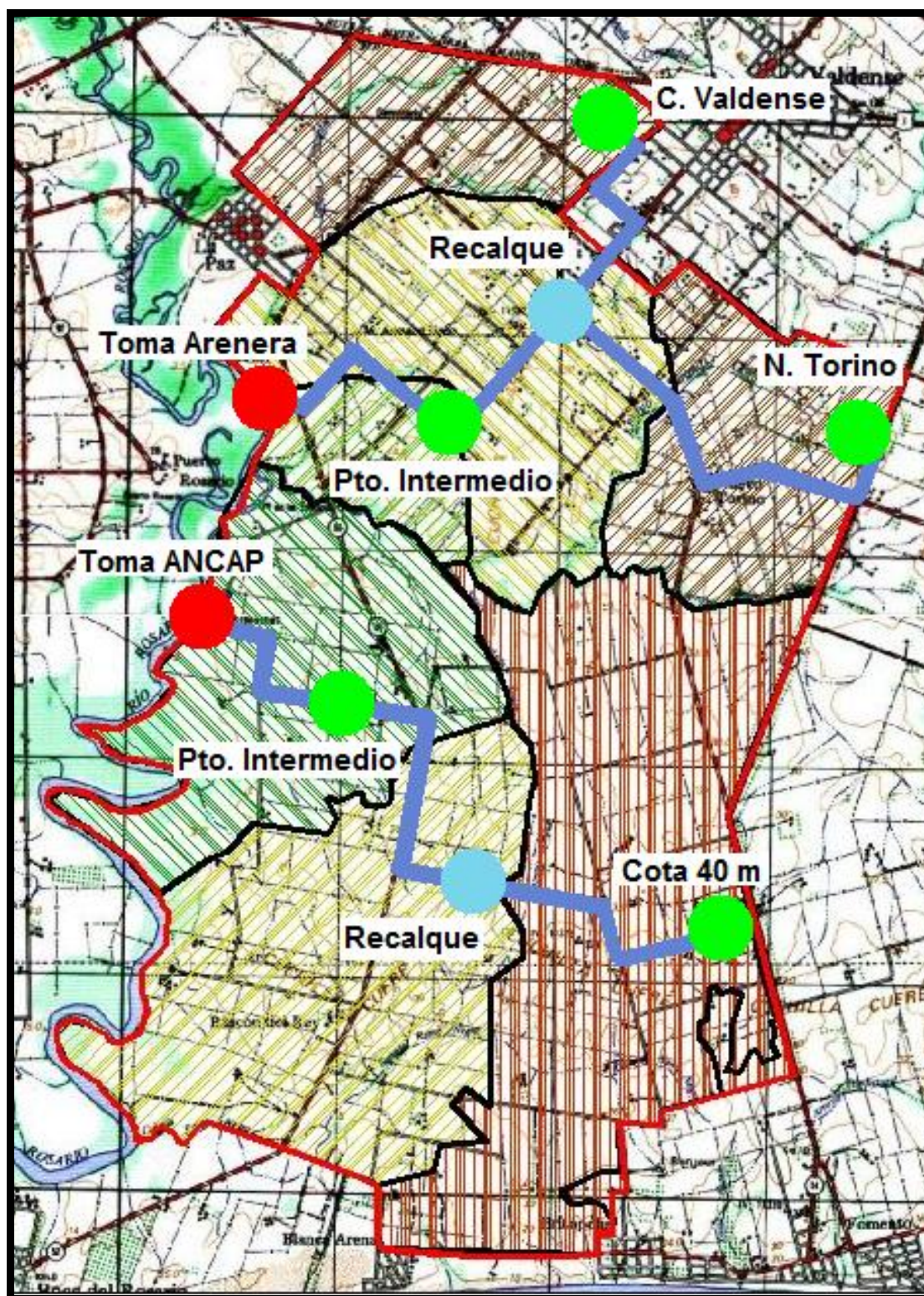


Figura 5-3: Sistema de distribución – Zona 1

De la figura anterior se desprende que el área potencialmente regable coincide con la superficie de la Zona 1 (a excepción del 1 % del área).

5.2.5 COSTOS DE OPERACIÓN

A partir del ciclo anual de riego neto en mm determinado en el punto 3.2.2, con una frecuencia de 80 % para cada uno de los cultivos, y asumiendo una eficiencia global de 70 % para riego por aspersión y de 80 % para riego por goteo, se determina el ciclo anual de riego bruto en m³/há. El mismo se presenta en la Tabla 5-10, para cada uno de los cultivos de la Zona 1.

Tabla 5-10: Ciclo anual de riego bruto

Cultivo	ZONA 1 - Ciclo anual de riego (m ³ /mes/há)											
	Enero	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
Alfalfa	2.379	1.586	793	793	0	0	0	0	0	793	793	793
Duraznero	2.048	683	683	0	0	0	0	0	0	683	683	2.048
Maíz de 1era	2.200	2.200	1.467	0	0	0	0	0	0	0	0	733
Soja de 1era	1.350	2.025	1.350	0	0	0	0	0	0	0	0	675
Sorgo de 1era	1.851	2.777	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Con estos valores se pueden calcular los costos de bombeo por hectárea cultivada, en función de la cota hasta la cual se debe elevar el agua y del cultivo que se desea regar. Para calcular los mismos es necesario definir las horas de bombeo diarias en cada mes. Se adopta como criterio de selección aquella combinación que minimiza los costos totales de bombeo, es decir, los de energía y potencia.

Dado que enero es el mes de mayor demanda, se maximizan las horas de bombeo en este periodo para no sobredimensionar las instalaciones. Se consideran dos alternativas:

- 24 horas diarias de bombeo, incluyendo las horas de punta, y
- 20 horas diarias de bombeo, excluyendo las horas de punta.

En este mes las líneas de impulsión funcionarán a su velocidad máxima admisible, por lo que el caudal obtenido se corresponderá con el caudal máximo de diseño de las conducciones.

Según el criterio de velocidades adoptado, se admite una reducción del caudal en funcionamiento normal respecto al caudal máximo del orden de 30 %.

Priorizando minimizar las horas de bombeo en punta y en llano, y manteniendo un caudal máximo igual al obtenido para el mes de enero, se fijan las horas de bombeo para los meses restantes.

Con el objetivo de determinar cuál de las dos alternativas es económicamente más eficiente, se repite el procedimiento anterior considerando bombeo en la línea Norte del Escenario 2 hasta el recalque, y una demanda de riego igual al total de la zona al Norte del arroyo Sarandí. Dado que la consideración de otra cota u otra demanda lleva a valores proporcionales, los resultados de la comparación se consideran extrapolables a cualquier otra situación. Los mismos se presentan en la Tabla 5-11.

Tabla 5-11: Comparación de costos incluyendo o excluyendo las horas de punta

Horas de bombeo en enero	Costo (U\$/año)
24	566.201
20	413.798

De los resultados obtenidos se desprende que con 20 horas diarias de bombeo hay un ahorro del 27 %, por lo cual se opta por bombear 20 horas en enero, excluyendo el horario de punta. Además del ahorro energético, este criterio deja un margen de 4 horas para cubrir un eventual aumento en la demanda de riego sin sobreexigir el sistema de riego diseñado.

Las horas diarias de bombeo consideradas para cada uno de los meses en los cuales existe demanda de riego, se muestran en la Tabla 5-12 y Tabla 5-13 para la línea Norte y Sur respectivamente.

Tabla 5-12: Horas diarias de bombeo – Línea Norte

Horas diarias de bombeo - Línea Norte												
	Enero	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
Valle	7,0	7,0	7,0	1,3					0,0	2,8	2,9	7,0
Llano	13,0	13,0	2,4	0,0					0,0	0,0	0,0	2,3
Punta	0	0	0	0					0	0	0	0

Tabla 5-13: Horas diarias de bombeo – Línea Sur

Horas diarias de bombeo - Línea Sur												
	Enero	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
Valle	7,0	7,0	7,0	1,3					0,0	2,9	2,9	7,0
Llano	13,0	13,0	2,4	0,0					0,0	0,0	0,0	2,3
Punta	0	0	0	0					0	0	0	0

Las horas de bombeo son iguales dado que las áreas de riego, y por tanto los caudales, son proporcionales. Las horas de bombeo diarias para cada mes del ciclo de riego se presentan en la Figura 5-4.

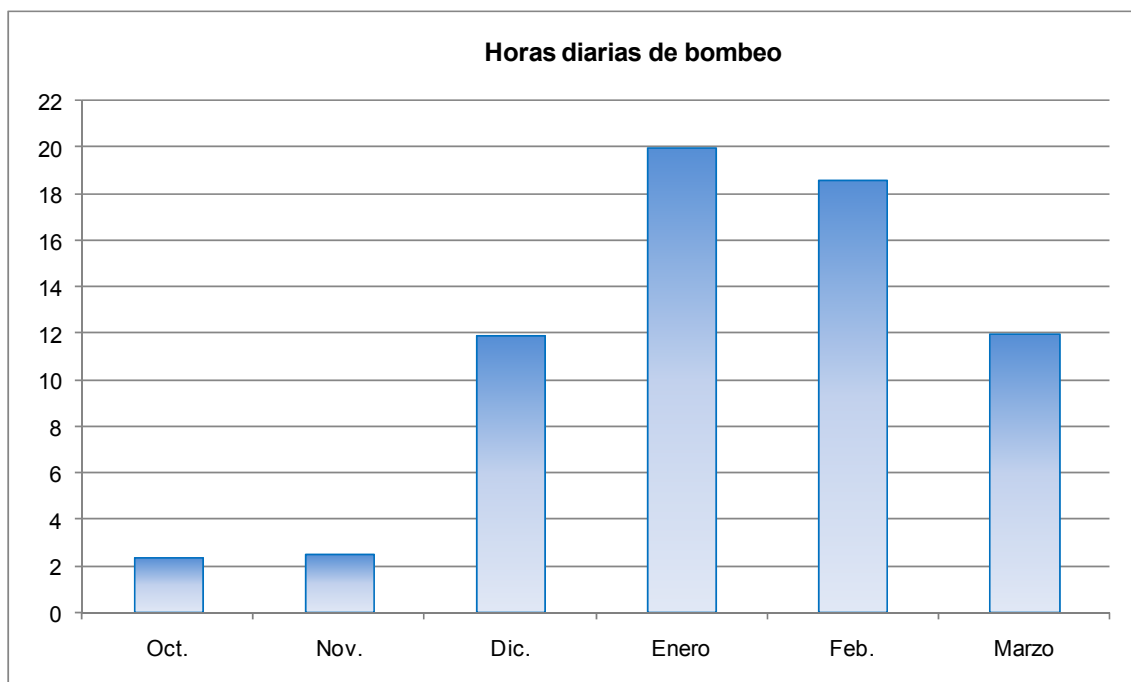


Figura 5-4: Horas diarias de bombeo – Líneas Norte y Sur

Luego, para determinar los costos anuales de bombeo, se deben tener en cuenta tanto los costos de energía, como los costos fijos y los costos de potencia máxima medida.

Para los costos de potencia se estima la potencia necesaria para efectuar los distintos bombeos, tomando como potencia contratada en cada estación de bombeo la máxima potencia mensual. En particular, los costos de potencia de los bombeos primarios se reparten entre todos los puntos de distribución, en proporción al caudal asociado a cada uno.

En la Tabla 5-14 y Tabla 5-15 se muestra la repartición de caudales y el costo anual de potencia para cada punto de distribución de la línea Norte, respectivamente.

Tabla 5-14: Caudal asociado – Línea Norte

Caudal asociado	% del B.Primario
Punto Intermedio	11%
Recalque	40%
Colonia Valdense	20%
Nuevo Torino	30%

Tabla 5-15: Costo anual de potencia – Línea Norte

Costo anual de potencia	
LÍNEA DE BOMBEO	UI/año
Primario	118.062
Punto Intermedio	12.975
Recalque	46.932
Colonia Valdense	33.050
Nuevo Torino	55.731

Cabe destacar que para los puntos de distribución en Colonia Valdense y Nuevo Torino, los costos anuales de potencia incluyen no sólo los del bombeo primario, sino también los asociados a sí mismos.

En la Tabla 5-16 y Tabla 5-17 se muestra la repartición de caudales y el costo anual de potencia para cada punto de distribución de la línea Sur, respectivamente.

Tabla 5-16: Caudal asociado – Línea Sur

Caudal asociado	% del B.Primario
Pto Intermedio	22%
Recalque	35%
Cota 40 m	43%

Tabla 5-17: Costo anual de potencia – Línea Sur

Costo anual de potencia	
Línea de bombeo	UI/año
Primario	218.924
Pto Intermedio	48.385
Recalque	76.059
Cota 40 m	139.843

Al igual que en la línea Norte, el punto de distribución Cota 40 m no sólo incluye los costos anuales de potencia asociados al bombeo primario, sino también el asociado al bombeo en dicho punto.

Los costos de potencia obtenidos anteriormente se distribuyen en proporción al requerimiento de riego de cada cultivo. De esta forma se obtiene un costo de potencia para cada cultivo en cada punto de distribución, de manera que aquellos cultivos que requieran mayores caudales de riego tengan asociado un mayor costo de potencia respecto a aquellos cultivos cuya demanda de riego es menor. En la Tabla 5-18 se muestra la proporción de caudales adoptada para cada cultivo, correspondiente al mes de enero.

Tabla 5-18: Porcentaje del caudal para cada cultivo

Cultivo	% del caudal
Maíz de 1era	32%
Soja de 1era	10%
Sorgo de 1era	14%
Alfalfa	18%
Duraznero	26%

Luego, dividiendo entre el área asociada a cada punto de distribución, se obtienen los costos de potencia por hectárea para cada cultivo en cada punto de distribución. Sumando dichos costos a los costos de energía ya calculados, se obtiene el costo total del bombeo desde el río hasta el predio de cada productor.

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 5-19 y en la Figura 5-5 para la línea Sur, y en la Tabla 5-20 y en la Figura 5-6 para la línea Norte.

Tabla 5-19: Costo anual de operación por há – Línea Sur

Costo anual de bombeo (UI/há) - ENERGÍA			
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	Cota 40 m
Alfalfa	534	1.077	1.569
Durazno	454	915	1.333
Maíz de 1era	499	1.005	1.464
Soja de 1era	403	812	1.183
Sorgo de 1era	421	849	1.237

Costo anual de bombeo (UI/há) - POTENCIA			
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	Cota 40 m
Alfalfa	420	420	622
Durazno	395	395	585
Maíz de 1era	374	374	553
Soja de 1era	234	234	346
Sorgo de 1era	327	327	484

Costo anual de bombeo (UI/há) - OPERACIÓN			
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	Cota 40 m
Alfalfa	955	1.498	2.191
Durazno	849	1.310	1.918
Maíz de 1era	872	1.379	2.017
Soja de 1era	636	1.046	1.529
Sorgo de 1era	748	1.176	1.721

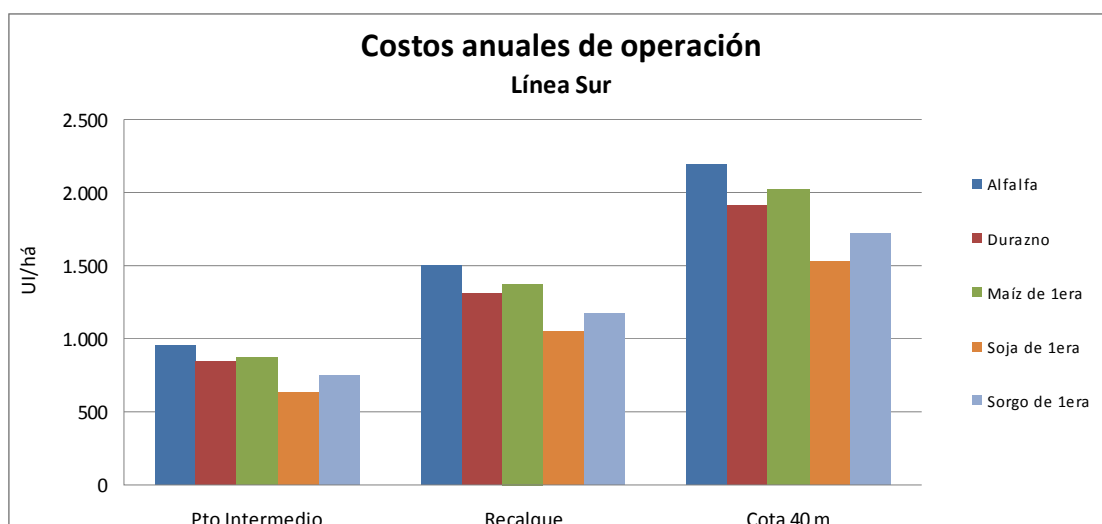


Figura 5-5: Costo anual de operación por há – Línea Sur

Tabla 5-20: Costo anual de operación por há – Línea Norte

Costo anual de bombeo (UI/há) - ENERGÍA				
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	C. Valdense	Nuevo Torino
Alfalfa	556	929	1.234	1.438
Durazno	472	789	1.049	1.222
Maíz de 1era	516	863	1.147	1.336
Soja de 1era	417	698	927	1.080
Sorgo de 1era	436	728	968	1.127

Costo anual de bombeo (UI/há) - POTENCIA				
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	C. Valdense	Nuevo Torino
Alfalfa	376	376	538	597
Durazno	353	353	506	562
Maíz de 1era	334	334	478	531
Soja de 1era	209	209	299	332
Sorgo de 1era	292	292	418	464

Costo anual de bombeo (UI/há) - OPERACIÓN				
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	C. Valdense	Nuevo Torino
Alfalfa	931	1.305	1.772	2.035
Durazno	826	1.143	1.555	1.783
Maíz de 1era	850	1.197	1.625	1.867
Soja de 1era	626	906	1.226	1.411
Sorgo de 1era	728	1.021	1.386	1.592

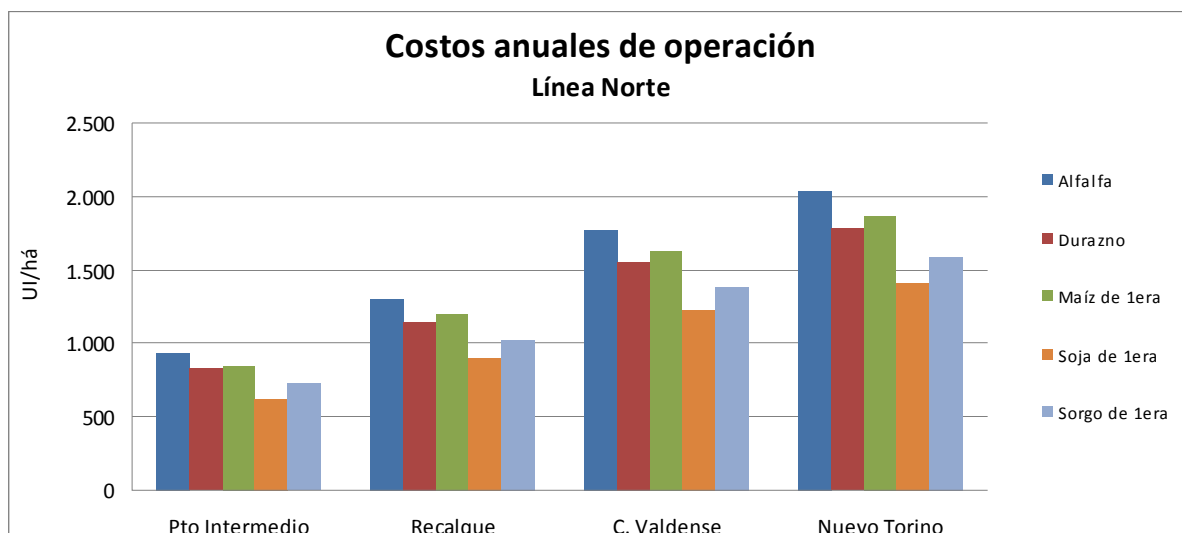


Figura 5-6: Costo anual de operación por há – Línea Norte

5.2.6 COSTOS DE INVERSIÓN

Tal como se mencionó anteriormente, a los efectos de este estudio de prefactibilidad se asume que los costos de inversión del sistema de riego a implementar son del orden de los costos operativos anuales.

Se considera además que la inversión se amortiza en 20 años, por lo que el costo de inversión correspondiente a un año de operación del sistema es igual al 5 % del costo operativo anual.

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 5-21 y Tabla 5-22, para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 5-21: Costo de inversión – Línea Sur

Costo anual (UI/há) - INVERSIÓN			
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	Cota 40 m
Alfalfa	48	75	110
Durazno	42	66	96
Maíz de 1era	44	69	101
Soja de 1era	32	52	76
Sorgo de 1era	37	59	86

Tabla 5-22: Costo de inversión – Línea Norte

Costo anual (UI/há) - INVERSIÓN				
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	C. Valdense	Nuevo Torino
Alfalfa	47	65	89	102
Durazno	41	57	78	89
Maíz de 1era	43	60	81	93
Soja de 1era	31	45	61	71
Sorgo de 1era	36	51	69	80

5.2.7 COSTOS DE MANTENIMIENTO DEL SISTEMA

En este caso, tal como se mencionó anteriormente, se asume que los costos de mantenimiento del sistema son del orden del 10 % de los costos operativos. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 5-23 y Tabla 5-24, para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 5-23: Costo de mantenimiento - Línea Sur

Costo anual (UI/há) - MANTENIMIENTO			
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	Cota 40 m
Alfalfa	95	150	219
Durazno	85	131	192
Maíz de 1era	87	138	202
Soja de 1era	64	105	153
Sorgo de 1era	75	118	172

Tabla 5-24: Costo de mantenimiento - Línea Norte

Costo anual (UI/há) - MANTENIMIENTO				
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	C. Valdense	Nuevo Torino
Alfalfa	93	130	177	203
Durazno	83	114	155	178
Maíz de 1era	85	120	163	187
Soja de 1era	63	91	123	141
Sorgo de 1era	73	102	139	159

5.2.8 COSTO ANUAL BASE

El costo total anual de operación, inversión y mantenimiento del sistema, denominado costo anual base del sistema de riego, se presenta en la Tabla 5-25 y en la Figura 5-7, para la línea Sur, y en la Tabla 5-26 y en la Figura 5-8, para la línea Norte, desglosado según el cultivo.

Tabla 5-25: Costo anual base - Línea Sur

Costo anual base del sistema de riego (UI/há)			
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	Cota 40 m
Alfalfa	1.098	1.722	2.520
Durazno	977	1.507	2.206
Maíz de 1era	1.003	1.586	2.320
Soja de 1era	732	1.203	1.758
Sorgo de 1era	860	1.353	1.979

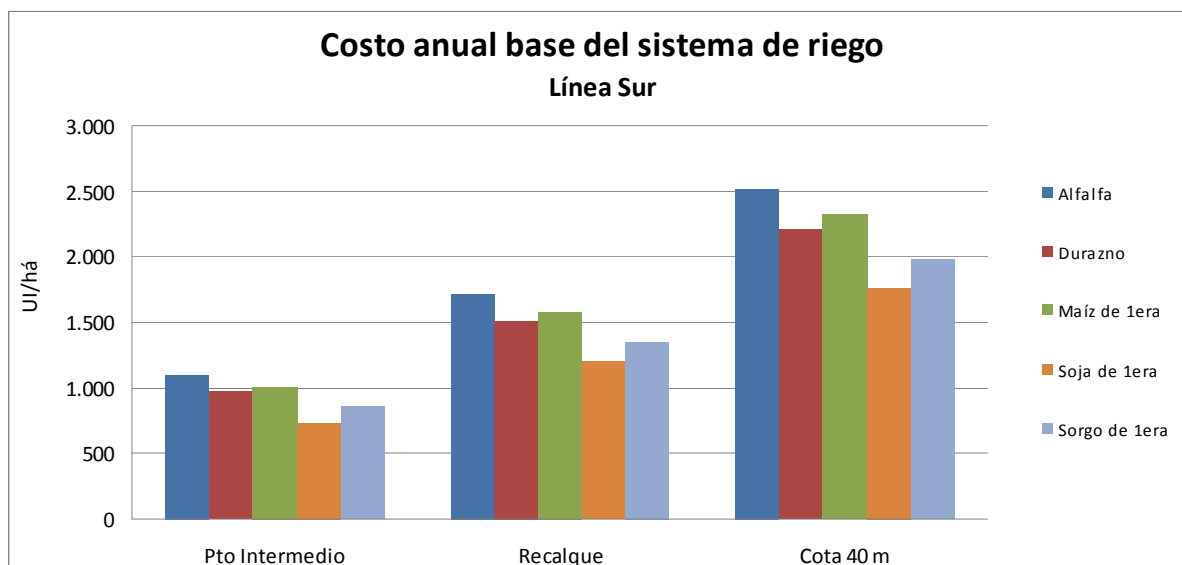


Figura 5-7: Costo anual base - Línea Sur

Tabla 5-26: Costo anual base - Línea Norte

Costo anual base del sistema de riego (UI/há)				
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	C. Valdense	Nuevo Torino
Alfalfa	1.071	1.500	2.038	2.340
Durazno	950	1.314	1.788	2.051
Maíz de 1era	978	1.377	1.869	2.147
Soja de 1era	720	1.042	1.410	1.623
Sorgo de 1era	837	1.174	1.594	1.831

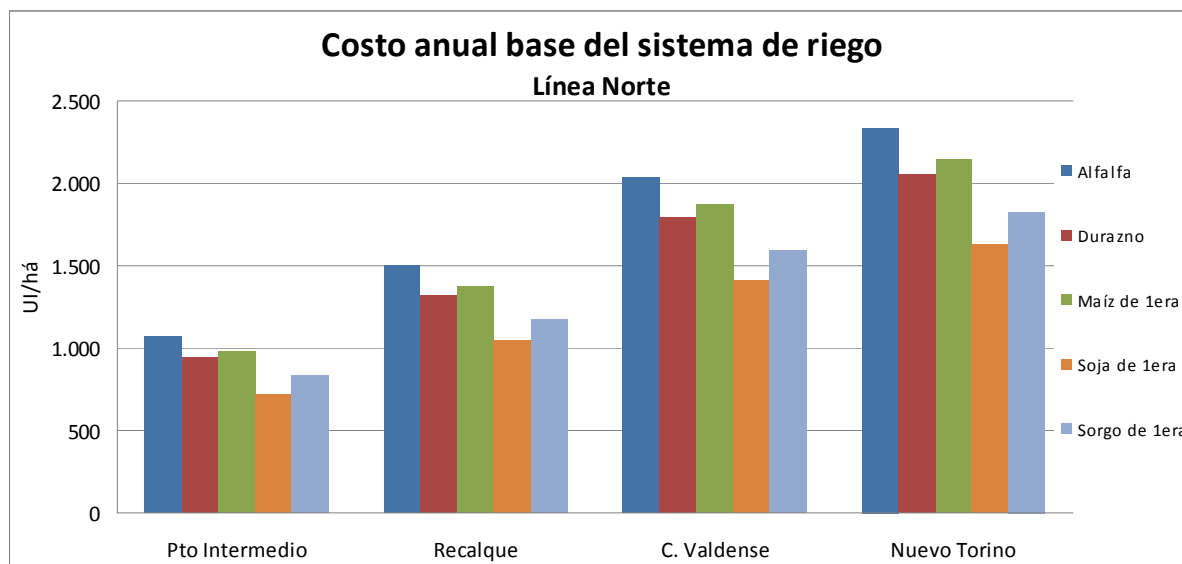


Figura 5-8: Costo anual base - Línea Norte

5.2.9 COSTOS DE RIEGO INTERNO

Al costo anual base del sistema de riego se le debe sumar el costo del riego interno de cada productor. Cabe destacar que el costo de riego interno es independiente del sistema de riego desarrollado (toma directa o embalse), por lo tanto, el análisis que se presenta a continuación también es válido para los cultivos de la Zona 2.

Dado que el costo de riego interno depende del área a regar, se definen tres tipos de productores, chico, mediano y grande, y se calculan los costos asociados a cada cultivo para cada uno de ellos. Cabe destacar que, al definir los tipos de productores, se diferencia entre productores agrícolas y productores frutícolas (durazneros), ya que el duraznero se desarrolla en áreas más reducidas.

En la Tabla 5-27 y Tabla 5-28 se presentan las áreas asociadas a los productores de cultivos agrícolas y de duraznero respectivamente.

Tabla 5-27: Tipos de productores – Cultivos agrícolas

Productor	ASPERSIÓN		
	Chico	Mediano	Grande
Área asociada (há)	10	50	100

Tabla 5-28: Tipos de productores – Duraznero

Productor	GOTEO		
	Chico	Mediano	Grande
Área asociada (há)	3	8	15

En el caso de riego por aspersión, debido a la gran cantidad de variables de las que depende el sistema de riego y su programación, se realizan algunas simplificaciones:

- Se asume en febrero (mes de mayor demanda de los cultivos agrícolas) una frecuencia de riego diaria y una jornada de riego de 10 horas incluyendo las horas de cambio de los aspersores. Descontando éstas últimas, las horas de operación del sistema se fijan en 8.
- Luego, en función del caudal resultante en febrero, adoptado como caudal de diseño del sistema, se ajusta la frecuencia de riego para los meses restantes.

Cabe destacar que, si bien en la realidad cada cuadro no se riega según la frecuencia definida para los cálculos, a los efectos de éstos es equivalente regar diariamente toda la superficie que regar un cuadro respetando la frecuencia prefijada.

Análogamente, para el caso de riego por goteo se realizan las siguientes simplificaciones:

- Se asume una frecuencia de riego diaria en todos los meses.
- Se asume en enero (mes de mayor demanda del duraznero) una jornada de riego de 20 horas (válida si el riego está automatizado).
- En los meses restantes, las horas de riego se ajustan en función del caudal resultante en enero, adoptado como caudal de diseño del sistema.

En cuanto a los costos de energía y potencia, se utilizan las tarifas MC1, correspondientes a niveles de tensión de 230 a 380 V, las cuales se presentan en la Tabla 5-29 expresadas en UI.

Tabla 5-29: Tarifas de energía y potencia para MC1 en UI

Periodo	Energía (UI/kWh)	Potencia (UI/kW)
Valle	0,52	97,1
Llano	1,23	97,1
Punta	2,85	97,1

En la Tabla 5-30 y en la Figura 5-9 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 5-30: Costo anual de riego interno

Costo anual interno (UI/há)			
Cultivo	Chico	Mediano	Grande
Alfalfa	3.347	3.077	2.976
Duraznero	1.874	1.331	1.204
Maíz de 1era	2.939	2.610	2.589
Soja de 1era	2.451	2.278	2.257
Sorgo de 1era	2.508	2.384	2.338

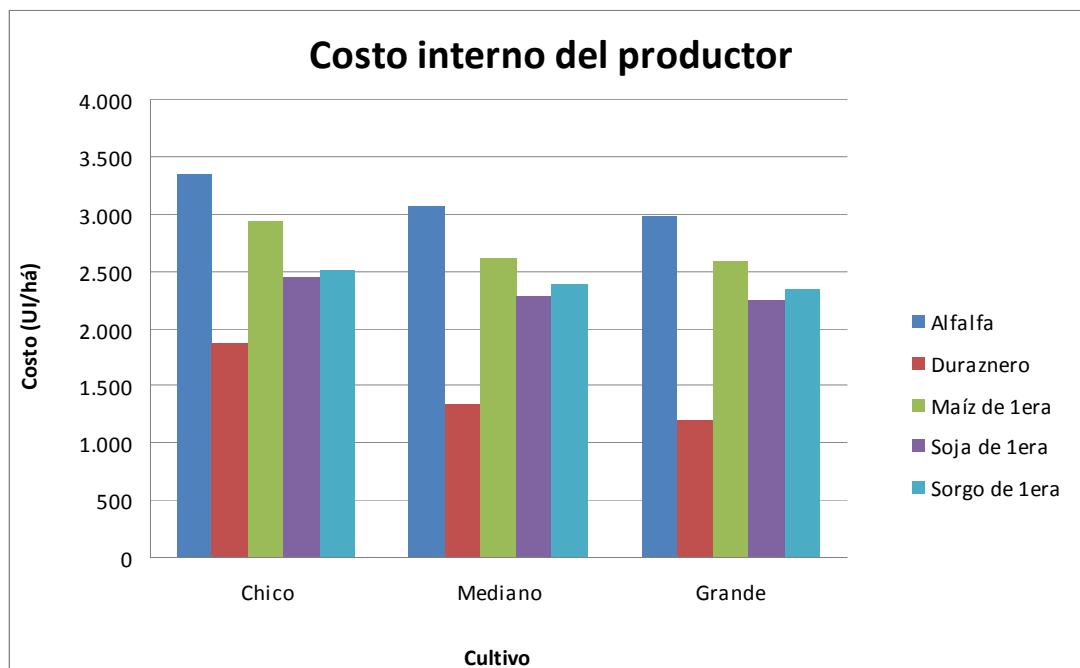


Figura 5-9: Costo de riego interno del productor

Cabe destacar que el costo de riego interno que se considera para el cálculo del beneficio neto de riego, es el correspondiente al de mediano productor.

5.2.10 COSTO TOTAL DEL SISTEMA DE RIEGO

El costo total del sistema de riego incluye:

- Costos de operación (costos de energía, costo de potencia máxima medida y costo fijo).
- Costos de inversión del sistema de riego.
- Costos de mantenimiento del sistema.
- Costos de riego interno.

En la Tabla 5-31 y en la Figura 5-10 se presentan los resultados obtenidos para la línea de bombeo Sur.

Tabla 5-31: Costo total del sistema de riego – Línea Sur

Línea Sur - Costo anual total del sistema de riego (UI/há)			
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	Cota 40 m
Alfalfa	4.175	4.800	5.597
Durazno	2.308	2.838	3.537
Maíz de 1era	3.613	4.196	4.930
Soja de 1era	3.010	3.481	4.036
Sorgo de 1era	3.244	3.737	4.363

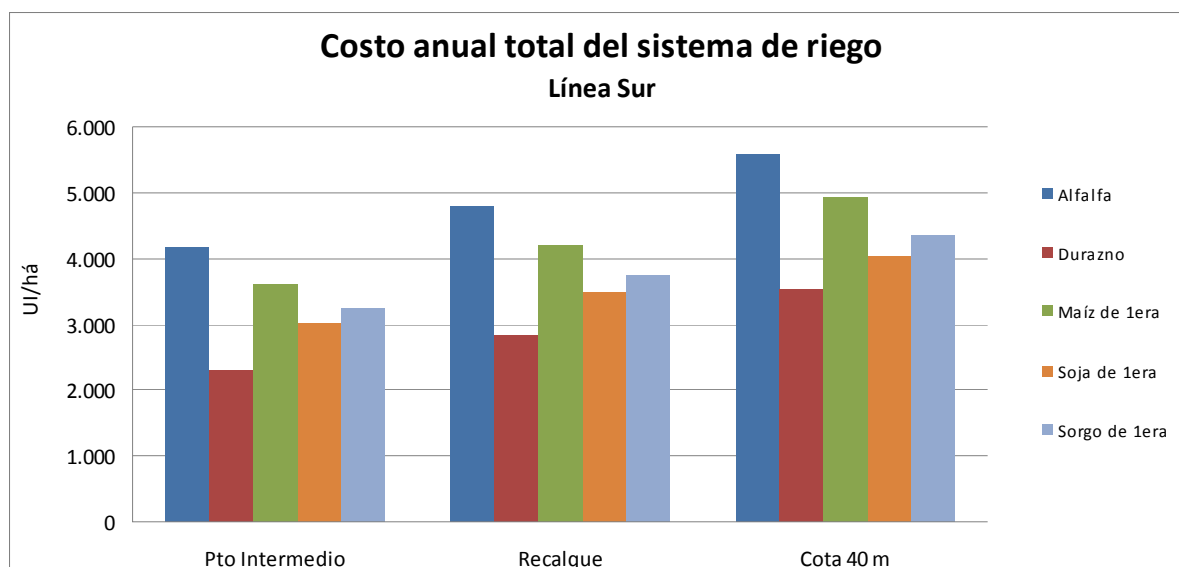


Figura 5-10: Costo total del sistema de riego – Línea Sur

En la Tabla 5-32 y en la Figura 5-11 se presentan los resultados obtenidos para la línea de bombeo Norte.

Tabla 5-32: Costo total del sistema de riego – Línea Norte

Costo Anual Total del sistema de riego (UI/há)				
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	C. Valdense	Nuevo Torino
Alfalfa	4.148	4.578	5.115	5.417
Durazno	2.281	2.645	3.119	3.382
Maíz de 1era	3.588	3.987	4.479	4.757
Soja de 1era	2.998	3.321	3.688	3.902
Sorgo de 1era	3.221	3.558	3.978	4.215

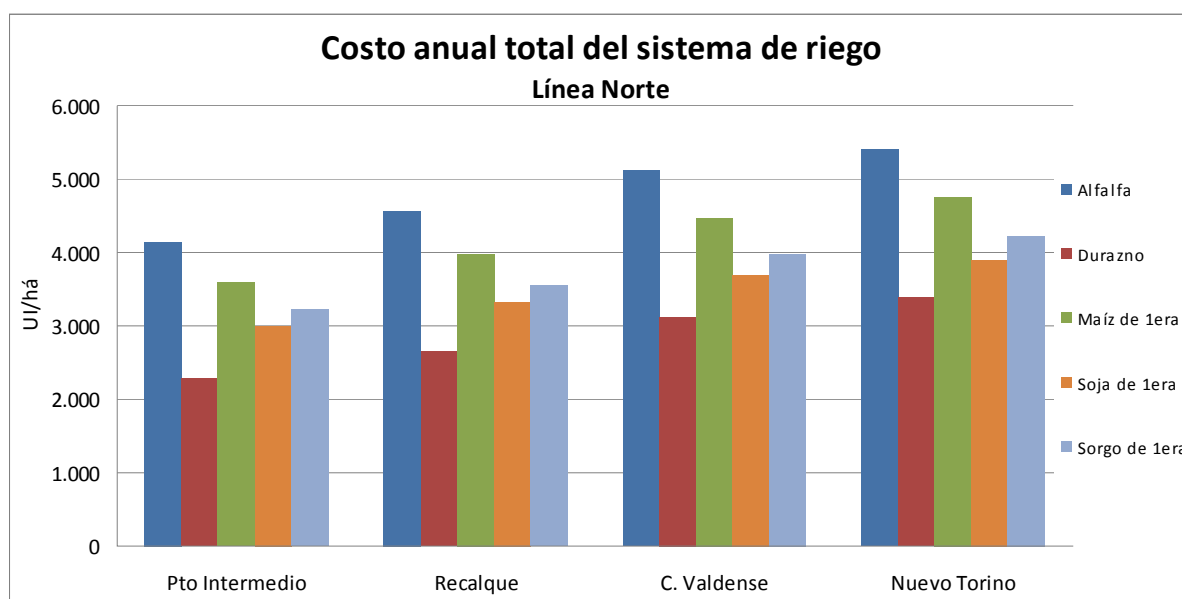


Figura 5-11: Costo total del sistema de riego – Línea Norte

5.3 MARGEN BRUTO ASOCIADO AL AUMENTO DE PRODUCCIÓN

El margen bruto surge de la diferencia entre el producto bruto incremental y los costos incrementales (sin incluir los costos de riego).

Como no se incluyen los costos de riego, el margen bruto asociado al incremento de producción es independiente del sistema de riego empleado (toma directa o embalse). Por lo tanto, el análisis que se presenta a continuación también es válido para los cultivos de la Zona 2.

5.3.1 PRODUCTO BRUTO INCREMENTAL

El producto bruto incremental representa el rendimiento incremental del cultivo, o sea, el aumento de la producción por unidad de superficie respecto al mismo cultivo sin emplear un sistema de riego.

El producto bruto incremental se calcula como el producto del rendimiento incremental (por unidad de superficie) por el precio neto del cultivo (por unidad de peso o cantidad según corresponda).

El rendimiento incremental para cada cultivo resulta del análisis de las diferencias de productividad entre el cultivo en seco y el mismo cultivo bajo riego. Este rendimiento depende de varios factores entre los que se destacan el manejo del cultivo que se realice y las condiciones climáticas dadas. El rendimiento incremental bajo riego es relativamente estable, mientras que el de seco es sumamente inestable en el entendido de que en un año seco el rendimiento neto puede ser significativamente inferior que en un año lluvioso.

Actualmente es muy escasa la información disponible y las experiencias realizadas como para realizar una estimación que se adecue a las condiciones de la zona en estudio.

Luego de consultar a productores de la zona y realizar una búsqueda bibliográfica sobre resultados experimentales, se opta por comparar valores de un cultivo de seco, bien hecho, contra un cultivo bajo riego, también bien hecho (en este último caso el cultivo tiene semillas de mejor calidad, más densidad de siembra, más fertilización, más cuidado de plagas y enfermedades, etc., que en un cultivo en seco bien hecho).

El rendimiento incremental en el caso de los cultivos agrícolas se estimó en base resultados experimentales¹¹, resultando los valores que se presentan en la Tabla 5-33.

Tabla 5-33: Rendimiento incremental para cultivos agrícolas

Cultivos agrícolas	
Cultivo	ton/há
Maíz	7,0
Soja	3,0
Sorgo	2,0
Alfalfa	6,5

El rendimiento incremental esperado para los durazneros se estimó exclusivamente a partir de información de la zona, resultando los valores que se presentan en la Tabla 5-34. En la misma se observa que el incremento de producción genera además una redistribución de la cantidad de kg de durazno por calibre.

Tabla 5-34: Rendimiento incremental para durazneros

CALIBRES	PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA	DESCARTE
Rendimiento actual (kg/há)	20%	40%	30%	10%
15.000	3.000	6.000	4.500	1.500
Rendimiento esperado (kg/há)	60%	20%	10%	10%
25.000	15.000	5.000	2.500	2.500
Incremento (ton/há)				
10,0	12,0	-1,0	-2,0	1,0

En cuanto a los precios de referencia de los cultivos, para los cultivos agrícolas se adoptan los valores mensuales de la base de datos de la Dirección de Estadísticas Agropecuarias (DIEA), división del MGAP.

En función del destino de la producción se determina el punto de referencia. En todos los casos se adoptan precios del mercado interno, ya que la producción agrícola, o bien es para consumo en el propio establecimiento, o bien es para venta en zonas cercanas, salvo la soja que puede ser para exportación.

Para el duraznero se adoptan los valores anuales medios que maneja la cooperativa SOFOVAL.

En la Tabla 5-35 se presenta la longitud de la serie de datos y el punto de referencia adoptado para cada cultivo.

¹¹ Maíz: Análisis de la viabilidad de sistemas de riego para maíz: Estudio de casos y evaluación de estrategias. Guillermo Cardellino (PRENADER), Walter E. Baethgen (IFDC Uruguay). Trabajo presentado en jornada de riego en INIA La Estanzuela, agosto de 2000.

Soja: Evaluación del rendimiento de soja bajo riego en dos modalidades y secano. Mauricio Mambrin, Gustavo Dehortoli, Rubén Bast, Miguel Méndez, Héctor Currie. Universidad Nacional del Nordeste e INTA, Argentina.

Alfalfa: Inserción del riego en rotaciones de cultivos y pasturas. Jorge Sawchik, Francisco Formoso. GRAS, INIA La Estanzuela.

Tabla 5-35: Serie de precios de referencia de los cultivos

PRECIOS DE REFERENCIA DE LOS CULTIVOS			
CULTIVO	CÓDIGO	SERIE	PUNTO DE REFERENCIA
Maíz	UYA373121	01/01/1990 - 01/07/2006	Puesto en Puerto de Montevideo
Soja	UYA373281	01/03/2003 - 01/07/2006	Puesto en Puerto de Nueva Palmira
Sorgo	UYA373170	01/01/1990 - 01/07/2006	Puesto en Puerto de Montevideo
Alfalfa	(Anuarios)	01/01/1996 - 01/07/2006	(Alfalfa común - heno)
Durazno	NC	2005 - 2009	(datos SOFOVAL)

Para contemplar la alta variabilidad de los precios en el mercado durante los diferentes años, se consideran los siguientes 3 escenarios:

- Precio bajo: valor correspondiente al percentil 10 de la serie de datos considerada.
- Precio medio: valor correspondiente al percentil 50 de la serie de datos considerada.
- Precio alto: valor correspondiente al percentil 90 de la serie de datos considerada.

En la Tabla 5-36 y en la Tabla 5-37 se presentan los precios de referencia en los distintos escenarios, expresados en U\$/ton y UI/ton respectivamente para los productos agrícolas.

Tabla 5-36: Precios de referencia de los cultivos agrícolas en U\$S

PRECIOS EN U\$S/ton				
	MAÍZ	SOJA	SORGO	ALFALFA
Alto	165	250	125	112
Medio	130	198	100	77
Bajo	105	175	75	34

Tabla 5-37: Precios de referencia de los cultivos agrícolas en UI

PRECIOS EN UI/ton				
	MAÍZ	SOJA	SORGO	ALFALFA
Alto	1.992	3.012	1.504	1.352
Medio	1.569	2.390	1.207	929
Bajo	1.268	2.113	910	413

En la Tabla 5-38 y en la Tabla 5-39 se presentan los precios de referencia en los distintos escenarios, expresados en \$/kg y UI/kg respectivamente para el durazno. En este caso, dado que la serie de datos es relativamente corta, no se aplica el criterio de los percentiles y se toma como precio alto, medio y bajo el valor máximo, medio y mínimo de la serie respectivamente.

Tabla 5-38: Precios de referencia del durazno en \$

PRECIOS EN \$/kg			
	PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA
Alto	11,7	8,9	7,0
Medio	10,0	8,0	6,7
Bajo	8,8	6,2	3,3

Tabla 5-39: Precios de referencia del durazno en UI

PRECIOS EN UI/kg			
	PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA
Alto	6,04	4,59	3,61
Medio	5,16	4,13	3,46
Bajo	4,54	3,20	1,70

5.3.2 COSTOS INCREMENTALES

Los costos incrementales están asociados a todos aquellos insumos que dependen directamente de la cantidad de producción, los cuales a su vez, varían según el tipo de cultivo.

Para los cultivos agrícolas de verano, los insumos adicionales son:

- Fertilizante binario 18-46-46-0
- Fertilizante simple 46-0-0-0 (urea)
- Semillas híbridas
- Transporte

Para la alfalfa, los insumos adicionales son:

- Fertilizante binario 7-40-40-0
- Enfardado
- Carga

Para el duraznero, dada las características del mismo, se considera que no existen insumos adicionales vinculados al aumento de la producción.

Los precios adoptados como referencia para los insumos mencionados anteriormente son los publicados en el Boletín de Precios (adelanto del Tercer Trimestre de 2009) de la DIEA, correspondientes a julio de 2009.

En la Tabla 5-40, Tabla 5-41, Tabla 5-42, y Tabla 5-43 se presentan los precios en U\$S y UI de los fertilizantes, tareas de enfardado, semillas híbridas y fletes respectivamente.

Tabla 5-40: Precio de referencia de fertilizantes

PRECIOS FERTILIZANTES		
Insumo	U\$S/ton	UI/ton
Fertilizante binario 18-46-46-0	528	6.368
Fertilizante binario 7-40-40-0	434	5.240
Fertilizante simple 46-0-0-0	420	5.071

Tabla 5-41: Precio de referencia de enfardado

PRECIOS ENFARDADO		
Insumo	U\$S/fardo	UI/fardo
Enfardado	7,0	85
Carga	2,0	24

Tabla 5-42: Precio de referencia de semillas híbridas

PRECIOS HÍBRIDO		
Insumo	U\$S	UI
Híbrido maíz (bolsa)	150	1.811

Tabla 5-43: Precio de referencia del flete

PRECIOS FLETE		
Insumo	U\$S	UI
Flete 15 ton	17,1	206

Los valores empleados y los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 5-44, Tabla 5-45 y Tabla 5-46 para cultivos agrícolas de verano, alfalfa y durazno respectivamente, para cada uno de los tres escenarios considerados.

Tabla 5-44: Cálculo del margen bruto para cultivos agrícolas de verano

COSTOS INCREMENTALES - Escenario 1 (precio medio)			
	MAÍZ	SOJA	SORGO
Rendimiento Incremental (ton/há)	7,0	3,0	2,0
Precio neto (UI/ton)	1.569	2.390	1.207
Producto Bruto Incremental (UI/há)	10.986	7.171	2.415
Fertilizante Binario 18-46-46-0			
Cantidad adicional (kg/há)	70	80	50
Precio (UI/kg)	6,37	6,37	6,37
Costo (UI/há)	446	509	318
Fertilizante Simple 46-0-0-0 (urea)			
Cantidad adicional (kg/há)	130	0	100
Precio (UI/kg)	5,07	5,07	5,07
Costo (UI/há)	659	0	507
Flete			
Precio (UI/ton)	206	206	206
Costo (UI/há)	1442	618	412
Híbrido			
Cantidad adicional (bolsa/há)	0,75	0	0
Precio (UI/bolsa)	1811		
Costo (UI/há)	1358	0	0
Costos adicionales (UI/há)	3.906	1.128	1.238
MARGEN BRUTO (UI/há)	7.081	6.044	1.177

COSTOS INCREMENTALES - Escenario 2 (precio bajo)			
	MAÍZ	SOJA	SORGO
Rendimiento Incremental (ton/há)	7,0	3,0	2,0
Precio neto (UI/ton)	1.268	2.113	910
Producto Bruto Incremental (UI/há)	8.874	6.338	1.821
Fertilizante Binario 18-46-46-0			
Cantidad adicional (kg/há)	70	80	50
Precio (UI/kg)	6,37	6,37	6,37
Costo (UI/há)	446	509	318
Fertilizante Simple 0-46-46-0			
Cantidad adicional (kg/há)	130	0	100
Precio (UI/kg)	5,07	5,07	5,07
Costo (UI/há)	659	0	507
Flete			
Precio (UI/ton)	206	206	206
Costo (UI/há)	1442	618	412
Híbrido			
Cantidad adicional (kg/há)	0,75	0	0
Precio (UI/kg)	1811		
Costo (UI/há)	1358	0	0
Costos adicionales (UI/há)	3.906	1.128	1.238
MARGEN BRUTO (UI/há)	4.968	5.211	583

COSTOS INCREMENTALES - Escenario 3 (precio alto)			
	MAÍZ	SOJA	SORGO
Rendimiento Incremental (ton/há)	7,0	3,0	2,0
Precio neto (UI/ton)	1.992	3.012	1.504
Producto Bruto Incremental (UI/há)	13.944	9.037	3.009
Fertilizante Binario 18-46-46-0			
Cantidad adicional (kg/há)	70	80	50
Precio (UI/kg)	6,37	6,37	6,37
Costo (UI/há)	446	509	318
Fertilizante Simple 0-46-46-0			
Cantidad adicional (kg/há)	130	0	100
Precio (UI/kg)	5,07	5,07	5,07
Costo (UI/há)	659	0	507
Flete			
Precio (UI/ton)	206	206	206
Costo (UI/há)	1442	618	412
Híbrido			
Cantidad adicional (kg/há)	0,75	0	0
Precio (UI/kg)	1811		
Costo (UI/há)	1358	0	0
Costos adicionales (UI/há)	3.906	1.128	1.238
MARGEN BRUTO (UI/há)	10.039	7.909	1.771

Tabla 5-45: Cálculo del margen bruto para la alfalfa

COSTOS INCREMENTALES - ALFALFA	
Escenario 1 (precio medio)	
Rendimiento Incremental (ton/há)	7
Fardos/ton	2
Fardos/há	13
Precio neto (UI/ton)	929
Producto Bruto Incremental (UI/há)	6.038
Enfardado	
Precio (UI/fardo)	85
Costo (UI/há)	1.099
Carga	
Precio (UI/fardo)	24
Costo (UI/há)	314
Fertilizante binario 7-40-40-0	
Cantidad adicional (kg/há)	100
Precio (UI/kg)	5
Costo (UI/há)	50
Costos adicionales (UI/há)	1.463
MARGEN BRUTO (UI/há)	4.575

COSTOS INCREMENTALES - ALFALFA	
Escenario 2 (precio bajo)	
Rendimiento Incremental (ton/há)	7
Fardos/ton	2
Fardos/há	13
Precio neto (UI/ton)	413
Producto Bruto Incremental (UI/há)	2.683
Enfardado	
Precio (UI/fardo)	85
Costo (UI/há)	1.099
Carga	
Precio (UI/fardo)	24
Costo (UI/há)	314
Fertilizante binario 7-40-40-0	
Cantidad adicional (kg/há)	
Precio (UI/kg)	5
Costo (UI/há)	50
Costos adicionales (UI/há)	1.463
MARGEN BRUTO (UI/há)	1.221

COSTOS INCREMENTALES - ALFALFA	
Escenario 3 (precio alto)	
Rendimiento Incremental (ton/há)	7
Fardos/ton	2
Fardos/há	13
Precio neto (UI/ton)	1.352
Producto Bruto Incremental (UI/há)	8.788
Enfardado	
Precio (UI/fardo)	85
Costo (UI/há)	1.099
Carga	
Precio (UI/fardo)	24
Costo (UI/há)	314
Fertilizante binario 7-40-40-0	
Cantidad adicional (kg/há)	
Precio (UI/kg)	5
Costo (UI/há)	50
Costos adicionales (UI/há)	1.463
MARGEN BRUTO (UI/há)	7.326

Tabla 5-46: Cálculo del margen bruto para el durazno

COSTOS INCREMENTALES - Escenario 1 (precio medio)				
	PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA	TOTAL
Rendimiento Incremental (ton/há)	12	-1	-2	9
Precio neto (UI/ton)	5.160	4.128	3.458	
Producto Bruto Incremental (UI/há)	61.926	-4.128	-6.915	50.882
Costos adicionales (UI/há)				0
MARGEN BRUTO (UI/há)				50.882

COSTOS INCREMENTALES - Escenario 2 (precio bajo)				
	PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA	TOTAL
Rendimiento Incremental (ton/há)	12	-1	-2	9
Precio neto (UI/ton)	4.541	3.200	1.703	
Producto Bruto Incremental (UI/há)	54.495	-3.200	-3.406	47.889
Costos adicionales (UI/há)				0
MARGEN BRUTO (UI/há)				47.889

COSTOS INCREMENTALES - Escenario 3 (precio alto)				
	PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA	TOTAL
Rendimiento Incremental (ton/há)	12	-1	-2	9
Precio neto (UI/ton)	6.038	4.593	3.612	
Producto Bruto Incremental (UI/há)	72.453	-4.593	-7.225	60.636
Costos adicionales (UI/há)				0
MARGEN BRUTO (UI/há)				60.636

El resumen de los resultados obtenidos para cada uno de los escenarios considerados se presenta en la Tabla 5-47.

Tabla 5-47: Margen bruto

MARGEN BRUTO (UI/há)					
	MAÍZ	SOJA	SORGO	ALFALFA	DURAZNERO
Alto	10.039	7.909	1.771	7.326	60.636
Medio	7.081	6.044	1.177	4.575	50.882
Bajo	4.968	5.211	583	1.221	47.889

5.4 BENEFICIO ECONÓMICO NETO

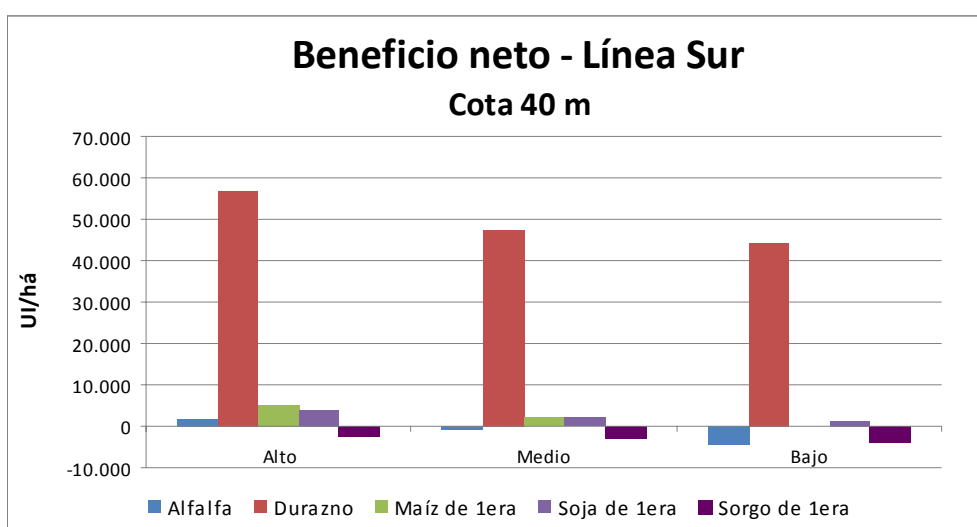
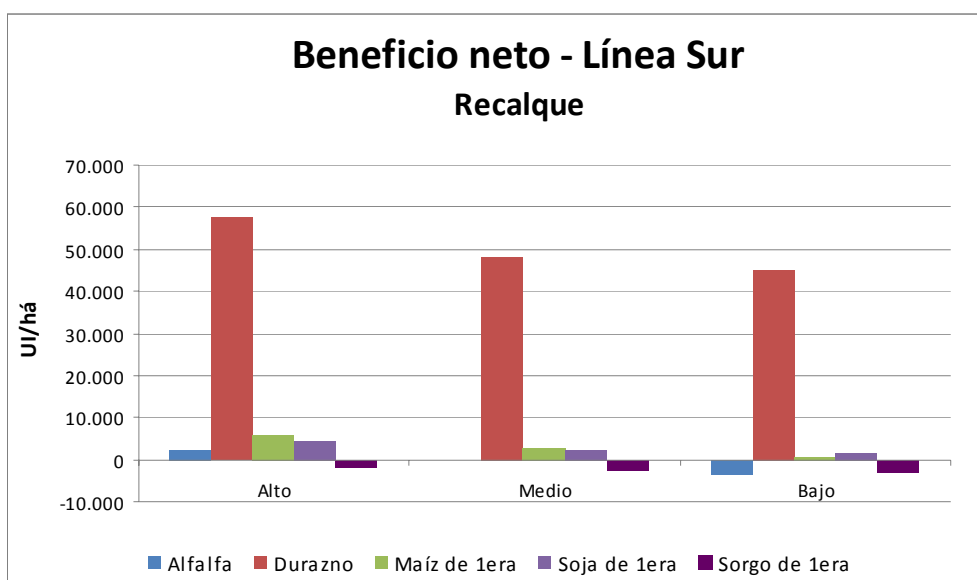
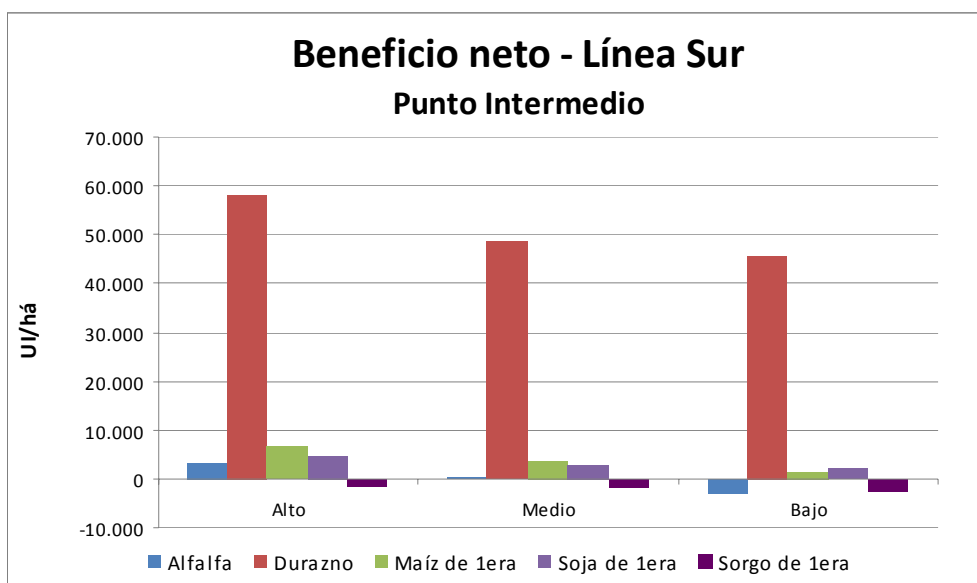
Una vez calculados los costos anuales del sistema de riego y el margen bruto anual esperado, se obtiene el beneficio neto de la aplicación del sistema de riego para cada cultivo y para cada escenario de precios, en función de los distintos sectores de riego definidos.

En base a los resultados obtenidos, para cada cultivo se evalúa el punto hasta el cual es económicamente rentable bombear, es decir, se determina la cota máxima de riego de manera de obtener un beneficio neto no negativo.

El resumen de los resultados obtenidos en función del escenario de precios considerado se presenta en la Tabla 5-48 y en la Figuras 5-12 para la línea Sur, y en la Tabla 5-49 y en la Figura 5-13 para la línea Norte.

Tabla 5-48: Cota máxima de riego - Línea Sur

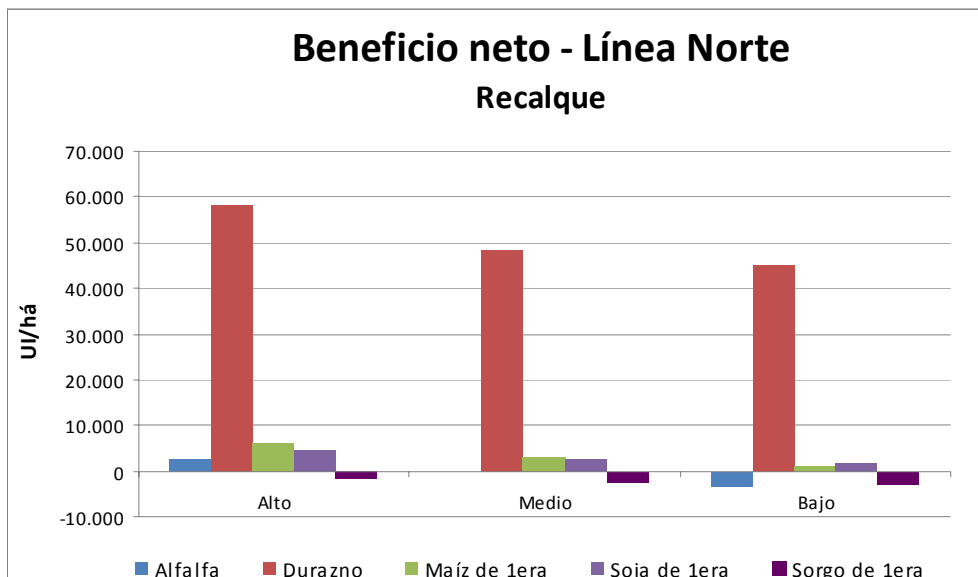
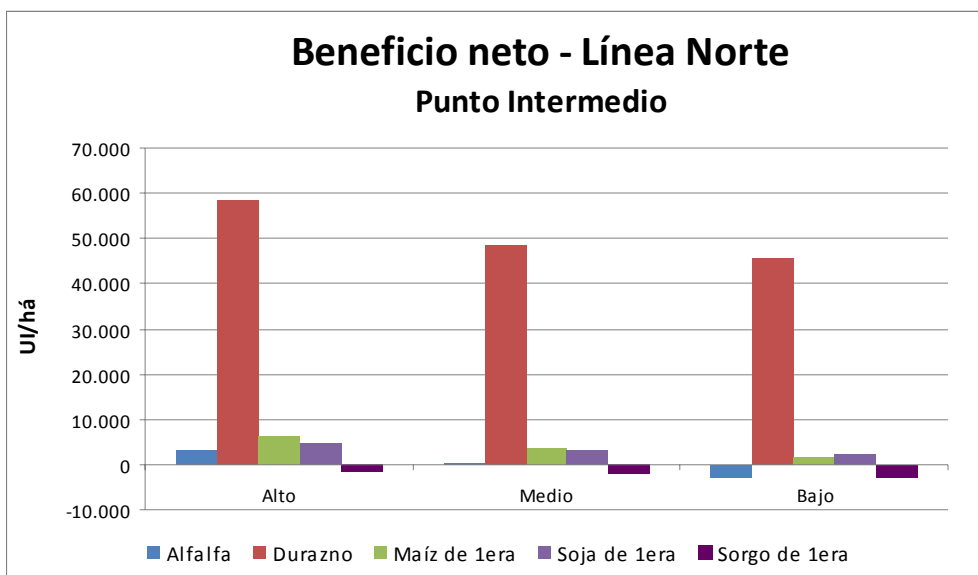
Cultivo	Escenario de precios		
	Alto	Medio	Bajo
Alfalfa	Cota 40 m	Pto Intermedio	No viable
Durazno	Cota 40 m	Cota 40 m	Cota 40 m
Maíz de 1era	Cota 40 m	Cota 40 m	Cota 40 m
Soja de 1era	Cota 40 m	Cota 40 m	Cota 40 m
Sorgo de 1era	No viable	No viable	No viable



Figuras 5-12: Beneficio neto por punto de distribución - Línea Sur

Tabla 5-49: Cota máxima de riego - Línea Norte

Cultivo	Línea Norte		
	Alto	Medio	Bajo
Alfalfa	Nuevo Torino	Pto Intermedio	No viable
Durazno	Nuevo Torino	Nuevo Torino	Nuevo Torino
Maíz de 1era	Nuevo Torino	Nuevo Torino	Nuevo Torino
Soja de 1era	Nuevo Torino	Nuevo Torino	Nuevo Torino
Sorgo de 1era	No viable	No viable	No viable



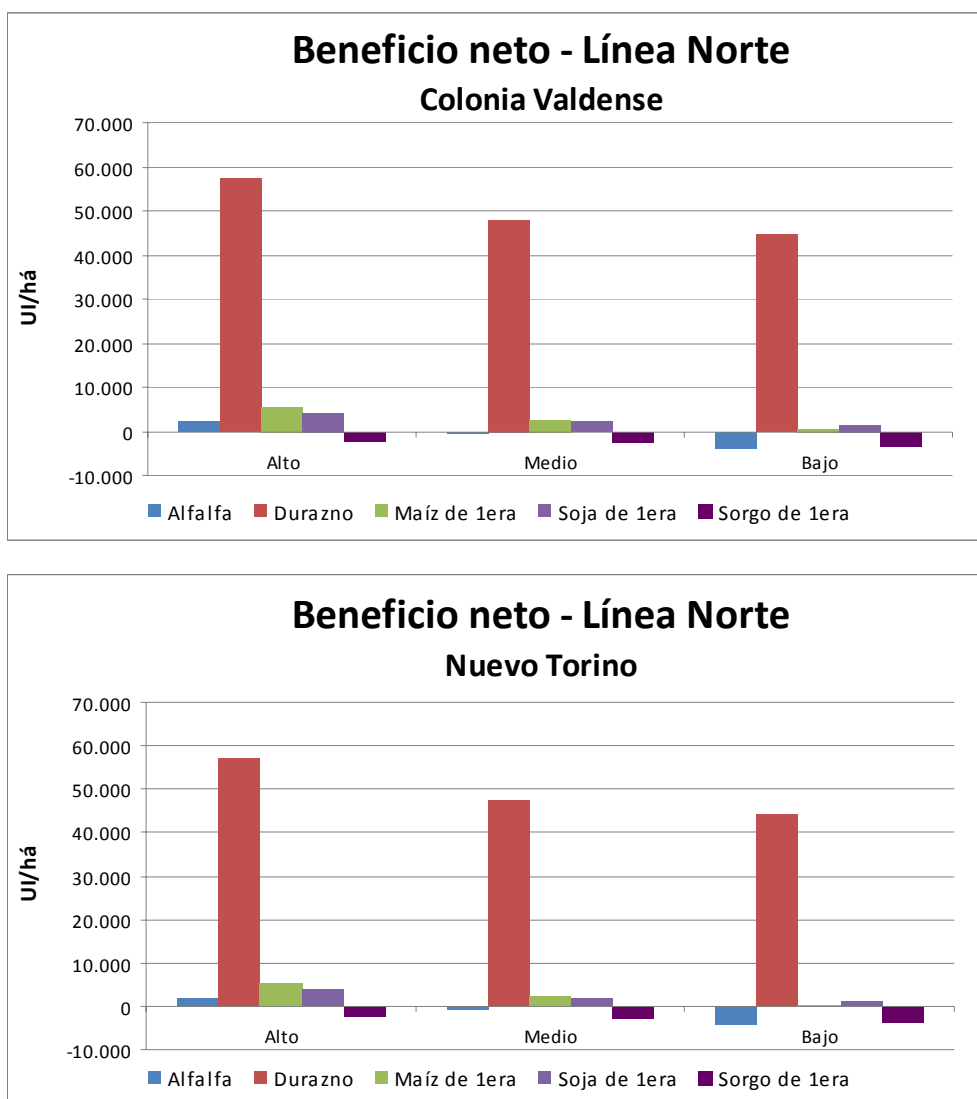


Figura 5-13: Beneficio neto por punto de distribución – Línea Norte

Para visualizar rápidamente el beneficio neto de los diferentes cultivos a regar en cada una de las áreas de riego definidas, se presentan a continuación diferentes esquemas de la Zona 1 con el mismo para cada uno de los tres escenarios de precios planteados.

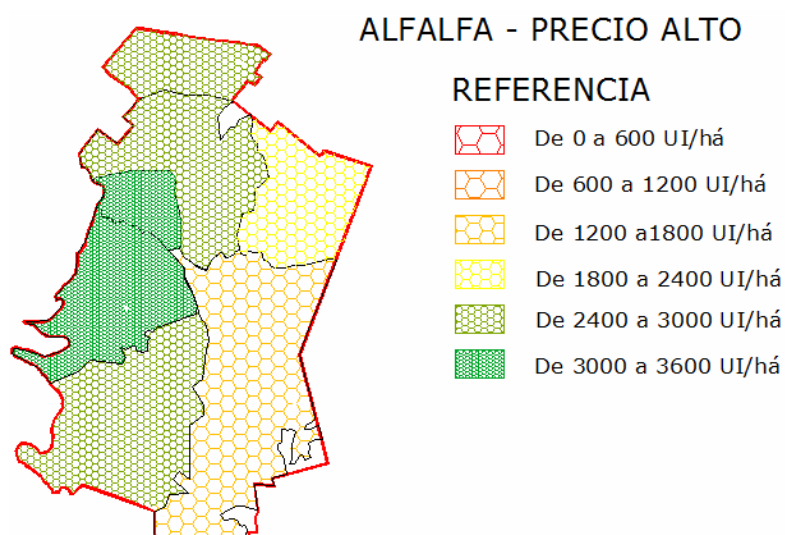


Figura 5-14: Beneficio neto estimado de la alfalfa - Precio alto

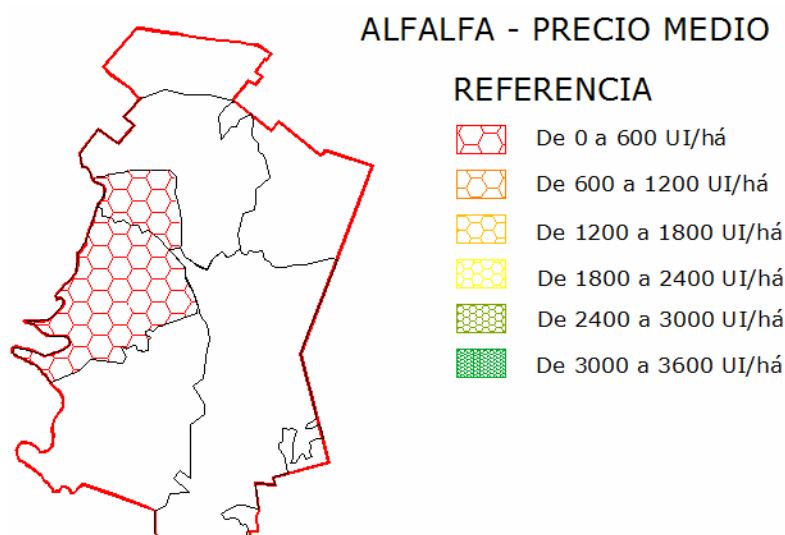


Figura 5-15: Beneficio neto estimado de la alfalfa - Precio medio

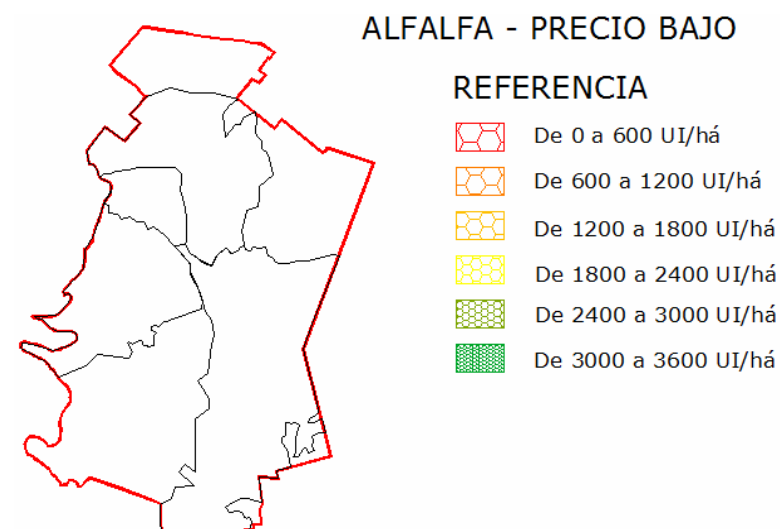


Figura 5-16: Beneficio neto estimado de la alfalfa - Precio bajo

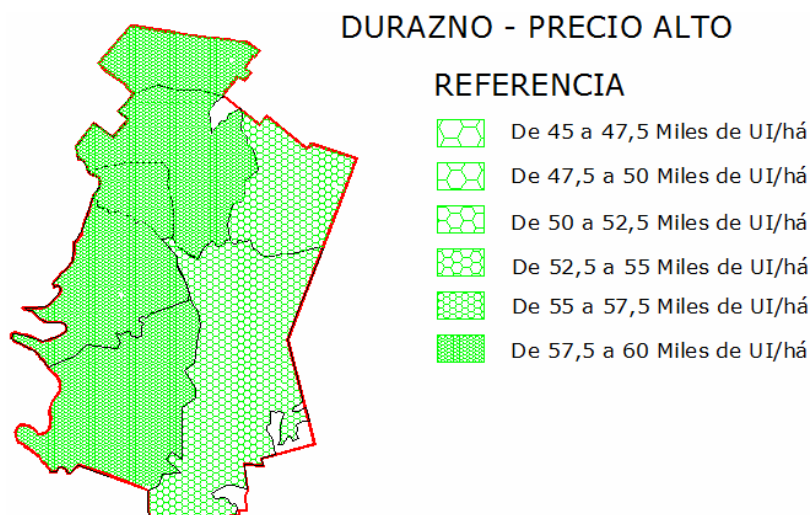


Figura 5-17: Beneficio neto estimado del durazno - Precio alto

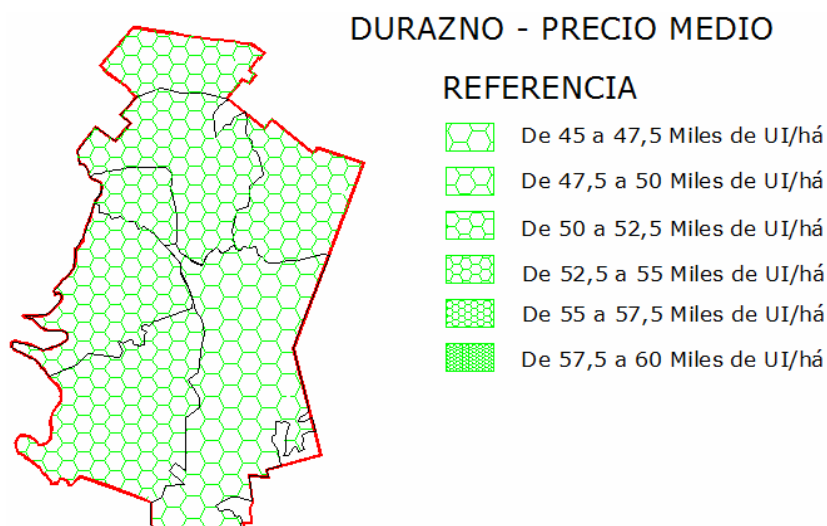


Figura 5-18: Beneficio neto estimado del durazno - Precio medio

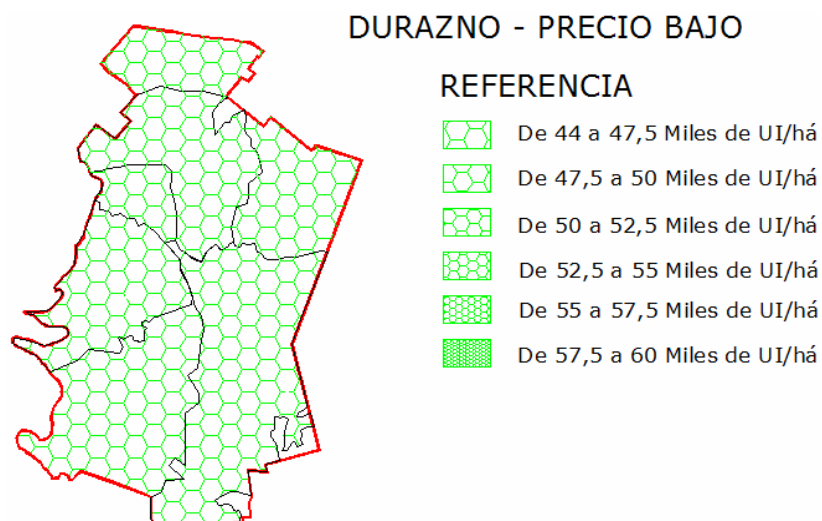


Figura 5-19: Beneficio neto estimado del durazno - Precio bajo

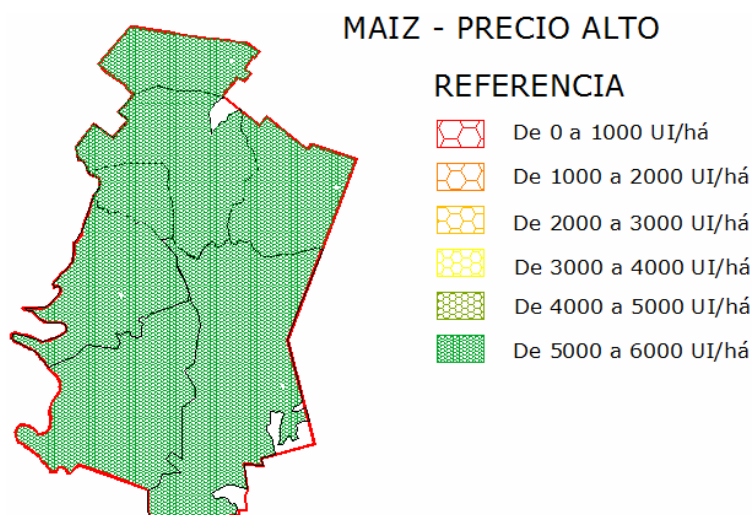


Figura 5-20: Beneficio neto estimado del maíz - Precio alto

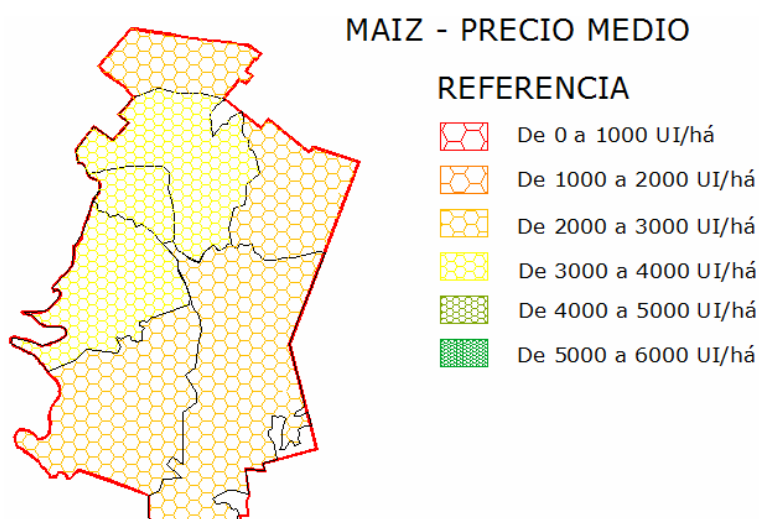


Figura 5-21: Beneficio neto estimado del maíz - Precio medio

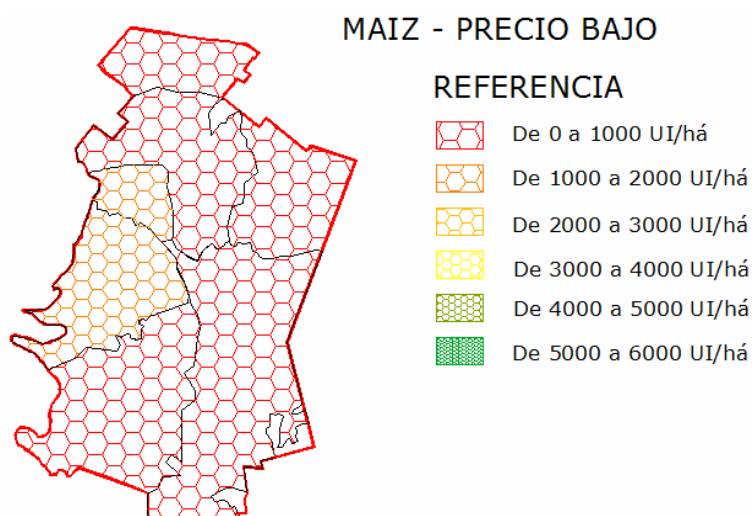


Figura 5-22: Beneficio neto estimado del maíz - Precio bajo

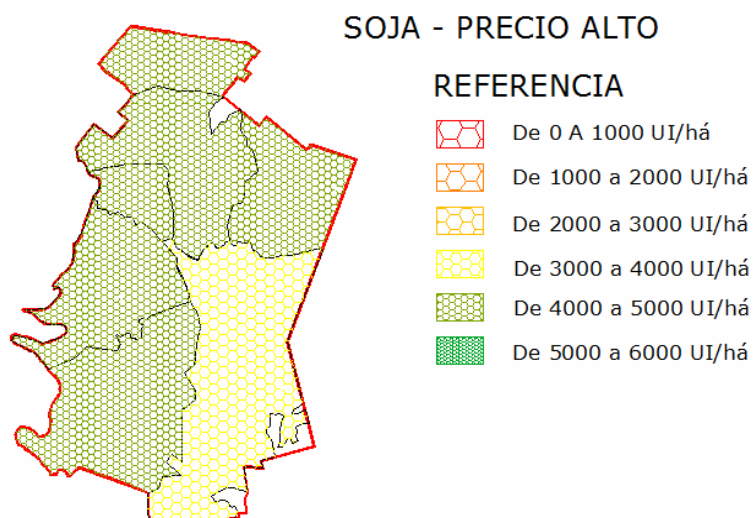


Figura 5-23: Beneficio neto estimado de la soja - Precio alto

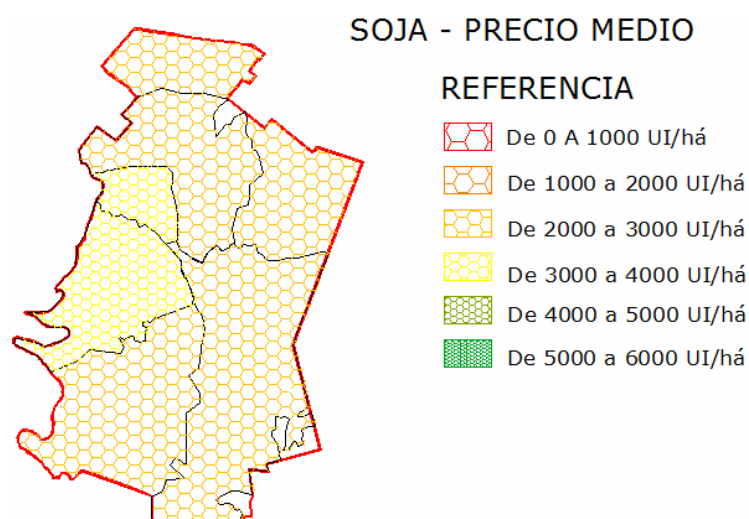


Figura 5-24: Beneficio neto estimado de la soja - Precio medio

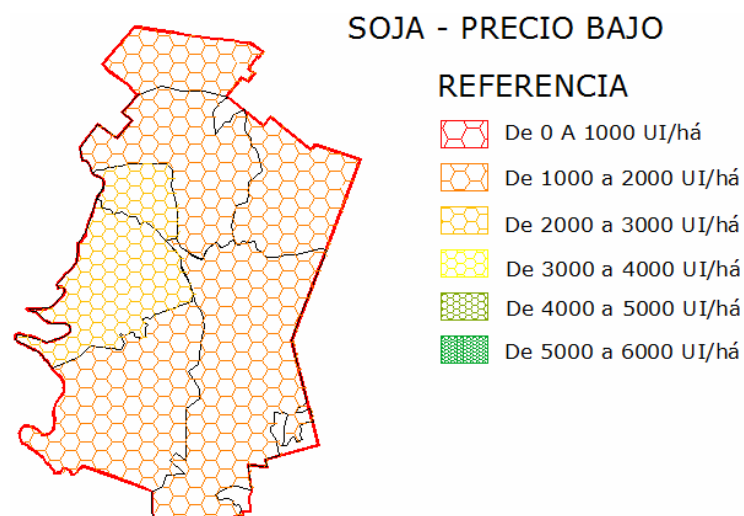


Figura 5-25: Beneficio neto estimado de la soja - Precio bajo

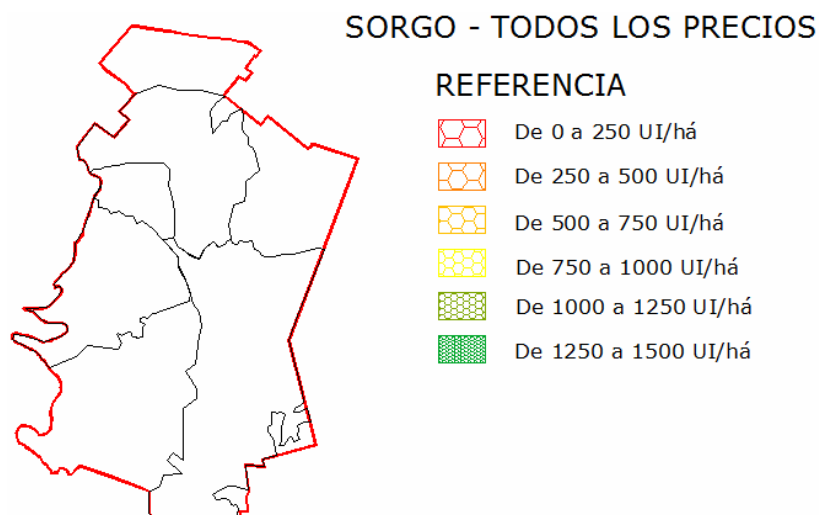


Figura 5-26: Beneficio neto estimado del sorgo – Todos los escenarios de precio

De los resultados anteriores se destaca lo siguiente:

- La alfalfa presenta beneficios relativamente altos en toda la Zona 1 para un escenario de precio alto, los cuales disminuyen a medida que se incrementan las distancias y cotas respecto a la toma. En un escenario de precio medio resulta rentable únicamente en las zonas próximas a la toma, con beneficios bajos. No es rentable en un escenario de precio bajo.
- El duraznero presenta beneficios elevados, independientemente de su ubicación y del escenario de precio considerado.
- El maíz presenta beneficios significativos para toda la Zona 1 en un escenario de precio medio y alto. En un escenario de precio bajo si bien presenta beneficios positivos, éstos son inferiores a los de los otros escenarios.
- La soja presenta beneficios similares a los del maíz.
- El sorgo no resulta rentable independientemente de su ubicación y del escenario de precio considerado, resultado consistente con el hecho de que es el cultivo menos sensible al déficit hídrico.

6. PREDISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN - ZONA 1

6.1 HIPÓTESIS DE DISEÑO

Para determinar los caudales de diseño del sistema de captación y distribución de agua para riego de la Zona 1, se asume que la definición de la cota factible de riego está asociada al escenario de precio medio.

En función de los resultados del análisis de prefactibilidad económica presentado en el capítulo 5, el sistema de riego de la Zona 1 se diseña para regar cultivos de maíz, soja y duraznero, ya que son los que garantizan un beneficio neto positivo significativo en todas las áreas de riego de dicha zona para un escenario de precio medio.

Para el diseño se considera que se mantienen las proporciones de cultivo consideradas anteriormente: 40 % y 20 % del área de cultivos agrícolas de maíz de primera y soja de primera respectivamente, y 100 % del área de cultivos frutícolas de duraznero. Los caudales de riego de diseño resultantes en cada uno de los meses del ciclo de riego se presentan en la Tabla 6-1 y en la Tabla 6-2 para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-1: Caudales de riego de diseño – Línea Sur

Caudal de riego - Línea Sur						
	Oct.	Nov.	Dic.	Enero	Feb.	Marzo
Requerimiento (m³/mes)	78.604	78.604	376.351	613.133	500.218	359.680
Bombeo diario (m³/día)	3.170	3.275	15.985	26.897	25.020	16.122

Tabla 6-2: Caudales de riego de diseño – Línea Norte

Caudal de riego - Línea Norte						
	Oct.	Nov.	Dic.	Enero	Feb.	Marzo
Requerimiento (m³/mes)	47.426	47.426	227.070	369.931	301.804	217.011
Bombeo diario (m³/día)	1.912	1.976	9.644	16.228	15.096	9.727

Como caudal de diseño se adopta el caudal máximo que se obtiene de bombear 20 horas diarias en el mes de mayor demanda, el cual se corresponde con el mes de enero. En la Tabla 6-3 se presentan los caudales de diseño para las obras de toma ubicadas en la antigua arenera y ANCAP respectivamente.

Tabla 6-3: Caudales de diseño

Captación	Q (L/s)
Arenera	225
ANCAP	374

Por lo tanto, el caudal de diseño para la obra de toma ubicada en la antigua arenera es de 225 L/s y el caudal de diseño para la obra de toma ubicada en la ex - destilería de ANCAP es de 374 L/s.

Las proporciones de cultivos adoptadas así como también los caudales resultantes pueden ser variables; el análisis de sensibilidad correspondiente se presenta en el punto 6.5.

6.2 SISTEMA DE CAPTACIÓN

La obra de toma es la estructura hidráulica de mayor importancia del sistema de aducción que alimenta al sistema de riego de la Zona 1. A partir de la obra de toma, se determina la disposición de los demás componentes del sistema de riego.

Según el análisis económico presentado en el punto 5.2, la alimentación se realiza desde dos puntos de captación ubicados sobre el río Rosario: ex destilería ANCAP (identificado como Punto 2) y antigua arenera (identificado como Punto 1).

Si bien los emplazamientos son diferentes y el caudal de diseño no es el mismo, los elementos considerados para el diseño son análogos, por lo cual se procede a definirlos en forma conjunta.

6.2.1 ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN

6.2.1.1 Consideraciones previas

Cada intervención sobre un recurso hídrico origina alteraciones en el régimen de caudales aguas abajo de la estructura de captación, por lo que su aplicación debe considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto y los impactos sobre sectores ubicados en niveles inferiores. En este caso se estima que no se generarán impactos en sectores ubicados aguas abajo del punto de captación, dado que se trata de un curso de agua influenciado por el remanso del Río de la Plata según lo analizado en el punto 2.3.

La obra de captación de aguas superficiales se diseña para obtener el caudal en las condiciones requeridas, reduciendo al mínimo los costos de operación y mantenimiento, para lo cual se seleccionan materiales que garanticen su vida útil, dimensionando sus elementos estructurales a fin de obtener costos de construcción razonables.

El dimensionamiento de la obra de toma parte del conocimiento de la demanda de agua para los diferentes cultivos y áreas a regar, así como de los niveles de operación mínimos y máximos del río.

6.2.1.2 Niveles de operación

- NAME – Nivel de agua máximo extraordinario

Corresponde al nivel máximo que alcanzan las aguas de la corriente en el sitio donde se aloja la captación, bajo condiciones de flujo máximo ocurrido en época de lluvias de alto periodo de retorno.

Para este caso se adopta el nivel correspondiente a la máxima crecida registrada en la zona (por los operarios de la destilería), con fecha del 12 de febrero de 2003.

- NAMO - Nivel de agua máximo de operación

Es el nivel de agua máximo de operación ordinaria en el cuerpo de agua, en el lugar donde se encuentra la captación.

Según información disponible, se le asigna al NAMO una cota de 5 m respecto al cero oficial, la cual deberá ser ajustada en la etapa de proyecto.

- NAMín - Nivel de agua mínimo de operación

Es el nivel de agua mínimo de operación en el cuerpo de agua, en el lugar donde se encuentra la captación.

A partir de la información disponible de variación de niveles del aforo ubicado a la altura del puente de Ruta 1 en el río Rosario, y considerando la influencia del remanso del Río de la Plata, se adopta para el diseño un desnivel de 2 m entre el NAMO y el NAMín.

En la Tabla 6-4 se presentan los niveles de operación considerados para cada una de las captaciones, los cuales están referidos al NAMO.

Tabla 6-4: Niveles de operación

Niveles de operación		
	Arenera	ANCAP
NAME	4,5	4,5
NAMO	0,0	0,0
NAMín	-2,0	-2,0

6.2.1.3 Selección del tipo de captación

El tipo de captación se fija en función de las características geológicas, hidrológicas y topográficas de la zona; se consideran especialmente las variaciones que se puedan presentar del nivel del agua en el curso.

Por lo tanto, se selecciona una captación lateral. En este tipo de captación, el punto de toma se ubica en un punto situado cerca de la orilla, a una altura conveniente del fondo del curso alimentador.

En este caso la captación se materializará mediante una tubería que conducirá por gravedad el caudal necesario hacia un pozo de bombeo, según se muestra en el esquema de la

Figura 6-1.

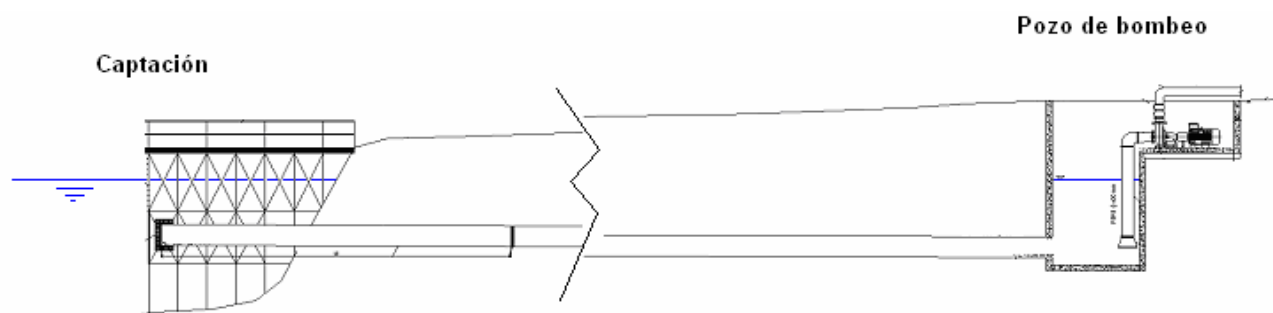


Figura 6-1: Esquema de las obras de toma

6.2.1.4 Diseño de la estructura de captación

Para el diseño de la estructura de captación, compuesta por la tubería de captación y la estructura de acceso a la toma en el lecho del río, se consideran los siguientes aspectos:

- No generar perturbaciones excesivas.
- No generar choques excesivos sobre las paredes de las estructuras.
- No generar cambios bruscos en la dirección general de escurrimiento.
- Permitir una transición gradual del flujo desde el curso natural hacia el punto de toma.

La tubería de captación es la conducción encargada de llevar el agua desde el río hasta el pozo de bombeo. La longitud de la misma se determina buscando minimizar la distancia entre ambos puntos, pero de forma de mantener la accesibilidad al pozo de bombeo incluso durante crecidas.

En base a dichas consideraciones, la tubería de captación de la obra de toma ubicada en la arenera tendrá una longitud de 60 m, mientras que la de ANCAP tendrá 80 m de longitud.

Ambas tuberías se materializarán en PE100, material que fue seleccionado debido a que además de ser más económico que los materiales metálicos, presenta ciertas ventajas, como ser:

- Elevada resistencia a la rotura y perforación.
- Bajo peso y consecuente facilidad de instalación.
- Buena flexibilidad tanto a altas como bajas temperaturas.
- Resistencia a la acción de los elementos, así como también a la actividad de las raíces de los árboles.
- Buen comportamiento a la abrasión y alta resistencia a la corrosión.
- Menor incrustabilidad del mejillón dorado en sus paredes internas, siendo éste uno de los grandes problemas de obstrucción de las tuberías de captación en nuestro país.

Para la determinación del diámetro de la tubería de captación se adopta una velocidad máxima de 0,9 m/s, resultando un diámetro nominal de 630 mm para la obra de toma de la arenera, y de 800 mm para la de ANCAP.

Dado que las presiones de servicio de la tubería son bajas, se adopta una presión nominal para el PE100 de 4 kg/cm².

La pendiente de la cañería se determina de forma tal que para el caudal de diseño se alcance un valor de tensión tractiva mínima de 1,5 Pa, con el objeto de remover aquellas partículas sólidas que hubieran sedimentado durante las horas de parada del sistema de bombeo, minimizando la misma para no profundizar excesivamente la cañería en el terreno. De esta forma resulta una pendiente de 0,5 % para ambas tuberías de captación.

En la Tabla 6-5 se presenta el resumen de los parámetros utilizados para el diseño y en la Tabla 6-6 se presenta la verificación de las condiciones de diseño, para cada una de las captaciones.

Tabla 6-5: Características de la tubería de captación

Tubería de captación		
	Arenera	ANCAP
Q (m³/s)	0,23	0,37
L (m)	60	80
D (mm)	630	800
S (%)	0,5	0,5

Tabla 6-6: Verificación de los parámetros de diseño

	Arenera	ANCAP
v_{máx} (m/s)	0,80	0,82
τ (m)	7,7	9,8

La clave de la tubería en el punto de captación se situará a un nivel inferior o igual al NAMín, y a su vez, se ubicará a la máxima cota posible para evitar que se obstruya por sedimentos. Las cotas del zameado y de la clave de la tubería, en el punto de captación y en el punto de descarga se presentan en la Tabla 6-7, para cada una de las obras de toma.

Tabla 6-7: Cotas de clave y zameado de la tubería de captación

Cotas tubería de captación		
	Arenera	ANCAP
CC_{captación} (m)	-2,00	-2,00
CZ_{captación} (m)	-2,60	-2,76
CC_{descarga} (m)	-2,30	-2,40
CZ_{descarga} (m)	-2,90	-3,16

6.2.1.5 Aspectos constructivos

Para facilitar el acceso, la inspección y limpieza de la cañería en el lecho del río se construirá una pasarela metálica de 1,5 m de ancho, cuya estructura y fundación oficiarán de soporte y anclaje de la tubería de captación. De esta forma se protegerá a esta última contra la acción del agua.

Para su construcción será necesario el empleo de ataguías o técnicas constructivas semejantes, de forma de encauzar el flujo de agua del río y despejar el cauce del mismo para poder realizar, al aire libre y sobre terreno seco, las obras requeridas.

Asimismo, ante la posibilidad de hundimiento se prevé la protección del suelo a través de un refuerzo con roca o con cimientos profundos, dependiendo del tipo de material soporte que se encuentre en el lecho, el cual se deberá caracterizar en la etapa de proyecto.

En la boca de entrada se colocará una reja formada por barras metálicas de acero con un espacio libre entre sí de 3 cm.

Para la interrupción del flujo se colocará una compuerta bridada de accionamiento manual, previo a la entrada al pozo de bombeo.

Los procedimientos constructivos se deberán ajustar en la etapa de proyecto.

En el Anexo X se presentan los planos de detalle, a escala 1:50, de la estructura de captación de cada obra de toma.

6.2.2 ESTACIÓN DE BOMBEO

Dado que se requiere elevar el agua a un nivel superior al de los puntos de captación, los componentes de la obra de toma comprenden un sistema de bombeo y sus accesorios (rejillas, compuertas, tuberías, válvulas, depósitos y motores, entre otros).

Se dispone también de los elementos que permiten la operación, el acceso, inspección y limpieza de los diversos componentes de la obra.

A continuación se presenta el diseño y la descripción de cada uno de estos componentes.

6.2.2.1 Equipos de bombeo

La selección de los equipos de bombeo más adecuados para los requerimientos de la instalación implica la definición previa del tipo y cantidad de equipos a emplear.

En cuanto al tipo de equipo, se opta por bombas centrífugas de eje horizontal. Las bombas de eje horizontal son más económicas que las sumergibles, tanto desde el punto de vista de la inversión inicial como en lo referente a repuestos y mantenimiento, y además son de menor tamaño. Sin embargo, los motores de las bombas centrífugas no pueden operar bajo agua, por lo que se deberá prestar especial atención a los niveles del río en las crecientes, de modo de tomar las medidas necesarias en caso de una posible inundación de la sala de bombeo.

En lo referente a la cantidad de equipos, se busca dar mayor flexibilidad ante posibles variaciones en la demanda de riego y optimizar la seguridad de la instalación ante eventuales desperfectos de alguno de los equipos de bombeo así como la magnitud de la infraestructura necesaria. Un número elevado de equipos es más seguro pero requiere mayor infraestructura.

En función de los caudales de diseño (225 L/s para la antigua arenera y 374 L/s para ANCAP) y la potencia requerida para cada estación de bombeo (132 kW para la antigua arenera y 249 kW para ANCAP), se prevén dos equipos de bombeo en funcionamiento, cada uno bombeando un caudal de diseño de 406 m³/h y 673 m³/h en cada una de las obras de toma respectivamente. Además, se prevé la instalación en paralelo de un tercer equipo de bombeo de iguales características como respaldo ante desperfectos y como complemento en caso de aumento de la demanda de riego. Las especificaciones para estos equipos se muestran en la Tabla 6-8.

Tabla 6-8: Características de los equipos de bombeo

Especificaciones para selección		
	Arenera	ANCAP
Nº eq. func.	2	2
Nº eq. en pozo	3	3
Q_{bomba} (m ³ /h)	406	673
H_{bomba} (m)	40	44

En función de las especificaciones anteriores se seleccionan bombas Grundfos, modelo NK200–400 para la obra de toma ubicada en ANCAP, y modelo NK150–400 para la ubicada en la antigua arenera. Las características de estos equipos se presentan en la Tabla 6-9, Tabla 6-10 y Tabla 6-11, y las curvas de funcionamiento respectivas se presentan en la Figura 6-3 y en la Figura 6-2.

Tabla 6-9: Equipos de bombeo de las obras de toma

Equipo de bombeo seleccionado		
	Arenera	ANCAP
Marca	Grundfos	Grundfos
Modelo	NK150-400/363	NK 200-400/383
Número	K881E2MD	KE8111NC
Q_{bomba} (m ³ /h)	406	672
H_{bomba} (m)	40,1	40,9
Potencia (KW)	58,3	90,1
Eficiencia (%)	72,3	79,1
Peso (kg)	937	1.240

Tabla 6-10: Motores de los equipos de bombeo

	Arenera	ANCAP
Tipo	MMG280M	MMG315S
Frecuencia (Hz)	50	50
Voltaje	380	380
Nº de polos	4	4
N (rpm)	1.480	1.480
Eficiencia (%)	95,0	95,1

Tabla 6-11: Bombas de los equipos de bombeo

Bomba		
	Arenera	ANCAP
Material	FF	FF
$D_{succión}$ (mm)	200	250
$D_{impulsión}$ (mm)	150	200
Eficiencia (%)	76,1	83,2

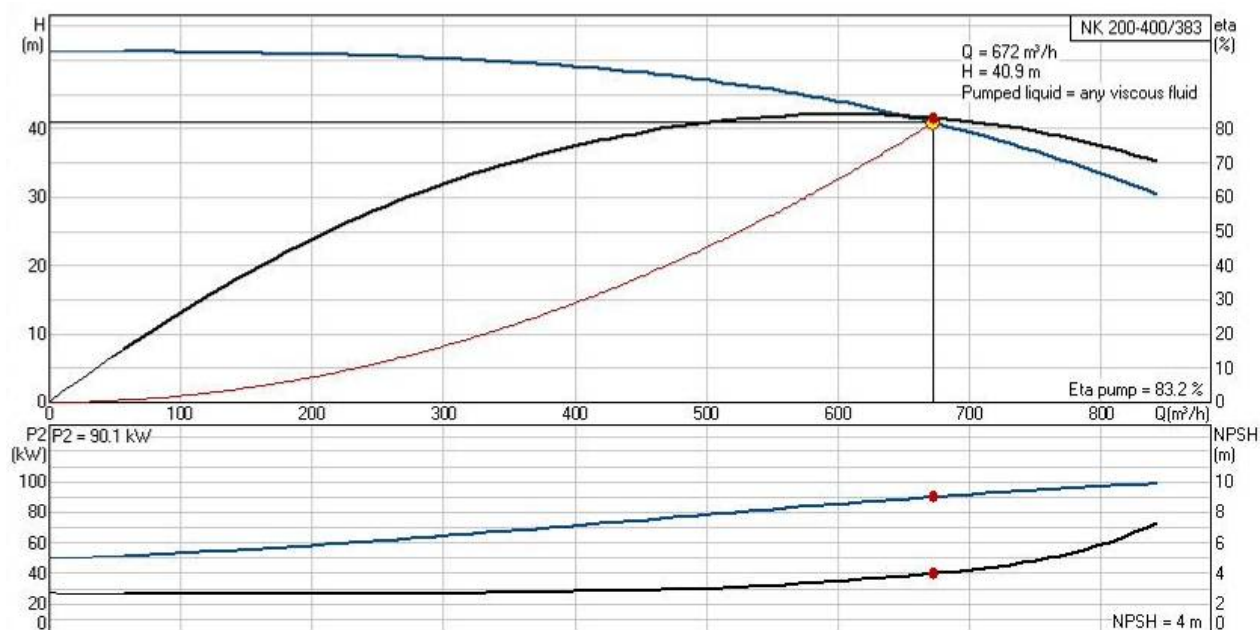


Figura 6-2: Curvas características y punto de funcionamiento, bomba NK 200-400 (ANCAP)

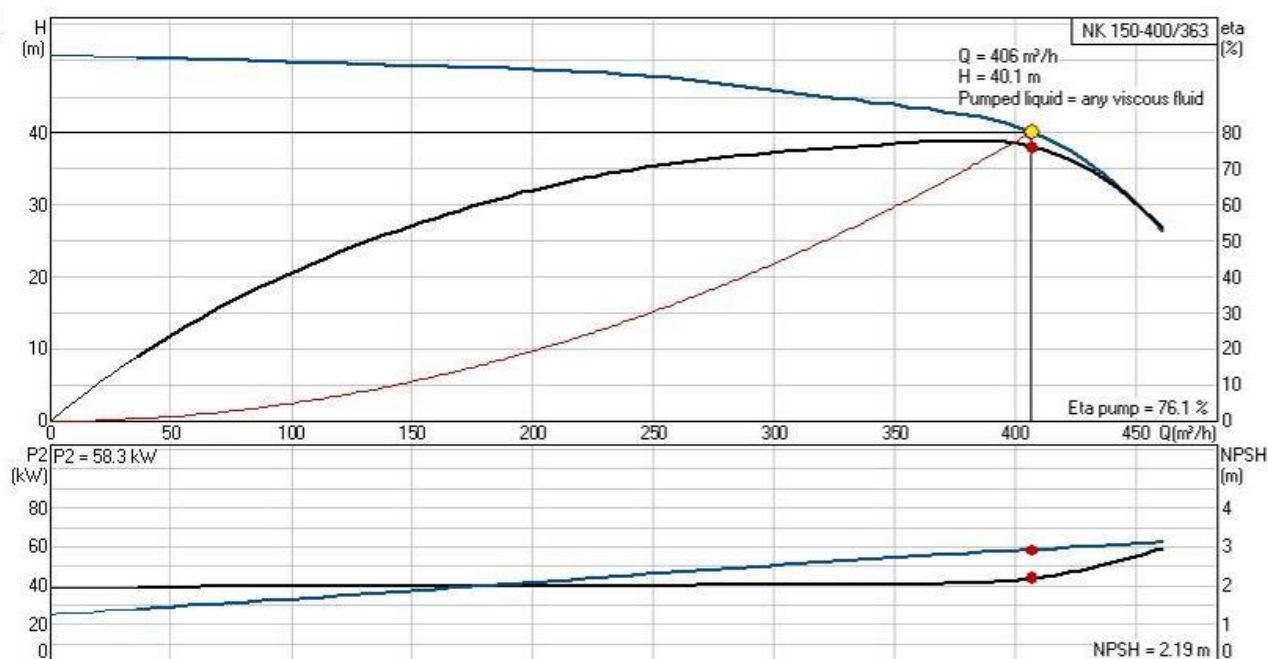


Figura 6-3: Curvas características y punto de funcionamiento, bomba NK150-400 (Arenera)

Cada equipo contará con un arrancador progresivo de manera de aumentar gradualmente el voltaje y la frecuencia hasta alcanzar las condiciones nominales, cuyas especificaciones se presentan en la Tabla 6-12.

Tabla 6-12: Arrancadores progresivos

Arrancador progresivo		
	ANCAP	Arenera
Potencia (kW)	90	58
Voltaje (V)	380	380

En función de las especificaciones anteriores se seleccionan arrancadores progresivos WEG, modelo SSW03.

6.2.2.2 Tuberías de succión

Las tuberías de succión serán todas de acero, ya que en este material se encuentran las piezas necesarias, y en caso de requerirse una fabricación especial, esto no sería un inconveniente.

Para la determinación del diámetro de la tubería de succión se adopta una velocidad máxima de 2 m/s, resultando un diámetro nominal de 12" para la succión del pozo de bombeo de la antigua arenera y de 16" para la de ANCAP. En la Tabla 6-13 se resumen las dimensiones de la tubería de succión, para cada uno de los puntos de captación.

Tabla 6-13: Dimensiones tubería de succión

	Arenera	ANCAP
Q (m³/s)	0,113	0,187
D (mm)	323,8	406,4
e (mm)	6,35	7,92
D_{int} (mm)	311,1	390,56
v (m/s)	1,48	1,56
L (m)	6,99	7,27

Con el propósito de mantener la bomba cebada, ya que el tipo de bomba seleccionada así lo requiere, se colocará una válvula de pie al inicio de cada tubería de succión.

Dado que los diámetros de las tuberías de succión son mayores al diámetro de entrada de los equipos de bombeo, se colocarán reducciones. Las mismas serán excéntricas de manera de evitar las bolsas de aire y estarán separadas de la entrada una distancia equivalente a 5 diámetros como mínimo para uniformizar el flujo previo a la entrada. Además, el codo de 90° empleado en cada tubería será de radio largo de manera de minimizar las pérdidas de carga en la succión.

Para maximizar la capacidad útil del pozo y evitar zonas de flujo muerto, la tubería de succión se colocará a una distancia equivalente a ½ diámetro por encima del nivel del fondo del pozo. En la Tabla 6-14 se muestran los niveles respecto al NAMO de la entrada y descarga de la tubería de succión, para cada una de las obras de toma. Los mismos deberán ser ajustados en la etapa de proyecto a partir de un relevamiento del terreno.

Tabla 6-14: Niveles de tubería de succión

	Arenera	ANCAP
Entrada	-3,05	-3,28
Descarga	1,44	1,50

6.2.2.3 Pozo de bombeo

El pozo de bombeo es la estructura que permite garantizar un nivel mínimo de succión de los equipos de bombeo. El mismo se diseña de forma tal de contar con las dimensiones mínimas necesarias para facilitar el asentamiento de las piezas, permitir el acceso, y evitar grandes velocidades y agitación del agua (formación de vórtices).

Cada pozo de bombeo será excavado en el terreno y contará con paredes de hormigón armado de 20 cm de espesor.

Las cotas del pozo de bombeo para cada una de las obras de toma se obtienen en base a los niveles de operación y a la geometría de la tubería de captación, previendo una profundidad adicional de 30 cm entre el zampeado de la tubería de captación y el fondo de dicho pozo. En la Tabla 6-15 se presentan las cotas adoptadas para el diseño.

Tabla 6-15: Cotas – Pozo de bombeo

Cotas - PB		
	Arenera	ANCAP
C_{terreno}	3,00	3,00
$C_{\text{nivel agua}}$	0,00	0,00
C_{fondo}	-3,21	-3,48

En la Figura 6-4 se presentan las recomendaciones adoptadas para definir las dimensiones en planta del pozo de bombeo en función del diámetro de las tuberías de succión.

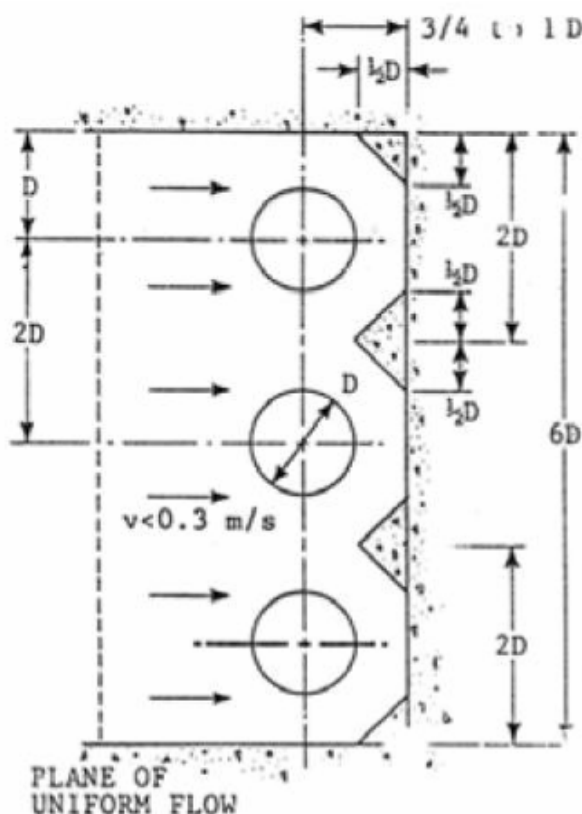


Figura 6-4: Dimensiones recomendadas

A partir de las cotas establecidas y de las recomendaciones presentadas anteriormente, se calculan las dimensiones mínimas de cada pozo de bombeo y la velocidad de aproximación del agua a las tuberías de succión resultante, las cuales se presentan en la Tabla 6-16.

Tabla 6-16: Dimensiones mínimas recomendadas – Pozo de bombeo

Dimensiones mínimas - PB		
	Arenera	ANCAP
$B \text{ (m)}$	1,3	1,6
$L \text{ (m)}$	2,4	2,4
Nivel agua (m)	3,2	3,5
$v_{\text{aprox}} \text{ (m/s)}$	0,05	0,07

El ancho mínimo del pozo de bombeo se debe compatibilizar con el tamaño de los equipos de bombeo y la separación entre éstos. En función de esto y de manera de facilitar su acceso y mantenimiento (debido a que la profundidad de ambos pozos de bombeo es del orden de 6 m) se seleccionan para los mismos las dimensiones presentadas en la Tabla 6-17.

Tabla 6-17: Dimensiones seleccionadas – Pozo de bombeo

Dimensiones - PB		
	Arenera	ANCAP
L (m)	3,0	3,0
B (m)	7,0	7,0
H (m)	6,2	6,5
Nivel agua (m)	3,2	3,5
v (m/s)	0,01	0,02

En el Anexo X se presentan los planos de detalle, a escala 1:50, del pozo de bombeo de cada obra de toma.

Cabe destacar que el sistema de interconexión entre los equipos de bombeo y la tubería de impulsión primaria deberán ser diseñados en la etapa de proyecto.

6.2.2.4 Sala de bombas

La sala de bombas será un recinto abierto y excavado en el terreno con paredes de hormigón armado, en el cual se ubicarán los equipos de bombeo. El mismo será accesible desde la superficie a través de una escalerilla metálica. Los tableros de control y comando de los equipos se ubicarán en la sala eléctrica, localizaba próximo al pozo de bombeo pero sobre el nivel del terreno.

El nivel del piso de la sala de bombas se fija a un nivel superior del NAMO de modo tal de proteger los equipos de bombeo ante eventuales crecidas del río Rosario, pero que sea compatible con las pérdidas de carga en la succión para no generar cavitación. En la Tabla 6-18 se presentan las cotas adoptadas para el diseño, las cuales deberán ser ajustadas en la etapa de proyecto.

Tabla 6-18: Cotas – Sala de bombas

Cotas - Sala de bombas		
	Arenera	ANCAP
C _{piso bombas}	2,00	2,00

En caso de mantenimiento o de una avenida extraordinaria que pueda inundar la sala de bombas o afectar los motores de los equipos de bombeo, la sala contará con una estructura adecuada para permitir el izaje de los equipos y garantizar un resguardo seguro. La estructura se materializará mediante un pórtico metálico de izaje y desplazamiento manual, el cual contará con un aparejo también manual. Dicha estructura se dimensiona para poder elevar el peso de los equipos de bombeo (motor y bomba). Por seguridad se adopta una carga de diseño de 1,4 ton y 1,1 ton para la obra de toma en ANCAP y antigua arenera respectivamente.

Las dimensiones mínimas de la sala de bombas se determinan en función de las dimensiones de los equipos de bombeo y de la separación mínima necesaria para permitir la circulación del personal para efectuar las tareas de inspección, mantenimiento y reparación de los equipos de bombeo. Para el diseño se adopta una separación de 1 m entre equipos de bombeo, y entre éstos y las paredes de la sala. Además se considera la longitud mínima necesaria para el tramo de la tubería de succión ubicado aguas abajo de la reducción. Las dimensiones mínimas resultantes y las adoptadas para el diseño se presentan en la Tabla 6-19.

Tabla 6-19: Dimensiones - Sala de bombas

Dimensiones - Sala bombas		
	Arenera	ANCAP
L _{min} (m)	4,5	4,6
B _{min} (m)	6,7	6,3
L (m)	5,0	5,0
B (m)	7,0	7,0

En el Anexo X se presentan los planos de detalle, a escala 1:50, de la sala de bombas de cada obra de toma.

6.2.2.5 Instalación eléctrica

Debido a que el suministro de UTE es en media tensión (15 kV), se colocará un transformador para pasar a la tensión de trabajo de los equipos (380 V), el cual en condiciones normales funcionará a 80 % de su capacidad. Dicho transformador será de 400 kVA 15/0,4 kV y 250 kVA 15/0,4 kV para la captación en ANCAP y antigua arenera respectivamente. Cada uno contará con seccionadores (inmediatamente antes y después del mismo), de manera de aislarlo en caso de requerirse.

Para cada instalación se prevé una llave termomagnética general previa a la alimentación de los motores, los cuales contarán a su vez con su propia llave termomagnética.

Adicionalmente, se prevén salidas para enchufes e iluminación.

En el Anexo X se presenta el diagrama unifilar de las instalaciones eléctricas.

6.2.2.6 Tuberías de impulsión

Para la determinación del diámetro de la tubería de impulsión previo a la descarga en las aductoras se adopta una velocidad máxima de 2,5 m/s, resultando un diámetro nominal de 10" para la impulsión del pozo de bombeo de la antigua arenera y de 14" para la de ANCAP, siendo las mismas de acero.

Dado que los diámetros de las tuberías de impulsión son mayores al diámetro de salida de los equipos de bombeo, se colocarán extensiones simétricas próximas a la descarga.

Cada tubería de impulsión contará con una válvula de retención y una llave de paso. La primera cumple la función de evitar que el agua retroceda cuando se desconecten los equipos de bombeo (impidiendo que la bomba gire en sentido contrario al de su rotación), y también sirve de protección contra el exceso de presión y el golpe de ariete. La segunda, cuando está cerrada, permite interrumpir el flujo en caso de eventuales reparaciones y sustituciones.

6.2.2.7 Cavitación

Luego de realizado el diseño se verifica que los equipos de bombeo no sufran cavitación. Esta condición deberá verificarse en todo momento durante el funcionamiento de los equipos, en particular, deberá verificarse en la condición de operación más desfavorable, es decir, cuando el nivel del río alcanza el NAMín.

En la Tabla 6-20 se muestra el NPSH requerido para las bombas trabajando en el punto de funcionamiento seleccionado, dado por el fabricante (programa Wincaps).

Tabla 6-20: NPSH requerido

NPSH _{REQ} (m)	
Arenera	ANCAP
2,19	4,01

La condición de no cavitación se verifica cuando el NPSH que provee la instalación supera al requerido por el equipo. En base a las características del pozo de bombeo, se calcula el NPSH disponible de la instalación de acuerdo a la siguiente expresión:

$$NPSH_{DISP} = \frac{p_{atm} - p_{vapor}}{\gamma} - z_{bomba} - \Delta H_{succion}$$

En donde:

p_{atm} : presión atmosférica

p_{vapor} : presión de vapor del agua

z_{bomba} : diferencia de cotas entre el eje de la bomba y el nivel de agua mínimo en el pozo
 $\Delta H_{succión}$: pérdida de carga en la tubería de succión

Debido a la pérdida de carga en la tubería de captación, existe un desnivel entre la superficie del agua en el río y el pozo de bombeo. Para garantizar que el caudal a erogar sea el estipulado en el proyecto, deberá existir un desnivel igual a las pérdidas de carga generadas en dicha tubería.

Teniendo en cuenta las pérdidas de carga distribuidas y las asociadas a la entrada a la tubería, al pasaje por la compuerta y a la descarga ahogada en el pozo de bombeo, se obtienen los desniveles presentados en la Tabla 6-21.

Tabla 6-21: Desniveles requeridos entre el río y el pozo de toma

Desnivel requerido (cm)	
Arenera	12,4
ANCAP	13,2

Por lo tanto, el término z_{bomba} es la suma de la diferencia de cotas entre el eje de la bomba y el NAMín, y el desnivel requerido antes calculado. Los valores obtenidos se adjuntan en la Tabla 6-22.

Tabla 6-22: z_{bomba} para la condición de NAMín en el río Rosario

	Arenera	ANCAP
z_{bomba} (m)	3,44	3,50

En cuanto al término $\Delta H_{succión}$, el mismo se compone de los términos de pérdida de carga localizada y distribuida en la tubería de succión. En la Tabla 6-23 se presentan los cálculos relativos a la estimación del NPSH para cada una de las obras de toma.

Tabla 6-23: NPSH disponible y requerido

	Arenera	ANCAP
$D_{succión}$ (mm)	323,8	406,4
Q (m³/s)	0,113	0,187
v (m/s)	1,48	1,56
z_{bomba} (m)	3,44	3,50
f	0,013	0,013
$L_{succión}$ (m)	7,0	7,3
L_{eq} piezas (m)	84,1	111,2
$k_{succión}$	0,8	0,8
$\Delta H_{succión}$ (m)	0,52	0,57
$NPSH_{DISP}$ (m)	6,13	6,02
$NPSH_{REQ}$ (m)	2,19	4,01

Para una situación en la cual el nivel de agua en el pozo de bombeo es superior al NAMín, el $NPSH_{disp}$ aumentará, dado que el término z_{bomba} disminuye. En base a esto, se concluye que bajo una correcta operación, los equipos de bombeo no presentarán cavitación en ningún momento durante su funcionamiento, dado que el NPSH que los equipos requieren es superado por el disponible en la instalación.

6.3 SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN PRIMARIA

Si bien el punto final del sistema de distribución de la Zona 1 hasta el cual se debe conducir el agua es el tanque de almacenamiento de cada uno de los productores conectados al sistema de riego,

en esta etapa del proyecto se diseña el sistema de conducción hasta los puntos de distribución primaria; la conducción desde dichos puntos hasta el acceso al predio de cada uno de los productores y la conducción interna se deberá diseñar en una etapa posterior.

6.3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El sistema de distribución primaria de la Zona 1 está compuesto por las tuberías y los puntos de distribución primaria, mostrados en la Figura 5-3.

Se denomina tuberías de distribución primaria a aquellas que conducen el agua de riego desde la captación hasta los puntos de distribución primaria. Éstos últimos son los puntos desde los cuales el agua de riego se distribuye hacia las tuberías de distribución secundaria que conducen el agua por gravedad hasta el predio de cada productor.

El sistema de tuberías de distribución primaria comprende no sólo las tuberías, sino también todas las piezas y elementos accesorios para su adecuado funcionamiento, según se describe en el punto 6.3.2.

Por otra parte, los puntos de distribución se pueden materializar mediante una estructura simple de descarga desde la cual se derivan las tuberías secundarias (tanque de regulación), o mediante una estación de recalque en el caso de tratarse de un bombeo, según se describe en el punto 6.3.3.

El sistema de distribución primaria de la Línea Sur (correspondiente a la captación en ANCAP) cuenta con un total de 3 puntos de distribución primaria, denominados Punto Intermedio, Recalque y Cota 40, siendo el segundo una estación de recalque.

El sistema de distribución primaria de la Línea Norte (correspondiente a la captación en antigua arenera) cuenta con un total de 4 puntos de distribución primaria, denominados Punto Intermedio, Recalque, Colonia Valdense y Nuevo Torino, siendo el segundo una estación de recalque.

6.3.2 TUBERÍAS DE DISTRIBUCIÓN PRIMARIA

6.3.2.1 Caudales de diseño

Dado que el sistema cuenta con tanques de regulación que amortiguan los picos de demanda, los caudales de diseño de las tuberías de distribución primaria se determinan a partir del caudal de diseño del sistema de captación y de las áreas de riego asociadas a cada punto de distribución primaria. Los porcentajes de caudal correspondientes a cada tramo son los presentados en la Tabla 5-14 y en la Tabla 5-16.

El caudal de un determinado tramo es igual al caudal del tramo de aguas arriba menos el caudal de riego que se deriva al sistema de distribución secundaria en el punto de distribución primaria de aguas arriba.

Los caudales de riego de diseño resultantes para cada tramo se presentan en la Tabla 6-24 y en la Tabla 6-25 para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-24: Caudales de diseño – Línea Sur

Caudal de diseño - Línea Sur	
Tramo	Caudal (L/s)
Toma - Pto Intermedio	374
Pto Intermedio - Recalque	291
Recalque - Cota 40 m	161

Tabla 6-25: Caudales de diseño – Línea Norte

Caudal de diseño - Línea Norte	
Tramo	Caudal (L/s)
Toma - Pto Intermedio	225
Pto Intermedio - Recalque	201
Colonia Valdense	44
Nuevo Torino	67

6.3.2.2 Trazado

El trazado de la tubería de distribución primaria de cada una de las líneas se debe ajustar a las condiciones actuales de diseño, mediante un relevamiento planimétrico de detalle.

Para ello, además de los criterios ya especificados, se consideran los siguientes factores para el diseño planimétrico:

- Evitar tramos extremadamente difíciles o inaccesibles.
- Ubicar la línea de conducción siempre por debajo de la línea piezométrica más desfavorable, a fin de evitar zonas de depresión que representan un peligro de aplastamiento de la tubería y posibilidad de cavitación.
- Evitar presiones excesivas que afecten la seguridad de la conducción.
- Evitar zonas de deslizamiento e inundaciones.
- Evitar tramos de pendiente y contrapendiente, los que pueden causar bloqueos de aire en la línea.

Para el trazado altimétrico, la tubería se dispondrá enterrada adoptándose una profundidad mínima de 0,60 m medida sobre la clave. En el Anexo XI se presenta un esquema tipo de la zanja de colocación.

En los tramos de la tubería de distribución primaria que se encuentran bajo áreas de cultivo, la profundidad mínima será de 1,0 m dado que los mismos estarán más expuestos a accidentes durante las actividades de laboreo de la tierra.

En los cruces de caminos se deberán implementar medidas de protección, materializadas mediante lozas de hormigón u otros sistemas. En caso contrario, se debe mantener una profundidad mínima de 1,0 m.

En todos los casos, la tubería estará debidamente señalizada, por ejemplo, mediante piques clavados en la tierra pintados adecuadamente, permitiendo su fácil identificación.

Las longitudes de cada tramo se presentan en la Tabla 6-26 y Tabla 6-27 para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-26: Longitud por tramo – Línea Sur

Tramo	Longitud (m)
Toma - Pto Intermedio	2.060
Pto Intermedio - Recalque	3.142
Recalque - Cota 40 m	2.659

Tabla 6-27: Longitud por tramo – Línea Norte

Tramo	Longitud (m)
Toma - Pto Intermedio	2.361
Pto Intermedio - Recalque	1.600
Colonia Valdense	2.347
Nuevo Torino	4.309

En el Anexo XI se presentan los planos a escala 1:50.000 del trazado de la tubería de distribución primaria de la Zona 1.

6.3.2.3 Materiales y diámetros

Las tuberías de distribución primaria serán de PVC con junta elástica integrada.

Se seleccionan tuberías plásticas debido a las ventajas de ese material respecto a otros materiales, entre las que se destacan:

- Tubería ligera, de manipulación más sencilla.
- Superficie interior completamente lisa, siendo la tubería que proporciona las menores pérdidas de carga.
- Baja rugosidad interna, por lo cual no es fácil que se produzcan incrustaciones de ningún tipo.
- Tuberías aislantes térmica y eléctricamente, por lo cual las corrientes vagabundas y telúricas que afectan a los tubos metálicos no les afectan.
- Menores costos.

Los criterios adoptados para el diseño de las tuberías de distribución buscan minimizar las pérdidas de carga en la misma, de modo de mantener los costos operativos dentro de los valores estimados y un funcionamiento hidráulico adecuado. Los mismos comprenden mantener una pérdida de carga por unidad de longitud inferior a 50 % en todos los tramos y una velocidad inferior a 2 m/s.

Por lo tanto, para el dimensionamiento de las tuberías se adopta el mínimo diámetro comercial que cumpla con los dos criterios anteriores y la mínima presión nominal que soporte la presión de servicio de la tubería.

Los materiales y diámetros comerciales adoptados, así como también la verificación de los criterios de diseño, se presentan en la Tabla 6-28 y Tabla 6-29 para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-28: Tuberías de distribución primaria – Línea Sur

Línea Sur						
Tramo	Material	Diámetro (mm)	e (mm)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H_{total} (m)
Toma - Pto Intermedio	PE100 PN6	630	19,3	1,4	0,18%	39
Pto Intermedio - Recalque	PVC PN6	500	14,6	1,7	0,34%	36
Recalque - Cota 40 m	PVC PN4	400	7,9	1,4	0,32%	18

Tabla 6-29: Tuberías de distribución primaria – Línea Norte

Línea Norte						
Tramo	Material	Diámetro (mm)	e (mm)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H_{total} (m)
Toma - Pto Intermedio	PVC PN6	450	13,1	1,6	0,36%	38
Pto Intermedio - Recalque	PVC PN4	450	8,8	1,4	0,27%	29
Colonia Valdense	PVC PN4	250	4,9	1,0	0,29%	10
Nuevo Torino	PVC PN4	280	5,5	1,2	0,36%	18

6.3.3 PUNTOS DE DISTRIBUCIÓN PRIMARIA

Tal como se mencionó anteriormente, el sistema de distribución primaria de la línea Sur cuenta con 3 puntos de distribución primaria (dos tanques de regulación y una estación de recalque), y el de la línea Norte cuenta con 4 puntos de distribución primaria (tres tanques de regulación y una estación de recalque). En la Tabla 6-30 y Tabla 6-31, se presentan dichos puntos y sus principales características (área asociada, caudal de riego y potencia requerida), para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-30: Puntos de distribución primaria – Línea Sur

Sur arroyo Sarandí - ANCAP			
Pto. de distribución	Área (há)	Q (m ³ /s)	Pot. Requerida (kW)
Pto. Intermedio	740	0,374	NC
Recalque	1.163	0,291	50
Cota 40	1.445	0,161	NC

Tabla 6-31: Puntos de distribución primaria – Línea Norte

Norte arroyo Sarandí - ARENERA			
Pto. de distribución	Área (há)	Q (m ³ /s)	Pot. Requerida (kW)
Punto Intermedio	222	0,225	NC
Recalque	803	0,201	35
Colonia Valdense	395	0,044	NC
Nuevo Torino	600	0,067	NC

6.3.3.1 Estaciones de recalque

En cuanto a las estaciones de recalque, en función de los caudales de diseño y de la potencia requerida para cada estación, se prevén dos equipos de bombeo en funcionamiento, cada uno bombeando un caudal de diseño de 290 m³/h en el recalque hacia Cota 40 m de la línea Sur, y de 160 m³/h y 240 m³/h en los recalques de la línea Norte hacia Colonia Valdense y Nuevo Torino respectivamente. Cabe destacar que en el caso de la línea Norte, si bien se tiene una sola estación de recalque, de la misma salen dos líneas de distribución, resultando equipos de bombeo con características diferentes para cada una.

Además, en cada caso, se prevé la instalación en paralelo de otro equipo de bombeo de iguales características como respaldo ante desperfectos y como complemento en caso de aumento de la demanda de riego. Las especificaciones para estos equipos se muestran en la Tabla 6-32 y Tabla 6-33, para las estaciones de recalque de las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-32: Estación de recalque – Línea Sur

Recalque hacia Cota 40 - Línea Sur	
Q (m ³ /h)	290
H (m)	20
N° equipos funcionando	2
N° equipos de respaldo	1

Tabla 6-33: Estación de recalque – Línea Norte

Recalque hacia C. Valdense - Línea Norte		Recalque hacia N. Torino - Línea Norte	
Q (m ³ /h)	160	Q (m ³ /h)	240
H (m)	10	H (m)	20
N° equipos funcionando	1	N° equipos funcionando	1
N° equipos de respaldo	1	N° equipos de respaldo	1

Para coordinar el funcionamiento de los equipos de las diferentes instalaciones se prevé la utilización de dispositivos de control automático en función de los niveles de operación.

Cabe destacar que las características constructivas de los pozos de bombeo de los recalques son análogas a las de los pozos de bombeo de las obras de toma.

6.4 RUBRADO Y AJUSTE DE COSTOS

6.4.1 AJUSTE DEL COSTO DE INVERSIÓN

Realizado el prediseño del sistema de captación y distribución primaria de la Zona 1, se procede a ajustar el costo de inversión de los rubros principales de dicho sistema.

El rubrado se presenta discriminado en estructura de captación, pozo de bombeo, sistema de conducción primaria y puntos de distribución primaria, para cada uno de los dos sistemas de distribución, línea Sur y Norte respectivamente.

Los precios de referencia fueron tomados del mercado local y se ajustaron a julio de 2009.

En la Tabla 6-34 y en la Tabla 6-35 se presentan los rubrados de las líneas Sur y Norte respectivamente para cada uno de los ítems, con los precios expresados en UI.

Tabla 6-34: Rubrado – Línea Sur

COSTOS ESTRUCTURA DE CAPTACION - UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Pasarela metálica de acceso y soporte	global	1	362.189	362.189
Tubería PE100 PN4 Φ 800 mm	m	80	3.622	289.751
Compuerta p/ Φ 800 mm	unidad	1	84.511	84.511
TOTAL				736.451
COSTOS POZO DE BOMBEO - UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Estructura de hormigón (paredes e=20 cm)	m ³	41	4.613	187.100
Equipo de bombeo (Q= 673 m ³ /h, H= 41 m) GRUNDFOS NK200-400	unidad	3	277.678	833.035
Tubería acero PN20 Φ 16" (succión)	m	8	1.847	14.777
Válvula de pie p/ Φ 16"	unidad	3	26.562	79.685
Codo 90° radio largo Φ 16"	unidad	3	5.324	15.973
Reducción excéntrica de Φ 16" a Φ 250 mm	unidad	3	3.598	10.793
Válvula de retención Φ 14" (impulsión)	unidad	3	12.242	36.726
Válvula de cierre Φ 14" (impulsión)	unidad	3	21.876	65.629
Excavación	m ³	207	24	5.006
Estructura de izaje de bombas	global	1	24.146	24.146
Transformador eléctrico (400 kVA 15/0,4 kV)	unidad	1	175.058	175.058
Tableros	unidad	3	90.547	271.642
Arrancador progresivo (380 V, 90 kW) WEG SSW03	unidad	3	19.156	57.467
TOTAL				1.719.568
COSTOS SISTEMA DE DISTRIBUCION PRIMARIA - UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Tubería PVC PN10 Φ 630 mm	m	2.060	3.127	6.441.412
Tubería PVC PN6 Φ 500 mm	m	3.142	1.231	3.869.194
Tubería PVC PN4 Φ 400 mm	m	2.659	495	1.316.183
Instalación	m	7.861	121	949.056
TOTAL				12.575.845

COSTOS PUNTOS DE DISTRIBUCION PRIMARIA - UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Equipo de bombeo (Q= 290 m ³ /h, H= 20m)	unidad	3	96.584	289.751
Pozo de bombeo	global	1	362.189	362.189
Transformador eléctrico (160 kVA 15/0,4 kV)	global	1	84.511	84.511
Tendido eléctrico	m	1.000	133	132.803
Tableros	unidad	3	90.547	271.642
Arrancador progresivo (380 V, 75 kW)	unidad	3	19.156	57.467
TOTAL				1.140.896

Tabla 6-35: Rubrado – Línea Norte

COSTOS ESTRUCTURA DE CAPTACION - UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Pasarela metálica de acceso y soporte	global	1	362.189	362.189
Tubería PE100 PN4 Φ 630 mm	m	60	3.223	193.409
Compuerta p/ Φ 630 mm	unidad	1	78.474	78.474
TOTAL				634.072

COSTOS POZO DE BOMBEO - UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Estructura de hormigón (paredes e=20 cm)	m ³	40	4.613	182.783
Equipo de bombeo (Q= 406 m ³ /h, H= 40 m) GRUNDFOS NK150-400	unidad	3	156.949	470.846
Tubería acero PN20 Φ 12" (succión)	m	7	1.256	8.789
Válvula de pie p/ Φ 12"	unidad	3	17.231	51.693
Codo 90° radio largo Φ 12"	unidad	3	6.865	20.596
Reducción excéntrica de Φ 12" a Φ 200 mm	unidad	3	1.626	4.877
Válvula de retención Φ 10" (impulsión)	unidad	3	7.847	23.542
Válvula de cierre Φ 10" (impulsión)	unidad	3	7.304	21.912
Excavación	m ³	202	24	4.888
Estructura de izaje de bombas	global	1	24.146	24.146
Transformador eléctrico (250 kVA 15/0,4 kV)	unidad	1	120.730	120.730
Tendido eléctrico	m	400	133	53.121
Tableros	unidad	3	90.547	271.642
Arrancador progresivo (380 V, 58 kW) WEG SSW03	unidad	3	19.156	57.467
TOTAL				1.259.564

COSTOS SISTEMA DE DISTRIBUCION PRIMARIA - UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Tubería PVC PN6 Φ 450 mm	m	2.361	1.231	2.907.437
Tubería PVC PN4 Φ 450 mm	m	1.600	966	1.545.340
Tubería PVC PN4 Φ 280 mm	m	4.309	290	1.248.538
Tubería PVC PN4 Φ 250 mm	m	2.347	181	425.029
Instalación	m	10.617	121	1.281.787
TOTAL				7.408.131

COSTOS PUNTOS DE DISTRIBUCION PRIMARIA - UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Equipo de bombeo (Q= 160 m ³ /h, H= 10m) - C. Valdense	unidad	2	66.401	132.803
Equipo de bombeo (Q= 240 m ³ /h, H= 20m) - N. Torino	unidad	2	96.584	193.168
Pozo de bombeo	global	1	362.189	362.189
Transformador eléctrico (160 kVA 15/0,4 kV)	global	1	84.511	84.511
Tableros	unidad	4	90.547	362.189
Arrancador progresivo (380 V, 75 kW)	unidad	4	19.156	76.623
TOTAL				1.134.859

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 6-36 y en la Tabla 6-37 para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-36: Costo de inversión – Línea Sur

SISTEMA DE BOMBEO - Línea Sur	
Rubro	UI
Estructura de captación	736.451
Pozo de bombeo - ANCAP	1.719.568
Sistema de distribución primaria	12.575.845
Puntos de distribución primaria	1.140.896
TOTAL	15.031.864

Tabla 6-37: Costo de inversión – Línea Norte

SISTEMA DE BOMBEO - Línea Norte	
Rubro	UI
Estructura de captación	634.072
Pozo de bombeo - ARENERA	1.259.564
Sistema de distribución primaria	7.408.131
Puntos de distribución primaria	1.134.859
TOTAL	9.301.768

El costo de inversión de la línea Sur es de 15.032.000 UI (1.245.000 U\$S) y el de la línea Norte es de 9.302.000 UI (770.000 U\$S), siendo el costo total de inversión del sistema captación y distribución primaria de la Zona 1 de 24.334.000 UI (2.016.000 U\$S).

De los resultados obtenidos se concluye que no se verifica la hipótesis de que los costos de inversión son del orden de los costos de operación anual, siendo los primeros un orden superior a los segundos.

De todas formas, que no se verifique la hipótesis considerada para el estudio de prefactibilidad del sistema de riego no modifica los resultados obtenidos, ya que la inversión se amortiza en menos de 3 años según el análisis presentado en el siguiente punto.

6.4.2 AMORTIZACIÓN DE LA INVERSIÓN

Un análisis de prefactibilidad económica busca estimar el retorno económico asociado al sistema de riego multipredial y multisectorial, y lo compara con la inversión necesaria.

En base a los costos del sistema de riego (operación, mantenimiento y riego interno) y al margen bruto por há bajo riego calculados en el capítulo 5, y al costo de inversión ajustado según el rubrado presentado en el punto anterior, se realiza un análisis del retorno de la inversión. Dicho análisis consiste en el cálculo de los años en que se recupera la inversión para una Tasa Interna de Retorno (TIR) dada.

Para ello se utiliza el Valor Presente Neto (VPN), que es uno de los métodos para evaluar proyectos de inversión a largo plazo. El VPN es una medida del beneficio que rinde un proyecto de inversión a través de toda su vida útil; se define como el valor presente de su flujo de ingresos futuros menos el valor presente de su flujo de costos. Es un monto equivalente a la suma de los flujos de ingresos netos que generará el proyecto en el futuro.

El VPN para un costo C constante realizado durante un periodo de n años se calcula según la siguiente expresión:

$$VPN = C * \left(1 + \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right)$$

Donde:

C: Costo a ejecutar en el año n

i: Tasa Interna de Retorno (TIR)
n: Periodo de tiempo (en años)

La TIR es la tasa de interés con la cual el VPN es igual a cero; refleja la oportunidad perdida de gastar o invertir en el presente. Esta tasa descuenta el monto capitalizado de intereses del total de ingresos percibidos en el futuro. Es un indicador de la rentabilidad de un proyecto: a mayor TIR, mayor rentabilidad.

6.4.2.1 Costos y margen bruto anual

El costo (sin incluir los costos de inversión) y margen bruto anual del sistema de riego se calculan a partir de los respectivos valores por há para cada uno de los cultivos y de las áreas asociadas a cada uno de éstos. El costo de inversión es el resultante del ajuste de costos. Los resultados obtenidos se presentan a continuación, para las líneas Sur y Norte.

Tabla 6-38: Costos – Línea Sur

Costo (UI/año) - OPERACION y MANTENIMIENTO			
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	Cota 40 m
Durazno	29.847	73.669	134.086
Maíz de 1era	39.714	99.987	181.893
Soja de 1era	14.713	38.369	69.738

Costo base O&M (UI)	682.016
---------------------	---------

Costo (UI/año) - INTERNO	
Cultivo	Precio medio
Durazno	191.668
Maíz de 1era	489.450
Soja de 1era	213.606

Costo INTERNO (UI)	894.724
--------------------	---------

Costo INVERSION (UI)	15.031.864
----------------------	------------

Tabla 6-39: Costos – Línea Norte

Costo (UI/año) - OPERACION y MANTENIMIENTO				
Cultivo	Pto Intermedio	Recalque	C. Valdense	Nuevo Torino
Durazno	8.737	44.275	29.890	52.199
Maíz de 1era	11.649	59.857	40.299	70.455
Soja de 1era	4.351	22.931	15.364	26.913

Costo base O&M (UI)	386.919
---------------------	---------

Costo (UI/año) - INTERNO	
Cultivo	Precio medio
Durazno	191.668
Maíz de 1era	489.450
Soja de 1era	213.606

Costo INTERNO (UI)	894.724
--------------------	---------

Costo INVERSION (UI)	9.301.768
----------------------	-----------

Tabla 6-40: Margen bruto – Línea Sur

Margen bruto (UI/año)	
Durazno	7.325.787
Maíz de 1era	1.327.679
Soja de 1era	566.605
Total	9.220.071

Tabla 6-41: Margen bruto – Línea Norte

Margen bruto (UI/año)	
Durazno	4.419.649
Maíz de 1era	800.989
Soja de 1era	341.833
Total	5.562.471

6.4.2.2 Años en los que se recupera la inversión

Una forma de analizar la rentabilidad del sistema de riego y el plazo de retorno de la inversión, es analizar el beneficio obtenido por la implementación del sistema de riego para diferentes periodos de recuperación de la inversión.

El análisis se realiza para una TIR de 8 %. Se calcula el VPN del beneficio del sistema de riego, resultante de la diferencia entre el VPN del margen bruto esperado y el VPN del costo de dicho sistema (incluyendo los costos de operación, mantenimiento e inversión del sistema de distribución primaria y el costo de riego interno), para diferentes periodos de recuperación de la inversión.

En la Figura 6-5 y en la Figura 6-6 se presentan los resultados obtenidos en forma gráfica, con los beneficios expresados en UI y en valores múltiplos del costo anual de operación, mantenimiento y riego interno.

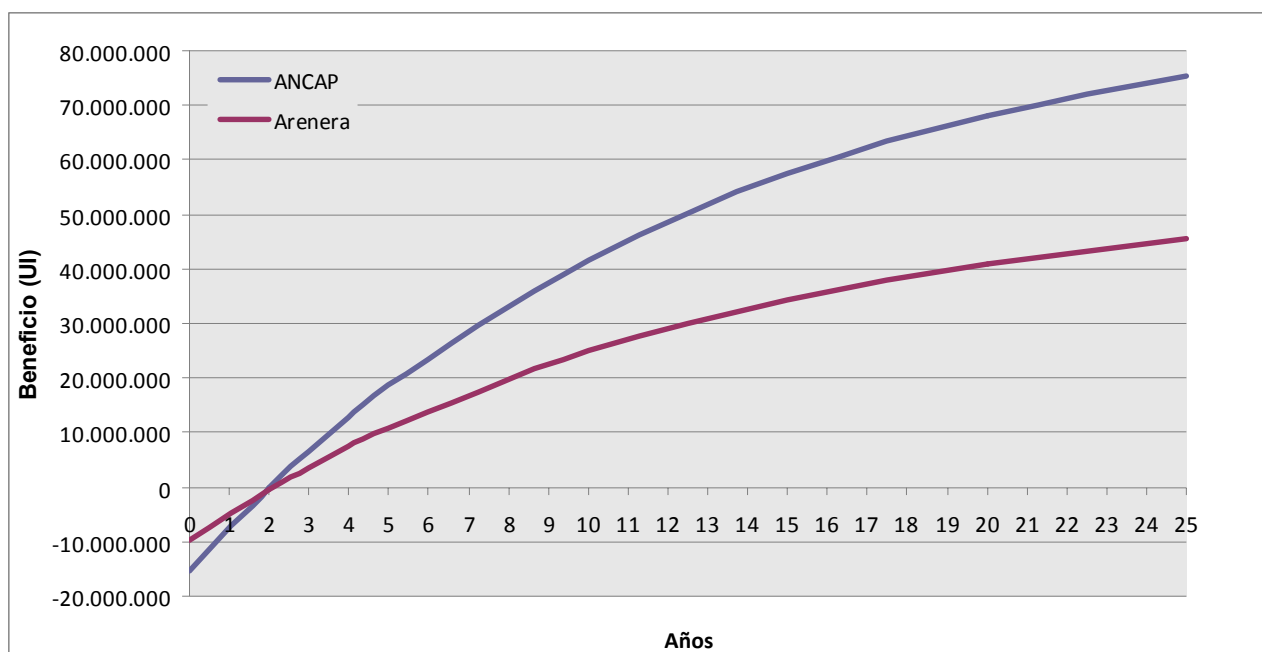


Figura 6-5: Beneficio neto en función de los años (UI) – TIR 8 %, Zona 1

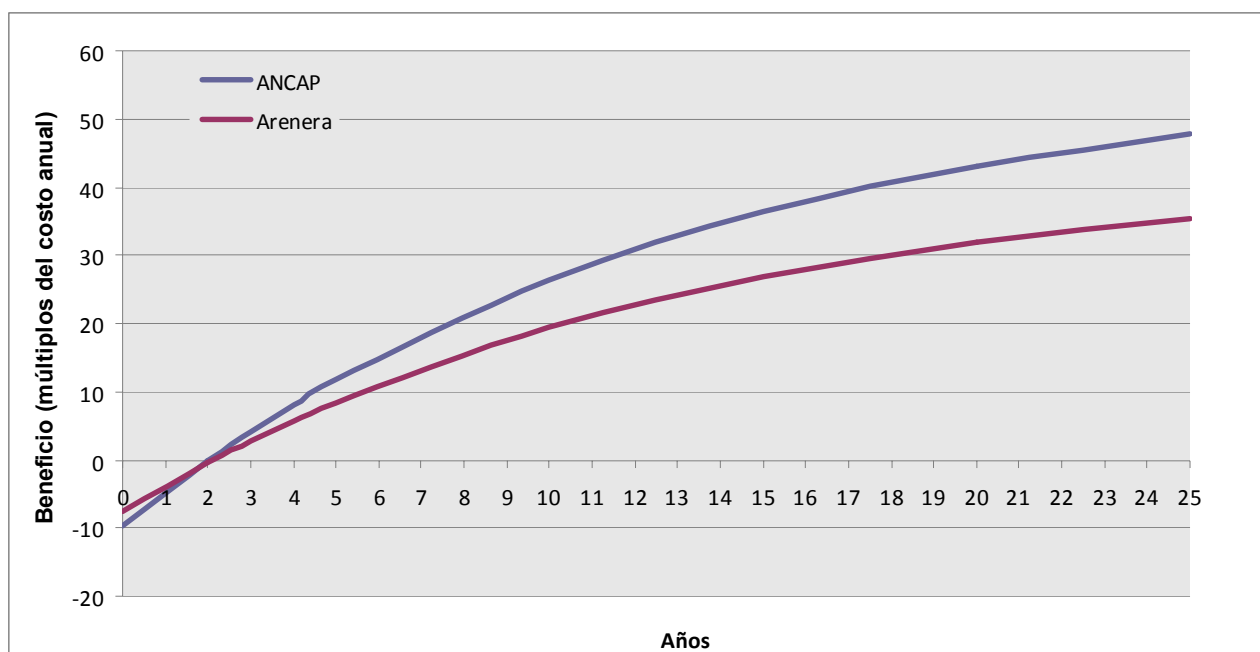


Figura 6-6: Beneficio neto en función de los años (múltiplos del costo anual) – TIR 8 %, Zona 1

Cuando el beneficio es nulo se da por amortizada la inversión. Por lo tanto, la inversión se recupera en 3 zafras para ambas líneas de distribución.

6.5 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD RESPECTO AL CAUDAL DE DISEÑO

El diseño del sistema de distribución de la Zona 1 se realizó para una determinada configuración de cultivos y áreas cultivadas regables. Para el duraznero esta configuración se mantiene relativamente estable en el tiempo, pero en el caso de los cultivos agrícolas puede ser muy variable de un ciclo de cultivo a otro en función de las necesidades del productor, el precio de mercado de los diferentes cultivos, la rotación de cultivos, etc.

Cada configuración presenta una demanda de riego particular, que puede ser diferente a la adoptada para el diseño del sistema de distribución. Por lo tanto, se justifica realizar un análisis de sensibilidad del diseño del sistema de distribución de la Zona 1 para diferentes configuraciones de cultivos y áreas cultivadas regables.

6.5.1 CONFIGURACIONES DE ÁREAS CULTIVADAS

Para realizar el análisis de sensibilidad se procede a plantear distintas configuraciones de áreas cultivadas para los cultivos rentables bajo riego en la Zona 1.

Por los motivos expresados anteriormente, el área destinada a los cultivos frutícolas (duraznero) se mantiene constante para todas las configuraciones planteadas y se varían únicamente las áreas destinadas a cultivos agrícolas de verano, es decir, maíz y soja.

Si bien existe una amplia gama de configuraciones posibles, a los efectos de este análisis se seleccionan aquellas que permiten abarcar el mayor rango de caudales posibles, tanto por encima como por debajo del caudal de diseño. Se adopta como configuración de máxima, aquella en la que toda el área regable destinada a la agricultura está sembrada de maíz, ya que este cultivo es el que presenta mayor demanda de riego anual y en el mes de enero, siendo éste el mes asociado al caudal pico de bombeo.

En la Figura 6-7 se presentan las configuraciones seleccionadas y en la Tabla 6-42 se presentan las respectivas áreas de riego de cada cultivo considerado.

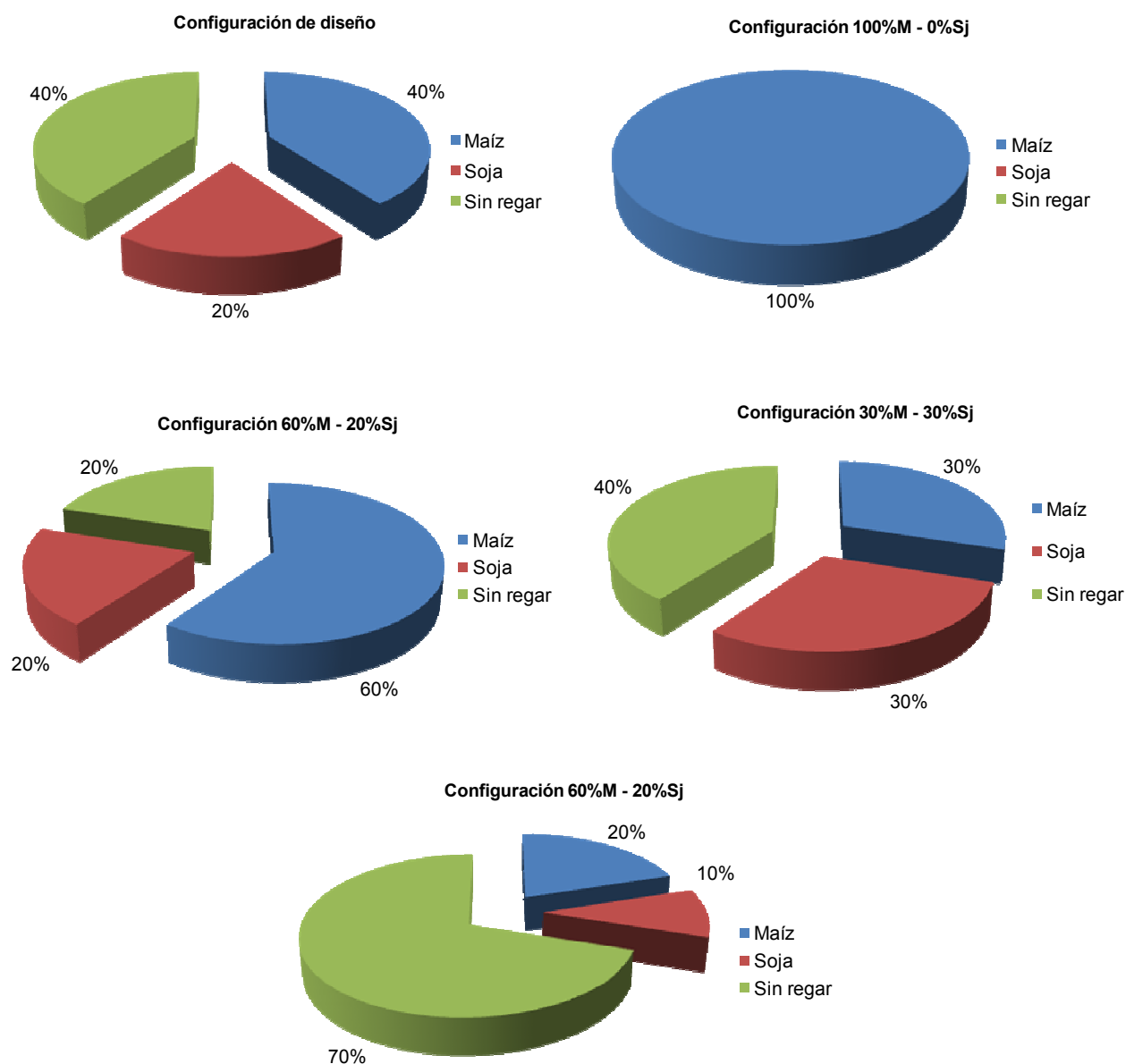


Figura 6-7: Configuraciones de áreas cultivadas bajo riego

Tabla 6-42: Configuraciones de áreas cultivadas bajo riego

Configuración de áreas	Maíz			Soja			Duraznero		
	%	Sur (há)	Norte (há)	%	Sur (há)	Norte (há)	%	Sur (há)	Norte (há)
Diseño	40%	187	113	20%	94	57	100%	144	87
100%M - 0%Sj	100%	469	283	0%	0	0	100%	144	87
60%M - 20%Sj	60%	281	170	20%	94	57	100%	144	87
30%M - 30%Sj	30%	141	85	30%	141	85	100%	144	87
20%M - 10%Sj	20%	94	57	10%	47	28	100%	144	87

6.5.2 VARIACIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO

6.5.2.1 Sin ajuste de horas de bombeo

Una vez seleccionadas las configuraciones de áreas cultivadas bajo riego, se procede a determinar cómo varían los parámetros adoptados para el diseño, es decir, la velocidad y la pérdida de carga en las tuberías de distribución primaria, con el nuevo caudal de riego resultante y manteniendo las horas de bombeo correspondientes a la configuración de diseño.

Para cada configuración se determina el caudal, la velocidad, la pérdida de carga por unidad de longitud y la carga total asociada a cada punto de distribución primaria, manteniendo las horas de bombeo de la configuración de diseño. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 6-43 y Tabla 6-44 para las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-43: Variación de parámetros de diseño – Línea Sur

Configuración de áreas	Punto intermedio			
	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H _{total} (m)
<i>Diseño</i>	0,374	1,4	0,18%	39
100%M - 0%Sj	0,594	2,2	0,42%	59
60%M - 20%Sj	0,466	1,7	0,27%	47
30%M - 30%Sj	0,356	1,3	0,31%	35
20%M - 10%Sj	0,253	0,9	0,09%	32

Configuración de áreas	Recalque			
	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H _{total} (m)
<i>Diseño</i>	0,291	1,7	0,34%	36
100%M - 0%Sj	0,463	2,7	0,80%	50
60%M - 20%Sj	0,363	2,1	0,51%	41
30%M - 30%Sj	0,277	1,6	0,31%	35
20%M - 10%Sj	0,197	1,1	0,17%	30

Configuración de áreas	Cota 40			
	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H _{total} (m)
<i>Diseño</i>	0,161	1,4	0,32%	18
100%M - 0%Sj	0,256	2,2	0,74%	30
60%M - 20%Sj	0,201	1,7	0,47%	23
30%M - 30%Sj	0,154	1,3	0,29%	18
20%M - 10%Sj	0,109	0,9	0,16%	14

Tabla 6-44: Variación de parámetros de diseño – Línea Norte

Configuración de áreas	Punto intermedio			
	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H _{total} (m)
<i>Diseño</i>	0,225	1,6	0,36%	38
100%M - 0%Sj	0,358	2,5	0,83%	55
60%M - 20%Sj	0,281	2,0	0,53%	44
30%M - 30%Sj	0,215	1,5	0,32%	37
20%M - 10%Sj	0,153	1,1	0,17%	31

Configuración de áreas	Recalque			
	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H _{total} (m)
<i>Diseño</i>	0,201	1,4	0,27%	29
100%M - 0%Sj	0,319	2,2	0,62%	35
60%M - 20%Sj	0,250	1,7	0,40%	31
30%M - 30%Sj	0,191	1,3	0,24%	29
20%M - 10%Sj	0,136	0,9	0,13%	27

Configuración de áreas	C. Valdense			
	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H _{total} (m)
<i>Diseño</i>	0,044	1,0	0,29%	10
100%M - 0%Sj	0,070	1,5	0,67%	19
60%M - 20%Sj	0,055	1,2	0,43%	13
30%M - 30%Sj	0,042	0,9	0,26%	9
20%M - 10%Sj	0,030	0,7	0,14%	6

Configuración de áreas	N. Torino			
	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	$\Delta H/L$	H _{total} (m)
<i>Diseño</i>	0,067	1,2	0,36%	18
100%M - 0%Sj	0,106	1,9	0,83%	39
60%M - 20%Sj	0,084	1,5	0,55%	26
30%M - 30%Sj	0,064	1,1	0,33%	17
20%M - 10%Sj	0,045	0,8	0,18%	11

En la Tabla 6-45 se muestran las variaciones de caudal resultantes para cada configuración. Los resultados son iguales para ambas líneas de distribución en todos los tramos dado que la distribución de áreas es proporcional.

Tabla 6-45: Variación porcentual del caudal – Sin ajuste de horas de bombeo

Escenario de cultivos	% Q _{diseño}
100%M - 0%Sj	59%
60%M - 20%Sj	25%
30%M - 30%Sj	-5%
20%M - 10%Sj	-32%

Se observa que entre el caudal de diseño y el máximo caudal posible existe una diferencia de 60 %. Como se mencionó anteriormente, dicho caudal representa una cota máxima resultante de las posibles configuraciones de áreas de cultivos; sin embargo, es una configuración poco probable en el corto y mediano plazo.

Tomando los valores máximos de velocidad y pérdida de carga por unidad de longitud adoptados para el diseño, que se muestran en la Tabla 6-46, se evalúa si los distintas configuraciones de cultivos cumplen con el criterio planteado. Los resultados se presentan en la Tabla 6-47 y en la Tabla 6-48 para cada tramo de las líneas Sur y Norte respectivamente.

Tabla 6-46: Parámetros de diseño - Valores máximos

Límites	
V (m/s)	$\Delta H/L$
2,0	0,50%

Tabla 6-47: Velocidad y pérdida de carga – Línea Sur

Configuración de áreas	Punto intermedio		Recalque		Cota 40	
	V (m/s)	$\Delta H/L$	V (m/s)	$\Delta H/L$	V (m/s)	$\Delta H/L$
Diseño	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
100%M - 0%Sj	No cumple	Cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
60%M - 20%Sj	Cumple	Cumple	No cumple	No cumple	Cumple	Cumple
30%M - 30%Sj	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
20%M - 10%Sj	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 6-48: Velocidad y pérdida de carga – Línea Norte

Configuración de áreas	Punto intermedio		Recalque		C. Valdense		N. Torino	
	V (m/s)	$\Delta H/L$	V (m/s)	$\Delta H/L$	V (m/s)	$\Delta H/L$	V (m/s)	$\Delta H/L$
Diseño	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
100%M - 0%Sj	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple
60%M - 20%Sj	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	No cumple
30%M - 30%Sj	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
20%M - 10%Sj	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

6.5.2.2 Con ajuste de horas de bombeo

Los caudales de riego para cada una de las demandas resultantes de las distintas configuraciones de riego se pueden modificar si se varían las horas diarias de bombeo.

Para demandas inferiores a la de diseño, es posible reducir las horas diarias de bombeo hasta alcanzar el caudal de diseño del sistema. Incluso, en el caso de demandas muy pequeñas, es posible reducir la frecuencia de bombeo diario, por ejemplo, bombeando día por medio, para alcanzar el caudal de diseño del sistema.

Para demandas superiores a la de diseño, es posible aumentar las horas diarias de bombeo hasta un máximo de 24 horas en todos los meses. Al diseñar con 20 horas de bombeo en el mes más crítico (enero) se cuenta con un margen de 4 horas para amortiguar los posibles aumentos en el caudal pico, siendo este margen aún mayor en los meses de menor demanda de riego.

Luego, para este caso existe una demanda de riego máxima que permite bombear un caudal igual al de diseño del sistema aumentando las horas de bombeo; dicha demanda está condicionada por las horas de bombeo en enero, y es un 17 % superior a la de diseño según se muestra en la Tabla 6-49.

Tabla 6-49: Aumento de demanda de riego para mantener Q diseño

	Enero	Feb.	Marzo	Oct.	Nov.	Dic.
Horas de bombeo (diseño)	20,0	18,6	12,0	2,4	2,5	11,9
Horas de bombeo (máximas)	24,0	24,0	24,0	24,0	24,0	24,0
Aumento de demanda (%)	17%	23%	50%	90%	90%	50%

Por lo tanto, para demandas de riego superiores a la de diseño en un 17 %, el caudal resultante será mayor al caudal de diseño, al menos en el mes de enero.

El ajuste de las horas de bombeo del mes de enero (mes asociado al caudal pico) para minimizar la diferencia entre el caudal de cada configuración y el caudal de diseño se muestra en la Tabla 6-50 y Figura 6-8.

Tabla 6-50: Variación porcentual del caudal – Con ajuste de horas de bombeo en enero

Escenario de cultivos	Horas	% $Q_{\text{diseño}}$
100%M - 0%Sj	24	32%
60%M - 20%Sj	24	4%
30%M - 30%Sj	19	0%
20%M - 10%Sj	13,6	0%

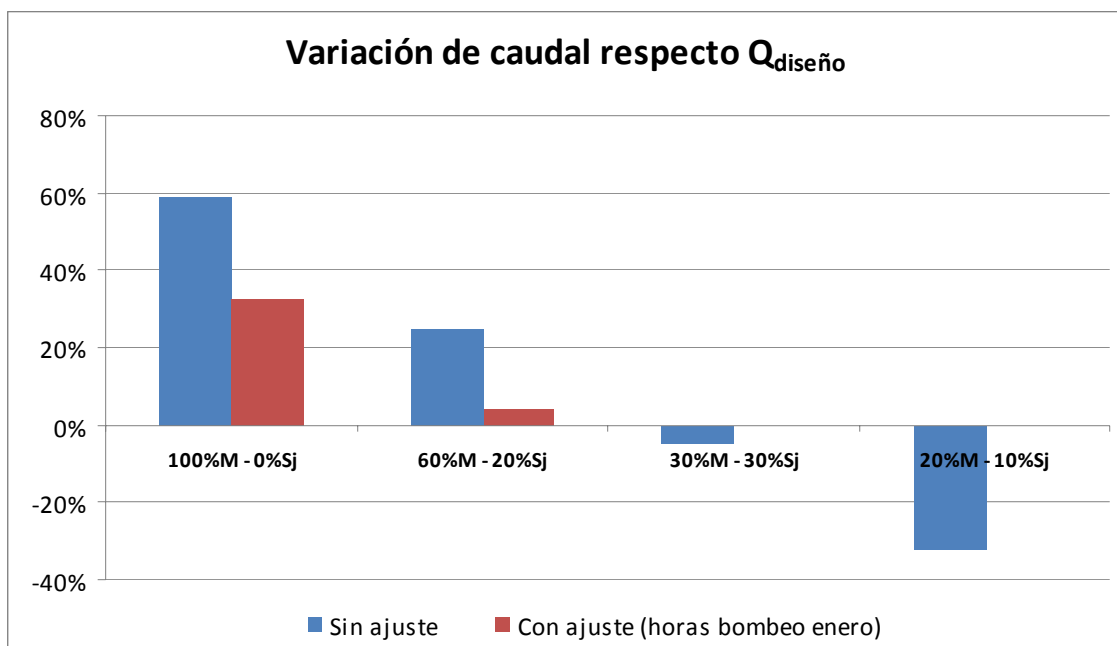


Figura 6-8: Variación porcentual del caudal – Con ajuste de horas de bombeo en enero

Del análisis de sensibilidad precedente se concluye que el sistema propuesto asegura un adecuado funcionamiento para diversas configuraciones de áreas cultivadas bajo riego, cumpliendo con la versatilidad que requiere este tipo de emprendimiento.

Sistema de riego - Zona 2

(Norte de R1)

7. SELECCIÓN DE POSIBLES EMPLAZAMIENTOS PARA REPRESAS

7.1 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE POSIBLES SITIOS

En el análisis y selección de los potenciales emplazamientos de las presas para riego en la Zona 2, al Norte de Ruta 1, se consideran criterios de utilidad y económicos, así como también la estética y el impacto ambiental asociado.

En ese sentido se adoptan las siguientes recomendaciones como referencia para efectuar el análisis y la posterior selección:

- El vaso debe ser estrecho, a fin de que pueda embalsarse un volumen considerable de agua con el mínimo de área inundada. De esta forma se evitan grandes áreas de embalse de poca profundidad que producen una excesiva evaporación y benefician el posible crecimiento de plantas acuáticas que pueden ser perjudiciales para la calidad de las aguas.
- Cierre estrecho y condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas favorables.
- El valor del terreno inundado (territorio a expropiar) debe ser compatible con el beneficio obtenido al realizar la presa. Este es un punto importante a considerar a la hora de seleccionar el sitio; generalmente las tierras destinadas a la agricultura de los predios lecheros se encuentran en zonas potencialmente inundables. El costo de la tierra en la zona en estudio es del orden de 5.000 U\$/há para las tierras de baja productividad y de 8.000 U\$/há para las tierras de alta productividad.
- La presa deberá estar ubicada aguas arriba de los predios a regar, de forma de aprovechar la topografía del terreno en la distribución del agua de riego, y de esta manera minimizar los costos de operación (el agua almacenada en el embalse debe ser de "uso fácil" mediante un mínimo de obras o instalaciones de bajo costo).
- Minimizar la magnitud de las obras de seguridad necesarias.
- Evitar cauces con importante desarrollo de monte nativo. La Dirección General de Recursos Naturales Renovables (DGRNR) del MGAP es quien tiene la potestad en relación a la protección del monte indígena. La corta y extracción de productos forestales del monte indígena debe realizarse previa autorización de dicha dirección. A esos efectos los interesados deben presentar una solicitud, acompañándola de un informe técnico redactado de acuerdo al formulario que proveerá la Dirección en el que se establecerá, entre otros, los motivos que fundamentan la corta y los planes de explotación a efectuarse. El área máxima de monte nativo a inundar depende de si el mismo se encuentra bajo tala o no, de la diversidad de especies presentes y de si tiene especies valiosas de interés a preservar; la misma es del orden de 15 há.
- Evitar las zonas que interfieren con los planos de desarrollo local, económico o técnico.
- El terreno de fundación debe ser lo suficientemente impermeable, de forma de evitar la infiltración excesiva.
- Disponibilidad de materiales de construcción próximos a la presa para que no aumenten los costos constructivos.
- Condiciones favorables para ubicar el aliviadero, ataguías y demás obras auxiliares.
- Es conveniente no ubicar la represa en lugares donde la falla de la estructura pueda causar pérdidas humanas, de animales y materiales.

Es importante destacar que la construcción de represas para riego en la zona está fuertemente limitada por el gran valor de la tierra y parcelación de los predios.

7.2 POSIBLES EMPLAZAMIENTOS IDENTIFICADOS

A partir de la información disponible en las cartas del SGM en lo referente a topografía del terreno, cursos de agua, poblaciones, etc., y en base a las recomendaciones descritas anteriormente, se identificaron los potenciales emplazamientos para una presa. Los puntos preseleccionados y el área a inundar respectiva se presentan en la Figura 7-1.

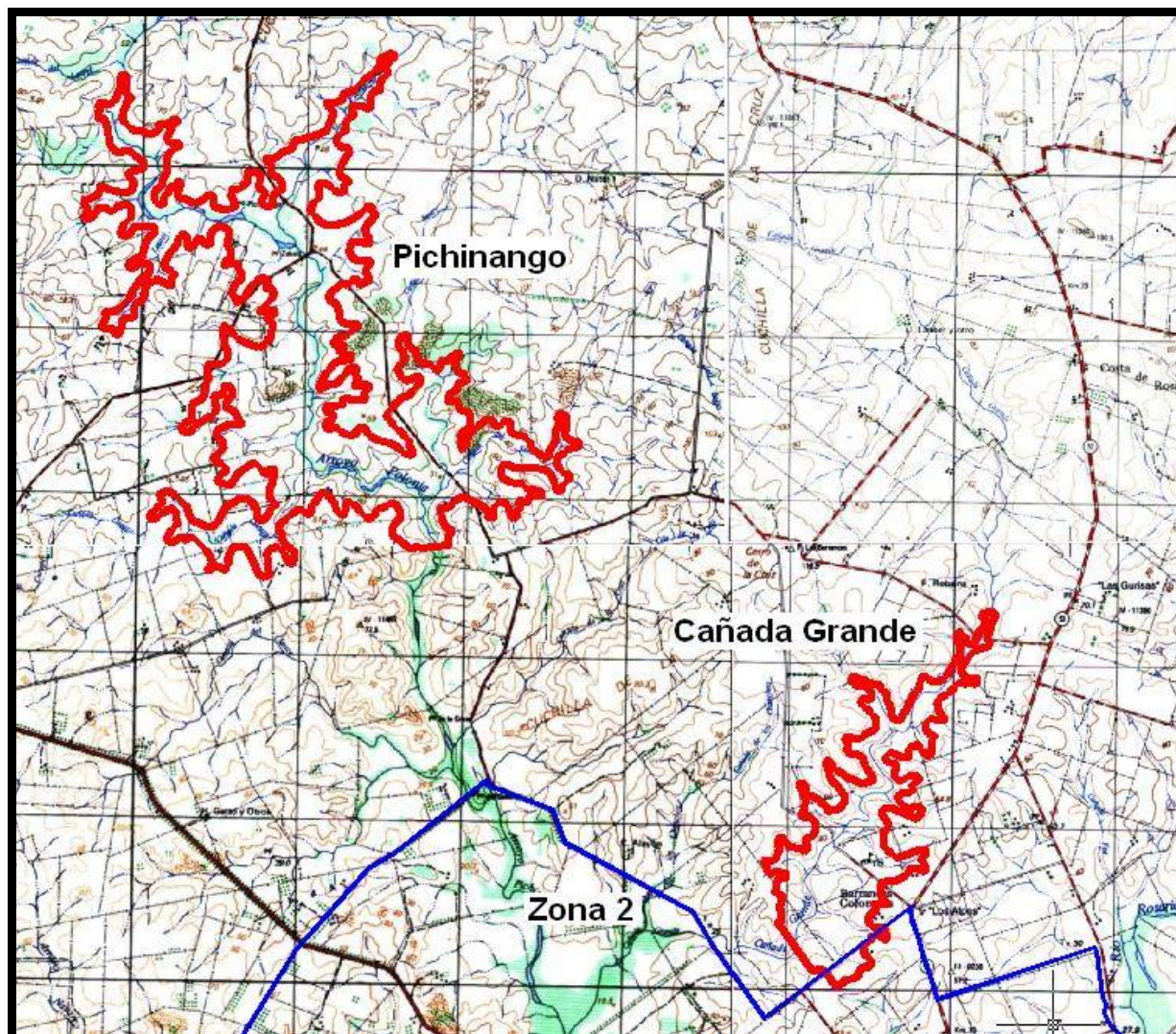


Figura 7-1: Embalses preseleccionados

Realizada la preselección en gabinete se visitó cada uno de ellos para relevar los aspectos más importantes y definir así la prefactibilidad de construcción de una presa en dicho punto.

7.2.1 ARROYO PICHINANGO

El arroyo Pichinango nace en la intersección de la Cuchilla Alta con la Cuchilla Grande, y es tributario del río Rosario.

El punto de cierre seleccionado sobre este arroyo se ubica en el entorno del punto de coordenadas X: 363.681, Y: 6.215.471, según cartografía del SGM. El mismo tiene cota 26 m referida al cero oficial, y se encuentra a 3,3 km del límite Norte de la Zona 2 en dicha dirección.

Este punto fue seleccionado fundamentalmente por la estrechez del cauce en el mismo, ya que se produce un desnivel de 24 m en 340 m (desde el lecho del cauce hasta la cota 50 m).

La cuenca resultante a partir del punto de cierre considerado tiene una extensión de 29.000 há, siendo la longitud del cauce principal de 43 km aproximadamente. La capacidad hídrica de dicha cuenca es muy importante; por ejemplo, si se compara con las cuencas de represas para riego registradas en los anuarios de la DNH, se observa que la mayoría de éstas no superan las 4.000 há de extensión. Las características de la cuenca de aporte del arroyo Pichinango se resumen en la Tabla 7-1.

Tabla 7-1: Parámetros de la cuenca sobre el arroyo Pichinango

Área (há)	28.937
Perímetro (km)	87,4
Long. cauce principal (km)	43,0
Desnivel máximo (m)	139
Pendiente media	0,323
T_c (horas)	11,2

Para la misma se relevaron las Unidades de Suelos presentes, según se muestra en la Tabla 7-2. La unidad más relevante es San Gabriel – Guaycurú, y en menor escala se encuentra la unidad La Carolina.

Tabla 7-2: Unidades de Suelo en la cuenca del arroyo Pichinango

Unidad	Símbolo	Área (há)	AD (mm)	Grupo hidrológico	NC
La Carolina	LC	3.623	156,1	C/D	87
San Gabriel - Guaycurú	SG-G	25.314	92,4	B	79
	TOTAL	28.937	100		80

En cuanto al material geológico de las proximidades del punto de cierre, el mismo corresponde a litologías variables de rocas predevonianas, como granitos, migmatitas y rocas metamórficas esquistosas.

En lo que respecta al curso de agua en el punto de cierre, se observa que el mismo está subdividido en 3 brazos principales, separados entre sí por pequeñas isletas tupidas de vegetación.

En las márgenes se encuentra un monte nativo de importante desarrollo, que supera los 100 m de ancho.

Aguas arriba del punto seleccionado se encuentra la desembocadura de la cañada del Salto, en las márgenes de la cual también se desarrolla monte nativo.

Las tierras ubicadas aguas arriba del punto relevado son tierras productivas, de productividad media a baja, actualmente cultivadas.

En la Figura 7-2 se presenta la imagen satelital del entorno del punto de cierre.

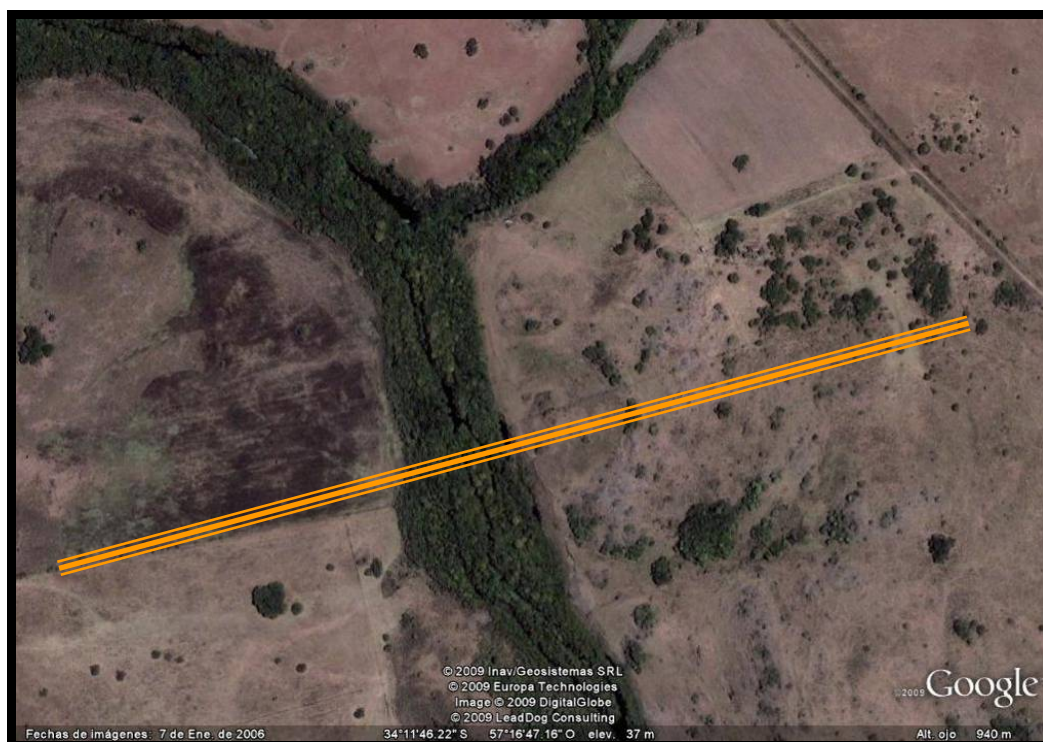


Figura 7-2: Punto de cierre sobre el arroyo Pichinango

Presentadas las características precedentes, se consideran como ventajas de este punto las siguientes:

- Capacidad de la cuenca de aporte.
- Estrechez del cierre.

Como desventajas se consideran:

- Importante desarrollo de monte nativo.
- Tierras inundables productivas.
- Magnitud de las obras de seguridad necesarias (debido a la gran extensión de su cuenca de aporte en relación al volumen a embalsar).

7.2.2 ARROYO CAÑADA GRANDE

El arroyo Cañada Grande nace en la Cuchilla de la Cruz y es tributario del arroyo Pichinango.

El punto de cierre seleccionado sobre este arroyo se ubica en el entorno del punto de coordenadas X: 368.145, Y: 6.210.627, según cartografía del SGM. El mismo tiene cota 28 m referida al cero oficial, y se encuentra a 900 m del límite Noreste de la Zona 2 en dicha dirección.

En este cauce se produce un desnivel de 22 m en 720 m (desde el lecho del cauce hasta la cota 50 m).

La cuenca resultante a partir del punto de cierre considerado tiene una extensión de 3.500 há, siendo la longitud del cauce principal de 15 km aproximadamente. Las características de la cuenca se resumen en la Tabla 7-3.

Tabla 7-3: Parámetros de la cuenca sobre el arroyo Cañada Grande

Área (há)	3.549
Perímetro (km)	30,3
Long. cauce principal (km)	14,6
Desnivel máximo (m)	78
Pendiente media	0,534
T _c (horas)	4,0

Para la misma se relevaron las Unidades de Suelos presentes, según se muestra en la Tabla 7-4. La unidad más relevante es San Gabriel – Guaycurú, y en menor escala se encuentra la unidad Ecilda Paullier – Las Brujas.

Tabla 7-4: Unidades de Suelo en la cuenca del arroyo Cañada Grande

Unidad	Símbolo	Área (há)	AD (mm)	Grupo hidrológico	NC
Ecilda Paullier - Las Brujas	EP-LB	312	136,7	C	86
San Gabriel - Guaycurú	SG-G	3.238	92,4	B	79
TOTAL		3.549	96		80

En cuanto al material geológico de las proximidades del punto de cierre, el mismo corresponde a litologías variables de rocas predevonianas, como granitos, migmatitas y rocas metamórficas esquistosas.

El desarrollo del monte nativo no es significativo; el ancho máximo no supera los 35 m, y la vegetación predominante no es de gran porte, inclusive en varios tramos no hay monte.

Las tierras inundables por el embalse son tierras productivas, de productividad media a baja, actualmente bajo explotación. Cabe destacar que en la zona a inundar se encuentra la Escuela Rural N° 112, que trabaja con aproximadamente 12 alumnos de la zona.

En la Figura 7-3 se presenta la imagen satelital del entorno del punto de cierre.



Figura 7-3: Punto de cierre sobre el arroyo Cañada Grande

Dado el análisis precedente, se consideran como ventajas de este punto las siguientes:

- Cercanía a la zona a regar.
- Desarrollo poco significativo del monte nativo en sus márgenes.

Como desventajas se consideran:

- Capacidad de la cuenca de aporte.
- Tierras inundables productivas.
- Escuela rural ubicada en zona a inundar.

7.3 ANÁLISIS COMPARATIVO

Dadas las diferencias entre los posibles embalses preseleccionados, se realiza un análisis comparativo para cuantificar las ventajas y desventajas identificadas en cada uno.

Para realizar el análisis se considera como parámetro de comparación el área a regar, o sea, dada una misma superficie a regar (una misma demanda de riego) cuáles son las características del embalse resultante.

Las características a evaluar para cada uno de los embalses son las siguientes:

- Área total a inundar.
- Área de monte a inundar.
- Volumen de tierra para el cierre cada 1.000 m³ de agua embalsado.
- Obras de seguridad necesarias.

Una vez evaluadas las características antes especificadas, se estiman los costos asociados, a saber:

- Costo de expropiación de las tierras a inundar.
- Costo del movimiento de tierra.
- Costo de las obras de seguridad necesarias.

Según lo presentado anteriormente, el embalse en el arroyo Cañada Grande es el limitante desde el punto de vista hidrológico, ya que su cuenca de aporte es menor. Por lo tanto, el área de riego seleccionada para realizar el análisis comparativo es la máxima resultante del balance a dicho embalse.

Los criterios para determinar el área máxima de riego en el embalse sobre el arroyo Cañada Grande son los siguientes:

- Satisfacción de la demanda de riego superior o igual al 90 % en el periodo considerado (50 temporadas de riego).
- Optimizar la altura de la presa en función de la capacidad de aporte de la cuenca (optimizar el vertido).

Del balance al embalse presentado en el Anexo VII, resulta que la altura de vertido que optimiza el aprovechamiento hídrico de la capacidad de la cuenca del arroyo Cañada Grande es de 16 m. Con dicho cierre se pueden regar 840 há (29 % del área regable de la Zona 2).

El volumen a embalsar es del orden de 10,7 hm³ y el área inundada es de 197 há. Si se considera que las tierras son de productividad media a baja, el costo de expropiación asciende a 1.182.000 U\$S.

Por otra parte, el área de vegetación ribereña a inundar se estima en 5 há, considerando un ancho medio de 10 m en la longitud de 5,3 km de cauce.

Para estimar el volumen de tierra necesario para realizar el cierre, se asume una franquía de 3 m, un ancho de coronamiento de 6 m y taludes laterales 1V:3H. El volumen de tierra necesario resultante es de 424.600 m³. Considerando un costo de 4 U\$\$/m³ de tierra movida, el costo del movimiento de tierra resulta de 1.700.000 U\$.

En función del volumen a embalsar, de 10,7 hm³, la relación de movimiento de suelo en función del volumen a embalsar es de 40 m³ de tierra cada 1.000 m³ de agua.

Según el diseño presentado en el punto 22.1.1, el aliviadero se materializa con un canal lateral de 100 m de ancho de base y taludes laterales 1V:1,5H. Como el mismo es excavado en el terreno, su construcción no se considera como un costo adicional.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 7-5.

Tabla 7-5: Características del embalse en el arroyo Cañada Grande

Cañada Grande	
Altura de vertido (m)	16
Área a inundar (há)	197
Volumen embalse (m ³)	10.688.982
Mov. de suelo (m ³)	424.616

La demanda generada en el área determinada anteriormente (840 há) se tomó como demanda base para realizar el balance al embalse del arroyo Pichinango, presentado en el Anexo VII.

De dicho balance resulta que la altura de vertido que cumple con el criterio de satisfacción de la demanda es de 12 m.

El volumen a embalsar es del orden de 7,6 hm³ y el área inundada es de 171 há. Si se considera que las tierras son de productividad media a baja, el costo de expropiación asciende a 1.026.000 U\$.

Por otra parte, el área de monte nativo a inundar se estima en 60 há, considerando un ancho medio de 100 m en la longitud de 6 km de cauce.

Para estimar el volumen de tierra necesario para realizar el cierre, se asume una franquía de 4 m, un ancho de coronamiento de 6 m y taludes laterales 1V:3H. El volumen necesario resultante es de 145.000 m³, por lo tanto, considerando un costo de 4 U\$\$/m³ de tierra movida, el costo del movimiento de tierra resulta de 580.000 U\$.

Considerando que el volumen a embalsar es de 7,6 millones de m³, la relación de movimiento de suelo en función del volumen a embalsar es de 19 m³ de tierra cada 1.000 m³ de agua.

Según el diseño presentado en el punto 22.2, en este caso el aliviadero se materializa con un vertedero frontal de hormigón, de 60 m de ancho. La construcción del mismo implica un costo adicional por el volumen de hormigón a emplear. Considerando únicamente la parte central del mismo (no se considera ni el cuenco de disipación ni la fundación), el volumen de hormigón necesario para ésta es de 3.485 m³. Asumiendo un costo de 600 U\$\$/m³ de hormigón, el costo del vertedero es del orden de 2.100.000 U\$.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 7-6.

Tabla 7-6: Características del embalse en el arroyo Pichinango

Pichinango	
Altura de vertido (m)	12
Área a inundar (há)	171
Volumen embalse (m ³)	7.553.009
Mov. de suelo (m ³)	141.521
Hormigón (m ³)	3.485

El resumen del análisis comparativo se presenta en la Tabla 7-7.

Tabla 7-7: Análisis comparativo

	Pichinango	Cañada Grande
m³ tierra/1000 m³ agua	19	40
Área a expropiar (há)	171	197
Área de monte (há)	60	5

En la Tabla 7-8 se presentan los costos asociados a cada embalse según los distintos rubros considerados.

Tabla 7-8: Análisis comparativo de costos

Costos (U\$S)		
Rubro	Pichinango	Cañada Grande
Mov. de tierra	566.084	1.698.465
Expropiación	1.026.000	1.182.000
Vertedero	2.090.880	0
TOTAL	3.682.964	2.880.465

Del análisis precedente se concluye que el costo asociado a la construcción del embalse sobre el arroyo Cañada Grande es un 22 % menor que el del arroyo Pichinango, siendo la diferencia de costos superior a 800.000 U\$S.

Por lo tanto, aplicando un criterio exclusivamente económico para la selección del futuro emplazamiento de la presa, el punto sobre el arroyo Cañada Grande es el más conveniente.

Es importante destacar que la comparación se realizó para una misma demanda de riego, condicionada por la capacidad de la cuenca del embalse sobre el arroyo Cañada Grande, cuando el embalse sobre el arroyo Pichinango tiene una potencialidad mucho mayor.

Finalmente, en el marco de una primera etapa de desarrollo del proyecto de riego, y debido a:

- la definición no fundamentada de la zona piloto,
- el desconocimiento del real interés que pueden tener los productores en la implantación de un sistema de riego en sus predios,
- y al análisis comparativo de costos,

se selecciona el punto sobre el arroyo Cañada Grande como futuro emplazamiento para la presa. Se entiende que construir una presa de dimensiones mayores en el arroyo Pichinango resulta en una obra de un nivel de inversión superior, que podría estar subutilizada dejando de ser económicamente rentable.

En el caso del embalse sobre el arroyo Pichinango, únicamente se especificará su potencial de riego, al cual se podría recurrir en una segunda etapa de desarrollo del presente proyecto.

8. ANÁLISIS DE PREFACTIBILIDAD ECONÓMICA - ZONA 2

Análogamente que para la Zona 1, se realiza un análisis del retorno de la inversión a través del cálculo del VPN y de la TIR.

8.1 PREFACTIBILIDAD PARA LA DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS POR CULTIVO ADOPTADA

8.1.1 COSTOS Y MARGEN BRUTO ANUAL

En el análisis de prefactibilidad económica para la Zona 2 se computan los costos de construcción de la presa (movimiento de suelos, canal lateral, etc.), del área a expropiar para el lago y el costo del riego interno al predio del productor. Cabe destacar que no se incluyen los costos de la conducción desde la presa hasta los predios de los productores, debido a que en general no se conoce con detalle el área a regar. En la Tabla 8-1 y Tabla 8-2 se presentan el costo de inversión y el costo de riego interno respectivamente, éste último calculado a partir de la configuración de áreas por cultivo presentada en el punto 3.2.1.1.

Tabla 8-1: Costo de inversión – Zona 2

Costo INVERSIÓN (UI)	34.743.753
-----------------------------	-------------------

Tabla 8-2: Costo de riego interno – Zona 2

Costo (UI/año) - INTERNO	
Cultivo	Precio medio
Durazno	15.829
Maíz de 1era	864.503
Soja de 1era	377.286
Sorgo de 1era	394.781
Alfalfa	509.581
Costo INTERNO (UI)	2.161.980

El margen bruto anual del sistema de riego se calcula a partir del margen bruto por há para cada uno de los cultivos y de las áreas asociadas a cada uno de éstos. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 8-3.

Tabla 8-3: Margen bruto – Zona 2

Margen bruto (UI/año)	
Durazno	604.992
Maíz de 1era	2.345.045
Soja de 1era	1.000.780
Sorgo de 1era	194.901
Alfalfa	757.614
Total	4.903.331

8.1.2 AÑOS EN LOS QUE SE RECUPERA LA INVERSIÓN

Al igual que para la Zona 1, el análisis se realiza para una TIR dada. Se calcula el VPN del beneficio del sistema de riego, resultante de la diferencia entre el VPN del margen bruto esperado y el VPN del costo de dicho sistema (incluyendo los costos de inversión y el costo de riego interno), para diferentes periodos de recuperación de la inversión.

En la Figura 8-1 se presentan los resultados obtenidos en forma gráfica, para una TIR de 8 %, 6 % y 5 %.

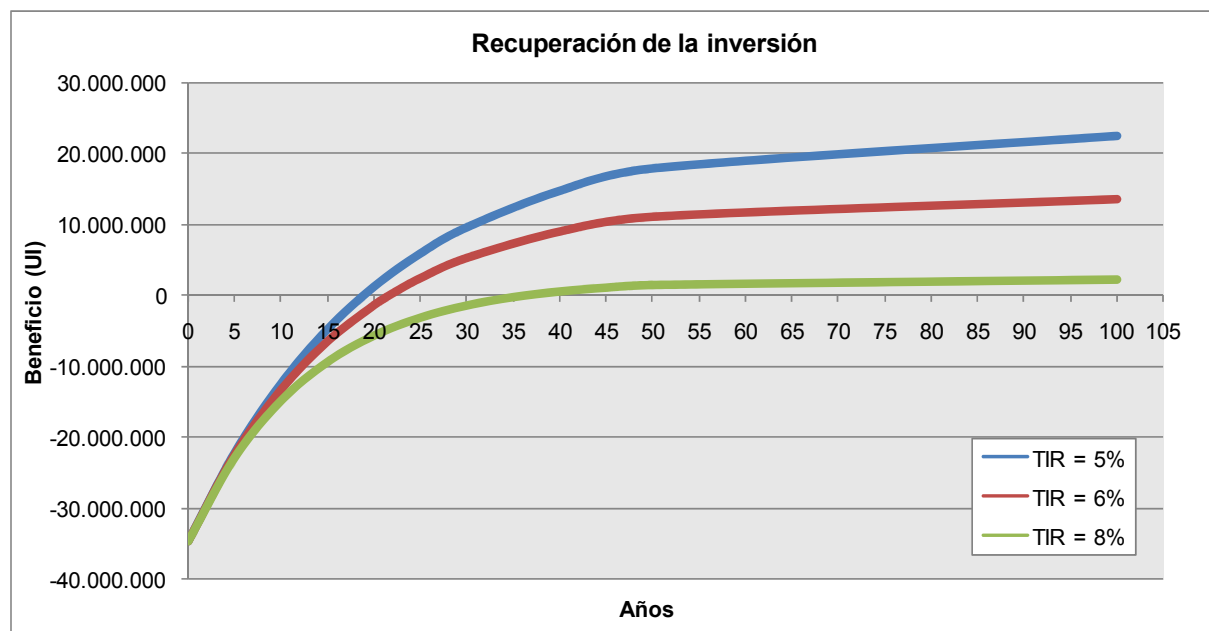


Figura 8-1: Beneficio neto en función de los años (UI) - Zona 2

De la figura anterior se desprende que:

- Para una TIR de 8 %, la inversión se amortiza entre 35 y 40 años.
- Para una TIR de 6 %, la inversión se amortiza entre 20 y 25 años (22 años).
- Para una TIR de 5 %, la inversión se amortiza en 20 años.

Por lo tanto, para la Zona 2 el proyecto es rentable desde el punto de vista económico bajo las hipótesis, costos y precios manejados, aunque presenta beneficios menores que los obtenidos para la Zona 1, siendo mayor el riesgo.

8.2 PREFACTIBILIDAD POR CULTIVO

8.2.1 ÁREAS MÍNIMAS NECESARIAS POR CULTIVO PARA RECUPERAR LA INVERSIÓN

Con el fin de independizar el análisis de la hipótesis considerada acerca de las áreas productivas según el rubro, para evaluar la prefactibilidad por cultivo individualmente y obtener configuraciones más rentables, se procede a calcular el área mínima necesaria por cultivo para cubrir la inversión en un periodo de recuperación de 20 años y para distintas TIR. En la Tabla 8-4 y en la Figura 8-2 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 8-4: Áreas mínimas en función de la TIR para recuperar la inversión en 20 años - Zona 2

TIR → Cultivo	Área mínima a regar (há)			
	2	4	6	8
Durazno	45	53	62	71
Maíz de 1era	324	382	444	509
Soja de 1era	379	447	520	596
Sorgo de 1era	1.947	2.297	2.671	3.062
Alfalfa	501	591	687	788

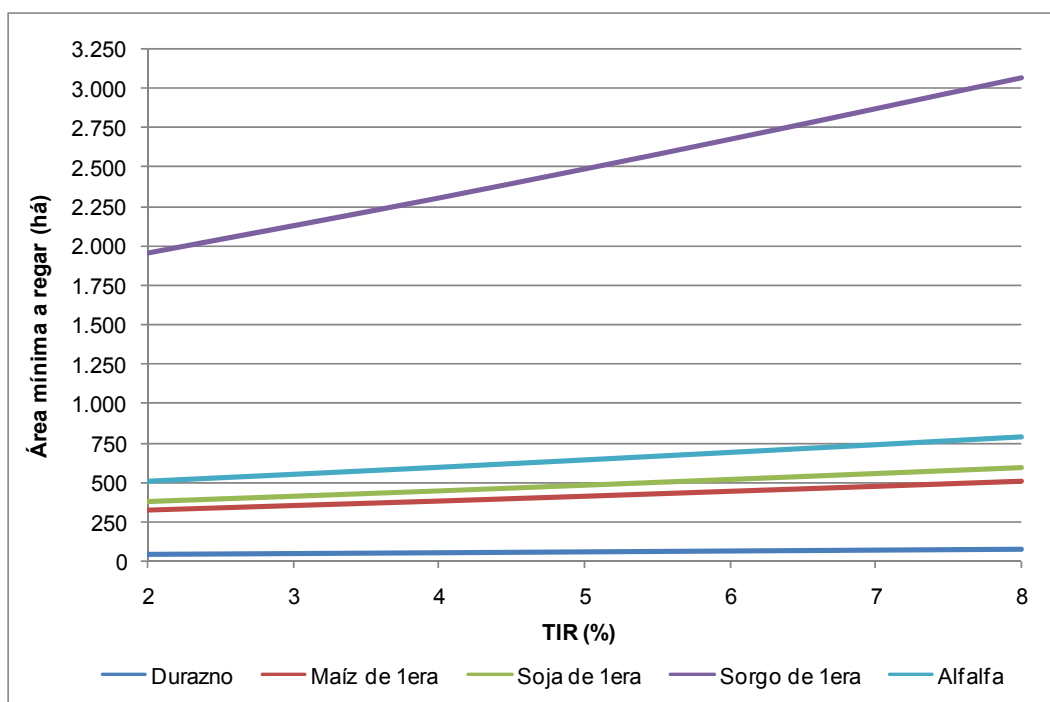


Figura 8-2: Áreas mínimas en función de la TIR para recuperar la inversión en 20 años - Zona 2

Como resultado preliminar, del gráfico anterior se desprende que en general el sorgo no es rentable, ya que se requiere una superficie cultivada bajo riego mayor a 2.000 há para recuperar la inversión en 20 años, resultado consistente con el hecho de que es el cultivo menos sensible al déficit hídrico.

8.2.2 ÁREAS MÁXIMAS REGABLES POR EL EMBALSE POR CULTIVO

A partir del balance al embalse se calcula el área máxima regable para cada cultivo, expresada como porcentaje respecto al área definida por cultivo inicialmente (en el punto 3.2.1.1). Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 8-5.

Tabla 8-5: Área máxima regable por el embalse para cada cultivo - Zona 2

Cultivo	%	Área (há)
Durazno	1596%	654
Maíz de 1era	69%	788
Soja de 1era	170%	971
Sorgo de 1era	190%	1.085
Alfalfa	117%	668

Los porcentajes superiores a 100 % indican que las áreas máximas regables son superiores al valor adoptado para la distribución de áreas por cultivo.

8.2.3 COMPARACIÓN

Como se parte del supuesto de que la inversión de la presa se recupera con un sólo cultivo, se debe comparar el área mínima requerida para recuperar la inversión en 20 años y el área máxima que permite regar el embalse si se plantara solamente el cultivo en análisis. Si el área mínima necesaria es menor que el área máxima regable por el embalse, se considera que el cultivo es rentable. En la Tabla 8-6 se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 8-6: Área máxima regable vs área mínima requerida por cultivo – Zona 2

Área mínima a regar (há)					Área máxima regable (há)
TIR → Cultivo	2	4	6	8	
Durazno	45	53	62	71	654
Maíz de 1era	324	382	444	509	788
Soja de 1era	379	447	520	596	971
Sorgo de 1era	1.947	2.297	2.671	3.062	1.085
Alfalfa	501	591	687	788	668

De la comparación de las áreas mínimas requeridas para distintas TIR, y de las áreas máximas regables por el embalse para cada cultivo, se concluye que el maíz, la soja y el duraznero son rentables incluso para una TIR de 8 %, la alfalfa hasta una TIR de 4 % y el sorgo no es rentable. En la Tabla 8-7 se presentan los cultivos factibles para una TIR de 8 % considerada adecuada para el retorno de este tipo de inversión.

Tabla 8-7: Cultivos factibles en función de la TIR – Zona 2

TIR 8 %	
Cultivo	Factible
Durazno	Si
Maíz de 1era	Si
Soja de 1era	Si
Sorgo de 1era	No
Alfalfa	No

Por último, para que el sistema de riego resulte rentable se deberán definir, a partir de los resultados obtenidos, las configuraciones de áreas productivas según el rubro.

9. PREDISEÑO DE LA REPRESA EN CAÑADA GRANDE

En el presente capítulo se presenta el prediseño de la presa de almacenamiento de agua para riego de la Zona 2, a ubicarse en el arroyo Cañada Grande.

Los elementos considerados en el diseño de la presa son los siguientes:

- Cota de vertido.
- Cota de coronamiento de la presa.
- Sección tipo, incluyendo las características de la fundación y detalles del terraplén.
- Cálculo de la red de flujo, cálculo del caudal infiltrado por el cuerpo y por la fundación de la presa, y cálculo de las subpresiones en la fundación.
- Características, dimensiones y ubicación en planta del vertedero.
- Características, dimensiones y ubicación de la obra de toma.

Las características de la cuenca de aporte consideradas para el diseño son las presentadas en el punto 7.2.2.

Las características geológicas cercanas al punto de cierre se determinan a partir de la información disponible en la Carta Geológica del Uruguay y a partir de información específica tomada de informes geológicos y perfiles de pozos de agua realizados en la zona. Las mismas se corresponden con un perfil perteneciente al basamento cristalino que se encuentra aflorante. La descripción del perfil tipo adoptado para el diseño, que se presenta en la Figura 9-1, es la siguiente:

- 0 – 20 cm: capa de suelo orgánico.
- 20 – 40 cm: microgabro muy alterado y altamente fracturado. Los clastos de roca se encuentran recubiertos por minerales arcillosos.
- 40 – 200 cm: microgabro fracturado, de grano fino y coloración gris oscura. Los clastos de esta capa son de tamaño mayor que los de la capa anterior.
- 200 cm – en adelante: material en estado sano, habiéndose confirmado su espesor como superior a los 12 m.



Figura 9-1: Perfil geológico

Cabe destacar que todo el diseño de la presa se realiza en base al perfil geológico antes descrito. Por lo tanto, a la hora de materializar el proyecto se deberán realizar las prospecciones necesarias en la zona, de forma de ratificar o rectificar el perfil tipo adoptado, y determinar el grado de fisuración y alteración de la roca en la zona de cimentación.

En el Anexo XII se presentan los planos de detalle de la presa.

9.1 NIVELES DE DISEÑO

Para el diseño y el estudio de estabilidad de la presa es necesario determinar los niveles del espejo de agua en el embalse. Para el diseño se consideran cuatro situaciones típicas, comunes para todo tipo de presas:

- Embalse vacío
- Nivel Máximo Normal (NMN)
- Nivel para la Avenida de Proyecto (NAP)
- Nivel para la Avenida Extrema (NAE)

La metodología y el cálculo correspondiente de los niveles indicados anteriormente son los presentados en el Anexo VII y Anexo IX. El resumen de los niveles obtenidos para el diseño se presenta en la Tabla 9-1.

Tabla 9-1: Niveles de diseño

Nivel	(m)
NMN	16
NAP	17,3
NAE	17,7

9.2 SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

9.2.1 ASPECTOS A CONSIDERAR

En la selección del tipo de presa para un lugar determinado se deben considerar las características de cada tipo de presa en relación con la topografía del lugar y la adaptación a los fines para los que va a servir, así como también lo que respecta a la economía, seguridad y otras limitaciones que pudieran existir.

Las condiciones de la cimentación, características geológicas y espesor de los estratos que van a soportar el peso de la presa también condicionan de cierta manera el tipo de presa a emplear.

En base a las consideraciones anteriores se selecciona una presa de tierra de sección compuesta que consta de un núcleo central de arcilla confinado por faldones de una mezcla de arena y grava.

9.2.2 PRESAS DE TIERRA

Las presas de tierra constituyen el tipo de presas más utilizado, principalmente porque en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo de tratamiento, por lo general existentes en la zona. Además, los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos de presas.

Por otra parte, los adelantos obtenidos en los equipos de excavación, acarreo y compactación de materiales terrosos han hecho al tipo de presas de tierra compactada más económico, siendo los procesos de construcción altamente mecanizados y continuos.

Otra característica importante de este tipo de presa es que son adecuadas para cierres anchos, como es el caso.

Su gran desventaja es la posibilidad de destrucción por sobrepasamiento. Sin embargo, con un adecuado sistema de control de crecientes esto se puede mitigar.

9.2.3 MATERIALES

Para la construcción del cuerpo de la presa se necesita contar con los siguientes materiales:

- Material de granulometría fina y alta impermeabilidad: arcilla.
- Material de mayor granulometría y alta estabilidad: arena y grava.

La arcilla existente en la zona pertenece a la Formación Libertad. Si bien esta formación presenta mayor desarrollo hacia el Este, en las cercanías a la presa se encuentran pequeños afloramientos a escala local de los cuales se puede extraer material de préstamo para la presa.

En cuanto al material para los faldones, se puede emplear el proveniente del perfil descompuesto o alterado del basamento cristalino aflorante en la zona.

La disponibilidad de ese material depende de la cantidad necesaria de cada tipo, aspecto que se analiza en el punto 9.4.

9.3 DIMENSIONES BÁSICAS DE LA PRESA

9.3.1 COTA DE CORONAMIENTO

La cota de coronamiento se proyecta de forma tal de evitar el sobrepasamiento del terraplén, para lo cual se consideran las siguientes situaciones de diseño:

- NMN + Run up (viento de 120 km/h) + Set up
- NAP + Run up (viento de 80 km/h) + Set up
- NAE

Se evalúa la cota resultante para cada una de las situaciones antedichas y se adopta como cota de diseño la condición más restrictiva, adicionando una revancha de proyecto de 50 cm.

9.3.1.1 Run up

El run up se define como la altura que alcanza la ola cuando rompe sobre una estructura inclinada, y es equivalente a 1,5 veces la altura H de la ola:

$$\text{Run up} = 1,5H$$

La altura de ola se calcula mediante las fórmulas paramétricas de Young y Verhagen (1996) para olas de profundidad limitada, las cuales se presentan a continuación.

Expresiones adimensionales:

$$F^* = \frac{g \cdot F}{U^2}$$

$$H^* = \frac{g \cdot H}{U^2}$$

$$d^* = \frac{g \cdot d}{U^2}$$

$$T^* = \frac{g \cdot T}{U}$$

Altura máxima adimensionada:

$$H^* = 0,24 \cdot \left\{ th \left[0,49 \cdot (d^*)^{0,75} \right] \cdot th \left[\frac{0,0031 \cdot (F^*)^{0,57}}{th \left[0,49 \cdot (d^*)^{0,75} \right]} \right] \right\}^{0,87}$$

Periodo adimensionado:

$$T^* = 7,54 \cdot \left\{ th \left[0,33 \cdot (d^*) \right] \cdot th \left[\frac{0,00052 \cdot (F^*)^{0,73}}{th \left[0,33 \cdot (d^*) \right]} \right] \right\}^{0,37}$$

Donde:

F: Fetch, distancia máxima del borde del lago a la presa, en donde puede actuar el viento (m)

U: Velocidad del viento (m/s)

d: Profundidad media del embalse (m)

T: Periodo de la ola (s)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

En la Tabla 9-2 y Tabla 9-3 se presentan los valores de los parámetros utilizados y los resultados obtenidos para cada una de las situaciones de diseño.

Tabla 9-2: Run up con NMN y viento de 120 km/h

NAP + 80 km/h	
F (km)	2,00
v (km/h)	80
d (m)	17,3
F*	39,7
d*	0,3
H*	0,01
H (m)	0,49
Run up (m)	0,74

Tabla 9-3: Run up con NAP y viento de 80 km/h

NMN + 120 km/h	
F (km)	2,00
v (km/h)	120
d (m)	16,0
F*	17,6
d*	0,1
H*	0,01
H (m)	0,74
Run up (m)	1,11

9.3.1.2 Set up

El set up se define como la inclinación de la superficie debido al viento en el embalse respecto al nivel de reposo. Para el cálculo se asume el valor recomendado de 30 cm.

Set up (m)	0,30
------------	------

9.3.1.3 Resumen

En la Tabla 9-4 se presenta un resumen con los resultados obtenidos por cada una de las situaciones de diseño.

Tabla 9-4: Cota de coronamiento

Cota de coronamiento					
	H _o (m)	Run up (m)	Set up (m)	Revancha (m)	Cota (m)
NAP + Viento 80 km/h	17,3	0,7	0,3	0,5	46,9
NMN + viento 120 km/h	16,0	1,1	0,3	0,5	45,9
NAE	17,7	---	---	0,5	46,2

La condición más restrictiva se da para el NAP con un viento de 80 km/h, por lo tanto la cota de coronamiento será de 47 m.

Con dicha cota de coronamiento, la longitud resultante del cierre será de 600 m.

9.3.2 ALTURA DE LA PRESA

La altura de la presa se calcula como la diferencia entre la cota de coronamiento y la cota del punto de cierre, considerando el asentamiento del material y el desmonte:

$$H_{presa} = Z_{coronamiento} - Z_{cierre} + \Delta H_{desmonte} + \Delta H_{asentamiento}$$

9.3.2.1 Asentamiento

Dado que se trata de una presa de materiales sueltos, es esperable que se dé un asentamiento diferido en el tiempo, aun cuando los materiales hayan sido compactados adecuadamente.

Por lo tanto, la altura total de la presa incluye una sobreelevación correspondiente al asentamiento estimado, de modo de que la altura final sea la esperada luego de haberse producido dicho asentamiento.

Se considera una sobreelevación del 1 % de la altura necesaria de la presa.

9.3.2.2 Desmonte

El desmonte corresponde a la remoción del suelo orgánico necesaria para lograr una adecuada cimentación de la presa. Sobre este suelo no se debe construir debido a los problemas de descomposición de materia orgánica que se pueden producir y a la baja capacidad soporte del mismo.

Este suelo no será descartado, se acopiará provisoriamente para que una vez terminada la presa, su faldón de aguas abajo pueda ser recubierto con el mismo y así favorecer el crecimiento de gramilla para evitar la erosión.

Según el perfil geológico, el suelo vegetal tiene una potencia de 20 cm, por lo tanto el desmonte será equivalente a dicho espesor.

9.3.2.3 Resumen

La altura total de la presa resultante para la sección de mayor altura es de 19,2 m.

En la Tabla 9-5 se presenta un resumen con las alturas parciales y la altura final total de la presa.

Tabla 9-5: Altura de la presa

Altura de la presa	
Cota coronamiento (m)	46,9
Cota cierre (m)	28,0
Desmante (m)	0,20
H _{parcial} (m)	19,1
Asentamiento (m)	0,19
H _{final} (m)	19,2

9.3.3 ANCHO DE CORONAMIENTO

Dado que durante la construcción de la presa deberá circular maquinaria por encima de la misma, y se utilizarán traillas para llevar a cabo el depósito del material, es necesario que el coronamiento tenga un ancho mínimo de 3 m (correspondiente al ancho de trocha de las máquinas de construcción).

Además, existe una fórmula empírica que estima el ancho de coronamiento en función de la altura de la presa, a saber:

$$w = \frac{z}{5} + 3,05$$

Donde:

w: Ancho de coronamiento recomendado (m)

z: Altura de la presa (m)

Para la altura de la presa de 19,2 m, el ancho resultante es de 6,9 m. Por seguridad, se aumentó dicho ancho hasta 8,0 m. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 9-6.

Tabla 9-6: Ancho de coronamiento

Altura presa (m)	19,2
Ancho de coronamiento recomendado (m)	6,9
Ancho de conoramiento (m)	8,0

9.4 SECCIONES TIPO DE LA PRESA

Como fue explicado anteriormente, la presa será de materiales sueltos, heterogénea, y contará con un núcleo central.

En lo que respecta a los materiales, se opta por el uso de arena y grava en los faldones, y arcilla en el núcleo.

Tanto la pendiente del talud de aguas arriba como la del talud de aguas abajo serán 1V:2,5H.

Se construirá un dren chimenea en la interfase entre el núcleo y el faldón de aguas abajo, y entre dicho faldón y el estrato de cimentación, con el propósito de provocar el descenso del nivel freático, y así controlar la infiltración en el cuerpo de la presa, evitando la presencia de agua en el talud de aguas abajo.

Para minimizar la infiltración por debajo de la presa se construirá un dentellón, del mismo material que el núcleo central (arcilla), el cual se prolongará hasta el estrato de roca sana que se encuentra a 2 m de profundidad.

Para coleccionar las filtraciones se construirá un dren de pie en el talud de aguas abajo.

La sección tipo de la presa se muestra en la Figura 9-2 y sus principales dimensiones se muestran en la Tabla 9-7.

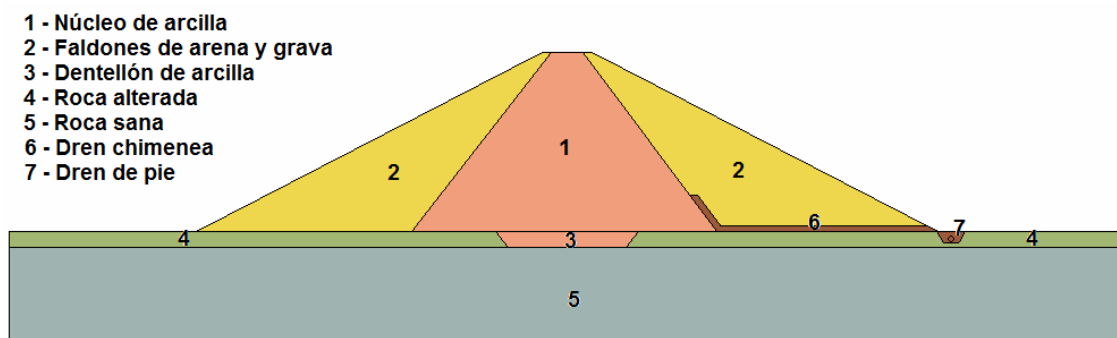


Figura 9-2: Sección tipo de la presa

Tabla 9-7: Dimensiones principales de la sección máxima

Ancho de coronamiento y base de la presa	
Altura presa (m)	19,2
Ancho de conoramiento (m)	8,0
Talud aguas arriba (mH:1V)	2,5
Talud aguas abajo (mH:1V)	2,5
Base de la presa (m)	104
Área (m ²)	1.077

9.4.1 NÚCLEO

El núcleo supone una zona de muy baja permeabilidad, por lo general ejecutado con materiales arcillosos. Es esta característica la principal responsable de la resistencia de la presa a la infiltración, por lo cual su diseño es de importancia.

En este caso el núcleo central se conformará con material arcilloso de Formación Libertad, presente en la zona.

Si bien suelen construirse verticales o inclinados, se opta por el diseño de un núcleo vertical ya que presenta ciertas ventajas sustanciales frente al núcleo inclinado. Entre ellas se destaca la mayor impermeabilidad por estar comprimido por su propio peso.

En lo que respecta al espesor del núcleo, se adopta como ancho inferior mínimo aquel que asegura ser mayor a la carga hidrostática del lago, coincidente con el nivel máximo normal (NMN). De esta manera se evita la aparición del fenómeno denominado erosión interna o tubificación, destructivo para la presa.

De forma de darle al núcleo central un ancho compatible con el concepto anterior, manteniendo una inclinación suficiente que garantice la integridad de la presa, se opta por construir los taludes, tanto de aguas arriba como de aguas abajo, con pendientes 1V:1H. Estos valores se encuentran dentro de los límites recomendados, dada la inclinación de los faldones.

Para que el núcleo no se encuentre expuesto, el mismo será recubierto en su parte superior por una capa de material granular compactado de 30 cm de espesor y confinado por los faldones en sus laterales.

En la Tabla 9-8 se presentan las dimensiones principales del núcleo central en la sección máxima de la presa.

Tabla 9-8: Dimensiones del núcleo central en la sección máxima

Núcleo	
Protección (m)	0,3
Altura núcleo (m)	18,9
Ancho superior (m)	5,0
Talud aguas arriba (mH:1V)	1
Talud aguas abajo (mH:1V)	1
Ancho mínimo (m)	19
Ancho inferior (m)	43
Área (m ²)	453

Los parámetros específicos de la arcilla a emplear y los parámetros resistentes de la misma para diferentes condiciones de ensayo se presentan en la Tabla 9-9. Los mismos se deberán ajustar en la etapa de proyecto.

Tabla 9-9: Especificaciones para el material - Núcleo

PARÁMETROS ESPECÍFICOS			
γ_{sat} (MPa)	20,0		
γ_{hum} (MPa)	19,4		
K (m/s)	1×10^{-7}		
K_y/K_x	0,01		

PARÁMETROS RESISTENTES			
ENSAYO	C_{sat} (KPa)	C_{hum} (KPa)	Φ (°)
CD	6	5	20
UU		20	2
CU	16	15	30

9.4.2 FALDONES

Mientras que el núcleo cumple la función impermeabilizante de la presa, los faldones contruidos con materiales de mayor granulometría se destinan a la función resistiva. El faldón de aguas arriba fundamentalmente da protección al núcleo contra la acción del oleaje en situación de embalse lleno, y también resiste la acción del agua infiltrada en el núcleo que se mueve hacia aguas arriba en situación de desembalse rápido. En cambio, el espaldón de aguas abajo tiene como función el resistir por su peso el empuje hidrostático.

Para el diseño de los faldones se considera que los mismos van a estar compuestos por una mezcla de grava bien graduada (GW) y arena bien graduada (SW), de forma de darle la estabilidad necesaria a los taludes de aguas arriba y aguas abajo. Este material se podrá obtener de la zona a inundar aguas arriba de la presa, del perfil alterado del material cristalino. Las especificaciones del mismo se presentan en la Tabla 9-10. Los mismos se deberán ajustar en la etapa de proyecto.

Tabla 9-10: Especificaciones para el material - Faldones

PARÁMETROS ESPECÍFICOS			
γ_{sat} (MPa)	17,8		
γ_{hum} (MPa)	17,2		
K (m/s)	1×10^{-5}		

PARÁMETROS RESISTENTES			
ENSAYO	C_{sat} (KPa)	$C_{húmeda}$ (KPa)	Φ (°)
CD	5	3	40
UU		3	40
CU	5	3	40

La inclinación de los taludes se fija dentro de los rangos recomendados por la bibliografía, buscando minimizar los costos y cumplir con los criterios de estabilidad, resultando taludes simétricos de inclinación 1V:2,5H. Cabe destacar que las inclinaciones seleccionadas para los taludes de aguas arriba y aguas abajo de la presa no presentarán problemas de estabilidad, según el análisis que se detalla en el punto 9.6.2.

Las dimensiones características de los faldones se presentan en la Tabla 9-11.

Tabla 9-11: Dimensiones de los faldones en la sección máxima

Faldones	
Protección (m)	0,3
Altura núcleo (m)	18,9
Ancho superior (m)	3,0
Talud aguas arriba (mH:1V)	2,5
Talud aguas abajo (mH:1V)	2,5
Ancho inferior (m)	60
Área (m ²)	625

9.4.3 CIMENTACIÓN

Los requisitos esenciales de una cimentación para una presa de tierra son proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y de carga, debiendo tener al mismo tiempo una resistencia elevada a la filtración para evitar una pérdida de agua excesiva.

El tratamiento mínimo que se realizará será el desmonte del área de cimentación para quitarle la cobertura vegetal y la tierra con elevado contenido de materia orgánica, cuyo espesor medio es de 20 cm.

Según el perfil geológico adoptado para el diseño, se trata de una cimentación permeable de poca profundidad, ya que se encuentra una capa de material alterado de 2 m de espesor medio (relativamente permeable) cubriendo una capa de roca sana (de muy baja permeabilidad).

En el caso de cimentación directa sobre la roca, las principales consideraciones que se deben realizar son las peligrosas filtraciones erosivas y la excesiva pérdida de agua por las puntas, fisuras, hendiduras, estratos permeables y a lo largo de los planos de falla. Una vez realizado el cateo antes recomendado en la zona de cimentación, en caso de existir fisuras, juntas u otras aberturas en la roca, se deberán realizar inyecciones de lechada a presión u otro material con propiedades similares para tapar las mismas.

Para el tratamiento de esta cimentación se construirá un dentellón de arcilla hasta la roca sana y un dren de pie en la base del talud de aguas abajo, los cuales se describen a continuación.

9.4.3.1 Dentellón

Para evitar un plano preferencial de infiltración en la zona del material alterado, se construirá un dentellón entre la base del núcleo y la roca sana, de 2 m de profundidad. Se considera que este es el método más efectivo para controlar el volumen de filtraciones y asegurar que no se generen dificultades por tubificaciones a través de la cimentación o por subpresiones en el talud de aguas abajo.

El dentellón será de paredes inclinadas, dado que se puede excavar y luego compactar el material impermeable con la misma maquinaria empleada para la construcción del cuerpo de la presa. De esta manera se incurre en menores costos de construcción.

El material a emplear para rellenar el dentellón será el mismo material arcilloso empleado para la construcción del núcleo, proveniente de Formación Libertad.

Se deberá garantizar una adecuada unión entre el dentellón y la capa de roca sana.

El ancho de la base del dentellón se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$w = h - d$$

Donde:

w: Ancho de la base del dentellón (m)

h: Carga hidráulica sobre la superficie del terreno (m)

d: Profundidad del dentellón (m)

Esta ecuación considera que el ancho debe aumentarse al aumentar la carga en el embalse para disponer de suficiente material impermeable, y a su vez puede disminuirse al aumentar la profundidad del dentellón porque la fuerza de filtración en el contacto con la cimentación disminuirá debido a la pérdida de carga hidráulica al hacer el recorrido vertical más largo.

Se considera además que el ancho mínimo debe ser mayor o igual a 6 m para que el equipo de excavación y compactación pueda trabajar eficientemente.

De esta forma, el ancho de la base del dentellón es de 16 m.

La inclinación de las paredes se diseña de forma tal que al excavar la zanja los taludes resultantes sean estables. Dado que se excavará en material alterado, de granulometría gravosa, se diseñan los taludes considerando que el ángulo de fricción interna del mismo es 45°, resultando taludes 1V:1H.

En función de la inclinación de los taludes adoptada y del ancho de la base, el ancho superior del dentellón resultante es 20 m.

En la Tabla 9-12 se muestran los parámetros resultantes del diseño del dentellón.

Tabla 9-12: Dimensiones del dentellón en la sección máxima

Dentellón	
d (m) - Profundidad	2,0
H (m) - NAP	17,3
w (m) - Base	16,0
Talud (mH:1V)	1
Ancho superior (m)	20,0

9.4.4 DREN DE PIE

El dren de pie se instalará a lo largo del talón de aguas abajo de la presa, con el objetivo de coleccionar las filtraciones que descargan del dren chimenea y las que provienen de la capa de material alterado. Se construirá con piedra partida y contará con una tubería central de forma de garantizar la conducción de los volúmenes de infiltración.

Además se colocarán tubos separados adecuadamente para facilitar la salida del agua.

La tubería de drenaje estará rodeada de material de filtro para evitar que se tapen los drenes con el arrastre de material fino o la tubificación del material de cimentación al sistema de drenaje.

Según recomendaciones, se adopta para el diseño una profundidad de 1,5 m y un ancho para el fondo de 1,0 m. Las paredes de los taludes se conformarán con pendientes 1V:1H. Las dimensiones de diseño se resumen en la Tabla 9-13.

Tabla 9-13: Dimensiones del dren de pie en la sección máxima

Dren de pie	
Profundidad	1,5
Ancho inferior (m)	1,0
Talud (mH:1V)	1
Ancho superior (m)	4,0

El dren será de menor tamaño en las secciones de atraque de la presa e irá aumentando progresivamente su tamaño hasta alcanzar el fondo del cauce.

9.4.5 DREN CHIMENEA

Se construirá un dren chimenea para provocar un descenso en el nivel freático y así controlar la infiltración en la presa.

Para evitar el movimiento de las partículas de la cimentación o del terraplén por la descarga de las filtraciones se colocará un filtro, consistente en un geotextil.

9.5 PROTECCIÓN DE TALUDES

9.5.1 TALUD DE AGUAS ARRIBA

Se protegerá el talud de aguas arriba dado que el mismo estará sometido a la acción destructiva de las olas.

Existen distintos tipos de medidas de protección, en este caso se opta por el enrocado, debido a que no requiere un mantenimiento riguroso y además se estima que la materia prima se encuentra en la zona, lo cual reduce los costos.

Esta medida de protección consiste en revestir el talud con una capa de rocas de tamaño y peso adecuado para resistir el esfuerzo de las olas. La roca para el enrocado debe ser dura, densa y durable, y debe poder resistir largas exposiciones a la intemperie. Los fragmentos individuales deben tener el peso suficiente para resistir el desalojamiento producido por las olas.

El revestimiento se extenderá desde la cota 37 m hasta la cota 47 m y tendrá 1 m de espesor, terminando en una berma de apoyo.

Para determinar el peso de la roca a colocar se utiliza la estimación realizada por Hudson:

$$W = \frac{\gamma_r \cdot H_s^3}{k_D (S_r - 1) \cot g(\alpha)}$$

Donde:

- W: Peso de la roca (kg)
- γ_r : Peso específico de la roca (kg/m³)
- H_s: Altura de la ola más significativa (m)
- K_D: Coeficiente entre 2 y 3
- S_r: Relación de pesos específicos (γ_r/γ_w)
- α : Inclinação del talud

Los parámetros empleados para el cálculo y los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 9-14.

Tabla 9-14: Peso de la roca

Hudson	
γ_r (kg/m ³)	2.600
γ_w (kg/m ³)	1.000
H _s (m)	0,74
K _D	2,75
S _r	2,6
α	21,8
W (kg)	95

De la tabla anterior se desprende que se deberán colocar rocas de 95 kg de peso, las cuales tendrán un tamaño aproximado 33 cm de arista.

Como el talud de aguas arriba contiene fracción arena y fracción grava, se colocará entre el revestimiento de rocas y dicho talud una capa de material fino de 50 cm de espesor seguido de un manto de geotextil, para evitar la pérdida de finos a través de los poros del enrocado por el efecto de las olas y del retroceso del agua filtrada en el cuerpo de la presa.

9.5.2 TALUD DE AGUAS ABAJO

El talud de aguas abajo se protegerá contra la erosión por el viento y el escurrimiento pluvial con un recubrimiento de 8 cm de espesor de tierra vegetal y pasto, proveniente del desmonte para la cimentación de la presa.

9.6 ESTABILIDAD DE LA PRESA

9.6.1 INFILTRACIÓN EN EL CUERPO DE LA PRESA Y EN LA CIMENTACIÓN

El estudio de la infiltración se hace a partir del establecimiento de la red de flujo en el cuerpo de la presa y en el terreno de cimentación de la misma.

La infiltración del agua en un medio poroso se estudia mediante la ecuación de Darcy, que establece:

$$\begin{cases} v_x = K_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y = K_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ h = \frac{p}{\gamma} + z \end{cases}$$

A partir de la ecuación de Darcy y junto con la ecuación de conservación de la masa se llega a la ecuación de Laplace, cuya resolución conduce al trazado de la red de flujo.

La red de flujo es el conjunto de dos familias de curvas, soluciones de la ecuación de Laplace. Dichas familias de curvas son ortogonales entre sí, unas de ellas representan las líneas de igual carga (líneas equipotenciales), mientras que las otras son las líneas de corriente o líneas de flujo a las cuales es tangente el vector de velocidad.

Para el cálculo de la red de flujo y el estudio de las infiltraciones en el cuerpo de la presa se emplea el Software Geo-Studio, en particular, el módulo Geo-Seep. Este módulo permite determinar la red de flujo bidireccional a través de la sección tipo de la presa mediante la resolución de la ecuación de Laplace, basándose en un modelo de elementos finitos.

En el módulo Geo-Seep se deben ingresar las características hidráulicas de los materiales intervinientes, es decir, la permeabilidad de los distintos materiales componentes de la sección y de la base de cimentación de la misma. Además se debe ingresar la geometría de la presa, definir la malla de elementos finitos y, por último, ingresar las condiciones de borde.

Las características hidráulicas de los materiales son las indicadas en los puntos 9.4.1 y 9.4.2, y la geometría de la sección es la que se describe en el punto 9.4. Las condiciones de borde que se ingresan en este caso son las siguientes:

- Carga hidráulica del embalse en condiciones normales (16 m) en la superficie del faldón de aguas arriba y sobre la superficie del terreno de cimentación, aguas arriba de la presa.

- Caudal nulo en la superficie interfase entre la roca sana y el estrato alterado, ya que la primera se considera impermeable.
- Presión atmosférica en la superficie de contacto inferior entre el núcleo y el faldón de aguas abajo, y en la superficie horizontal por donde se colocará el colchón de drenaje y filtro.

Para estimar la ubicación de la curva de infiltración se emplea el método gráfico de Kozeny, para el caso de presa heterogénea con núcleo impermeable, según se muestra en la Figura 9-3.

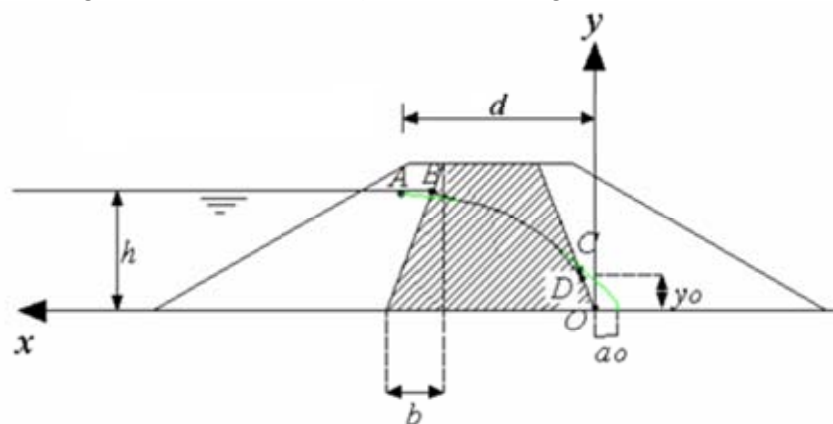


Figura 9-3: Método gráfico de Kozeny

En primer lugar, se traza la parábola $y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$ y se imponen las condiciones de borde:

- $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$
- $y_0 = 2a_0$

Luego, se aplican las siguientes correcciones:

- La curva de infiltración debe pasar por el punto B.
- La curva de infiltración debe incluir al tramo OD.

Por lo tanto, la curva de infiltración resultante debe pasar por los puntos A, B, D y O, los cuales se hallan según las siguientes expresiones:

$$OD = s - \sqrt{s^2 - h^2 / \sin^2 \alpha}$$

$$s = \sqrt{h^2 + d^2}$$

$$\Rightarrow OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 9-15.

Tabla 9-15: Ubicación curva de infiltración – Método de Kozeny

h_{NMN} (m)	16,0
b (m)	19,2
d (m)	43,5
y_0 (m)	2,9
OD (m)	5,9
Proyección vertical OD (m)	4,2
a_0 (m)	1,4

Cabe aclarar que el análisis de la infiltración en la presa se realiza sin considerar la existencia del dren de pie. Se considera que esta simplificación no modifica los resultados obtenidos, ya que la función del dren de pie es colectar las filtraciones que descargan del dren chimenea y las que

podieran provenir de la capa de material alterado, no afectando el régimen de presiones que se puedan generar.

En la Figura 9-4 se presentan las curvas equipotenciales de infiltración a través de la sección de la presa y la curva del nivel freático, y en la Figura 9-5 se presenta el gradiente en la sección más comprometida correspondiente al pie del talud aguas abajo, ambas obtenidas mediante el Geo-Seep.

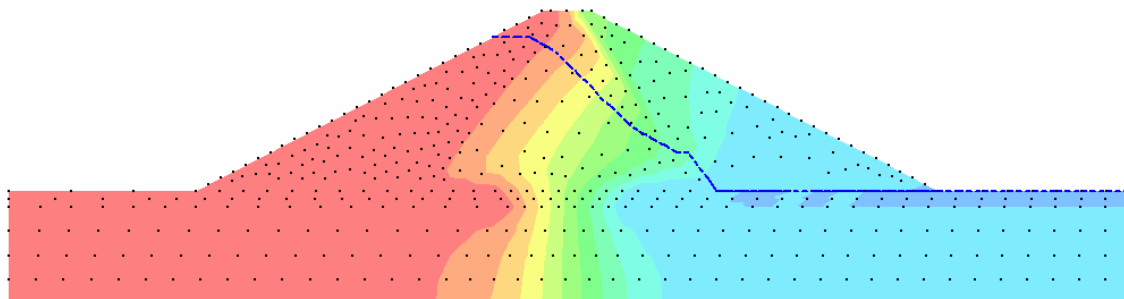


Figura 9-4: Curvas equipotenciales y nivel freático

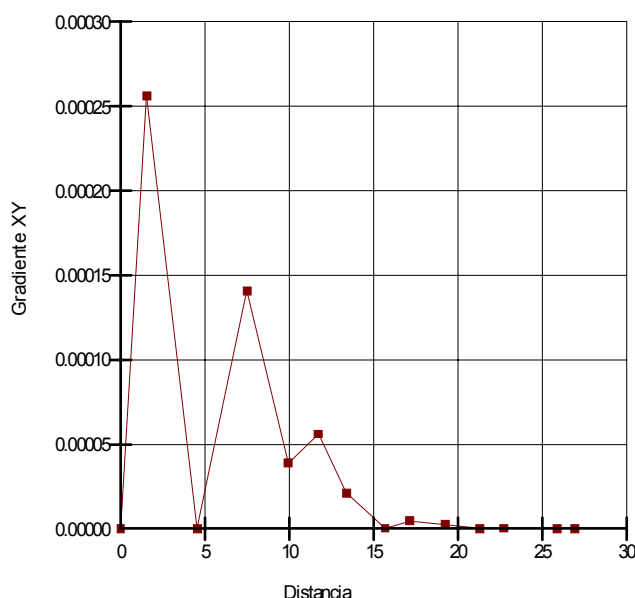


Figura 9-5: Gradiente XY al pie del talud

El análisis muestra que el gradiente en la sección más comprometida es inferior al gradiente crítico, por lo que no existe riesgo de sifonamiento.

Por otra parte, el caudal de infiltración por unidad de ancho en la sección media es de $1,02 \times 10^{-2}$ L/s/m. Dado que este valor corresponde al máximo caudal de infiltración lineal, para obtener una cota superior del valor del caudal total de infiltración se multiplica dicho caudal unitario por la longitud de la presa. Adoptando una longitud de 600 m, el caudal resultante es de 6,1 L/s, y considerando que el caudal medio de riego es de 300 L/s, se concluye que el caudal de infiltración no es significativo.

Tabla 9-16: Caudal de infiltración

Caudal de infiltración	
q (L/s/m)	1,02E-02
L (m)	600
Q_{máx} (L/s)	6,1
Q _{riego} (L/s)	300
% máx	2%

9.6.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Cabe destacar que en el análisis presentado a continuación se considera la estabilidad conjunta del talud únicamente frente al deslizamiento.

La estabilidad frente al deslizamiento de los taludes está dada por la resistencia al corte de sus materiales, la cual, suponiendo que los materiales están en situación límite de equilibrio, se representa mediante la relación de Mohr-Coulomb, trabajando en tensiones efectivas:

$$\tau' = c + \sigma_n' \operatorname{tg} \phi$$

$$\sigma_n' = \sigma_n - u$$

Estas ecuaciones vinculan las tensiones normales con la tensión de corte de rotura, y en ella intervienen tanto las propiedades resistivas del material (cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ), como la presión de poros u , la cual actúa en forma desestabilizadora ya que reduce la tensión de corte.

Para el análisis de estabilidad se consideran tres situaciones de cálculo, tanto para el talud de aguas arriba como para el talud de aguas abajo:

- Embalse lleno, con la curva de infiltración establecida en su posición normal (crítico para el talud de aguas abajo).
- Desembalse rápido (crítico para el talud de aguas arriba).
- Fin de construcción, en situación de no disipación de la presión de poros provocada por el peso propio del material de la presa, estando en situación cercana a la saturación.

Para cada una de estas situaciones se analiza la estabilidad de la presa, por medio del factor de seguridad frente al deslizamiento FS definido según:

$$FS = \frac{M_{RESISTENTE}}{M_{MOTOR}}$$

Donde:

M_{MOTOR} : momento respecto al centro del círculo de falla de las fuerzas desestabilizadoras

$M_{RESISTENTE}$: momento respecto al centro del círculo de falla de las fuerzas estabilizadoras

Se considera que la presa es estable si se verifica que el factor de seguridad hallado es mayor o igual al factor de seguridad recomendado por la normativa española para presas de tierra con núcleo sin sismo, presentado en la Tabla 9-17.

Tabla 9-17: Factores de Seguridad recomendados

FS según la norma española	
Distintas fases de construcción	1,2
Embalse lleno	1,4
Desembalse rápido	1,3

Se emplea como herramienta de cálculo el módulo Geo-Slope del software Geo-Studio. El mismo se basa en un análisis de estado plano tensional mediante la discretización del problema en dovelas. Se deben ingresar como datos de entrada: la geometría de la sección y sus materiales componentes, los posibles círculos de falla, caracterizados por una grilla de centros y otra de tangentes, y la curva de infiltración previamente generada por el módulo Geo-Seep (cuando corresponda).

Según las hipótesis consideradas para el cálculo, existen distintos métodos simplificados. A continuación se enumeran los que utiliza el programa Geo-Slope:

- Fellenius
- Bishop
- Janbu
- Morgenstern-Price

Dado que el Geo-Slope calcula los factores de seguridad según los cuatro métodos mencionados anteriormente, se considera que los taludes son estables cuando los cuatro factores de seguridad calculados son mayores o iguales al valor recomendado por la norma española.

En el análisis se tiene en cuenta qué tan cerca o qué tan lejos se encuentra el factor de seguridad calculado de su valor límite. Un factor de seguridad muy superior a su valor límite puede indicar un sobredimensionamiento de alguna de las dimensiones de la presa, con los consecuentes sobrecostos asociados. Es por ello que dichos factores se calculan tanto para aguas arriba como para aguas abajo de la presa.

9.6.2.1 Fin de construcción (Embalse vacío)

Esta situación es crítica debido a la falta de consolidación, ya que si bien los materiales fueron compactados aún no se encuentran consolidados.

Por las consideraciones antedichas, para esta situación se emplean los parámetros de resistencia al corte obtenidos en el ensayo UU (no consolidado - no drenado) presentados en los puntos 9.4.1 y 9.4.2, y además se considera que la presión de poros es nula.

En la Figura 9-6 se muestra la grilla utilizada y los resultados obtenidos mediante el Geo-Slope para el talud de aguas abajo.

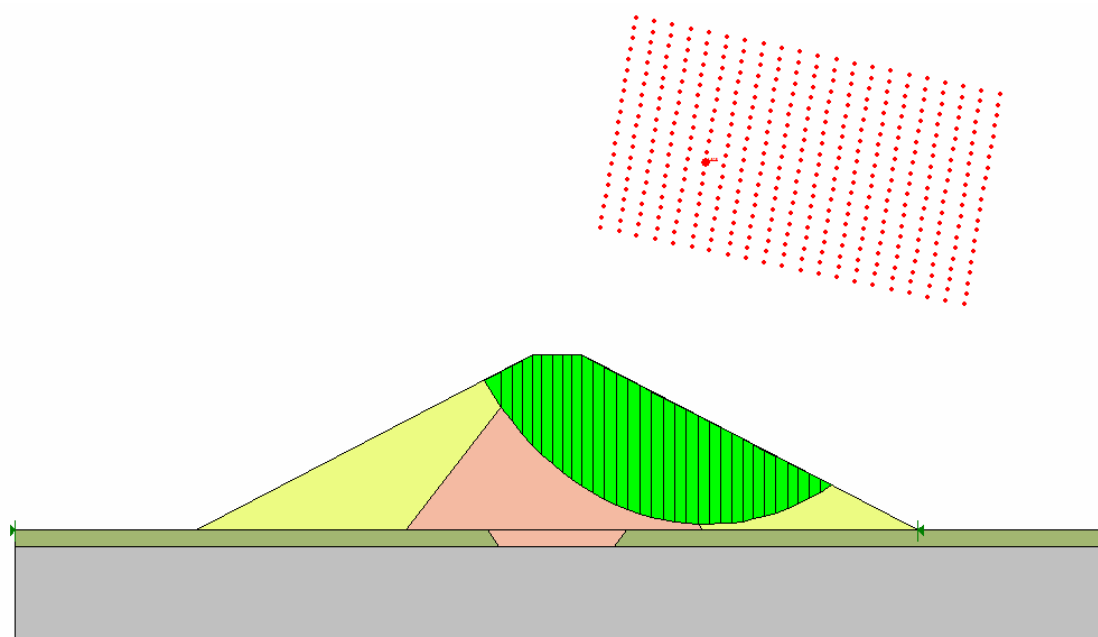


Figura 9-6: Resultado de falla, talud aguas abajo

Los coeficientes de seguridad calculados por los distintos métodos que utiliza el programa se muestran en la Tabla 9-18.

Tabla 9-18: FS para fin de construcción

FS - Fin de construcción		
Nombre	Aguas arriba	Aguas abajo
Fellenius	1,34	1,34
Bishop	1,51	1,51
Janbu	1,33	1,33
Morgenstern-Price	1,62	1,62
FS_{min}	1,33	1,33

De la tabla anterior se desprende que todos los factores de seguridad obtenidos son mayores al valor recomendado por la norma española de 1,2, por lo que al final de la construcción, tanto el talud de aguas arriba como el de aguas abajo serán estables frente al deslizamiento.

9.6.2.2 Embalse lleno

En la situación de embalse lleno se da el mayor flujo a través de la presa, por lo que se considera una situación crítica, en particular para el talud de aguas abajo, ya que el de aguas arriba se ve estabilizado por el peso de la columna de agua sobre el mismo (fuerza estabilizadora).

Los parámetros resistivos empleados en esta situación son los correspondientes al ensayo CD (consolidado-drenado), presentados en los puntos 9.4.1 y 9.4.2.

Para el cálculo de la estabilidad se considera que el faldón de aguas arriba se encuentra saturado, mientras que el de aguas abajo se encuentra húmedo (debido a la existencia del núcleo). Para la presión de poros se emplean los datos obtenidos a partir de la modelación de esta situación en el Geo-Seep, presentada en el punto 9.6.1.

En la Figura 9-7 y Figura 9-8 se presentan las grillas utilizadas para el análisis de estabilidad y los resultados obtenidos para el talud de aguas arriba y el de aguas abajo respectivamente.

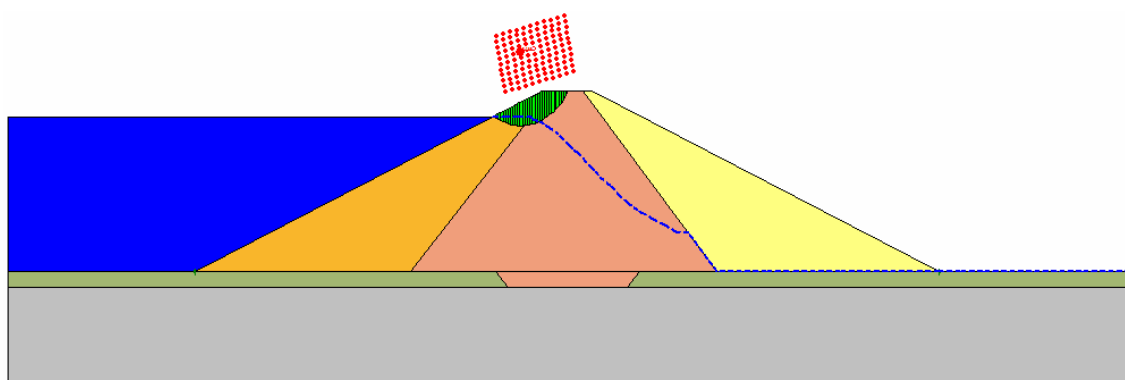


Figura 9-7: Resultado de falla, talud aguas arriba

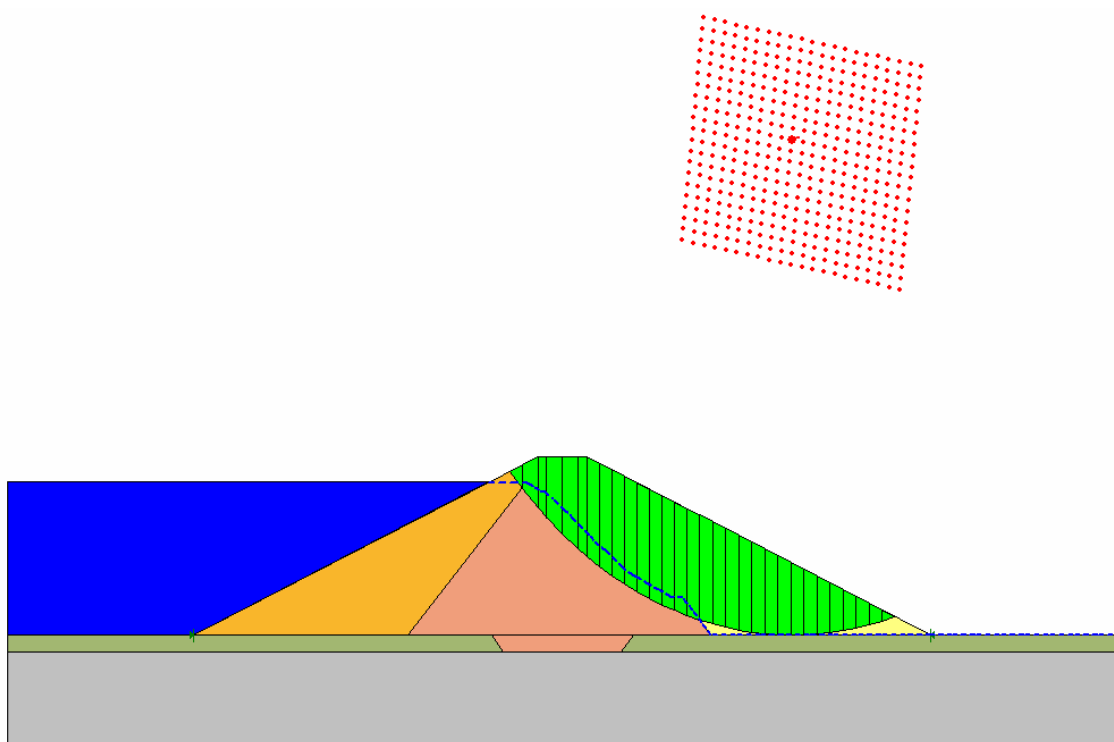


Figura 9-8: Resultado de falla, talud aguas abajo

En la Tabla 9-19 se muestran los coeficientes de seguridad calculados por los distintos métodos que utiliza el programa.

Tabla 9-19: FS para embalse lleno

FS - Embalse lleno		
Método	Aguas arriba	Aguas abajo
Fellenius	2,41	1,90
Bishop	2,70	1,97
Janbu	2,39	1,85
Morgenstern-Price	2,77	2,10
FS_{min}	2,39	1,85

De la tabla anterior se desprende que todos los factores de seguridad obtenidos son mayores al valor recomendado por la norma española de 1,4, por lo que en situación de embalse lleno, tanto el talud de aguas arriba como el de aguas abajo serán estables frente al deslizamiento.

9.6.2.3 Desembalse rápido

La situación de desembalse rápido es crítica debido a que los tiempos con que desciende el nivel freático en el núcleo no acompañan al tiempo de vaciado del embalse (son mucho más lentos). Se entiende que esta situación afecta principalmente al talud de aguas arriba, por ser el que se encuentra saturado inicialmente.

Los parámetros de resistencia al corte que se emplean son los obtenidos en el ensayo CU (consolidado-no drenado), presentados en los puntos 9.4.1 y 9.4.2.

Para modelar esta situación se considera que el talud de aguas arriba se encuentra saturado y sin el peso de la columna de agua (embalse vacío).

En la Figura 9-9 y Figura 9-10 se presentan las grillas utilizadas para el análisis de estabilidad y los resultados obtenidos para el talud de aguas arriba y el de aguas abajo respectivamente.

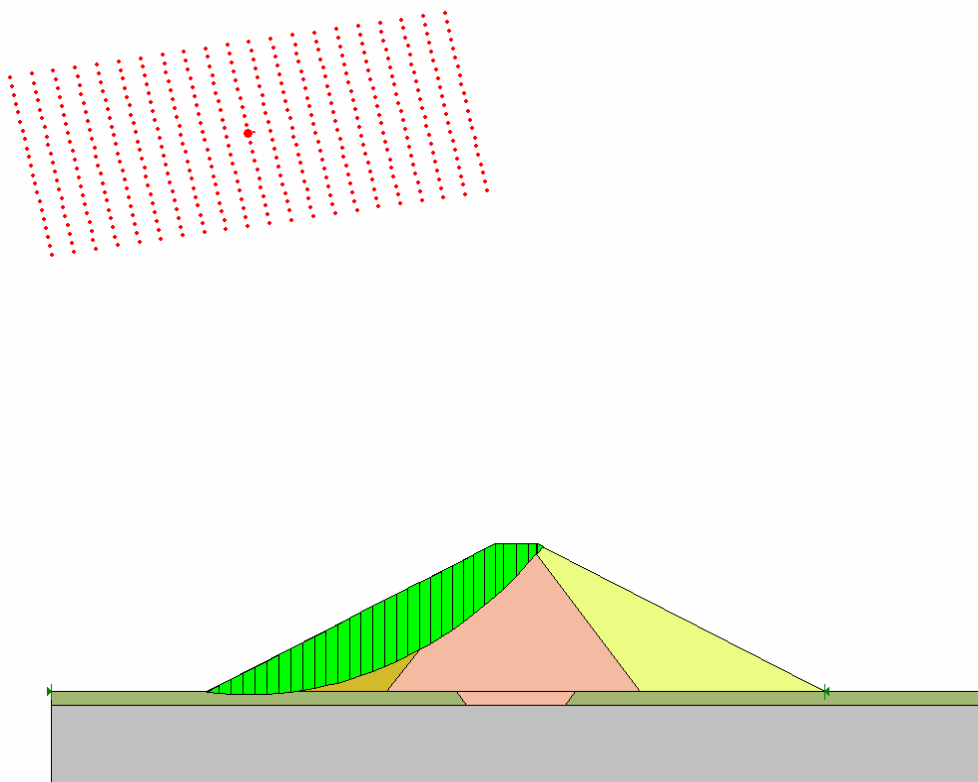


Figura 9-9: Resultado de falla, talud aguas arriba

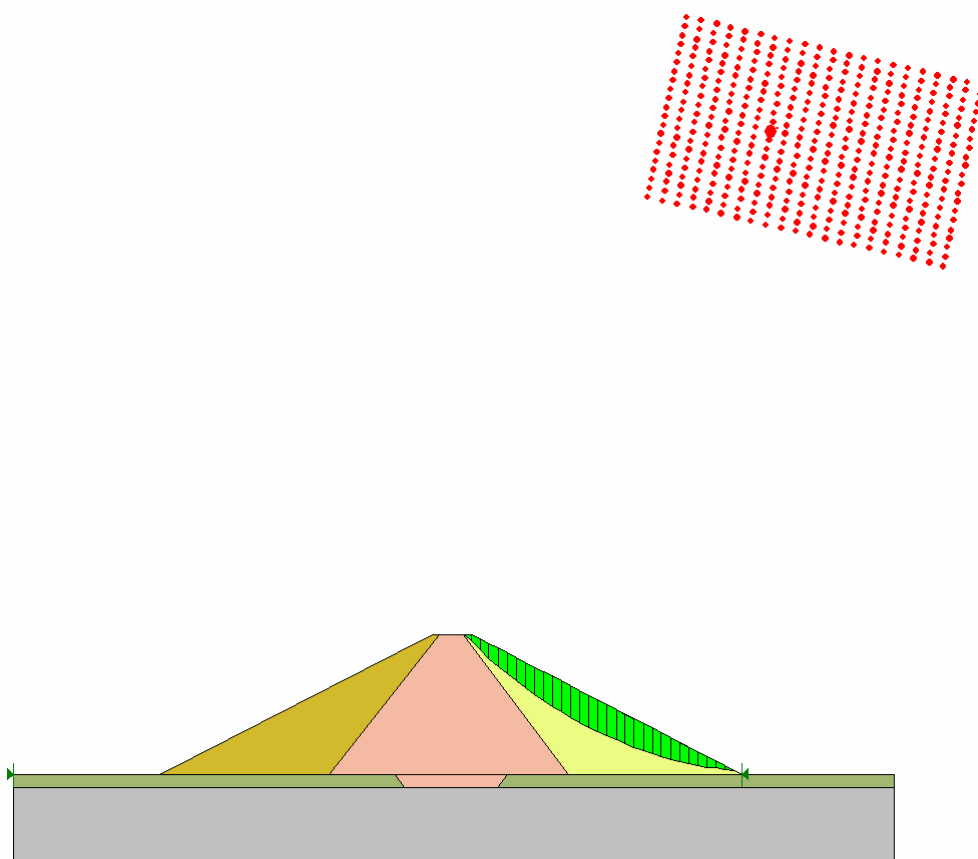


Figura 9-10: Resultado de falla, talud aguas abajo

En la Tabla 9-20 se muestran los coeficientes de seguridad calculados por los distintos métodos que utiliza el programa.

Tabla 9-20: FS para desembalse rápido

FS - Desembalse rápido		
Nombre	Aguas arriba	Aguas abajo
Fellenius	2,28	2,32
Bishop	2,39	2,36
Janbu	2,27	2,33
Morgenstern-Price	2,81	3,02
FS_{min}	2,27	2,32

De la tabla anterior se desprende que todos los factores de seguridad obtenidos son ampliamente mayores al valor recomendado por la norma española de 1,3, por lo que en situación de desembalse rápido, tanto el talud de aguas arriba como el de aguas abajo serán estables frente al deslizamiento.

9.6.2.4 Resumen

En la Tabla 9-21 se presenta el resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 9-21: Resumen - FS mínimos

FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS			
Situación	Aguas arriba	Aguas abajo	Límite
Fin de construcción	1,3	1,3	1,2
Embalse lleno	2,4	1,9	1,4
Desembalse rápido	2,3	2,3	1,3

Como se desprende de los resultados anteriores, se verifica que la presa será estable para las tres situaciones de diseño, siendo la situación más restrictiva el fin de construcción.

9.7 DISEÑO DEL ALIVIADERO

Según lo explicitado en el Anexo IX, el aliviadero de la represa se materializará por un canal vertedero. Dicho canal será de pendiente suave (clasificado como canal M) y conducirá el agua excedente a un curso de agua intermitente que es afluente del arroyo Cañada Grande, según se muestra en la Figura 9-11.

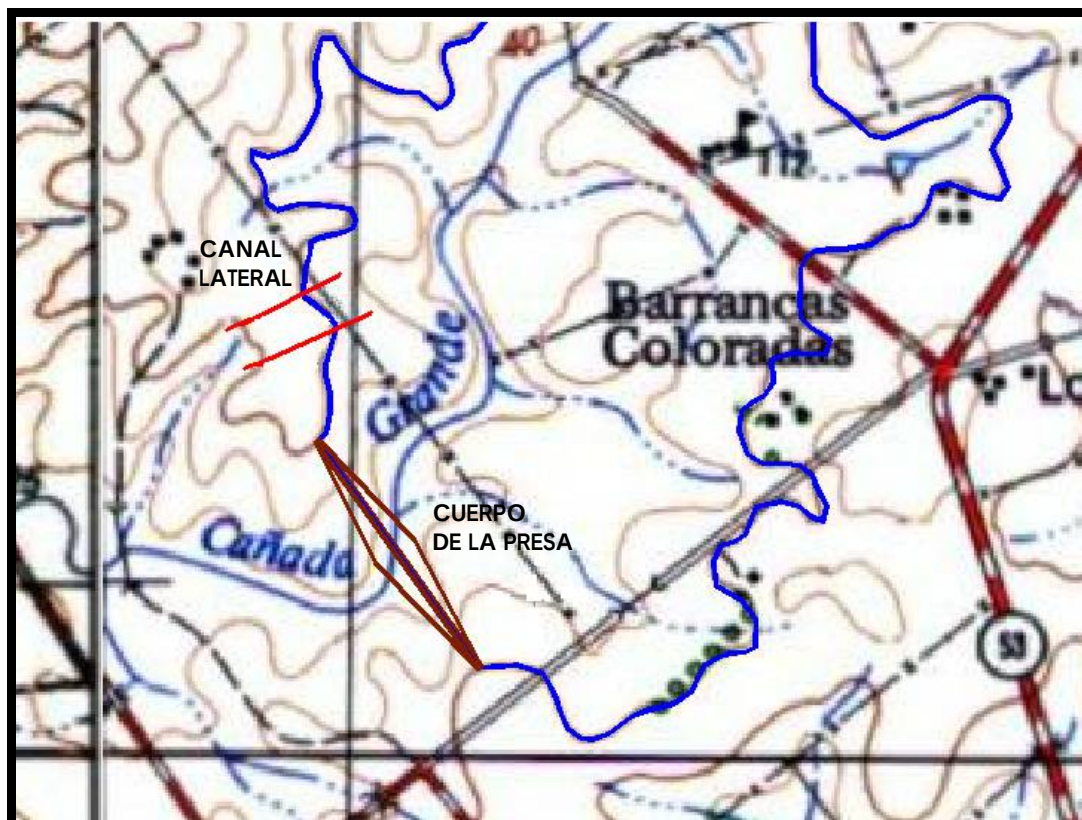


Figura 9-11: Ubicación del canal vertedero

El canal se excavará sobre la capa de roca alterada, la cual se encuentra prácticamente aflorando según el perfil geológico de la zona de descarga, y se recubrirá con una superficie empastada para evitar el arrastre de finos y la erosión.

Con el objetivo de minimizar la excavación en piedra, se minimiza la pendiente del canal, adoptando un valor de diseño de 0,1 %.

En la Tabla 9-22 se presentan las dimensiones del canal. El ancho del mismo fue determinado según el procedimiento presentado en el Anexo IX.

Tabla 9-22: Dimensiones de la sección tipo del canal

DIMENSIONES DEL CANAL	
S_0	0,001
m	1,5
B (m)	100
H (m)	1,70
L (m)	250
n	0,035

Por lo tanto, el ancho de la base del canal será de 100 m, las pendientes de los taludes laterales serán 1V:1,5H y la profundidad del canal será de 1,7 m (mayor que el tirante resultante en la avenida extrema). Dado que la superficie será empastada, se asume un valor de 0,035 para el número de Manning. La longitud total del canal será de 250 m, siendo las coordenadas según SGM del punto de entrada y del punto de descarga las presentadas en la Tabla 9-23.

Tabla 9-23: Coordenadas del canal

COORDENADAS DEL CANAL			
Punto	X	Y	Z _{fondo} (m)
Entrada	368.043	6.211.170	44,0
Descarga	367.796	6.211.288	43,8

Según el diseño presentado en el Anexo IX, la descarga del canal se realiza con tirante normal. Las condiciones de flujo en régimen uniforme para el caudal de diseño se resumen en la Tabla 9-24.

Tabla 9-24: Condiciones de flujo en régimen uniforme

RÉGIMEN UNIFORME	
$Q_{\text{máx}}$ (m ³ /s)	135
y_n (m)	1,27
A_{canal} (m ²)	129
$v_{\text{máx}}$ (m/s)	1,0

El canal descarga a un curso de agua intermitente, por lo que la condición de flujo en la sección de descarga es de flujo crítico (el tirante de descarga es el tirante crítico). Considerando que el flujo en el canal es gradualmente variado, es posible verificar si se alcanza el tirante normal antes de la sección de entrada, de forma de no modificar las condiciones de flujo en dicha sección.

Resolviendo la ecuación general para flujo gradualmente variado mediante el método de Runge Kutta, se llega a que la longitud necesaria para alcanzar el tirante normal en el canal es de 1.781 m. Dado que la longitud total del canal es de 250 m, la condición de régimen uniforme no se alcanza en la sección de entrada, por lo tanto, la curva de abatimiento afecta la descarga del lago al canal.

En particular, en la sección inicial del canal, el tirante es de 1,14 m, 0,13 m por debajo del tirante normal, según se muestra en la Tabla 9-25 y en la Figura 9-12.

Tabla 9-25: Tirantes en el canal lateral

TIRANTES	
$Q_{\text{máx}}$ (m ³ /s)	135
$y_{\text{crítico}}$ (m)	0,57
y_{normal} (m)	1,27
y_{descarga} (m)	1,14

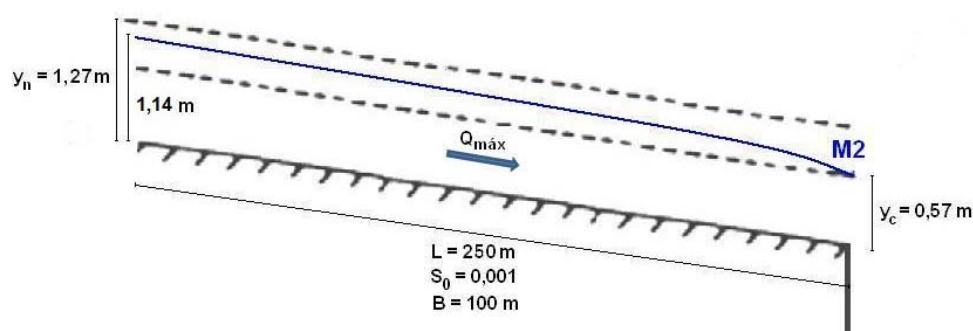


Figura 9-12: Curva M2 en el canal

Por lo tanto, el caudal de vertido será mayor al empleado para el diseño del canal, mientras que la sobreelevación en el embalse será menor. En función de lo anterior, las dimensiones se deberán ajustar en la etapa de proyecto de modo de verificar el criterio de velocidades, en la sección más comprometida, con el caudal real de vertido.

Por otra parte, dado que la descarga del canal se realiza a un curso de agua existente que presenta una taquimetría correspondiente a su situación natural, se estima que la descarga del canal en dicho curso podría producir fenómenos erosivos en su topografía. Sin embargo, se considera que dichos procesos no afectarían la estructura de la presa debido a la distancia relativa del curso de agua a la misma (300 m aproximadamente).

De todas formas, con el objetivo de disminuir el tirante y acondicionar la descarga para minimizar el desarrollo de procesos erosivos, se ensanchará la sección del canal previo a la descarga en el curso intermitente.

9.8 OBRA DE TOMA

La obra de toma se diseña para conducir el máximo caudal demandado a través del cuerpo de la presa (748 L/s en febrero), desde el embalse hasta aguas abajo.

Dado que se cuenta con roca sana como fundación, lo cual proporciona mayor seguridad en lo referente a los problemas por asentamientos diferenciales, se opta por una obra de toma materializada por una tubería recta de PE100 que atraviesa el cuerpo de la presa (de forma de evitar pérdidas de carga en cambios de dirección).

9.8.1 UBICACIÓN

La toma se ubicará lo más profundo posible dentro del embalse, pero a una distancia prudencial del fondo, ya que de encontrarse muy arriba se dejaría un gran volumen inutilizado, mientras que si se encontrara muy abajo se podrían arrastrar sedimentos y también socavarse el fondo.

Del análisis simultáneo de ambas situaciones resulta más eficiente colocar el zampeado de la tubería en la cota 29,5 m, es decir, a 2 m del fondo del cauce.

El ancho de base de la presa en la sección transversal donde se ubica la obra de toma es de 94 m con taludes 1V:2,5H, por lo tanto se opta por una tubería de 100 m de longitud.

9.8.2 DISEÑO DE LA TUBERÍA

Para determinar el diámetro de la tubería a colocar para suministrar el máximo caudal a erogar, se analizan las siguientes situaciones:

- Una cañería demasiado grande reduce las pérdidas de carga del fluido, pero es significativamente más cara.
- Una cañería demasiado pequeña introduce grandes pérdidas de carga, las cuales para ser compensadas requieren de grandes niveles en el embalse, y si los mismos no se encuentran disponibles, no es posible erogar el caudal requerido.

Por lo tanto, para determinar el diámetro se considera la pérdida de carga entre un punto A, ubicado en la superficie del embalse, y un punto B, ubicado en el extremo de la cañería aguas abajo de la presa, según se muestra en la Figura 9-13.

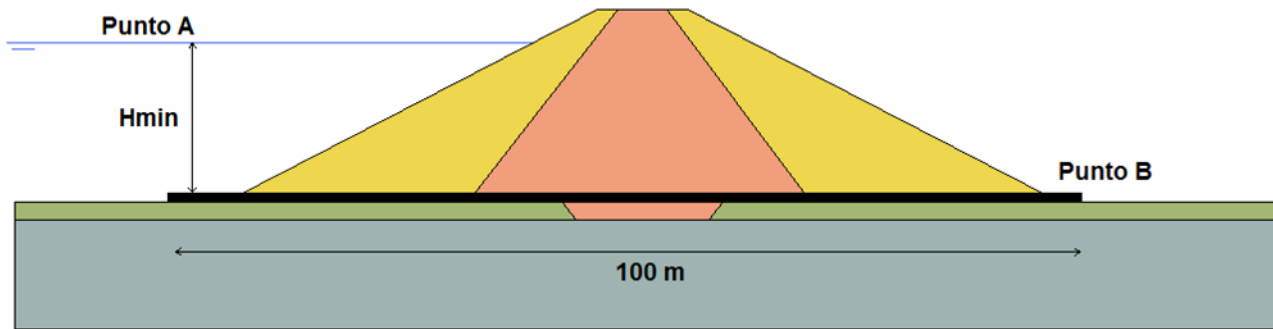


Figura 9-13: Ubicación de la obra de toma

En la tubería se producirán pérdidas de carga originadas tanto por fricción entre el agua y el material h_f , como por fricción en los distintos pasajes. Estas últimas serán discriminadas en pérdidas por el pasaje de las rejillas h_r , en las compuertas h_c , en la entrada h_e y en salida de la tubería h_s .

Por lo tanto, para establecer el nivel mínimo necesario de agua en el embalse y efectivamente erogar el caudal de 0,75 m³/s solicitado, se supone una instalación que conduce el caudal especificado y luego se determina la carga H_{min} que lo genera.

Dicha carga se calcula resolviendo el sistema de ecuaciones que se presenta a continuación, en el que la carga está referida al centro de la tubería:

$$H_A = \Delta H + H_B$$

$$H_A = H_{min} + \phi / 2$$

$$H_B = \frac{v^2}{2g}$$

$$\Delta H = h_f + h_r + h_c + h_e + h_s$$

Las pérdidas de carga generadas en los pasajes se expresan como pérdidas localizadas $\Delta H_{localizada}$ por medio de un coeficiente K, según:

$$\Delta H_{localizada} = \frac{Kv^2}{2g}$$

La Tabla 9-26 muestran los valores del coeficiente K adoptados para cada sección de interés.

Tabla 9-26: Coeficientes de pérdida de carga

$K_{compuerta}$	1,5
K_{reja}	1
$K_{entrada y salida}$	1

La pérdida de carga distribuida $\Delta H_{distribuida}$ que se genera entre las paredes del tubo y el fluido, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H_{distribuida} = f \frac{Lv^2}{\phi 2g}$$

Donde:

L: Largo de la tubería (m)

Φ : Diámetro de la tubería (m)

ϵ : Rugosidad de la tubería (m)

v: Velocidad media en la tubería (m/s)

f: Coeficiente de fricción de Darcy

En la Tabla 9-27 se detallan las características del material elegido, así como la longitud de la conducción y la viscosidad cinemática del agua.

Tabla 9-27: Características de la conducción

Material	PE100
ε (mm)	0,0015
ν (m/s²)	1,00E-06
L (m)	100

Despejando la pérdida de carga mínima ($H_{\min}$) de las ecuaciones presentadas anteriormente, ésta queda expresada según:

$$H_{\min} = \left(f \left(\frac{\varepsilon}{\phi}, R_e \right) \frac{L}{\phi} + 4.5 \right) \frac{v^2}{2g} - \frac{\phi}{2}$$

En la ecuación anterior, tanto la carga mínima como el diámetro son incógnitas, por lo cual se comienza suponiendo un diámetro razonable para este tipo de obra civil. Luego se evalúa la conveniencia económica de emplear el $H_{\min}$ obtenido, dado que un $H_{\min}$ demasiado grande deja un gran volumen de agua sin capacidad de ser utilizado, y un $H_{\min}$ demasiado bajo es un indicio de que la cañería es muy grande y por lo tanto muy costosa.

En la Tabla 9-28 se muestra la serie de valores de los diámetros considerados, así como la altura mínima $H_{\min}$ obtenida referida al eje de la tubería.

Tabla 9-28: Determinación del diámetro de la tubería de toma

Determinación del diámetro de la tubería						
D_{ext} (mm)	e (mm)	$\varepsilon/D_{\text{int}}$	v (m/s)	Re	f	H_{min} (m)
400	23,70	4,25E-06	7,7	2,70E+06	0,010	20,7
450	26,70	3,78E-06	6,1	2,40E+06	0,010	12,4
500	29,70	3,40E-06	4,9	2,16E+06	0,010	7,8
560	33,20	3,04E-06	3,9	1,93E+06	0,010	4,7
630	37,40	2,70E-06	3,1	1,72E+06	0,011	2,7
710	42,10	2,40E-06	2,4	1,52E+06	0,011	1,5
800	47,40	2,13E-06	1,9	1,35E+06	0,011	0,7
900	53,30	1,89E-06	1,5	1,20E+06	0,011	0,2

En este caso, debido a la gran necesidad existente de agua para riego, se prioriza maximizar el volumen de agua disponible, a expensas de emplear diámetros grandes y por consiguiente más costosos. Por lo tanto, el diámetro será de 800 mm para la tubería de 100 m de longitud en PE100, y el espesor de la misma será de 47,4 mm, correspondiente a una presión nominal de 8 kg/cm² (de modo de soportar el peso del material de la presa que se encontrará por encima, así como las elevadas presiones que se producirán en el interior).

9.8.3 OTROS COMPONENTES

En primer lugar, se equipará a la obra de toma con una protección contra sólidos groseros, como por ejemplo troncos y desperdicios que pudieran dañar u obstruir la conducción.

Para regular a demanda la salida de agua embalsada hacia aguas abajo de la presa, se colocará una compuerta guillotina con comando sobre columna. La operación de la misma se realizará desde una torre de toma ubicada aguas arriba, a la cual se accederá por medio de un puente

que irá desde la corona hasta una plataforma de operación ubicada al mismo nivel del coronamiento.

La tubería se colocará sobre una losa de hormigón con el fin de brindar un apoyo rígido y evitar daños por asentamientos diferenciales. Además se construirán collarines de 1,6 m de altura a lo largo de la conducción separados 10 m entre sí, para evitar que se generen superficies preferenciales de infiltración en la interfase entre el núcleo y la tubería de toma.

Dado que la descarga de la obra de toma emergerá a alta velocidad, la presa contará con una estructura de disipación que absorberá la energía del agua antes del ingreso a los canales de distribución.

En este caso, se construirá un estanque amortiguador del tipo de impacto, de sección trapezoidal revestido de hormigón. La disipación se obtendrá haciendo impactar el chorro de llegada sobre un deflector vertical suspendido y por los remolinos que se forman por el cambio de dirección de la corriente después de haber chocado con el amortiguador. El fondo y los taludes adyacentes a la estructura se protegerán con enrocamiento (con el mismo tipo de roca que se utiliza para proteger el talud de aguas arriba), para evitar posibles socavaciones.

Para el diseño se adoptan las recomendaciones del Bureau of Reclamation, que para una descarga de $0,75 \text{ m}^3/\text{s}$ sugiere un ancho de 1,8 m y presenta un diseño estándar parametrizado en dicha dimensión.

9.9 RUBRADO Y AJUSTE DE COSTOS

9.9.1 METRAJES

Una vez determinadas las dimensiones principales de la presa y del canal lateral, se procede a estimar los volúmenes necesarios de materiales de construcción y los volúmenes resultantes de excavación.

Cabe destacar que dicha estimación surge de una aproximación del perfil del cauce principal hasta la cota 50 m, realizada en base a las curvas de nivel de las cartas del SGM, según se muestra en la Figura 9-14. En una etapa posterior de proyecto se deberá realizar un relevamiento detallado de sitio, y ajustar el perfil y los metrajes resultantes.

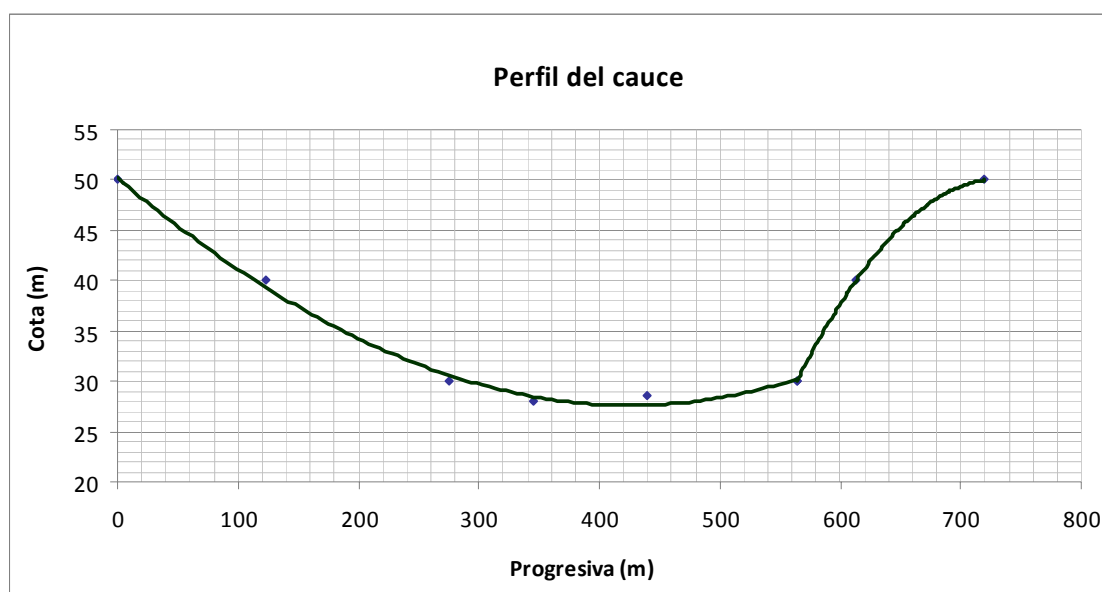


Figura 9-14: Perfil del cauce (vista hacia AA)

Los volúmenes de aporte y de excavación de cada uno de los elementos de la presa se presentan en la Tabla 9-29 y Tabla 9-30 respectivamente, y los metrajes resultantes en la Tabla 9-31.

Tabla 9-29: Volúmenes de aporte

VOLÚMENES DE APOORTE		
Elemento	Material	V (m³)
Núcleo	Arcilla	161.626
Faldones	Arena+Grava	220.631
Dentellón	Arcilla	14.944
Dren de pie	Piedra partida	1.121
Revestimiento aa (m ²)	Tierra	21.460
Revestimiento AA	Arena (material fino)	4.292
Filtros	Arena	3.000
Enrocado	Bloques de 33 cm de arista	8.585

Tabla 9-30: Volúmenes de excavación

VOLÚMENES DE EXCAVACIÓN	
Elemento	V (m³)
Destape	8.928
Dentellón	14.944
Dren de pie	1.121
Canal	43.584
TOTAL	68.577

Tabla 9-31: Metrajes según rubro

METRAJES	
Rubro	V (m³)
Arcilla Fm. Libertad	176.570
Arena+Grava para faldones	220.631
Piedra partida	1.121
Bloques de 35 cm de arista	8.585
Arena para filtros	3.000
Arena para revestimiento	4.292
Tierra para revestimiento (m ²)	21.460
Excavación	68.577
TOTAL	504.237

9.9.2 COSTOS DE INVERSIÓN

En función de los metrajes presentados anteriormente, se determina el costo de inversión de la presa, el cual está compuesto por dos grandes rubros: el costo de construcción (movimiento de suelos, canal lateral, etc.) y el costo de expropiación de las tierras a inundar.

Los precios de referencia fueron tomados del mercado local y se ajustaron a julio de 2009. En la Tabla 9-32 y en la Tabla 9-33 se presenta el desglose del costo de inversión según rubros en U\$S y en UI respectivamente.

Tabla 9-32: Costo de inversión de la presa - U\$\$

COSTO DE INVERSIÓN EN U\$\$				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Excavación no clasificada a depósito	m ³	23.872	2,6	61.224
Excavación no clasificada de préstamo (p/ núcleo y dentellón)	m ³	176.570	4,3	754.733
Excavación no clasificada de préstamo (p/ faldones)	m ³	220.631	3,0	660.150
Dren de pie (piedra partida)	m ³	1.121	28	31.152
Revestimiento aguas arriba (enrocado, e=100 cm)	m ³	12.877	15,8	203.656
Revestimiento aguas arriba (transición, e=50 cm)	m ³	4.292	9,0	38.529
Protección aguas abajo (suelo e=8 cm)	m ²	21.460	2,6	55.037
Filtros/drenes de arena	m ³	3.000	20	60.269
Suministro y tendido de geotextil	m ²	21.460	3,4	73.382
Obra de toma	global	1	59.842	59.842
Excavación canal lateral	m ³	43.584	7,7	335.331
Rubros generales	global	1	10%	233.331
SUBTOTAL				2.566.637
Expropiación	há	200	6.000	1.200.000
TOTAL				3.766.637

Tabla 9-33: Costo de inversión de la presa - UI

COSTO DE INVERSIÓN EN UI				
Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Excavación no clasificada a depósito	m ³	23.872	31	739.159
Excavación no clasificada de préstamo (p/ núcleo y dentellón)	m ³	176.570	52	9.111.873
Excavación no clasificada de préstamo (p/ faldones)	m ³	220.631	36	7.969.965
Dren de pie (piedra partida)	m ³	1.121	335	376.103
Revestimiento aguas arriba (enrocado, e=100 cm)	m ³	12.877	191	2.458.730
Revestimiento aguas arriba (transición, e=50 cm)	m ³	4.292	108	465.165
Protección aguas abajo (suelo e=8 cm)	m ²	21.460	31	664.458
Filtros/drenes de arena	m ³	3.000	243	727.629
Suministro y tendido de geotextil	m ²	21.460	41	885.944
Obra de toma	global	1	722.469	722.469
Excavación canal lateral	m ³	43.584	93	4.048.444
Rubros generales	global	1	10%	2.816.994
SUBTOTAL				30.986.934
Expropiación	há	200	72.438	14.487.563
TOTAL				45.474.497

Por lo tanto, el costo de la presa resulta del orden de 3.800.000 U\$\$ (45.500.000 UI).

9.9.1 AMORTIZACIÓN DE LA INVERSIÓN

En base al costo de inversión ajustado según el rubrado presentado en el punto anterior, al costo del riego interno y al margen bruto por há bajo riego calculados en los puntos 5.2.9 y 5.3 respectivamente, se ajusta el análisis del retorno de la inversión efectuado en el punto 8.2. En dicho análisis se parte del supuesto de que la inversión se recupera con un sólo cultivo y en consecuencia se compara el área mínima requerida para recuperar la inversión en 20 años con el área máxima que permite regar el embalse si se plantara solamente el cultivo en análisis. Si el área mínima necesaria es menor que el área máxima regable por el embalse se considera que el cultivo es rentable.

9.9.1.1 Ajuste de costos y margen bruto anual

Tal como se mencionó anteriormente, en este análisis se mantienen el costo del riego interno al predio del productor y el margen bruto anual por cultivo iguales a los empleados en el capítulo 8, pero se considera el costo de inversión ajustado según el rubrado presentado en el punto anterior. En la Tabla 9-34 se muestra el costo de inversión resultante, expresado en UI.

Tabla 9-34: Costo de inversión ajustado – Zona 2

Costo INVERSIÓN (UI)	45.500.000
-----------------------------	-------------------

9.9.1.2 Ajuste de áreas mínimas necesarias por cultivo para recuperar la inversión

A partir del costo de inversión ajustado se recalculan las áreas mínimas necesarias por cultivo para cubrir la inversión en un periodo de recuperación de 20 años para distintas TIR. En la Tabla 9-35 y en la Figura 9-15 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 9-35: Ajuste de áreas mínimas en función de la TIR para recuperar la inversión en 20 años - Zona 2

TIR → Cultivo	Área mínima a regar (há)			
	2	4	6	8
Durazno	59	70	81	93
Maíz de 1era	424	500	581	667
Soja de 1era	497	586	681	781
Sorgo de 1era	2.550	3.009	3.498	4.010
Alfalfa	656	774	900	1.032

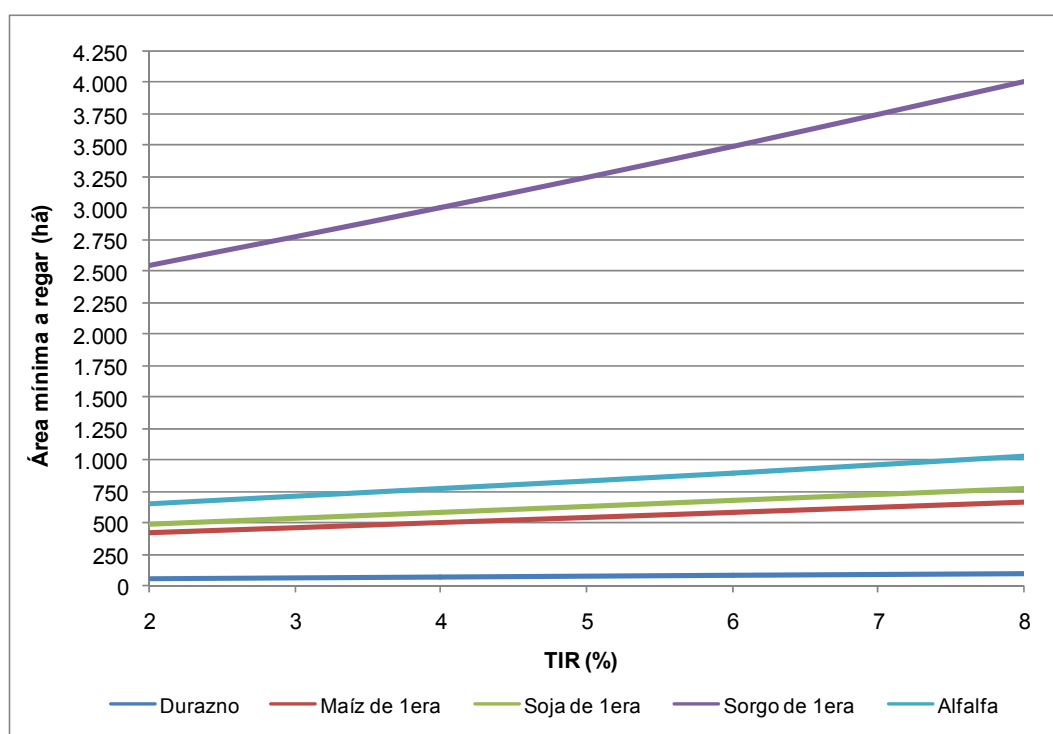


Figura 9-15: Ajuste de áreas mínimas en función de la TIR para recuperar la inversión en 20 años - Zona 2

9.9.1.3 Áreas mínimas necesarias ajustadas vs. Áreas máximas regables

Finalmente, de la comparación de las áreas mínimas requeridas para distintas TIR (presentadas anteriormente) y de las áreas máximas regables por el embalse para cada cultivo (calculadas en el punto 8.2.2), se obtienen resultados similares que con el valor de inversión estimado. En la Tabla 9-36 se presentan los cultivos factibles para una TIR de 8 %, considerada adecuada para el retorno de este tipo de inversión.

Tabla 9-36: Ajuste de cultivos factibles en función de la TIR

TIR 8 %	
Cultivo	Factible
Durazno	Si
Maíz de 1era	Si
Soja de 1era	Si
Sorgo de 1era	No
Alfalfa	No

10. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DE LA REPRESA

10.1 INTRODUCCIÓN

10.1.1 OBJETO

El objeto del emprendimiento es una represa de tierra de 19 m de altura, la cual permitirá el almacenamiento de un volumen de 10,7 millones de m³ de agua a cota de vertido (16 m), siendo el espejo de agua de 197 há a dicha cota.

10.1.2 OBJETIVO

El emprendimiento en estudio tiene por objetivo el almacenamiento de agua destinada al riego de cultivos frutícolas y agrícolas forrajeros; el mismo constituye una pieza clave para el desarrollo de un sistema de riego multipredial y multisectorial, con el cual se podrían regar aproximadamente 840 há (dependiendo de la configuración de áreas por cultivo considerada).

10.1.3 UBICACIÓN

El emprendimiento se ubica en la 10ª Sección Judicial del departamento de Colonia, a 4,5 km hacia el Norte de la ciudad de Nueva Helvecia. Tanto la presa como el lago y el vertedero quedarán comprendidos en los padrones rurales N° 611, N° 630, N° 636, N° 637, N° 638, N° 639, N° 640, N° 6.070, N° 7.248, N° 7.249, N° 16.570.

El acceso a la zona de implantación de la presa se realiza transitando 4,5 km por Ruta 53 hacia el Norte desde Nueva Helvecia, luego virando a mano izquierda y transitando 1.400 m por un camino vecinal.

Específicamente, la presa se localizará sobre el arroyo Cañada Grande, afluente del río Rosario, en el entorno del punto de coordenadas X: 368.145, Y: 6.210.627, lámina M26 – Nueva Helvecia del SGM.

En la Figura 10-1 se presenta la ubicación del emprendimiento según cartografía del SGM y en la Figura 10-2 se presenta la imagen satelital de la zona afectada.

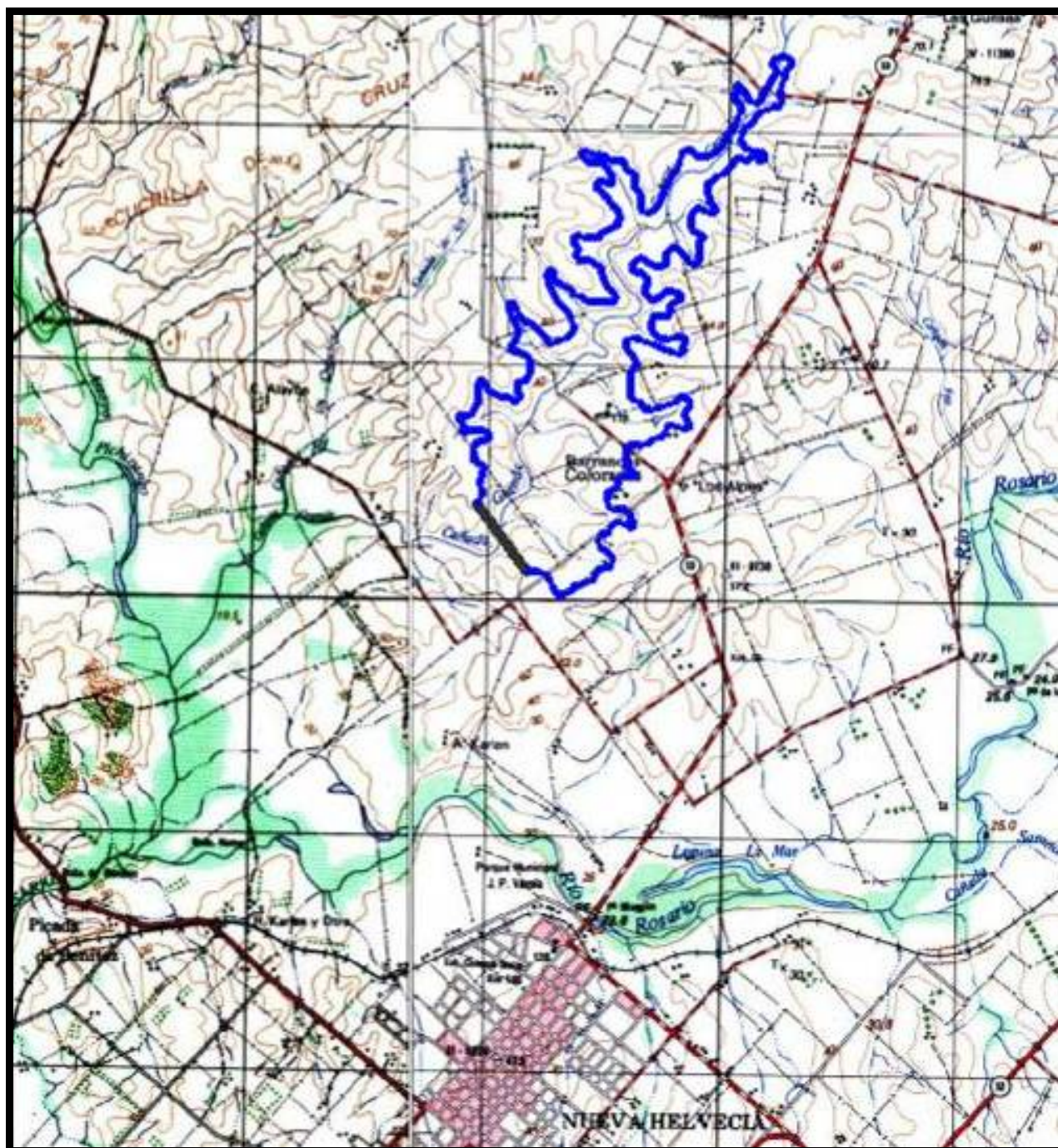


Figura 10-1: Ubicación de la represa – Cartografía SGM



Figura 10-2: Imagen satelital

10.1.4 JUSTIFICACIÓN

Este emprendimiento surge en el marco de un proyecto de riego multipredial y multisectorial para un grupo de pequeños productores, fundamentalmente lecheros y frutícolas, localizados en la zona de Colonia Valdense.

Dicho proyecto se desarrolla para superar las principales restricciones que posee la adopción de la práctica de riego extensivo a nivel nacional, que se imponen ante las elevadas pérdidas productivas en el sector agropecuario vinculadas a las deficiencias hídricas, la gran variabilidad del régimen de precipitaciones y las tendencias del cambio climático, entre otros factores.

Se trata de una zona completamente parcelada en campos de relativa poca extensión (la superficie media por productor es de 100 há), donde la limitante para cualquier programa de desarrollo productivo es el acceso al agua. Por lo tanto, este emprendimiento permitirá generar estabilidad en la producción actual, y su incremento en cantidad y calidad.

10.2 MARCO LEGAL

El marco legal del emprendimiento se refiere a toda aquella normativa que regula su actividad principal. Dentro del marco legal se identifican dos grandes elementos:

- La legislación aplicable al emprendimiento, que comprende todas las normas, permisos y autorizaciones que regulan al emprendimiento como tal.
- La denominada legislación de referencia, que comprende todos aquellos estándares, normas y recomendaciones tomadas como referencia para la evaluación ambiental del emprendimiento.

10.2.1 LEGISLACIÓN APLICABLE AL EMPRENDIMIENTO

Dentro del marco legal y reglamentario aplicable a este tipo de emprendimiento, se encuentran las siguientes leyes y reglamentos:

- Ley 16.466: Ley de Evaluación de Impacto Ambiental.
- Decreto 349/05: Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorizaciones Ambientales.
- Ley 17.283: Ley General de Protección del Ambiente.
- Ley 14.859: Código de Aguas.
- Decreto 253/79 y modificativos.
- Ley 18.308: Ley de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible.
- Ley 16.858: Ley de Riego.
- Decreto 404/01, reglamentario de la Ley de Riego.

10.2.1.1 Ley de Evaluación de Impacto Ambiental

La Ley 16.466 del 19 de enero de 1994 ha hecho obligatoria en nuestro país la realización de la Evaluación de Impacto Ambiental como procedimiento para la aceptación de una serie de actividades, construcciones u obras definidas en la misma.

Dicha Evaluación de Impacto Ambiental debe desarrollarse a través de un procedimiento y una aprobación por parte de la DINAMA donde se defina si el proyecto es ambientalmente viable o no.

10.2.1.2 Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorizaciones Ambientales

El Decreto 349/05 del 21 de setiembre de 2005, reglamentario de la Ley de Evaluación de Impacto Ambiental, establece que la aprobación por parte de la DINAMA de que el emprendimiento es ambientalmente viable toma la forma del otorgamiento de la Autorización Ambiental Previa (AAP), la que debe ser gestionada por todos los emprendimientos que se encuentran definidos en el Art. 2 de dicho Decreto.

El procedimiento para el dictado de la AAP consta de las siguientes etapas:

- Comunicación del proyecto
- Clasificación del proyecto

- Solicitud de la AAP
- Puesta de manifiesto
- Audiencia pública
- Resolución

Además, el decreto clasifica los proyectos en las siguientes categorías:

Categoría "A": incluye aquellos proyectos de actividades, construcciones u obras, cuya ejecución sólo presentaría impactos ambientales negativos no significativos, dentro de lo tolerado y previsto por las normas vigentes.

Categoría "B": incluye aquellos proyectos de actividades, construcciones u obras, cuya ejecución pueda tener impactos ambientales significativos moderados, cuyos efectos negativos pueden ser eliminados o minimizados mediante la adopción de medidas bien conocidas y fácilmente aplicables. En estos casos deberá realizarse un Estudio de Impacto Ambiental sectorial.

Categoría "C": incluye aquellos proyectos de actividades, construcciones u obras, cuya ejecución pueda producir impactos ambientales negativos significativos, se encuentren o no previstas medidas de prevención o mitigación. Dichos proyectos requerirán un Estudio de Impacto Ambiental completo.

En resumen, cuando el proyecto se clasifica en la categoría "B" o "C", previo a la solicitud de la AAP se deberá realizar el Estudio de Impacto Ambiental, siendo esto último innecesario en caso de haber sido clasificado en la categoría "A".

El presente emprendimiento queda comprendido dentro de aquellos que requieren la obtención de la AAP, según el numeral 25 del Art. 2: "Construcción de represas con una capacidad de embalse de más de 2 (dos) millones de metros cúbicos o cuyo espejo de agua supere las 100 (cien) hectáreas".

10.2.1.3 Ley General de Protección del Ambiente

La Ley 17.283 del 28 de noviembre de 2000 declara de interés general la protección del ambiente (agua, aire, suelo, paisaje, etc.) y el adecuado manejo de las sustancias tóxicas o peligrosas, así como también la conservación de la biodiversidad.

Establece los principios de política ambiental y los instrumentos de gestión ambiental, e indica las competencias de las autoridades en las materias ambientales.

Esta ley establece además algunos principios básicos para el control de la contaminación a través de la limitación de las emisiones de sustancias que puedan afectar la calidad del aire, la capa de ozono o el cambio climático, así como también de sustancias químicas y residuos sólidos.

10.2.1.4 Código de Aguas

La Ley 14.859 del 18 de diciembre de 1978 establece las normas básicas para la regulación, administración y control del uso de los recursos hídricos.

La ley establece que el Estado promoverá el estudio, la conservación y el aprovechamiento integral simultáneo o sucesivo de las aguas y la acción contra sus efectos nocivos, siendo el Poder Ejecutivo la autoridad nacional en materia de aguas.

10.2.1.5 Decreto 253/79 y Modificativos

El Decreto 253 del 9 de mayo de 1979 y sus modificaciones del 1979, 1989 y 1991 establecen las normas básicas para la prevención de la contaminación ambiental mediante el control de la contaminación de las aguas.

El decreto define cuatro clases en las que los cursos o cuerpos de agua del país se clasificarán según sus usos preponderantes actuales o potenciales.

10.2.1.6 Ley de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible

La Ley 18.308 del 22 de mayo de 2008 establece el marco regulador general para el ordenamiento territorial y desarrollo sostenible. Dentro de sus cometidos generales define las competencias e instrumentos de planificación, participación y actuación en la materia, orienta el proceso de ordenamiento del territorio hacia la consecución de objetivos de interés nacional y general, y diseña los instrumentos de ejecución de los planes y de actuación territorial.

10.2.1.7 Ley de riego y decreto reglamentario

El uso privativo de las aguas de dominio público con destino a riego podrá ser otorgado por el Poder Ejecutivo en acuerdo con el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, mediante concesión o permiso.

Están sujetas a autorización administrativa todas las construcciones de obras hidráulicas destinadas al aprovechamiento del agua para riego agrario.

En el mismo se establece que se debe conformar un *Proyecto de Riego*, compuesto de cuatro componentes: a) Obra hidráulica - Embalse, b) Plan de Uso de Suelos y Aguas, c) Disponibilidad jurídica de los predios, d) Contratos de suministro de agua a terceros, e) Componente ambiental del proyecto.

La obra hidráulica (embalse) y el derecho de uso sobre las aguas a utilizar resultan de competencia de la DNH (MTO). El Plan de Uso de Suelos y Aguas le compete a la DGRNR (MGAP). La componente ambiental del proyecto de riego es de jurisdicción institucional de la DINAMA (MVOTMA).

En el caso de obra nueva, como es el caso, se debe presentar la solicitud correspondiente con un informe técnico que incluya una memoria técnica descriptiva y los planos de la obra.

10.2.2 LEGISLACIÓN DE REFERENCIA PARA LA EVALUACIÓN AMBIENTAL

Dentro del marco legal y reglamentario aplicable a este tipo de emprendimiento, se encuentran las siguientes leyes y reglamentos:

- Ley 15.036: Ley forestal.
- Decreto 452/988 y Decreto 24/993.

10.2.2.1 Ley 15.939: Ley forestal

La Ley N° 15.939 del 28 de diciembre de 1987 regula lo concerniente a bosques, parques y terrenos forestales.

Esta Ley declara de interés nacional la defensa, el mejoramiento, la ampliación, la creación de los recursos forestales, el desarrollo de las industrias forestales, y en general, de la economía forestal.

10.2.2.2 Decreto 452/988 y Decreto 24/993

El Decreto 452 del 6 de julio de 1988 define el concepto de bosque, delimita los terrenos forestales y califica los bosques particulares.

De estos últimos establece los lineamientos de protección. En su Art. 14 prohíbe el corte o cualquier operación que atente contra la supervivencia del monte indígena y la destrucción de los bosques protectores artificiales.

En su Art. 16, modificado por el Decreto 24 del 12 de enero de 1993, establece que para obtener la autorización de corta o cualquier otra operación proyectada se deberá presentar un informe técnico con las razones que la motivan y el plan de explotación ante la DGRNR del MGAP. En las tierras con capacidad de uso agrícola correspondientes a planicies y terrenos ondulados no susceptibles de inundación, la DGRNR podrá autorizar la corta y cualquier otra operación sobre el

monte indígena en los casos en que éste limite su mejor aprovechamiento y que no medien razones de conservación de comunidades o especies arbóreas, mantenimiento de ecosistemas o razones de interés general.

10.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EMPRENDIMIENTO

El emprendimiento bajo estudio es una represa de tierra para almacenamiento de agua destinada a riego de cultivos agrícolas (maíz y soja) y frutales (principalmente durazno).

La altura de la presa será de 19 m, la cual permitirá el almacenamiento de un volumen de 10,7 millones de m³ de agua a cota de vertido (16 m), siendo el espejo de agua de 197 há a dicha cota.

10.3.1 UBICACIÓN Y ACCESOS

La presa se emplazará en los padrones rurales N° 611, N° 630, N° 636, N° 637, N° 638, N° 639, N° 640, N° 6.070, N° 7.248, N° 7.249 y N° 16.570, de la 10ª Sección Judicial del departamento de Colonia, sobre el arroyo Cañada Grande, a 4,5 km al norte de Nueva Helvecia.

Los predios pertenecen a productores de la zona, salvo el padrón N° 639 que pertenece a la escuela rural N° 112.

El acceso al predio se realiza transitando 4,5 km por Ruta 53 desde Nueva Helvecia hacia el Norte, y luego virando a mano izquierda y transitando 1.400 m por un camino vecinal. Cabe destacar que no existe caminería para el acceso al punto de cierre propiamente dicho, y que el camino vecinal puede ser intransitable en episodios de lluvias intensas.

10.3.2 PRINCIPALES COMPONENTES

Las principales componentes del emprendimiento comprenden la presa propiamente dicha, la obra de toma, el canal vertedero y el lago, las cuales se describen a continuación.

10.3.2.1 Presa

Es la estructura destinada a la contención del agua, de modo de asegurar el volumen embalsado deseado y de minimizar las infiltraciones y subpresiones perjudiciales para la estabilidad de la presa. Se trata de un dique en tierra compactada con un núcleo central de suelo arcilloso (impermeable), y faldones aguas arriba y aguas abajo de suelos de la zona (a exclusión de la tierra vegetal).

Los taludes contarán con una protección adecuada, siendo la de aguas arriba un enrocado correctamente colocado y la de aguas abajo una cobertura de tierra vegetal. El coronamiento contará con una capa superior de material granular compactado.

Las dimensiones principales de la presa se presentan en la Tabla 10-1.

Tabla 10-1: Dimensiones principales de la presa

Elemento	Valor
Altura máxima (m)	19
Altura de vertido (m)	16
Ancho de coronamiento (m)	8
Taludes	
Aguas arriba	1V:2,5H
Aguas abajo	1V:2,5H
Longitud (m)	600

10.3.2.2 Obra de toma

La obra de toma permite regular a demanda la salida de agua embalsada hacia aguas abajo de la presa. La misma estará conformada por: cámara de entrada de hormigón, tubería de PE100 de Φ 800 mm con collarines de hormigón cada 10 m, compuerta guillotina con comando sobre columna para la operación y estanque de amortiguación de hormigón armado, de tipo de impacto, a la salida.

10.3.2.3 Canal vertedero

El vertedero es la estructura que permite evacuar los excedentes de modo de evitar el sobrepasamiento de la presa durante una avenida extrema.

El mismo se materializará mediante un canal excavado en una ensilladura del terreno natural, que conducirá los excedentes a un curso intermitente que los restituye al arroyo Cañada Grande.

Las dimensiones principales del canal vertedero se presentan en la Tabla 10-2.

Tabla 10-2: Dimensiones principales del canal vertedero

Elemento	Valor
Ancho (m)	100
Altura (m)	1,7
Longitud (m)	250
Taludes	1V:1,5H

10.3.2.4 Lago

El lago presentará una extensión superficial de 197 há a cota de vertido, siendo sus dimensiones en planta de 2,5 km en dirección SW-NE, con un ancho máximo aproximado de 1.000 m.

Con la implantación del lago se verán afectadas áreas actualmente destinadas a cultivos agrícolas, caminería secundaria y una escuela rural (Nº 112).

10.3.3 PRINCIPALES ACTIVIDADES

Las actividades se analizarán según la fase del emprendimiento en la cual se desarrollan.

Para este emprendimiento en particular se consideran las fases de decisión, diseño, construcción, operación y clausura.

10.3.3.1 Fase de decisión

En esta fase se realiza un análisis de la viabilidad del emprendimiento como solución para generar estabilidad en la producción actual de la zona a regar, así como su incremento en cantidad y calidad.

El análisis de viabilidad incluye las siguientes actividades:

- Análisis ambiental y estudio de sitio de los posibles emplazamientos identificados.
- Estudio de prefactibilidad económica.

10.3.3.2 Fase de diseño

Las actividades de la fase de diseño comprenden:

- Diseño de la obra civil (presa, obra de toma y canal vertedero).
- Definición de los procedimientos constructivos pertinentes para cada caso.
- Cálculo del costo de inversión y formas de financiamiento.

- Programación de la expropiación y compensaciones para los productores afectados.
- Relocalización de la escuela rural N° 112.

10.3.3.3 Fase de construcción

Se llama fase de construcción al conjunto de las actividades que llevan a la realización de la manifestación física del emprendimiento. En este tipo de emprendimiento, los mayores cambios y modificaciones se generan en esta fase, por lo tanto es la de mayor significancia.

La fase de construcción comprende el acondicionamiento inicial del terreno y la propia construcción de la presa, de la obra de toma y del aliviadero, identificándose las siguientes actividades:

- Instalación de un obrador, con servicios para el personal de obra.
- Acondicionamiento de un área para el mantenimiento de la maquinaria vial (cambio de aceite y de filtros, y abastecimiento de combustible). Las tareas de reparación y las restantes tareas de mantenimiento se realizarán en un taller localizado en la ciudad de Nueva Helvecia.
- Retiro de la capa superficial de tierra vegetal en la zona de implantación de la presa y su acopio transitorio en condiciones adecuadas para uso posterior.
- Excavación del terreno natural hasta la roca sana, a fin de rellenarse con material arcilloso y evitar infiltraciones. El material excavado apto para los faldones se acopiará transitoriamente, mientras que el no apto se dispondrá adecuadamente aguas arriba de la presa.
- Colocación en capas y compactación de los diferentes materiales que constituyen el cuerpo de la presa.
- Instalación de la tubería de toma y elementos accesorios.
- Colocación de enrocado en el faldón de aguas arriba.
- Colocación de tierra vegetal en el faldón de aguas abajo (proveniente del acopio transitorio, y en caso de ser necesario se extraerá de aguas arriba de la presa).
- Excavación del canal vertedero y construcción de la zona de descarga al curso intermitente receptor.

La actividad más significativa de la fase de construcción es el movimiento de suelo, cuantificado en 410.000 m³.

Cabe destacar que el volumen de hormigón requerido es mínimo, por lo cual la obra no requiere de la instalación de una planta hormigonera en sitio, y el mismo se trasladará en mixer a demanda.

10.3.3.4 Fase de operación

La fase de operación involucra todas aquellas actividades vinculadas con el funcionamiento del emprendimiento. Entre las actividades incluidas en esta fase se identifican las siguientes:

- Apertura y cierre de la compuerta de la tubería de toma a modo de abastecer el caudal necesario.
- Medición diaria de los niveles de agua en el embalse.
- Registro de la pluviometría y de la evaporación.
- Monitoreo de caudales de infiltración.
- Monitoreo de la calidad de agua del lago.

10.3.3.5 Fase de mantenimiento

La fase de mantenimiento comprende a aquellas medidas destinadas a mantener el buen estado y correcto funcionamiento de la obra civil. Al tratarse de un embalse de porte significativo, la presa va a estar sometida a infiltraciones, oleaje, viento, entre otros.

Por lo tanto, en la fase de mantenimiento se incluyen las siguientes actividades:

- Mantenimiento del faldón de aguas arriba, en particular en lo que refiere al desplazamiento del enrocado.
- Mantenimiento del empastado en el faldón de aguas abajo.
- Limpieza periódica de la reja de la tubería de toma.
- Mantenimiento de la compuerta y demás componentes mecánicos.

10.3.3.6 Fase de clausura

Se llama fase de clausura al conjunto de actividades que se realizan cuando el emprendimiento deja de operar. Puede ser desde el simple abandono, hasta una serie de actividades para desmontar la manifestación física a su mínima expresión.

En este caso, dado que se trata de una obra civil de gran envergadura y elevado costo, con beneficios importantes para un gran número de productores, y con costos de mantenimiento despreciables frente a los beneficios que la misma reporta, no se considera su abandono en el presente análisis.

10.4 CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO

El emprendimiento se ubica en el departamento de Colonia, a aproximadamente 4,5 km al Norte de Nueva Helvecia.

10.4.1 MEDIO FÍSICO

10.4.1.1 Clima

El clima del departamento de Colonia se caracteriza por ser templado lluvioso, con temperaturas medias anuales de 17,4° C según datos de la estación meteorológica de la DNM más cercana, Estación Colonia. El promedio mensual alcanza una temperatura máxima de 27,3 °C en enero y una mínima de 8,1 °C en julio.

Las precipitaciones se manifiestan durante todo el año según una normal anual de 1.099 mm, con un número de días de ocurrencia que varía en torno a 70 por año.

La distribución de vientos durante el año es variada, con una velocidad media anual de los vientos reinantes de 5,3 m/s en sentido horizontal.

10.4.1.2 Geología

Según la Carta Geológica del Uruguay a escala 1:500.000, la zona en estudio se ubica sobre el basamento cristalino, en algunas zonas aflorante y en otras subyacente a sedimentos más modernos.

El basamento cristalino está constituido por rocas metamórficas y magmáticas generalmente cristalinas (granitos, gneisses, etc.).

En superficie aflora la Formación Fray Bentos, originada del Oligoceno y compuesta por areniscas muy finas y loess.

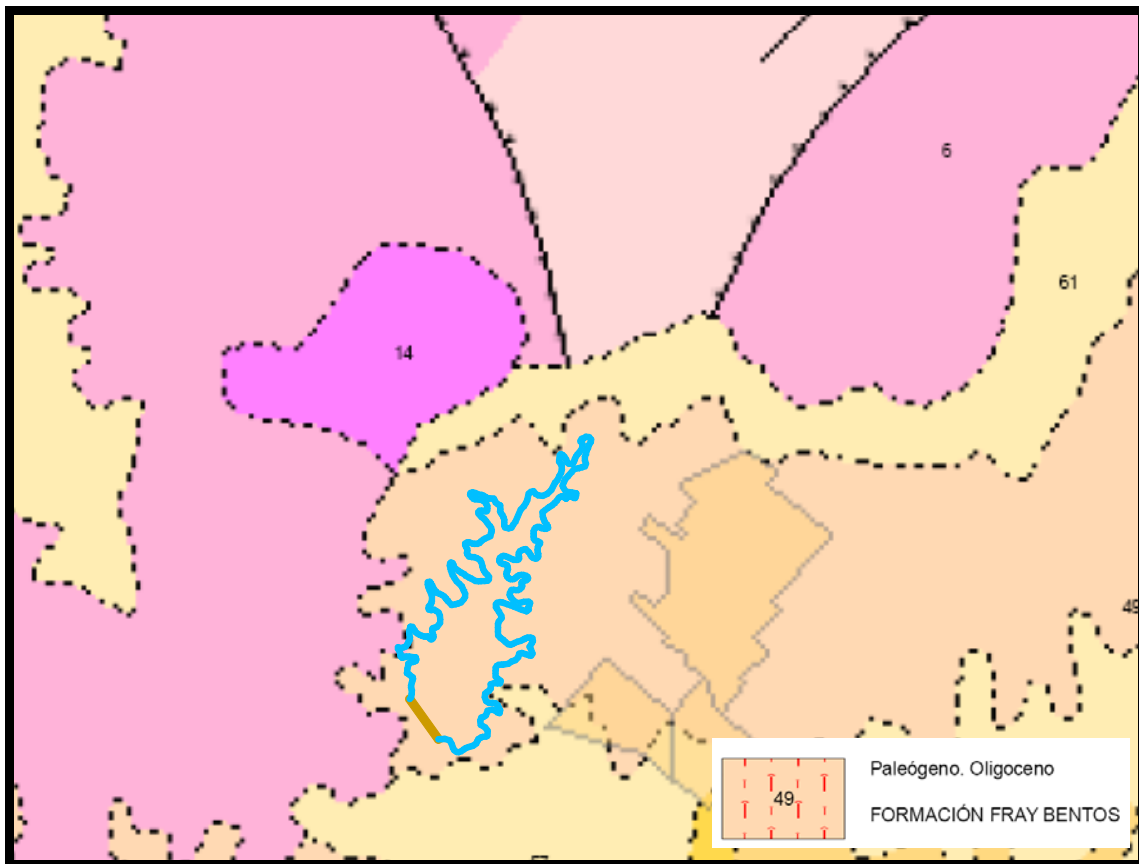


Figura 10-3: Geología

Específicamente en el área donde se emplazará la presa, el material geológico presente es microgabro, sano en profundidad, y fracturado y alterado hacia la superficie.

10.4.1.3 Geomorfología y suelos

Para la descripción de los suelos y geomorfología presente en el área afectada por el emprendimiento se toma como referencia los Grupos de Suelos CONEAT, en cartografía a escala 1:20.000, según se muestra en la Figura 10-4.

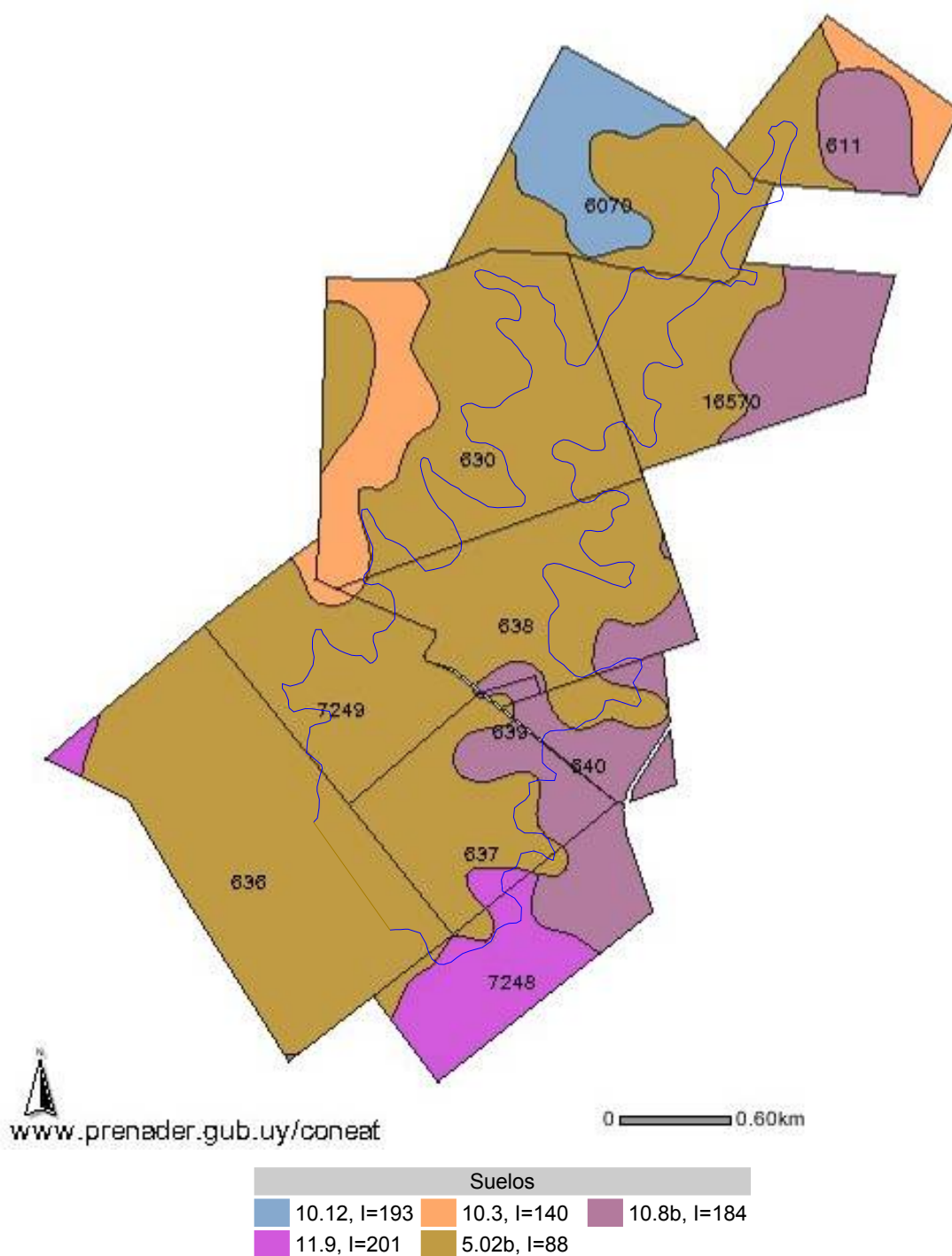


Figura 10-4: Grupos de Suelos presentes en la zona de estudio

El Grupo de Suelo más significativo es el 5.02b, representando más de 95 % del área afectada por el lago, y en menor medida el 10.8b, los cuales se describen a continuación.

Grupo 5.02b

El relieve es ondulado y ondulado fuerte, con pendientes modales de 5 % a 7 %.

Los suelos son Brunosoles Subeútricos Háplicos moderadamente profundos y superficiales (Praderas Pardas moderadamente profundas y Regosoles), a los que se asocian Inceptisoles (Litosoles) a veces muy superficiales. El horizonte superior es de color pardo y pardo rojizo, a veces pardo

amarillento, de textura franca, franco gravillosa o arenoso franca con gravillas abundantes; la fertilidad es media, a veces baja. La rocosidad es moderada y varía entre 2 % y 10 % del área con afloramientos. En toda el área pueden existir bajos angostos, asociados a vías de drenaje de poca importancia, que contienen Gleysols Lúvicos (Gley húmicos) y Brunosols Eútricos Típicos o Lúvicos (Praderas Negras y Praderas Pardas máximas), hidromórficas, que contienen muy buenas pasturas estivales.

Este grupo corresponde a la unidad San Gabriel - Guaycurú en la Carta de Suelos a escala 1:1.000.000.

Grupo 10.8b

El relieve es suavemente ondulado a ondulado con predominio de pendientes de 1 % a 4 %.

Los suelos corresponden a Vertisols Rúpticos Típicos y Lúvicos (Grumosols) y Brunosols Eútricos y Subeútricos Típicos (Praderas Negras y Pardas medias), de color negro o pardo muy oscuro, textura franco arcillo limosa, fertilidad alta y moderadamente bien drenados.

Este grupo corresponde a las unidades Tala - Rodríguez, Libertad y San Jacinto e integra en menor proporción las unidades Ecilda Paullier - Las Brujas e Isla Mala de la Carta de Suelos a escala 1:1.000.000.

Los Grupos de Suelos CONEAT no son estrictamente unidades cartográficas básicas de suelo, sino que constituyen áreas homogéneas, definidas por su capacidad productiva en términos de carne bovina, ovina y lana en pie. Esta capacidad se expresa por un índice relativo a la capacidad productiva media del país, a la que corresponde el índice 100. Se definen 188 agrupamientos de suelos con similar productividad, en una escala de 0 a 263.

En la Tabla 10-3 se presenta la superficie y el índice de productividad CONEAT para cada uno de los padrones afectados por la represa.

Tabla 10-3: Índices de productividad

Nº Padrón	Superficie (há)	Índice
6.070	1.253.783	134
611	705.584	142
630	2.256.749	103
638	1.187.191	104
7.249	937.433	93
16.570	1.246.972	131
640	392.761	159
637	937.433	122
639	24.554	169
7.248	841.054	192
636	2.208.353	93

10.4.1.4 Hidrografía superficial

El emprendimiento se establece en la cuenca del río Rosario, sobre el arroyo Cañada Grande, afluente del arroyo Pichinango, este último tributario directo del río Rosario.

La cuenca de aporte en el punto de cierre seleccionado tiene una extensión de 3.550 há.

En cuanto al régimen de escurrimiento, no se dispone de registros sobre el arroyo Cañada Grande; la estación de aforo de la DNH más cercana se localiza en Picada Benítez sobre el río Rosario (Est. 176), aguas abajo de la presa.

Cabe destacar que el arroyo Cañada Grande presenta periodos de intermitencia en épocas de seca.

Con respecto a la calidad de agua del curso afectado, no se dispone de información específica.

10.4.2 MEDIO BIOLÓGICO

10.4.2.1 Ecosistema terrestre

En la zona el ecosistema dominante es la pradera con un alto grado de intervención antrópica. La pradera es una comunidad herbácea heterogénea compuesta principalmente por gramíneas anuales y perennes, con una variedad de especies importantes con ciclos estivales o invernales, una biota nativa en franco retroceso y una biota exótica en adaptación permanente debido a la utilización antrópica de los predios.

Uno de los caracteres más importantes de la pradera es el alto número de especies, casi 2.000, y la diversidad de caracteres vegetativos representados. Aquí predominan las gramíneas, con aproximadamente 400 especies, y los pastos bajos.

La diferencia del ciclo anual determina que siempre habrá especies en una distinta etapa del desarrollo, lo que permite una cobertura continua durante todo el año.

En las márgenes del arroyo Cañada Grande se desarrolla vegetación de mayor porte, dada la mayor disponibilidad de agua. Sin embargo, la misma no constituye ecosistema de monte ribereño, predominando especies de porte arbustivo.



Figura 10-5: Vegetación en las márgenes del arroyo Cañada Grande

Las aves típicas de este hábitat son la Perdiz (*Nothura maculosa*), el Chingolo Ceja Amarilla (*Ammodramus humeralis*), el Tero (*Vanellus chilensis*), y el Benteveo (*Pitangus sulphuratus*).

En las zonas con árboles dispersos se encuentra la Calandria Común (*Mimus saturninus*), el Churrinche (*Pyrocephalus rubinus*) y el Hornero (*Furnarius rufus*).

Dentro de los ofídeos más representativos se encuentran la crucera (*Bothrops alternatus*), yarará (*Bothrops neuwiedi pubescens*) y coral (*Micrurus frontalis altirostris*).

Dentro de los mamíferos más comunes se destacan el zorro de monte (*Cercopithecus thous enterianus*), el zorrillo (*Conepatus chinga suffocans*), el apereá (*Cavia aperea pamparum*) y el tatú (*Dasypus novemcinctus novemcinctus*), siendo las últimas dos, especies en peligro de extinción.

10.4.2.2 Ecosistema acuático

El ecosistema acuático de la zona es dinámico, ya que se desarrolla en un curso de agua lótico.

Si bien no se dispone de información específica del ecosistema afectado, debiéndose realizar el estudio biológico correspondiente, se estima que en el mismo se pueden encontrar especies autóctonas como tararira (*Hoplias malabaricus*), bagre negro (*Rhamdia quelen*), armado (*Oxydoras kneri*), vieja del agua (*Hypostomus* spp.), entre otros.

10.4.3 MEDIO ANTRÓPICO

10.4.3.1 Población

El emprendimiento se ubica en un área rural del departamento de Colonia, siendo la densidad de población en las zonas aledañas de aproximadamente 2 hab/km². En dicha zona se distinguen hogares muy distantes entre sí, propiedad de productores lecheros principalmente.

El centro poblado más cercano al emprendimiento es la ciudad de Nueva Helvecia, localizada aproximadamente a 4,5 km al Sur. Nueva Helvecia cuenta con una población de 9.607 habitantes, según datos censales del año 2004, siendo la cuarta ciudad en importancia del departamento de Colonia.

10.4.3.2 Usos del suelo

El uso del suelo predominante es el pastoril, con vegetación de pradera invierno-estival de buena calidad y en general alta densidad de espartillo. Existen áreas cultivadas, ya sea con propósitos forrajeros (cuenca lechera) o cultivos invierno-estivales en general.

En la zona en estudio la tenencia de la tierra está en manos de propietarios medianos que poseen predios cuya extensión se encuentra entre 100 y 1.000 há.

10.4.3.3 Sector productivo local

La zona se destaca por su significativa producción de lácteos, desde una amplia variedad de quesos, manteca, yogur, dulce de leche y crema doble entre otros.

La agricultura tiene por cultivos más significativos el maíz y el girasol, varios tipos de frutales como el duraznero y el manzano, y una amplia variedad de cultivos forrajeros.

También se desarrolla la apicultura, siendo las zonas aledañas a Nueva Helvecia las de mayor explotación apícola del país.

10.4.3.4 Viviendas en la zona

Las viviendas ubicadas en los padrones afectados por la represa se ubican en un nivel de terreno superior a la cota máxima inundable por el lago (correspondiente a un periodo de retorno de 1.000 años). Las mismas pertenecen a pequeños productores de la zona.

A 1.300 m al Noreste del punto de cierre se encuentra la escuela rural N° 112 (padrón N° 639), a la cual asisten 12 alumnos de forma regular. La misma se encuentra a una cota inferior a la máxima inundable por el lago.

10.4.3.5 Infraestructura vial y tránsito

Las vías de comunicación más importantes de la zona son Ruta 1 y Ruta 53.

La Ruta 1 une las ciudades de Montevideo y Colonia del Sacramento en un recorrido de 168 km de extensión en dirección Este-Oeste, pasando 12 km al Sur del emprendimiento.

La Ruta 53 se extiende en dirección Sur-Norte, desde un empalme con Ruta 1 (km 118) hasta un empalme con Ruta 12, ubicándose muy próxima hacia el Este de la represa. El pavimento es de hormigón y se encuentra en buen estado en el tramo comprendido entre el empalme con Ruta 1 (km 118) y la ciudad de Nueva Helvecia. El siguiente tramo hasta Ruta 12 es de pavimento de tosca. El TPDA relevado en el año 2000 en el tramo Ruta 1 – Nueva Helvecia es de 307 vehículos, de los cuales 227 corresponden a autos, 24 a ómnibus y el resto a vehículos de carga. No se dispone de datos para el siguiente tramo.

10.4.4 MEDIO SIMBÓLICO

10.4.4.1 Paisajes

El paisaje predominante es de relieve levemente ondulado, apreciándose laderas de pendientes algo más significativas, y zonas de valle cubiertas por vegetación nativa, principalmente árboles y arbustos de baja altura. Se aprecian afloramientos rocosos e interrupciones en el paisaje por monte artificial.



Figura 10-6: Visuales del entorno

Para la descripción del paisaje se consideran dos parámetros paisajísticos relevantes: la calidad y la susceptibilidad del mismo.

La calidad del paisaje es determinada por las características naturales. Como ya fue mencionado anteriormente, el emprendimiento se encuentra en un área rural donde no se identifican elementos paisajísticos de relevancia a ser conservados, por lo que la calidad del paisaje se considera de media a baja.

La susceptibilidad del paisaje es impuesta por las posibilidades de percibir un paisaje, ligado a su vez a la frecuencia con que el mismo es visto. El emprendimiento se ubicará a varios kilómetros de cualquier camino significativamente transitado, y la zona es actualmente accesible únicamente por caminos vecinales. Sumado a esto, la densidad de población es marcadamente baja por lo cual se considera que la probabilidad de que el mismo sea visto es muy baja.

10.4.4.2 Sitios de valor arqueológico, histórico o cultural

En el entorno inmediato de la zona en estudio no se encuentran sitios de valor histórico o cultural.

En la ciudad de Nueva Helvecia, en la intersección de las calles Luis Dreyer y 25 de agosto, se encuentra el "Cine Helvético". Fue erigido en el año 1910 y declarado Monumento Histórico Nacional el 20 de enero de 2005. También se encuentra el monumento "El Surco", del escultor Aristides Bassi, en la Plaza de los Fundadores, declarado Monumento Histórico Nacional el 24 de agosto de 1976. Dicha plaza también es Monumento Histórico Nacional desde la misma fecha.



Figura 10-7: Monumentos Históricos Nacionales

En cuanto a la arqueología, si bien la información disponible indica que no existen sitios de valor a conservar, se deberá realizar un informe arqueológico de detalle en la zona de afectación de la represa.

10.5 ANÁLISIS DE ASPECTOS AMBIENTALES

10.5.1 IDENTIFICACIÓN DE ASPECTOS AMBIENTALES

Se entiende por aspecto ambiental a cualquier elemento o característica que derive de una actividad del emprendimiento, o cualquier sustancia o producto utilizado o generado por éste, que sea susceptible de interactuar con el medio ambiente y producir impactos ambientales. Los aspectos, por lo tanto, surgen de una actividad que se hubiera identificado como tal.

Los aspectos identificados son los siguientes:

- Aspectos de la fase de construcción (movimiento de suelos, tránsito inducido, emisión de ruido y polvo, y generación de residuos).
- Presencia física de la represa.
- Modificación de los patrones de escurrimiento.
- Modificación de la calidad de agua.
- Expropiación de tierras productivas.
- Aumento de disponibilidad de agua para riego.

En la Tabla 10-4 se presenta la lista de aspectos identificados y las fases correspondientes.

Tabla 10-4: Aspectos identificados

Aspecto ambiental	Fase del emprendimiento					
	Decisión	Diseño	Construcción	Operación	Mantenim.	Clausura
Movimiento de suelos			x			
Pérdida de cobertura vegetal			x			
Tránsito inducido			x			
Emisión de ruido y polvo			x			
Generación de residuos			x			
Presencia física de la represa			x	x		
Modificación de los patrones de escurrimiento			x	x		x
Modificación de la calidad del agua				x		
Expropiación de tierras productivas		x				
Aumento de disponibilidad de agua para riego				x		

10.5.2 CARACTERIZACIÓN DE ASPECTOS AMBIENTALES

10.5.2.1 Aspectos de la fase de construcción

Todas las obras civiles presentan una serie de aspectos ambientales que por comodidad se suelen analizar todos juntos ya que se derivan de las mismas actividades generadoras. Las obras civiles previstas para este emprendimiento comprenden la instalación de un obrador con servicios para el personal de obra, la construcción del cuerpo de la presa, el canal lateral y la obra de toma, el acondicionamiento de un área para el mantenimiento de la maquinaria vial y para el acopio transitorio de materiales.

Los aspectos identificados son los siguientes:

- Movimiento de suelos.
- Pérdida de cobertura vegetal.
- Tránsito inducido.
- Emisión de ruido y polvo.
- Generación de residuos.

10.5.2.1.1 Movimiento de suelos

Este es el aspecto más significativo dentro de la fase de construcción, dado los grandes volúmenes de excavación y de préstamo (69.000 m³ y 440.000 m³ respectivamente) necesarios para la construcción del cuerpo de la presa y del canal vertedero.

A continuación se desglosan los metrajes según los distintos rubros.

- Remoción de suelo orgánico: 8.900 m³.
- Excavación para fundación de la presa: 15.000 m³.
- Excavación para canal vertedero: 43.600 m³.
- Aporte de arcilla para dentellón y núcleo central: 176.600 m³.
- Aporte de arena y grava para los faldones: 221.000 m³.
- Aporte de tierra vegetal: 21.500 m².
- Enrocado en el faldón de aguas arriba: 8.600 m³.
- Aporte de arena para filtros y revestimiento: 7.300 m³.

10.5.2.1.2 Pérdida de cobertura vegetal

Previo a la construcción del cuerpo de la presa se realizará el retiro de la capa superficial de tierra vegetal en la zona de implantación de la misma (desmonte), de forma de lograr una adecuada cimentación. Este suelo no será descartado, se acopiará provisoriamente para que una vez terminada la presa su faldón de aguas abajo pueda ser recubierto con el mismo y así favorecer el crecimiento de gramilla para evitar la erosión.

Según el perfil geológico, el suelo vegetal tiene una potencia de 20 cm, por lo tanto el desmonte será equivalente a dicho espesor y en una extensión superficial de 4,5 há.

10.5.2.1.3 Tránsito inducido

El tránsito inducido se genera debido a la circulación de los camiones que transportan los materiales para la construcción del cuerpo de la presa.

Cabe destacar que los mayores volúmenes de aporte, correspondientes al núcleo y faldones de la presa, se extraerán de zonas muy próximas, por lo cual sólo se prevé el transporte en camión desde distancias mayores de los materiales calificados (arena, piedra partida, enrocado, etc.).

10.5.2.1.4 Emisiones de ruido y polvo

Durante el desarrollo de las obras, se generarán emisiones de ruido y polvo, asociadas fundamentalmente a la operativa de la maquinaria empleada en este tipo de obra.

La maquinaria a emplear será la típica de este tipo de obra: retroexcavadora, traílla, compactadora y camión de carga.

10.5.2.1.5 Generación de residuos

Durante la fase de construcción se prevé la generación de distintos tipos de residuos asociados a las obras civiles, tanto orgánicos como inorgánicos, producto del movimiento de suelos.

10.5.2.2 Presencia física de la represa

La manifestación física de la represa comprende el lago de 197 há de extensión superficial y 19 m de profundidad respecto al terreno natural en su parte más profunda, y la presa de materiales sueltos de 600 m de longitud, con talud empastado.

10.5.2.3 Modificación de los patrones de escurrimiento

El represamiento del curso de agua implica una modificación en los patrones de escurrimiento: inmediatamente aguas arriba de la presa se generará un cuerpo de agua léntico, mientras que aguas abajo de la misma se alterará el régimen de caudales.

Por otro lado, se prevé la evacuación de los excedentes de una avenida mediante un canal vertedero el cual descargará en un curso intermitente, modificando así el patrón de escurrimiento del mismo.

10.5.2.4 Modificación de la calidad del agua

El pasaje de condiciones lógicas a lénticas en el curso de agua podrá generar cambios en la calidad de agua (turbiedad, temperatura, sólidos, oxígeno disuelto, nitratos, fosfatos, salinidad, pH, etc.).

10.5.2.5 Expropiación de tierras productivas

Al llenar el embalse se producirá la inundación de 197 há actualmente destinadas a otros usos, por lo cual se impone el desplazamiento involuntario de los productores directamente afectados y de la escuela rural, o la pérdida de tierras productivas para aquellos productores que permanezcan en la cuenca.

10.5.2.6 Aumento de disponibilidad de agua para riego

La construcción de la represa, con una capacidad de almacenamiento de 10,7 millones de m³, generará un aumento de la disponibilidad de agua, permitiendo el riego de 840 há aproximadamente pertenecientes a distintos productores de la zona.

10.5.3 FACTORES AMBIENTALES

Se llama factor ambiental a cualquier componente que integra el medio ambiente, cualquiera sean sus características. Para la identificación de los factores ambientales, los mismos se clasifican según el medio en el que se encuentran.

10.5.3.1 Medio Físico

Dentro del medio físico se identifican los siguientes factores:

- Escurrimiento superficial.
- Calidad de agua.
- Suelo.
- Calidad de aire.

10.5.3.2 Medio Biológico

Dentro de este medio se identifican los siguientes factores:

- Cobertura vegetal.
- Biota terrestre.

- Biota acuática.

10.5.3.3 Medio Antrópico

Dentro del medio antrópico se identifican los siguientes factores:

- Población.
- Usos del suelo.
- Sector productivo local.
- Viviendas en la zona.
- Infraestructura vial y tránsito.

10.5.3.4 Medio Simbólico

En el medio simbólico se encuentran los factores que tienen un carácter subjetivo por la importancia que el hombre le pueda dar. Entre dichos factores se encuentran:

- Paisaje.
- Sitios de valor arqueológico, histórico o cultural.

10.5.4 MATRIZ DE INTERACCIÓN

En la matriz de interacción se cruzan los aspectos ambientales del emprendimiento en estudio con los factores ambientales que se pueden ver afectados.

La posibilidad de afectación se determina en la intersección de la matriz, indicando además el grado de interacción según la siguiente escala dada por un código de colores:

- Bajo (color verde).
- Medio (color amarillo).
- Alto (color rojo).

A su vez, la interacción entre el aspecto y el factor puede ser directa (D), si algún aspecto de la actividad afecta directamente al factor impactado, o indirecta (I), si la afectación es resultado de algún otro efecto producido por la actividad.

En base a las interacciones determinadas, se identifican los impactos que los distintos aspectos generan sobre los factores ambientales. Se evaluarán especialmente los impactos derivados de aquellos aspectos cuyo grado de interacción con los factores es medio y alto.

En la Tabla 10-5 se presenta la matriz de interacción para el emprendimiento en estudio.

Tabla 10-5: Matriz de interacción aspecto/factor

MEDIOS	FACTORES	ASPECTOS									
		Movimiento de suelos	Pérdida de cobertura vegetal	Tránsito inducido	Emisión de ruido y polvo	Generación de residuos	Presencia física de la represa	Modificación de los patrones de escurrimiento	Modificación de la calidad del agua	Expropiación de tierras productivas	Aumento de disponibilidad de agua para riego
FÍSICO	Escurrecimiento superficial	D	D					D			
	Calidad del agua	D			I	I		I	D		
	Suelo	D	D			D	D	D			
	Calidad del aire	D		D	D						
BIOLOGICO	Cobertura vegetal	D	D				D				
	Biota terrestre	D	D				D				
	Biota acuática						D	D	D		
ANTRÓPICO	Población				D					D	D
	Uso de Suelo	I					D			D	
	Sector productivo local						I			D	D
	Viviendas en la zona						D			D	I
	Infraestructura vial y tránsito	I		D			D				
SIMBÓLICO	Paisajes	D				D	D				
	Sitios de valor arqueológico, histórico o cultural										

	Bajo
	Medio
	Alto

D	Directo
I	Indirecto

10.6 ANÁLISIS DE IMPACTOS AMBIENTALES

Se denomina impacto ambiental a toda modificación de cualquier factor ambiental o de alguna de sus relaciones producida por una acción, actividad o aspecto de un emprendimiento.

Se considera que un impacto es significativo cuando la afectación del mismo es suficientemente grande como para ser objeto particular de estudio.

10.6.1 METODOLOGÍA

La metodología empleada para la presente evaluación ambiental es la siguiente:

Luego de la identificación y caracterización de cada aspecto realizada en el capítulo anterior, se procede a la **identificación** de los posibles impactos que pueden derivarse de los mismos.

Con los impactos identificados se procede a la construcción de matrices de **valoración** a fin de seleccionar aquellos que se consideren significativos, completando las mismas acorde al criterio definido en el siguiente punto.

Posteriormente se procede a la **evaluación** de los impactos significativos. La evaluación del impacto se realiza comparando con algún criterio que permita definir la aceptabilidad del mismo o la necesidad de algún tipo de mitigación.

Finalmente se procede a verificar si el emprendimiento tiene implementadas **medidas de mitigación** así como la efectividad de las mismas, estableciendo lineamientos para nuevas medidas de mitigación en caso que se consideren necesarias.

10.6.2 CRITERIOS PARA LA VALORACIÓN

Para la valoración cualitativa de los impactos identificados se utiliza una metodología clásica de matriz. En las columnas de la matriz se colocan las variables a valorar y en cada una de las filas se colocan los impactos identificados.

Para la valoración se consideran las siguientes variables, tomadas de la Guía para la Solicitud de la Autorización Ambiental Previa elaborada por la DINAMA:

- **Tipo:** Indica si los impactos pueden considerarse negativos o positivos de acuerdo al signo de la afectación que produce.
- **Magnitud:** Mide el grado de amplitud del impacto desde el punto de vista de la magnitud de la actividad que lo genera. Para su clasificación se tomará una graduación de 1 a 5 en la que la graduación es de carácter exponencial, es decir, un impacto de magnitud 2 es el doble del de magnitud 1 y uno de magnitud 3 el doble del de magnitud 2. De esta forma un valor 4 es 4 veces más que 2 y no solamente el doble de éste.
- **Importancia:** Mide el impacto desde el punto de vista del recurso afectado. En este sentido, un impacto podría tener una gran magnitud, pero al no afectar un recurso ambiental importante este impacto tiene baja importancia. En caso contrario puede ser muy importante, aunque la magnitud sea baja, por afectar a un recurso ambiental muy sensible. Para la medición de esta característica se utilizará una escala de 1 a 5 con las mismas características de la magnitud.
- **Extensión:** El impacto se cataloga como puntual (Pun) si la acción impactante produce una alteración muy localizada, parcial (Par) si el efecto tiene incidencia apreciable en el área estudiada y total (Tot) cuando abarca toda el área de estudio.
- **Persistencia:** El impacto se clasifica como temporal (T) cuando la alteración no es permanente, pudiéndose identificar su plazo de manifestación, y como permanente (P) cuando la alteración es indefinida en el tiempo.
- **Recuperabilidad:** Es el grado en que el ambiente puede recuperarse del impacto recibido. Puede ser irrecuperable (I) cuando la afectación supone una pérdida imposible de reparar, irreversible (Ir) cuando el ambiente no se recupera por sí solo de su afectación pero aún ésta es posible, reversible (R) cuando el daño es asimilado por el ambiente y éste se recupera luego de extinguido el efecto, y fugaz (F) cuando la recuperación es inmediata.
- **Probabilidad:** Mide la probabilidad de ocurrencia del impacto. Se toma una escala de tres valores clasificando como certero (C), probable (P) y poco probable (PP) según la probabilidad de ocurrencia del impacto.

10.6.3 CRITERIOS PARA LA CLASIFICACIÓN

En base a las características de valoración descritas anteriormente, se clasifican los impactos según su nivel de significancia. Para ello se adopta la siguiente escala:

- Bajo (B).
- Medio (M).
- Alto (A).

Se prestará especial atención a todos los impactos clasificados como de media y alta significancia, estableciendo para ellos las medidas de mitigación que se consideren más adecuadas.

10.6.4 ASPECTOS DE LA FASE DE CONSTRUCCIÓN

10.6.4.1 Identificación de posibles impactos

Los principales impactos previstos en la fase de construcción, asociados a los aspectos vinculados a las obras civiles a realizarse, son los siguientes:

- Desarrollo de procesos erosivos localizados.
- Aumento del riesgo de accidentes en Ruta 53.
- Afectación a la calidad de aire por emisión de polvo.
- Afectación a vecinos por aumento del nivel sonoro.
- Contaminación de suelos y cursos de agua por generación de residuos.

10.6.4.2 Valoración de impactos

Tabla 10-6: Valoración de impactos – Aspectos de la fase de construcción

Impacto	Tipo	Mag.	Imp.	Ext.	Pers.	Rec.	Prob.	Sig.
Desarrollo de procesos erosivos.	-	1	2	Pun	T	R	P	B
Aumento del riesgo de accidentes en Ruta 53.	-	1	2	Par	T	R	P	M
Afectación a la calidad de aire por emisión de polvo.	-	2	2	Par	T	R	C	M
Afectación a los vecinos por aumento del nivel sonoro.	-	1	2	Par	T	F	P	B
Contaminación de suelos y cursos de agua por generación de residuos.	-	1	2	Pun	T	Ir	PP	B

10.6.4.3 Evaluación de impactos

Desarrollo de procesos erosivos localizados

El movimiento de suelos podrá provocar el desarrollo de procesos erosivos localizados por efecto de la escorrentía, principalmente sobre las zonas de acopio de material o donde se realice el desmonte del terreno.

El acopio de materiales será de carácter transitorio, siendo los mismos retirados al completarse la fase de construcción del emprendimiento. Si se toman las medidas adecuadas para el manejo de los mismos, controlando las pendientes y evitando el arrastre de material fino, el riesgo de desarrollo de procesos erosivos es mínimo.

Lo mismo sucederá con las superficies de las cuales se retirará la cobertura vegetal; la exposición será de carácter transitorio y si se toman las medidas adecuadas para el manejo del escurrimiento, el riesgo de desarrollo de procesos erosivos es mínimo.

Por lo tanto, se considera que el impacto asociado al desarrollo de procesos erosivos localizados no es significativo bajo una adecuada gestión de las superficies expuestas.

Aumento del riesgo de accidentes en Ruta 53

El tránsito inducido por el movimiento de materiales hacia la obra en la fase de construcción generará un aumento del riesgo de accidentes en las vías de circulación, fundamentalmente en Ruta 53.

Como fuera mencionado anteriormente, sólo se prevé el transporte en camión desde lugares alejados al de implantación de los materiales calificados (arena, piedra partida, enrocado, etc.). En base a los volúmenes a movilizar y a los plazos de obra previstos, se estima un flujo máximo de 8 camiones diarios.

Para realizar la evaluación, sólo se dispone de datos de TPDA en el tramo comprendido entre el empalme con Ruta 1 (km 118) y la ciudad de Nueva Helvecia, siendo el tramo más afectado el comprendido entre Nueva Helvecia y el emprendimiento.

Para el primer tramo, el máximo tránsito inducido por el emprendimiento representa el 14 % del TPDA de vehículos de carga y menos del 3 % del TPDA total. Además, dado que dicho tramo se encuentra en buenas condiciones y bien señalizado, se considera que este impacto no es significativo.

En el segundo tramo, con un nivel de tránsito inferior al primero y con mala señalización, este impacto resulta significativo, haciéndose necesario adoptar medidas de mitigación para tornarlo aceptable.

Afectación a la calidad de aire por emisión de polvo

El movimiento de suelos, los acopios de material y la circulación de la maquinaria en pavimentos de materiales sueltos son fuentes de emisión de polvo que podrán afectar la calidad de aire.

Si bien todas estas fuentes son potenciales generadoras de polvo, se estima que en la etapa correspondiente al volcado y colocación del material en sitio es cuando se generará la mayor emisión de material particulado. Se considera que la dispersión está restringida, por lo que dicho efecto tendrá un alcance parcial, sin afectar zonas más alejadas a la de implantación de la presa, resultando en un impacto de significancia media.

Si se toman las medidas de mitigación adecuadas para disminuir las emisiones, se considera que este impacto resultará aceptable en el entorno.

Afectación a vecinos por aumento del nivel sonoro

Durante el desarrollo de las obras también se generarán emisiones de ruido, asociadas fundamentalmente a la operativa de la maquinaria empleada en este tipo de obra, las cuales podrán generar molestias a los vecinos de la zona.

La vivienda más cercana se ubica en un radio mayor a 900 m de la zona de obra, distancia muy superior a la necesaria para lograr una atenuación del nivel sonoro de la fuente a niveles aceptables por el receptor.

Además, las actividades se desarrollarán en horario diurno (entre 7 y 18 hs).

Por lo tanto, el impacto derivado de la generación de ruido no se considera significativo.

Contaminación de suelos y cursos de agua por generación de residuos

En cuanto a la generación de residuos asociados a las obras civiles, entre ellos se encuentran residuos orgánicos provenientes del destape del suelo, restos inorgánicos correspondientes a suelos más profundos producto de la excavación y residuos generados en el mantenimiento de maquinaria.

Según lo mencionado anteriormente, no se generarán residuos de tipo orgánico específicos de la zona de destape, ya que los mismos serán utilizados posteriormente como revestimiento del talud de aguas abajo.

El material generado en la excavación del suelo y que no pueda ser utilizado como material de préstamo para el cuerpo de la presa, será dispuesto en la zona inundable, aguas arriba de la presa. Si bien los volúmenes generados serán importantes, la solución adoptada para su disposición es adecuada.

En lo que refiere a la generación de residuos en el mantenimiento de maquinaria, los mismos corresponderán a filtros de aceite y aceite usado. La cantidad de aceite usado se estima en 15 a

20 L por máquina por mes, cantidad que será manejable en los mismos recipientes en los cuales se adquiere en plaza (tanques de 200 L) para su almacenamiento y retorno a empresas que lo adquieren y comercializan, al igual que los filtros usados que serán lavados y almacenados.

Por lo tanto, considerando que una adecuada gestión en obra minimizará la dispersión de contaminantes en el entorno, no se prevén impactos negativos significativos en el mismo durante la etapa de obra.

10.6.4.4 Medidas de Mitigación

Como medida de mitigación se propone atender las recomendaciones de gestión establecidas en el Manual Ambiental de la DNV dado que este aspecto presenta mucha similitud con las obras viales, con el cual se logrará una adecuada gestión de obra para minimizar la introducción de contaminantes en el entorno por mínimo que sea su efecto.

También se sugieren adoptar las medidas pertinentes para reducir el riesgo de accidentes en Ruta 53, explicitadas en el PGA – Construcción.

10.6.4.5 Conclusión

De la evaluación precedente se concluye que, si bien algunos de los aspectos asociados a la fase de construcción generarán impactos significativos, los mismos resultan aceptables en el entorno, encontrando que la mayor parte de las afectaciones serán locales, con afectación directa dentro de la zona de implantación de la presa.

Además, una adecuada gestión ambiental de obra, siguiendo las recomendaciones establecidas en el manual ambiental de la DNV, contribuirá a minimizar el efecto de varios de los impactos identificados.

10.6.5 PRESENCIA FÍSICA DEL EMPRENDIMIENTO

10.6.5.1 Identificación de posibles impactos

En cuanto a la presencia física del emprendimiento, se identificaron los siguientes impactos:

- Cambio en el uso del suelo.
- Afectación paisajística.
- Pérdida de tierras silvestres y hábitat de la biota terrestre.
- Afectación a la biota acuática.
- Fomento de actividades recreacionales y pesqueras.

10.6.5.2 Valoración de impactos

Tabla 10-7: Valoración de impactos – Presencia física del emprendimiento

Impacto	Tipo	Mag.	Imp.	Ext.	Pers.	Rec.	Prob.	Sig.
Cambio en el uso del suelo.	-	2	1	Par	P	Ir	C	A
Afectación paisajística.	±	2	1	Par	P	Ir	C	B
Pérdida de tierras silvestres y hábitat de la biota terrestre.	-	1	2	Pun	P	Ir	C	M
Afectación a la biota acuática.	-	1	2	Pun	P	Ir	C	M
Fomento de actividades recreacionales y pesqueras.	+	2	1	Par	P	-	PP	B

10.6.5.3 Evaluación de impactos

Cambio en el uso del suelo

La implantación del emprendimiento implica necesariamente un cambio en el uso del suelo, ya que el área de 197 há actualmente destinadas a producción agropecuaria, caminería y servicios de educación, pasarán a estar inundadas por el lago, sirviendo como reservorio de agua para riego.

En cuanto a las áreas de producción agropecuaria, si bien la extensión no es importante, el área afectada comprende predios de varios pequeños productores para los cuales la pérdida de las tierras productivas inundadas es muy significativa.

En caso de materializarse el emprendimiento, el lago en su nivel máximo normal obstruirá aproximadamente 800 m de caminería vecinal. Dado que ésta es secundaria y usada casi exclusivamente por los productores de la zona, se considera que la pérdida no es significativa. Por otra parte, la construcción de la presa laminará las avenidas haciendo transitables caminos que no lo son actualmente durante episodios de precipitación (caminos ubicados aguas abajo de la presa).

Además, en la zona a inundar por el embalse se encuentra la escuela rural N° 112, conocida como Escuela Barrancas, a la cual concurren alrededor de 12 escolares. La implantación de la represa implica necesariamente el desplazamiento involuntario del centro educativo y su relocalización, resultando en un impacto significativo.

Afectación paisajística

La introducción del emprendimiento en el medio constituye un nuevo elemento del paisaje, que modifica las visuales del entorno actual. Se incorporará un lago de 197 há de extensión superficial, 2,5 km de longitud y 700 m de ancho medio. En la Figura 10-8 se presenta una imagen satelital de la situación actual del área de estudio junto con un fotomontaje del lago una vez construida la presa.

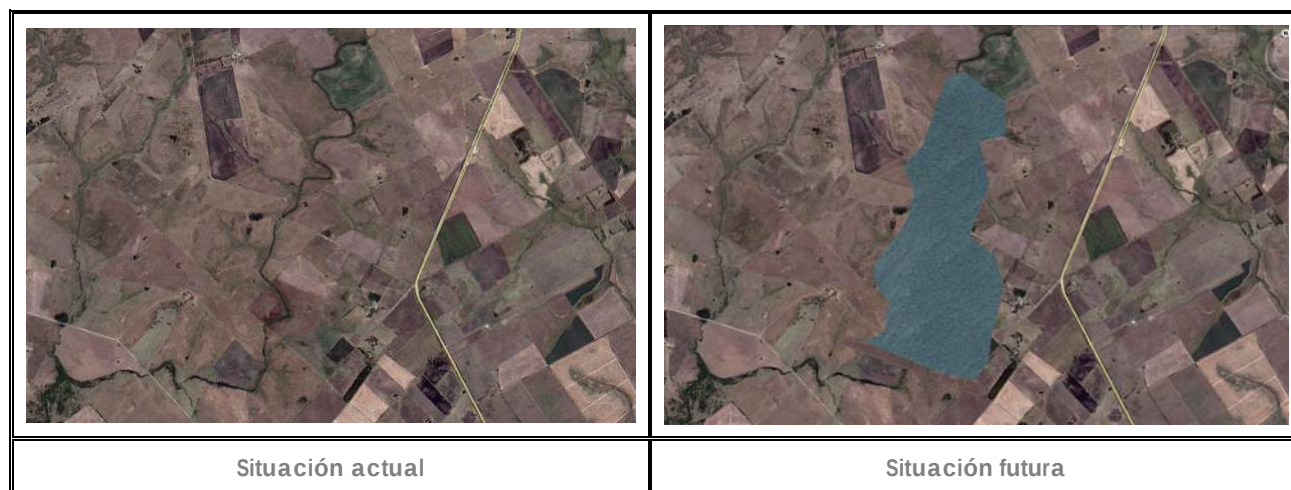


Figura 10-8: Situación actual y futura de la zona en estudio

Para evaluar el grado de afectación paisajística se considera la posibilidad de percibir el paisaje, ligado a su vez a la frecuencia con que el mismo es visto. El lago puede ser percibido desde Ruta 53, ya que la misma se encuentra 18 m por encima del nivel del lago. Sin embargo, debido a que el tránsito en dicha ruta es relativamente bajo y que la densidad de población en la zona es baja, se considera que la probabilidad de que el emprendimiento sea visto es baja. Además, si bien se trata de un lago artificial, éste no afectará la calidad del paisaje ya que se integrará naturalmente al mismo.

En cuanto al cuerpo de la presa, dado que el talud de aguas abajo (talud visible) estará empastado, su incorporación en el paisaje no modificará el matiz cromático del entorno.

Por lo tanto, el impacto sobre el paisaje resulta aceptable en el medio.

Pérdida de tierras silvestres y hábitat de biota terrestre

La implantación del lago provocará la pérdida de tierras silvestres y hábitat de biota terrestre, afectando las márgenes del arroyo Cañada Grande y la pradera.

La reducción de hábitats desplazará las especies presentes directamente dependientes del hábitat considerado, pero podrán prosperar algunas otras especies, como pueden ser aves acuáticas, reptiles y anfibios, gracias a la presencia del reservorio.

En dichas áreas no se desarrollan ecosistemas de valor a conservar, por lo cual si bien el impacto es significativo resulta aceptable en el medio.

Afectación a la biota acuática

La afectación a la biota acuática se dará dado que la presa constituirá una barrera física para los peces y la biota acuática en general. Mediante la implantación de la represa, el arroyo Cañada Grande quedará dividido en dos grandes tramos, el primero extendiéndose desde las nacientes del arroyo hasta el represamiento, y el segundo aguas abajo de la presa.

Si bien la obra civil impedirá la libre movilidad de la biota acuática aguas arriba y aguas abajo de la represa, este impacto resulta aceptable ya que se trata de un curso de agua intermitente.

Fomento de actividades recreacionales y pesqueras

La presencia del lago podrá incentivar el desarrollo de actividades recreacionales y pesqueras en el mismo.

Dado que en la región existen puntos turísticos importantes como los balnearios costeros Fomento, Blanca Arena, entre otros, se considera de baja probabilidad el desarrollo de infraestructura en el lago con el consecuente desplazamiento de la población local hacia el mismo para realizar actividades de tipo recreacional.

Por lo tanto, se considera que el emprendimiento no tendrá impactos significativos sobre las actividades recreacionales de la población local.

Si bien actualmente en el arroyo Cañada Grande no se desarrollan actividades pesqueras de gran porte, mediante la implantación del lago se podrán crear recursos de pesca que fomenten esta actividad en la zona.

10.6.5.4 Medidas de mitigación

Cabe destacar que en este tipo de emprendimiento los impactos asociados a la presencia física por lo general no son mitigables, pudiéndose adoptar en su defecto medidas de compensación adecuadas.

A continuación se presentan las medidas de mitigación y/o compensación a adoptar:

- Seleccionar una nueva localización para la escuela rural lo más próxima posible a la actual.
- Controlar el mantenimiento del empastado en el faldón de aguas abajo.
- Verificar que se mantiene el caudal ecológico mediante la regulación de la compuerta.

10.6.5.5 Conclusión

Del análisis precedente se concluye que, si bien los impactos asociados a la presencia física del emprendimiento no son mitigables en general, dadas las características del área de afectación los mismos resultan aceptables.

10.6.6 MODIFICACIÓN DE LOS PATRONES DE ESCURRIMIENTO

10.6.6.1 Identificación de posibles impactos

Los impactos identificados en relación a la modificación de los patrones de escurrimiento son:

- Formación de depósitos de sedimentos en el lago.
- Lavado del lecho del curso de agua aguas abajo de la presa.
- Afectación a la biota acuática.
- Desarrollo de procesos erosivos en el canal vertedero y curso intermitente receptor.

10.6.6.2 Valoración de impactos

Tabla 10-8: Valoración de impactos – Modificación de los patrones de escurrimiento

Impacto	Tipo	Mag.	Imp.	Ext.	Pers.	Rec.	Prob.	Sig.
Formación de depósitos de sedimentos en el lago.	-	2	1	Par	P	Ir	C	B
Lavado del lecho del curso de agua aguas abajo de la presa.	-	2	2	Par	P	Ir	C	B
Afectación a la biota acuática.	-	2	2	Par	P	Ir	P	M
Desarrollo de procesos erosivos en el canal vertedero y curso intermitente receptor.	-	1	2	Pun	P	Ir	PP	B

10.6.6.3 Evaluación de impactos

Formación de depósitos de sedimentos en el lago

Al represar el arroyo y crear el lago, se cambia la hidrología y limnología del sistema fluvial; el represamiento del curso de agua implica una modificación en los patrones de escurrimiento: inmediatamente aguas arriba de la presa se generará un cuerpo de agua léntico, mientras que aguas abajo de la misma se alterará el régimen de caudales.

Aguas arriba del represamiento, debido al pasaje del curso de agua de condiciones lólicas a lénticas, se generará un gran volumen de agua en reposo con lo cual se verá incentivada la sedimentación de los sólidos suspendidos en el lago, ya sea acarreados por el agua o que ingresan al lago como materia orgánica proveniente de la vegetación de las orillas.

La acumulación de dichos sólidos, tanto orgánicos como inorgánicos, generará depósitos de sedimentos en el fondo del reservorio, provocando cambios en la limnología y sedimentología respecto a la condición anterior, y limitando su capacidad de almacenamiento y vida útil. Sin embargo, dichos cambios no se consideran significativos en el medio.

Además, la sedimentación en el reservorio podrá producir agua de mejor calidad para el riego.

Lavado del lecho del curso de agua aguas abajo de la presa

Tal como se mencionó anteriormente, las partículas suspendidas acarreadas por el curso de agua se asentarán en el reservorio debido al represamiento, reduciendo o eliminando el aporte de sedimentos al arroyo, aguas abajo de la presa.

Luego, la descarga del agua relativamente libre de sedimentos podrá lavar los lechos aguas abajo, ya que una cantidad significativa de nutrientes que actualmente son arrastrados por el curso y depositados en el terreno aluvial dejarán de hacerlo una vez construida la presa, pudiendo provocar la disminución de la productividad de dichas tierras.

Cabe destacar que el curso de agua no es la única fuente de nutrientes, ya que los aportes desde las tierras productivas, producto del lavado de nutrientes, son significativos.

Por lo tanto, este impacto no resulta significativo en el medio.

Afectación de la biota acuática

Aguas arriba del represamiento, la sedimentación de los sólidos suspendidos en el lago posibilitará el desarrollo de una fauna bentónica diferente a la existente hoy en día, además de nuevas especies vegetales y animales. Las condiciones lénticas favorecerán aglomeraciones de macrofitas en las orillas, las cuales ofrecerán sustento al desarrollo de batracios y una gran variedad de insectos. Si bien se espera que la fauna icícola que actualmente habita el curso de agua no desaparezca, se estima que se podrán establecer especies mayores.

Por otro lado, aguas abajo del represamiento, si bien es probable que las afectaciones sobre la fauna y flora sean relevantes, dado que se trata de un curso de agua intermitente, de pequeño porte, y cuyas márgenes se encuentran actualmente alteradas por la acción antrópica (principalmente para expandir el área de pastoreo del ganado), no se considera que el impacto sea significativo.

Además, debido a que el arroyo Cañada Grande actualmente presenta periodos de intermitencia en épocas de seca, y a que en todo momento se asegurará la circulación del caudal ecológico (incluso en la fase de construcción), se considera que el emprendimiento contribuirá positivamente a la uniformización del caudal circulante por el curso de agua.

Por lo tanto, se entiende que si bien el impacto de la represa sobre la biota acuática es significativo, resulta aceptable en el medio.

Desarrollo de procesos erosivos en el canal vertedero y curso intermitente receptor

Tal como se mencionó, se prevé la evacuación de los excedentes de una avenida mediante un canal vertedero el cual descargará en un curso intermitente, modificando así el patrón de escurrimiento del mismo.

Dado que el dimensionamiento de dicho canal se efectuó de manera de minimizar la erosión, tanto sobre el canal como sobre el terreno de descarga del mismo, se considera que el desarrollo de procesos erosivos en el canal vertedero y curso intermitente receptor no será significativo.

10.6.6.4 Medidas de Mitigación

Si bien se considera que el desarrollo de procesos erosivos en el canal vertedero y curso intermitente receptor no será significativo, se proponen las siguientes medidas para minimizar su probabilidad de ocurrencia:

- Mantener empastado el canal, así como la zona de descarga del mismo, de manera de reducir significativamente la erosión y el arrastre de partículas sedimentables.
- Impedir el pastoreo del ganado en esta zona, ya que el mismo deteriorará la cubierta vegetal.

10.6.6.5 Conclusión

De la evaluación precedente se concluye que los impactos debidos a la modificación de los patrones de escurrimiento resultan aceptables. Además, implementando las medidas de mitigación propuestas el efecto de los mismos en el ambiente se verá disminuido.

10.6.7 MODIFICACIÓN DE LA CALIDAD DE AGUA

10.6.7.1 Identificación de posibles impactos

En relación a la modificación de la calidad de agua, se identificó el siguiente impacto:

- Contaminación eutrófica de aguas superficiales.

10.6.7.2 Valoración de impactos**Tabla 10-9: Valoración de impactos – Contaminación eutrófica de aguas superficiales**

Impacto	Tipo	Mag.	Imp.	Ext.	Pers.	Rec.	Prob.	Sig.
Contaminación eutrófica de aguas superficiales.	-	2	2	Par	T	Ir	C	M

10.6.7.3 Evaluación de impactos

El cambio en las condiciones hidrológicas del curso de agua mediante la implantación del lago podrá afectar la calidad de agua del mismo, potenciando episodios de contaminación eutrófica.

Normalmente, la eutrofización suele presentarse en cuerpos de agua lénticos, y dada la realidad observada en los cursos de agua de estas características en nuestro país (fundamentalmente represas), se considera que la probabilidad de que se produzca este fenómeno en el lago es alta.

Se trata de un fenómeno producido por el enriquecimiento de nutrientes en los cuerpos de agua (nitrógeno y fósforo), lo cual favorece el crecimiento excesivo de materia orgánica, provocando un crecimiento acelerado de algas y otras plantas verdes. Dichas algas cubren la superficie del agua, evitando que la luz solar llegue a las capas inferiores. Como consecuencia, el agua se enturbia, y al disminuir la cantidad de luz, la vegetación muere al no poder realizar fotosíntesis, generando que otros microorganismos, como bacterias, se alimenten de la materia muerta, consumiendo el oxígeno disuelto que necesitan organismos superiores (como peces y moluscos). En estados avanzados, se pueden desarrollar algas tóxicas y microorganismos patógenos.

Por lo general, las fuentes de nitrógeno y fósforo identificadas en la zona son de carácter difuso, no existiendo en la cuenca de aporte fuentes de carácter puntual (como descargas de efluentes industriales o domésticos). Las fuentes difusas son las áreas de producción agrícola, incluyendo las plantaciones agrícolas en las que se emplean fertilizantes y las zonas de explotación ganadera y tambos.

Si bien los fertilizantes se aplican al suelo, el escurrimiento del agua pluvial genera el lavado y el arrastre de los compuestos contenidos en ellos, al igual que sucede con las heces del ganado. La incorporación de los nutrientes al lago puede generar episodios de eutrofización bajo las condiciones antedichas.

Por lo tanto, este impacto resulta significativo y se deberán adoptar las medidas de mitigación adecuadas para reducir sus efectos, o sea, minimizar el grado o estado de eutrofización del lago.

10.6.7.4 Medidas de Mitigación

Si bien este es un tema no resuelto, a continuación se describen las posibles medidas de mitigación a adoptar para controlar los episodios de eutrofización en el lago.

La primera de ellas consiste en controlar las fuentes mediante el control de la aplicación de fertilizantes en los campos de la cuenca de aporte del lago, apuntando a la dosis necesaria de fertilizante y no a la fertilización por exceso. Si bien la implementación de un control real sobre las fuentes puede no ser una tarea fácil, dada la magnitud de la cuenca de aporte se considera una alternativa viable.

La segunda medida a adoptar se basa en lo que se denomina biomanipulación, o sea, la reestructuración de la comunidad biológica a través del control de poblaciones indeseadas que contribuyen al deterioro de la calidad de agua en el sistema. La biomanipulación se sustenta en la forma en que la producción fitoplanctónica es utilizada, lo cual depende de las condiciones en el extremo superior de la cadena trófica, por efecto de la predación de peces piscívoros sobre peces planctívoros y el impacto de éstos sobre el zooplancton. En ambientes con poblaciones abundantes de peces piscívoros, se produce un descenso en la abundancia de las poblaciones de peces planctívoros e indirectamente del fitoplancton, debido al incremento de la abundancia de los organismos zooplanctónicos.

La biomanipulación se implementará mediante la acuicultura. La o las especies a introducir se deberán definir luego de un estudio biológico detallado.

10.6.7.5 Conclusión

Se concluye que si se toman las medidas de mitigación propuestas, se podrán controlar aceptablemente los efectos de la eutrofización del lago.

10.6.8 EXPROPIACIÓN DE TIERRAS PRODUCTIVAS

10.6.8.1 Identificación de posibles impactos

Dentro de este aspecto se identificaron los siguientes impactos:

- Desplazamiento de productores de la zona afectada.
- Desplazamiento de la escuela rural N° 112.
- Trastorno social de los habitantes desplazados.

10.6.8.2 Valoración de impactos

Tabla 10-10: Valoración de impactos – Contaminación eutrófica de aguas superficiales

Impacto	Tipo	Mag.	Imp.	Ext.	Pers.	Rec.	Prob.	Sig.
Desplazamiento de productores de la zona afectada.	-	1	2	Par	P	I	C	A
Desplazamiento de la Escuela Rural N°112.	-	1	2	Pun	P	I	C	M
Trastorno social de los habitantes desplazados.	-	2	2	Par	T	-	P	A

10.6.8.3 Evaluación de impactos

Desplazamiento de productores de la zona afectada

La implantación del emprendimiento afectará, en mayor o menor medida, a varios productores de la zona; el más afectado de ellos perderá el 60 % de sus tierras. De esta manera, en la fase de diseño se contempla la programación de la expropiación y compensaciones para los productores afectados.

Dado que se trata de tierras de productividad media a baja, el precio promedio a pagar por las tierras es de 6.000 US\$/há. No obstante, existe gran resistencia por parte de los productores de la zona a vender sus propiedades, ya que esta zona está completamente parcelada en campos de relativa poca extensión, por lo que encontrarán problemas para comprar tierras en las cercanías a las que ya poseen.

Se considera entonces que la pérdida de la tierras productivas inundadas y el consiguiente desplazamiento de los productores afectados hacia otras tierras disponibles tendrá un impacto muy significativo.

Desplazamiento de la escuela rural N° 112

En la zona a inundar por el embalse, en particular en el padrón N° 639, se encuentra la escuela rural N° 112. Tal como se mencionó anteriormente, la implantación del emprendimiento implicará necesariamente el desplazamiento involuntario y la relocalización de la misma.

Si bien este impacto se considera significativo, que el mismo resulte aceptable o no dependerá de la nueva localización adoptada, la cual definirá las posibilidades de traslado de los alumnos que a ella concurren.

Trastorno social de los habitantes desplazados

La expropiación de las tierras a inundar y el desplazamiento de los productores afectados podrá generar trastornos sociales en los habitantes involucrados. Si bien ninguna vivienda será inundada por el lago, puede que la pérdida de tierras productivas lleve al productor a tomar la decisión de desplazarse de su campo.

En general se trata de tierras que han estado en manos de una misma familia por varias generaciones, por lo cual las mismas no sólo tienen un valor económico, sino también tienen un valor simbólico para los propietarios actuales.

Por lo tanto, se considera que los trastornos sociales que podrá generar el desplazamiento involuntario de los habitantes afectados será muy significativo, aún pagando precios justos por la tierras a expropiar.

10.6.8.4 Medidas de Mitigación

Cabe destacar que los impactos asociados a la expropiación de tierras productivas por lo general no son mitigables, pudiéndose adoptar en su defecto medidas de compensación adecuadas.

En primer lugar, se propone negociar con cada productor afectado hasta alcanzar una solución particular para su situación, pudiendo incluso involucrar a terceros en dicha negociación.

En cuanto al desplazamiento y relocalización de la escuela rural, se sugiere dialogar con las cooperativas involucradas de modo de financiar un mejor equipamiento para la misma como forma de compensación. Además, tal como se mencionó anteriormente, la nueva localización del centro educativo deberá ser lo más próxima posible a su ubicación actual, de forma de minimizar el impacto generado.

10.6.8.5 Conclusión

Se concluye de esta forma que si bien los impactos asociados a la expropiación de tierras productivas son muy significativos para los habitantes afectados, se entiende que luego de las correspondientes negociaciones se alcanzarán las compensaciones adecuadas para cada caso.

10.6.9 AUMENTO DE DISPONIBILIDAD DE AGUA PARA RIEGO

10.6.9.1 Identificación de posibles impactos

Dentro de este aspecto se identificaron los siguientes impactos:

- Estabilidad en la producción.
- Aumento en calidad y cantidad de la producción.

10.6.9.2 Valoración de impactos

Tabla 10-11: Valoración de impactos – Aumento de la disponibilidad de agua para riego

Impacto	Tipo	Mag.	Imp.	Ext.	Pers.	Rec.	Prob.	Sig.
Estabilidad en la producción.	+	2	3	Tot	P	-	C	A
Aumento en calidad y cantidad de la producción.	+	3	3	Tot	P	-	C	A

10.6.9.3 Evaluación de impactos

El aumento de la disponibilidad de agua permitirá lograr estabilidad en la producción de las áreas regadas, e incluso un aumento en calidad y cantidad de la misma.

Actualmente, los cultivos desarrollados en la zona se manejan en condiciones de secano (salvo los frutales), por lo que la productividad de los mismos está condicionada fundamentalmente por el régimen de precipitaciones, entre otros factores. Con el aumento de la variabilidad de las condiciones climáticas en los últimos años, esta dependencia se ha intensificado, aumentando la inestabilidad de la producción local. En periodos de sequía se producen disminuciones importantes en la productividad, no sólo de los cultivos sino también de cabezas de ganado al no disponer de alimento para el mismo, perjudicando la economía de los productores afectados.

A este hecho se debe sumar el nivel de ocupación de los predios de la zona, que se encuentra en su capacidad máxima. La única forma de aumentar la rentabilidad de los productores es aumentar su productividad por hectárea, lo cual se puede lograr mediante el riego.

Por lo tanto, los impactos derivados del aumento de disponibilidad de agua de riego son muy significativos.

10.6.9.4 Conclusión

Del análisis precedente se concluye que los impactos derivados del aumento de disponibilidad de agua de riego son muy significativos y de carácter positivo.

10.7 BASES DEL PLAN DE SEGUIMIENTO, VIGILANCIA Y AUDITORÍA

El seguimiento del emprendimiento implica observar el cumplimiento de los compromisos de acción asociados a cada fase, así como la evolución de los factores ambientales relevantes en el área de influencia del emprendimiento.

El objetivo del plan de seguimiento, vigilancia y auditoría consiste entonces en establecer las actividades y acciones a llevar a cabo para mejorar el desempeño ambiental del emprendimiento.

A continuación se presenta el Plan de Gestión Ambiental (PGA) para las fases de construcción y operación, el cual comprende los programas necesarios para un adecuado seguimiento del emprendimiento durante la fase que se trate y el aseguramiento de la aplicación de las medidas previstas para la mitigación de impactos negativos significativos.

La oportuna aplicación de las tareas propuestas en los PGA previene la generación de pasivos ambientales incontrolados y hace que las propias actividades de gestión ambiental resulten más racionales.

10.7.1 PGA - CONSTRUCCIÓN

El PGA – Construcción plantea las especificaciones de gestión para todas las componentes de obra previstas, las cuales se han agrupado en un Programa de actividades y en un Programa de reducción de riesgos y gestión de contingencias.

En el caso de este emprendimiento, al no existir emisiones puntuales de relevancia hacia el ambiente receptor en la fase de construcción, no se justifica un Programa de Monitoreo de las componentes físicas del ambiente.

10.7.1.1 Programa de actividades

Para este caso se plantean las siguientes tareas de gestión ambiental a ejecutarse durante la fase de construcción:

- Información a la población.
- Accesos y señalización.
- Identificación del área de implantación.
- Limpieza de la vegetación del terreno de inundación.
- Destape del terreno de implantación de la presa.
- Movimiento de suelos.
- Garantía del caudal ecológico.
- Mantenimiento de maquinaria.

10.7.1.1.1 Información a la población

Se deberán realizar charlas informativas a la población local sobre el llenado de la represa y sus consecuencias, explicitando claramente las áreas que se verán afectadas y los cronogramas de obra previstos.

10.7.1.1.2 Accesos y señalización

Se definirán claramente los caminos internos utilizados entre la zona de implantación de la presa y el obrador, acondicionando los mismos en caso de ser necesario para la circulación de la maquinaria vial y los camiones.

En referencia a los accesos al área de trabajo, se procederá a señalizar la salida de camiones con carteles ubicados en Ruta 53, a 500 m y 100 m en ambos sentidos, antes del punto de intersección de dicha ruta con el camino vecinal de acceso.

Además se colocará un cartel de PARE en el camino vecinal de acceso, en la intersección con Ruta 53, en el sentido de salida.

10.7.1.1.3 Identificación del área de implantación

Se deberá identificar la extensión planimétrica del área a ser inundada y del área de implantación de la presa. Se recomienda el uso de postes robustos, coloreados, visibles, y de una altura no menor a 2,0 m para realizar dicha identificación.

10.7.1.1.4 Limpieza de la vegetación del terreno de inundación

Se deberá limpiar la vegetación del terreno a ser inundado para reducir la demanda bioquímica de oxígeno que generará la descomposición y así evitar el deterioro de la calidad del agua del lago.

Los residuos verdes podrán ser utilizados para compostaje o biodigestión, o en su defecto deberán ser gestionados por el sistema de recolección municipal de residuos.

10.7.1.1.5 Destape del terreno de implantación de la presa

La tierra vegetal, producto del destape, se deberá acopiar separadamente de cualquier otro material, hasta su reutilización como cobertura final de los taludes de la presa. Para evitar la erosión de los acopios, la altura máxima admitida de los mismos será de 2 m y contarán con cunetas corta aguas en su perímetro.

10.7.1.1.6 Movimiento de suelos

Todas las actividades que impliquen movimiento de suelos deberán prever mecanismos de control de emisiones de polvo en caso de ser necesarios, por ejemplo, aplaque de polvo mediante humedecimiento del material.

Por otra parte, todos los acopios de material se deberán acondicionar de forma tal de evitar la erosión y contar con cunetas corta aguas.

10.7.1.1.7 Garantía del caudal ecológico

En el momento del cierre del desvío provisional del arroyo Cañada Grande se deberá mantener el flujo aguas abajo de la presa, garantizando el caudal ecológico durante todo el periodo de llenado del lago.

10.7.1.1.8 Mantenimiento de maquinaria

Las tareas de mantenimiento de maquinaria (cambio de aceite y de filtros) se deberán realizar en una superficie especialmente acondicionada para ello. Los residuos se trasladarán al vertedero municipal.

En caso de producirse contaminación de suelos por derrame de aceite, se procederá a retirar la porción de suelo afectada, la cual será gestionada como un residuo sólido.

10.7.2 PGA - OPERACIÓN

El PGA - Operación plantea las especificaciones de gestión para todas las actividades previstas por el emprendimiento para la fase de operación propiamente dicha y para la fase de mantenimiento, las cuales se han agrupado en un Programa de manejo y control operacional, Programa de Monitoreo y Programa de reducción de riesgos y gestión de contingencias.

10.7.2.1 Programa de manejo y control operacional

Este programa define los procedimientos e instructivos de trabajo asociados a las operaciones relativas a algún aspecto relevante, en las que su falta pueda llevar a desvíos, incidentes u otras situaciones ambientalmente no deseables, incluidas las acciones de mantenimiento.

Los programas de control apuntan a verificar la respuesta del ambiente ante la instalación de un determinado emprendimiento, siendo la forma de verificar que se esté llevando adelante adecuadamente el PGA.

Para este caso se plantean los siguientes procedimientos a ejecutarse durante las fases de operación y de mantenimiento:

- Control de taludes.
- Garantía del caudal ecológico.
- Control de malezas.

10.7.2.1.1 Control de taludes

Se deberá realizar un control periódico del estado de los taludes; la detección temprana de socavamientos y zonas erosionadas minimizará la intervención de maquinaria vial.

10.7.2.1.2 Garantía del caudal ecológico

En todo momento se deberá asegurar la circulación del caudal ecológico, el cual será controlado mediante el sistema de compuerta.

10.7.2.1.3 Control de malezas

Se deberá realizar una limpieza periódica de las márgenes del lago para evitar la proliferación descontrolada de malezas e insectos, y para minimizar el detrito vegetal presente en el fondo.

10.7.2.2 Programa de monitoreo

Este programa tiene por objetivo relevar el conjunto de variables que permitan monitorear las eventuales modificaciones ambientales derivadas de la operación del proyecto y controlar si las mismas permanecen dentro de los límites admitidos.

Las variables a monitorear son las siguientes:

- Pluviometría.
- Evaporación.
- Volumen de agua almacenada en el reservorio.
- Volumen anual de sedimento que se transporta al reservorio.
- Calidad de agua a la salida de la represa. Los parámetros que necesariamente se deberán monitorear son turbiedad, temperatura, sólidos, oxígeno disuelto, nitratos, fosfatos, salinidad, pH y profundidad de disco Secchi.

- Calidad de agua en la desembocadura en el arroyo Pichinango. Se deberá monitorear turbiedad, temperatura, sólidos, oxígeno disuelto y pH.
- Generación de sulfuro de hidrógeno en la represa.
- Generación de metano en la represa.
- Microflora, hierbas acuáticas y organismos bénticos (mediante muestreos limnológicos).
- Fauna, en particular, especies, distribución y números.
- Cambios en la vegetación (cubierta, composición de especies, tasas de crecimiento, biomasa, etc.) de la cuenca hidrográfica superior, de la zona debajo del reservorio y de las áreas aguas abajo del mismo.
- Erosión en la cuenca.
- Cambios en el estado económico y social de los habitantes relocalizados, y de los que permanecen en la cuenca.

El listado anterior no es de carácter taxativo.

10.7.2.3 Programa de reducción de riesgos y gestión de contingencias

En este programa se definen los criterios respecto al manejo de los riesgos más significativos (por su probabilidad de ocurrencia y por la severidad de la eventual afectación sobre el ambiente).

Por una parte contiene el detalle de las medidas de prevención planteadas para minimizar la probabilidad de ocurrencia de esos riesgos, y por otra parte contiene el detalle de las acciones de respuesta previstas ante contingencias.

Los riesgos más significativos son los siguientes:

- Riesgo de erosión del canal vertedero.
- Riesgo de eutrofización severa del lago.

10.7.2.3.1 Riesgo de erosión del canal vertedero

Si bien el riesgo de erosión no es alto, en caso de erosión severa del canal vertedero se deberá proceder al empleo de algunas de las siguientes recomendaciones a ser aplicadas:

- Colocación de hormigón pobre en las zonas donde se haya identificado la erosión.
- Evaluar la necesidad de ensanchar la zona de descarga del canal vertedero, según lo determine un estudio hidrológico de detalle.

10.7.2.3.2 Riesgo de eutrofización del lago

Se pueden adoptar las siguientes medidas de prevención para el fenómeno de eutrofización del lago:

- Control del crecimiento de malezas acuáticas.
- Monitoreo de los niveles de fósforo total. Según el Decreto 253/79 y Modificativos, la concentración del mismo debe ser inferior a 0,025 mg/L, tanto para el riego como para la recreación por contacto directo. Concentraciones de fósforo total superiores a 0,035 mg/L son un indicio de eutrofización.
- Monitoreo de la profundidad del disco Secchi. Para lagos, profundidades medias del disco Secchi inferiores a 2 m indican una alta probabilidad de eutrofización.

En caso de identificarse fenómenos de eutrofización en el lago, se prevén las siguientes acciones de aviso a la población:

- Notificar a los productores de la situación y de las posibles consecuencias que el uso de esta agua puede tener en sus sistemas de riego.

- Notificar a la población local, ya que el contacto directo con el agua en estas condiciones puede provocar irritación.

10.8 CONCLUSIONES

En el presente estudio se evaluaron los impactos de la implantación de una represa de tierra destinada al abastecimiento de agua para riego, en el cual se consideró la globalidad del emprendimiento, incluyendo en el análisis no sólo la obra civil y el lago, sino también los intereses locales de los productores.

A pesar de que el emprendimiento introduce impactos no mitigables sobre el medio, su implantación tiene asociados importantes beneficios para los productores de la zona, asegurando en primera instancia la estabilidad en la producción y su aumento en cantidad y calidad, junto con un significativo empuje económico y tecnológico.

De esta forma, se concluye que siguiendo los lineamientos propuestos en el Plan de Gestión Ambiental, se ratifica un buen desempeño ambiental del emprendimiento, respaldando la viabilidad del mismo.

11. CONCLUSIONES

En función de los objetivos planteados, se ha realizado un estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial para la zona de Colonia Valdense, para un conjunto de productores lecheros y frutícolas principalmente.

Según las actividades productivas de la zona, se identificaron cuáles eran los cultivos a regar. Para cada uno de ellos se determinaron las necesidades de riego para máximo rendimiento del cultivo, considerando tanto las condiciones hidroclimáticas de la zona como las características de los suelos presentes.

Luego, en función de las características de la zona, tanto topográficas como de disponibilidad de agua, se dividió el área de trabajo en dos zonas diferentes, al Sur de Ruta 1 y al Norte de Ruta 1.

En cuanto a las fuentes de agua identificadas, para la zona al Sur de Ruta 1 se propone la captación directa desde el río Rosario, desde dos puntos estratégicamente seleccionados. Para este caso se tomó como hipótesis que la disponibilidad de agua no era limitante debido a la influencia del remanso del Río de la Plata. El sistema de riego propuesto consiste en la conducción de agua a presión desde el río Rosario hasta puntos estratégicamente seleccionados, y desde allí por gravedad hasta el predio de cada productor.

Del estudio de prefactibilidad económica realizado, se concluye que la implementación del sistema de riego propuesto para la zona Sur es rentable para el maíz, la soja y el duraznero, independientemente de su ubicación en el área piloto definida y del escenario de precio considerado. Para el sorgo y la alfalfa no resulta rentable.

Si bien los resultados son específicos para el área piloto, la metodología aplicada puede ser válida para otras zonas de características similares.

En cuanto a la zona ubicada al Norte de Ruta 1, se identificaron dos posibles puntos para emplazamientos de presas, evaluando la capacidad hídrica de cada uno y los costos asociados. Al contrario de la zona Sur, en este caso la disponibilidad de agua sí es limitante. Para una primera etapa de desarrollo del proyecto planteado, se propone la construcción de un embalse en el arroyo Cañada Grande, el cual permitirá regar el 29 % de la superficie cultivada. En función de la demanda, en una segunda etapa de desarrollo se podrá construir una segunda presa, en el arroyo Pichinango, con la cual se podrá satisfacer el 100 % de la demanda de riego.

Del estudio de prefactibilidad económica realizado, se concluye que la presa es rentable para el maíz, la soja y el duraznero, resultado análogo al obtenido para la zona Sur.

Se analizó la viabilidad ambiental de la represa en el arroyo Cañada Grande mediante un estudio de impacto ambiental (según lo estipulado en el Decreto 349/005), del cual se concluye que, si bien presenta impactos no mitigables, los mismos resultan aceptables dadas las características del medio receptor.

Como comentario final cabe destacar que se entiende necesaria la concreción de este tipo de emprendimientos de riego multipredial y multisectorial, innovadores en el Uruguay, ya que pueden reportar importantes beneficios para el desarrollo de grupos de pequeños productores, difíciles de alcanzar mediante iniciativas individuales.

12. RECOMENDACIONES

12.1 ZONA 1

Tal como se mencionó reiteradas veces a lo largo del presente documento, en una etapa posterior de proyecto se deberán realizar los estudios que se enumeran a continuación, a los efectos de ajustar el diseño del sistema de riego:

- Topografía de detalle.
- Información primaria de geología.
- Relevamiento planimétrico para ajustar el trazado de la distribución primaria.
- Análisis hidrológico del río Rosario para ajustar los niveles normal, máximo y mínimo del río.
- Relevamiento del perfil del cauce del río Rosario en la zona de ubicación de las obras de toma.
- Relevamiento de las características geológicas del lecho del cauce del río Rosario en la zona de ubicación de las obras de toma para determinar las condiciones de fundación.

12.2 ZONA 2

Análogamente que para la Zona 1, se deberán realizar los siguientes estudios a los efectos de ajustar el prediseño de la presa:

- Relevamiento topográfico cada 1 m, a los efectos de obtener la taquimetría del cierre.
- Prospecciones necesarias, de forma de ratificar o rectificar el perfil tipo adoptado, y determinar el grado de fisuración y alteración de la roca en la zona de cimentación.
- Relevamiento detallado del cierre para ajustar el perfil del cauce en dicho punto.
- Ajuste de los parámetros de resistencia mecánica y de permeabilidad de los materiales a emplear en la construcción del cuerpo de la presa.

Cabe destacar que los dos listados anteriores no tienen carácter taxativo.

13. BIBLIOGRAFÍA

13.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA EN ESTUDIO

- Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay. Dirección de Suelos y Fertilizantes, MGAP.
- Diagnóstico ambiental y socio-demográfico de la zona costera uruguaya del Río de la Plata, Jorge López Laborde y Ana Perdomo. Servicio de Oceanografía, Hidrografía y Meteorología de la Armada, Diciembre 1999.
- Geología del Uruguay. Jorge Bossi. Universidad de la República.

13.2 ASPECTOS AGRONÓMICOS

- Algunos conceptos básicos para el manejo del riego, Ing. Agr., MSc. Jorge Sawchik. GRAS, INIA La Estanzuela.
- Análisis de la Viabilidad de Sistemas de Riego para Maíz: Estudio de Casos y Evaluación de Estrategias, Guillermo Cardellino (PRENADER), Walter E. Baethgen (IFDC Uruguay). Trabajo presentado en jornada de riego en INIA La Estanzuela, agosto de 2000.
- Determinación del consumo de agua del duraznero por lisimetría, Lucía Puppo & Mario García Petillo, Departamento de Suelos y Aguas. Facultad de Agronomía, Universidad de la República.
- Evaluación del rendimiento de soja bajo riego en dos modalidades y secano, Mauricio Mambrin, Gustavo Debortoli, Rubén Bast, Miguel Méndez, Héctor Currie. Universidad Nacional del Nordeste e INTA, Argentina.
- Evapotranspiración del cultivo - Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos. Estudio FAO, Riego y Drenaje.
- Inserción del riego en rotaciones de cultivos y pasturas, Jorge Sawchik, Francisco Formoso. GRAS, INIA La Estanzuela.
- Necesidades de agua de los cultivos. Comisión Nacional de Riego y Universidad de Concepción (Facultad de Ingeniería Agrícola, Departamento de Riego y Drenaje). Chillán, febrero de 1998.

13.3 SISTEMA DE CAPTACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA

- Abastecimiento de agua, Tomoyuki.
- Abastecimiento de agua potable. Universidad Mayor de San Simón.
- Design of small dams, Bureau of Reclamation.
- Directivas de diseño hidrológico-hidráulico de pequeñas represas. FING, DNH, 2003.
- Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow.
- Hydraulic Structures, Novack.
- Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas, México.
- Manual de hidráulica, J.M. De Azevedo Neto, Guillermo Acosta Álvarez.

- Pequeños embalses de uso agrícola, R. Dal-Ré Terneiro.
- Planning of water intake structures for irrigation or hydropower, Helmut Lauterjung, Gangolf Schmidt.
- Técnicas de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial, Ing. Alcides Franco T., Bolivia.

13.4 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

- Apuntes del curso Elementos de Ingeniería Ambiental, Dra. Ing. Alice Elizabeth González.
- Guía para solicitud de la Autorización Ambiental Previa. DINAMA, diciembre 2009.
- Libro de Consulta para la Evaluación Ambiental, Banco Mundial, Trabajo Técnico Número 140.

INDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Delimitación de la Zona 1	14
Figura 2-2: Delimitación de la Zona 2	15
Figura 2-3: Grupos de Suelos – Zona 1	16
Figura 2-4: Grupos de Suelos – Zona 2	18
Figura 2-5: Desembocadura del río Rosario	24
Figura 2-6: Ocurrencia de agua subterránea	24
Figura 2-7: Ciclo del duraznero	26
Figura 2-8: Ciclo de la alfalfa	28
Figura 2-9: Ciclo del sorgo de primera siembra	29
Figura 2-10: Ciclo del sorgo de segunda siembra	30
Figura 2-11: Ciclo del maíz de primera siembra.....	31
Figura 2-12: Ciclo del maíz de segunda siembra.....	31
Figura 2-13: Ciclo de la soja de primera siembra	32
Figura 2-14: Ciclo de la soja de segunda siembra.....	33
Figura 2-15: Desfasaje de los ciclos de primera y segunda para el sorgo	33
Figura 2-16: Desfasaje de los ciclos de primera y segunda para el maíz	34
Figura 2-17: Desfasaje de los ciclos de primera y segunda para la soja	34
Figura 3-1: Gráfico 1 para alfalfa en Unidad Kiyú.....	40
Figura 3-2: Gráfico 2 para alfalfa en Unidad Kiyú.....	40
Figura 3-3: Gráfico 3 para alfalfa en Unidad Kiyú.....	40
Figura 3-4: Gráfico 1 para alfalfa en Unidad Libertad	41
Figura 3-5: Gráfico 2 para alfalfa en Unidad Libertad	41
Figura 3-6: Gráfico 3 para alfalfa en Unidad Libertad	41
Figura 3-7: Gráfico 1 para maíz de primera en Unidad Kiyú	42
Figura 3-8: Gráfico 2 para maíz de primera en Unidad Kiyú	42
Figura 3-9: Gráfico 3 para maíz de primera en Unidad Kiyú	42
Figura 3-10: Gráfico 1 para maíz de primera en Unidad Libertad.....	43
Figura 3-11: Gráfico 2 para maíz de primera en Unidad Libertad.....	43
Figura 3-12: Gráfico 3 para maíz de primera en Unidad Libertad.....	43
Figura 3-13: Gráfico 1 para maíz de segunda en Unidad Kiyú.....	44
Figura 3-14: Gráfico 2 para maíz de segunda en Unidad Kiyú.....	44
Figura 3-15: Gráfico 3 para maíz de segunda en Unidad Kiyú.....	44
Figura 3-16: Gráfico 1 para maíz de segunda en Unidad Libertad	45
Figura 3-17: Gráfico 2 para maíz de segunda en Unidad Libertad	45
Figura 3-18: Gráfico 3 para maíz de segunda en Unidad Libertad	45
Figura 3-19: Gráfico 1 para soja de primera en Unidad Kiyú.....	46
Figura 3-20: Gráfico 2 para soja de primera en Unidad Kiyú.....	46
Figura 3-21: Gráfico 3 para soja de primera en Unidad Kiyú.....	46

Figura 3-22: Gráfico 1 para soja de primera en Unidad Libertad	47
Figura 3-23: Gráfico 2 para soja de primera en Unidad Libertad	47
Figura 3-24: Gráfico 3 para soja de primera en Unidad Libertad	47
Figura 3-25: Gráfico 1 para soja de segunda en Unidad Kiyú.....	48
Figura 3-26: Gráfico 2 para soja de segunda en Unidad Kiyú.....	48
Figura 3-27: Gráfico 3 para soja de segunda en Unidad Kiyú.....	48
Figura 3-28: Gráfico 1 para soja de segunda en Unidad Libertad	49
Figura 3-29: Gráfico 2 para soja de segunda en Unidad Libertad	49
Figura 3-30: Gráfico 3 para soja de segunda en Unidad Libertad	49
Figura 3-31: Gráfico 1 para sorgo de primera en Unidad Kiyú	50
Figura 3-32: Gráfico 2 para sorgo de primera en Unidad Kiyú	50
Figura 3-33: Gráfico 3 para sorgo de primera en Unidad Kiyú	50
Figura 3-34: Gráfico 1 para sorgo de primera en Unidad Libertad.....	51
Figura 3-35: Gráfico 2 para sorgo de primera en Unidad Libertad.....	51
Figura 3-36: Gráfico 3 para sorgo de primera en Unidad Libertad.....	51
Figura 3-37: Gráfico 1 para sorgo de segunda en Unidad Kiyú.....	52
Figura 3-38: Gráfico 2 para sorgo de segunda en Unidad Kiyú.....	52
Figura 3-39: Gráfico 3 para sorgo de segunda en Unidad Kiyú.....	52
Figura 3-40: Gráfico 1 para sorgo de segunda en Unidad Libertad	53
Figura 3-41: Gráfico 2 para sorgo de segunda en Unidad Libertad	53
Figura 3-42: Gráfico 3 para sorgo de segunda en Unidad Libertad	53
Figura 3-43: Gráfico 1 para duraznero en Unidad Kiyú	54
Figura 3-44: Gráfico 2 para duraznero en Unidad Kiyú	54
Figura 3-45: Gráfico 3 para duraznero en Unidad Kiyú	54
Figura 3-46: Comparación de los ciclos de la soja	56
Figura 3-47: Riego anual con 50 % de frecuencia	57
Figura 3-48: Riego anual con 80 % de frecuencia	57
Figura 3-49: Riego anual con 90 % de frecuencia	57
Figura 3-50: Riego anual para el maíz de primera.....	58
Figura 3-51: Ciclo medio anual de riego por cultivo	62
Figura 3-52: Ciclo anual de riego del maíz de primera.....	63
Figura 3-53: Ciclo anual de riego de la soja de primera	64
Figura 3-54: Ciclo anual de riego del sorgo de primera.....	64
Figura 3-55: Ciclo anual de riego de la alfalfa.....	65
Figura 3-56: Ciclo anual de riego del duraznero.....	66
Figura 3-57: Requerimiento mensual máximo de riego - Zona 1	66
Figura 3-58: Requerimiento mensual máximo de riego - Zona 2	67
Figura 4-1: Zonas aconsejables para ubicar la toma en un curso de agua.....	69
Figura 4-2: Preselección de posibles emplazamientos para la obra de toma	70
Figura 4-3: Imagen satelital y visuales del punto 1.....	71

Figura 4-4: Imagen satelital y visuales del punto 2.....	73
Figura 4-5: Imagen satelital y visuales del punto 3.....	74
Figura 5-1: Línea de impulsión - Escenario 1.....	79
Figura 5-2: Línea de impulsión - Escenario 2.....	80
Figura 5-3: Sistema de distribución – Zona 1.....	84
Figura 5-4: Horas diarias de bombeo – Líneas Norte y Sur.....	86
Figura 5-5: Costo anual de operación por há – Línea Sur.....	89
Figura 5-6: Costo anual de operación por há – Línea Norte.....	90
Figura 5-7: Costo anual base - Línea Sur.....	92
Figura 5-8: Costo anual base - Línea Norte.....	92
Figura 5-9: Costo de riego interno del productor.....	94
Figura 5-10: Costo total del sistema de riego – Línea Sur.....	95
Figura 5-11: Costo total del sistema de riego – Línea Norte.....	96
Figuras 5-12: Beneficio neto por punto de distribución – Línea Sur.....	104
Figura 5-13: Beneficio neto por punto de distribución – Línea Norte.....	106
Figura 5-14: Beneficio neto estimado de la alfalfa - Precio alto.....	107
Figura 5-15: Beneficio neto estimado de la alfalfa - Precio medio.....	107
Figura 5-16: Beneficio neto estimado de la alfalfa - Precio bajo.....	107
Figura 5-17: Beneficio neto estimado del durazno - Precio alto.....	108
Figura 5-18: Beneficio neto estimado del durazno - Precio medio.....	108
Figura 5-19: Beneficio neto estimado del durazno - Precio bajo.....	108
Figura 5-20: Beneficio neto estimado del maíz - Precio alto.....	109
Figura 5-21: Beneficio neto estimado del maíz - Precio medio.....	109
Figura 5-22: Beneficio neto estimado del maíz - Precio bajo.....	109
Figura 5-23: Beneficio neto estimado de la soja - Precio alto.....	110
Figura 5-24: Beneficio neto estimado de la soja - Precio medio.....	110
Figura 5-25: Beneficio neto estimado de la soja - Precio bajo.....	110
Figura 5-26: Beneficio neto estimado del sorgo – Todos los escenarios de precio.....	111
Figura 6-1: Esquema de las obras de toma.....	114
Figura 6-2: Curvas características y punto de funcionamiento, bomba NK 200-400 (ANCAP).....	118
Figura 6-3: Curvas características y punto de funcionamiento, bomba NK150-400 (Arenera).....	118
Figura 6-4: Dimensiones recomendadas.....	120
Figura 6-5: Beneficio neto en función de los años (UI) – TIR 8 %, Zona 1.....	132
Figura 6-6: Beneficio neto en función de los años (múltiplos del costo anual) – TIR 8 %, Zona 1.....	133
Figura 6-7: Configuraciones de áreas cultivadas bajo riego.....	134
Figura 6-8: Variación porcentual del caudal – Con ajuste de horas de bombeo en enero.....	138
Figura 7-1: Embalses preseleccionados.....	141
Figura 7-2: Punto de cierre sobre el arroyo Pichinango.....	143
Figura 7-3: Punto de cierre sobre el arroyo Cañada Grande.....	144
Figura 8-1: Beneficio neto en función de los años (UI) - Zona 2.....	149

Figura 8-2: Áreas mínimas en función de la TIR para recuperar la inversión en 20 años - Zona 2.....	150
Figura 9-1: Perfil geológico.....	152
Figura 9-2: Sección tipo de la presa.....	158
Figura 9-3: Método gráfico de Kozeny.....	164
Figura 9-4: Curvas equipotenciales y nivel freático	165
Figura 9-5: Gradiente XY al pie del talud.....	165
Figura 9-6: Resultado de falla, talud aguas abajo	167
Figura 9-7: Resultado de falla, talud aguas arriba.....	168
Figura 9-8: Resultado de falla, talud aguas abajo	169
Figura 9-9: Resultado de falla, talud aguas arriba.....	170
Figura 9-10: Resultado de falla, talud aguas abajo	170
Figura 9-11: Ubicación del canal vertedero.....	172
Figura 9-12: Curva M2 en el canal	173
Figura 9-13: Ubicación de la obra de toma.....	175
Figura 9-14: Perfil del cauce (vista hacia AA)	177
Figura 9-15: Ajuste de áreas mínimas en función de la TIR para recuperar la inversión en 20 años - Zona 2.....	180
Figura 10-1: Ubicación de la represa – Cartografía SGM	183
Figura 10-2: Imagen satelital	184
Figura 10-3: Geología.....	192
Figura 10-4: Grupos de Suelos presentes en la zona de estudio	193
Figura 10-5: Vegetación en las márgenes del arroyo Cañada Grande	195
Figura 10-6: Visuales del entorno.....	197
Figura 10-7: Monumentos Históricos Nacionales	197
Figura 10-8: Situación actual y futura de la zona en estudio	207
Figura 16-1: Humedad relativa 1966 – 2009	261
Figura 17-1: Agua en el suelo.....	263
Figura 17-2: Curva del ciclo del cultivo (Fuente: Estudios FAO Riego y Drenaje 56)	265
Figura 19-1: Necesidades de riego según longitud de la serie	269
Figura 19-2: Gráfico para el maíz de primera.....	270
Figura 19-3: Gráfico para la soja de primera	270
Figura 19-4: Gráfico para el sorgo de primera.....	270
Figura 19-5: Gráfico para la alfalfa	271
Figura 19-6: Gráfico para el duraznero.....	271
Figura 20-1: Fallas por zafra y serie simulada del volumen en el embalse (h_v 16 m y fracción a regar 29 %).....	276
Figura 20-2: Función área-altura (Cañada Grande)	278
Figura 20-3: Función volumen-altura (Cañada Grande).....	278
Figura 20-4: Fracción a regar en función de la altura de vertido	280
Figura 20-5: Años con vertido en función de la altura de vertido.....	281
Figura 20-6: Porcentajes de meses con vertido.....	281
Figura 20-7: Función área-altura (Pichinango).....	282

Figura 20-8: Función volumen-altura (Pichinango).....	283
Figura 20-9: Cumplimiento (h).....	284
Figura 21-1: Mapa de isoyetas de lluvias extremas en Uruguay.....	286
Figura 21-2: Hietograma de la precipitación de diseño – Embalse sobre A. Cañada Grande.....	288
Figura 21-3: Hietograma de la precipitación de diseño – Embalse sobre A. Pichinango	288
Figura 21-4: Hidrograma unitario triangular	291
Figura 21-5: Hidrograma de la tormenta de diseño	293
Figura 22-1: Laminación para diferentes anchos del canal vertedor.....	297
Figura 22-2: Laminación para la avenida extrema.....	298
Figura 22-3: Laminación para diferentes anchos del canal vertedor.....	299
Figura 22-4: Laminación para la avenida extrema.....	301
Figura 22-5: Laminación para diferentes longitudes de vertedero.....	303

INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1: Grupos de Suelos - Zona 1	17
Tabla 2-2: Unidades de Suelos - Zona 1	17
Tabla 2-3: Grupos de Suelos - Zona 2	19
Tabla 2-4: Porcentajes de ocupación superficial de los Grupos de Suelos - Zona 2	19
Tabla 2-5: Unidades de Suelos - Zona 2	19
Tabla 2-6: Composición textural de los suelos	20
Tabla 2-7: Características geomorfológicas de la cuenca del río Rosario	21
Tabla 2-8: Aforos de la DNH sobre el río Rosario	21
Tabla 2-9: Ubicación de industrias y principales características	22
Tabla 2-10: Parámetros de calidad de agua del Río Rosario.....	23
Tabla 2-11: Ciclo del duraznero	26
Tabla 2-12: Ciclo de la alfalfa	27
Tabla 2-13: Ciclo del sorgo de primera siembra.....	29
Tabla 2-14: Ciclo del sorgo de segunda siembra	29
Tabla 2-15: Ciclo del maíz de primera siembra.....	30
Tabla 2-16: Ciclo del maíz de segunda siembra	31
Tabla 2-17: Ciclo de la soja de primera siembra	32
Tabla 2-18: Ciclo de la soja de segunda siembra.....	33
Tabla 3-1: Valores de K_c y umbral de riego	36
Tabla 3-2: Factor de disminución del rendimiento por efecto del estrés hídrico	37
Tabla 3-3: Parámetros de los suelos.....	38
Tabla 3-4: Riego anual para maximización del rendimiento	55
Tabla 3-5: Riego anual para el maíz de primera	58
Tabla 3-6: Muestreo de rubros según áreas – Zona 1	59
Tabla 3-7: Rubros según áreas – Zona 1	59
Tabla 3-8: Muestreo de rubros según áreas – Zona 2	60
Tabla 3-9: Rubros según áreas – Zona 2.....	60
Tabla 3-10: Área máxima a regar	60
Tabla 3-11: Distribución de los cultivos agrícolas representativos.....	61
Tabla 3-12: Requerimientos anuales de riego de los cultivos representativos	61
Tabla 3-13: Áreas y demandas máximas de riego por rubros – Zona 1	61
Tabla 3-14: Áreas y demandas máximas de riego por rubros – Zona 2	61
Tabla 3-15: Volumen de riego anual máximo	62
Tabla 3-16: Demanda de riego mensual máxima del maíz de primera	63
Tabla 3-17: Demanda de riego mensual máxima de la soja de primera.....	64
Tabla 3-18: Demanda de riego mensual máxima del sorgo de primera	65
Tabla 3-19: Demanda de riego mensual máxima de la alfalfa.....	65
Tabla 3-20: Demanda de riego mensual máxima del duraznero	66

Tabla 5-1: Valores de referencia.....	77
Tabla 5-2: Tarifas para medianos consumidores – Agosto 2009.....	77
Tabla 5-3: Tarifas de energía y potencia en UI para MC2.....	77
Tabla 5-4: Línea de impulsión - Escenario 1.....	79
Tabla 5-5: Línea de impulsión - Escenario 2.....	80
Tabla 5-6: Costos de bombeo por unidad de caudal – Escenario 1.....	81
Tabla 5-7: Costos de bombeo por unidad de caudal – Escenario 2.....	81
Tabla 5-8: Relación porcentual de costos para líneas del Norte.....	82
Tabla 5-9: Puntos de bombeo y distribución.....	83
Tabla 5-10: Ciclo anual de riego bruto.....	85
Tabla 5-11: Comparación de costos incluyendo o excluyendo las horas de punta.....	85
Tabla 5-12: Horas diarias de bombeo – Línea Norte.....	86
Tabla 5-13: Horas diarias de bombeo – Línea Sur.....	86
Tabla 5-14: Caudal asociado – Línea Norte.....	87
Tabla 5-15: Costo anual de potencia – Línea Norte.....	87
Tabla 5-16: Caudal asociado – Línea Sur.....	87
Tabla 5-17: Costo anual de potencia – Línea Sur.....	87
Tabla 5-18: Porcentaje del caudal para cada cultivo.....	88
Tabla 5-19: Costo anual de operación por há – Línea Sur.....	88
Tabla 5-20: Costo anual de operación por há – Línea Norte.....	89
Tabla 5-21: Costo de inversión – Línea Sur.....	90
Tabla 5-22: Costo de inversión – Línea Norte.....	90
Tabla 5-23: Costo de mantenimiento - Línea Sur.....	91
Tabla 5-24: Costo de mantenimiento - Línea Norte.....	91
Tabla 5-25: Costo anual base - Línea Sur.....	91
Tabla 5-26: Costo anual base - Línea Norte.....	92
Tabla 5-27: Tipos de productores – Cultivos agrícolas.....	93
Tabla 5-28: Tipos de productores – Duraznero.....	93
Tabla 5-29: Tarifas de energía y potencia para MC1 en UI.....	93
Tabla 5-30: Costo anual de riego interno.....	94
Tabla 5-31: Costo total del sistema de riego – Línea Sur.....	95
Tabla 5-32: Costo total del sistema de riego – Línea Norte.....	95
Tabla 5-33: Rendimiento incremental para cultivos agrícolas.....	97
Tabla 5-34: Rendimiento incremental para durazneros.....	97
Tabla 5-35: Serie de precios de referencia de los cultivos.....	98
Tabla 5-36: Precios de referencia de los cultivos agrícolas en U\$S.....	98
Tabla 5-37: Precios de referencia de los cultivos agrícolas en UI.....	98
Tabla 5-38: Precios de referencia del durazno en \$.....	98
Tabla 5-39: Precios de referencia del durazno en UI.....	99
Tabla 5-40: Precio de referencia de fertilizantes.....	99

Tabla 5-41: Precio de referencia de enfardado	99
Tabla 5-42: Precio de referencia de semillas híbridas	99
Tabla 5-43: Precio de referencia del flete	100
Tabla 5-44: Cálculo del margen bruto para cultivos agrícolas de verano	100
Tabla 5-45: Cálculo del margen bruto para la alfalfa	101
Tabla 5-46: Cálculo del margen bruto para el durazno.....	102
Tabla 5-47: Margen bruto.....	103
Tabla 5-48: Cota máxima de riego - Línea Sur.....	103
Tabla 5-49: Cota máxima de riego - Línea Norte	105
Tabla 6-1: Caudales de riego de diseño – Línea Sur.....	112
Tabla 6-2: Caudales de riego de diseño – Línea Norte	112
Tabla 6-3: Caudales de diseño	112
Tabla 6-4: Niveles de operación	114
Tabla 6-5: Características de la tubería de captación.....	115
Tabla 6-6: Verificación de los parámetros de diseño.....	115
Tabla 6-7: Cotas de clave y zampeado de la tubería de captación.....	115
Tabla 6-8: Características de los equipos de bombeo	117
Tabla 6-9: Equipos de bombeo de las obras de toma.....	117
Tabla 6-10: Motores de los equipos de bombeo	117
Tabla 6-11: Bombas de los equipos de bombeo	117
Tabla 6-12: Arrancadores progresivos.....	118
Tabla 6-13: Dimensiones tubería de succión	119
Tabla 6-14: Niveles de tubería de succión	119
Tabla 6-15: Cotas – Pozo de bombeo	120
Tabla 6-16: Dimensiones mínimas recomendadas – Pozo de bombeo	120
Tabla 6-17: Dimensiones seleccionadas – Pozo de bombeo.....	121
Tabla 6-18: Cotas – Sala de bombas.....	121
Tabla 6-19: Dimensiones - Sala de bombas.....	121
Tabla 6-20: NPSH requerido	122
Tabla 6-21: Desniveles requeridos entre el río y el pozo de toma	123
Tabla 6-22: z_{bomba} para la condición de NAMín en el río Rosario	123
Tabla 6-23: NPSH disponible y requerido	123
Tabla 6-24: Caudales de diseño – Línea Sur.....	124
Tabla 6-25: Caudales de diseño – Línea Norte	125
Tabla 6-26: Longitud por tramo – Línea Sur	125
Tabla 6-27: Longitud por tramo – Línea Norte.....	126
Tabla 6-28: Tuberías de distribución primaria – Línea Sur	126
Tabla 6-29: Tuberías de distribución primaria – Línea Norte.....	126
Tabla 6-30: Puntos de distribución primaria – Línea Sur	127
Tabla 6-31: Puntos de distribución primaria – Línea Norte.....	127

Tabla 6-32: Estación de recalque – Línea Sur	127
Tabla 6-33: Estación de recalque – Línea Norte.....	127
Tabla 6-34: Rubrado – Línea Sur.....	128
Tabla 6-35: Rubrado – Línea Norte	129
Tabla 6-36: Costo de inversión – Línea Sur	130
Tabla 6-37: Costo de inversión – Línea Norte.....	130
Tabla 6-38: Costos – Línea Sur	131
Tabla 6-39: Costos – Línea Norte.....	131
Tabla 6-40: Margen bruto – Línea Sur	132
Tabla 6-41: Margen bruto – Línea Norte	132
Tabla 6-42: Configuraciones de áreas cultivadas bajo riego.....	134
Tabla 6-43: Variación de parámetros de diseño – Línea Sur	135
Tabla 6-44: Variación de parámetros de diseño – Línea Norte.....	135
Tabla 6-45: Variación porcentual del caudal – Sin ajuste de horas de bombeo.....	136
Tabla 6-46: Parámetros de diseño - Valores máximos.....	136
Tabla 6-47: Velocidad y pérdida de carga – Línea Sur.....	137
Tabla 6-48: Velocidad y pérdida de carga – Línea Norte	137
Tabla 6-49: Aumento de demanda de riego para mantener Q diseño	137
Tabla 6-50: Variación porcentual del caudal – Con ajuste de horas de bombeo en enero.....	138
Tabla 7-1: Parámetros de la cuenca sobre el arroyo Pichinango.....	142
Tabla 7-2: Unidades de Suelo en la cuenca del arroyo Pichinango	142
Tabla 7-3: Parámetros de la cuenca sobre el arroyo Cañada Grande.....	144
Tabla 7-4: Unidades de Suelo en la cuenca del arroyo Cañada Grande.....	144
Tabla 7-5: Características del embalse en el arroyo Cañada Grande	146
Tabla 7-6: Características del embalse en el arroyo Pichinango.....	146
Tabla 7-7: Análisis comparativo	147
Tabla 7-8: Análisis comparativo de costos	147
Tabla 8-1: Costo de inversión – Zona 2.....	148
Tabla 8-2: Costo de riego interno – Zona 2	148
Tabla 8-3: Margen bruto – Zona 2.....	148
Tabla 8-4: Áreas mínimas en función de la TIR para recuperar la inversión en 20 años - Zona 2	150
Tabla 8-5: Área máxima regable por el embalse para cada cultivo – Zona 2	150
Tabla 8-6: Área máxima regable vs área mínima requerida por cultivo – Zona 2.....	151
Tabla 8-7: Cultivos factibles en función de la TIR – Zona 2	151
Tabla 9-1: Niveles de diseño	153
Tabla 9-2: Run up con NMN y viento de 120 km/h	155
Tabla 9-3: Run up con NAP y viento de 80 km/h.....	155
Tabla 9-4: Cota de coronamiento.....	156
Tabla 9-5: Altura de la presa.....	157
Tabla 9-6: Ancho de coronamiento.....	157

Tabla 9-7: Dimensiones principales de la sección máxima	158
Tabla 9-8: Dimensiones del núcleo central en la sección máxima	159
Tabla 9-9: Especificaciones para el material - Núcleo.....	159
Tabla 9-10: Especificaciones para el material - Faldones.....	159
Tabla 9-11: Dimensiones de los faldones en la sección máxima	160
Tabla 9-12: Dimensiones del dentellón en la sección máxima	161
Tabla 9-13: Dimensiones del dren de pie en la sección máxima	161
Tabla 9-14: Peso de la roca.....	162
Tabla 9-15: Ubicación curva de infiltración – Método de Kozeny	164
Tabla 9-16: Caudal de infiltración	166
Tabla 9-17: Factores de Seguridad recomendados.....	166
Tabla 9-18: FS para fin de construcción	168
Tabla 9-19: FS para embalse lleno.....	169
Tabla 9-20: FS para desembalse rápido	171
Tabla 9-21: Resumen - FS mínimos	171
Tabla 9-22: Dimensiones de la sección tipo del canal	172
Tabla 9-23: Coordenadas del canal.....	173
Tabla 9-24: Condiciones de flujo en régimen uniforme	173
Tabla 9-25: Tirantes en el canal lateral	173
Tabla 9-26: Coeficientes de pérdida de carga.....	175
Tabla 9-27: Características de la conducción	176
Tabla 9-28: Determinación del diámetro de la tubería de toma	176
Tabla 9-29: Volúmenes de aporte	178
Tabla 9-30: Volúmenes de excavación	178
Tabla 9-31: Metrajes según rubro	178
Tabla 9-32: Costo de inversión de la presa - U\$S.....	179
Tabla 9-33: Costo de inversión de la presa - UI	179
Tabla 9-34: Costo de inversión ajustado – Zona 2.....	180
Tabla 9-35: Ajuste de áreas mínimas en función de la TIR para recuperar la inversión en 20 años - Zona 2	180
Tabla 9-36: Ajuste de cultivos factibles en función de la TIR.....	181
Tabla 10-1: Dimensiones principales de la presa.....	188
Tabla 10-2: Dimensiones principales del canal vertedero	189
Tabla 10-3: Índices de productividad	194
Tabla 10-4: Aspectos identificados.....	198
Tabla 10-5: Matriz de interacción aspecto/factor.....	202
Tabla 10-6: Valoración de impactos – Aspectos de la fase de construcción	204
Tabla 10-7: Valoración de impactos – Presencia física del emprendimiento	206
Tabla 10-8: Valoración de impactos – Modificación de los patrones de escurrimiento	209
Tabla 10-9: Valoración de impactos – Contaminación eutrófica de aguas superficiales	211
Tabla 10-10: Valoración de impactos – Contaminación eutrófica de aguas superficiales.....	212

Tabla 10-11: Valoración de impactos – Aumento de la disponibilidad de agua para riego.....	213
Tabla 16-1: Datos de los cultivos representativos (FAO).....	260
Tabla 19-1: Comparación de los requerimientos anuales por cultivo.....	272
Tabla 20-1: Evaporación en el embalse.....	273
Tabla 20-2: Parámetros del modelo de Temez.....	274
Tabla 20-3: Ciclo medio anual de evapotranspiración potencial.....	274
Tabla 20-4: Áreas de las cuencas de aporte.....	275
Tabla 20-5: Área (h) – Cañada Grande.....	277
Tabla 20-6: Volumen (h) – Cañada Grande.....	278
Tabla 20-7: Fracción a regar en función de la altura de vertido.....	279
Tabla 20-8: Años con vertido en función de la altura de vertido.....	280
Tabla 20-9: Nivel Máximo Normal.....	282
Tabla 20-10: Área (h) - Pichinango.....	282
Tabla 20-11: Volumen (h) - Pichinango.....	283
Tabla 20-12: Demanda de agua - Embalse Pichinango.....	283
Tabla 20-13: Satisfacción de la demanda.....	284
Tabla 20-14: Nivel Máximo Normal.....	284
Tabla 21-1: Precipitación máxima en la cuenca.....	287
Tabla 21-2: Tormenta de diseño – Embalse sobre A. Cañada Grande.....	287
Tabla 21-3: Tormenta de diseño – Embalse sobre A. Pichinango.....	288
Tabla 21-4: Número de Curva - Embalse sobre Cañada Grande.....	289
Tabla 21-5: Número de Curva - Embalse sobre Pichinango.....	289
Tabla 21-6: Precipitación efectiva - Embalse sobre Cañada Grande.....	290
Tabla 21-7: Precipitación efectiva - Embalse sobre Pichinango.....	290
Tabla 21-8: Hidrograma unitario triangular.....	291
Tabla 21-9: Hidrograma de diseño.....	292
Tabla 21-10: Caudales máximos.....	293
Tabla 22-1: Características del canal considerado.....	296
Tabla 22-2: Cota de vertido y cota de cierre.....	296
Tabla 22-3: Selección del ancho del canal vertedor.....	297
Tabla 22-4: Verificación del criterio de la velocidad permisible.....	297
Tabla 22-5: Características del canal considerado.....	298
Tabla 22-6: Cota de vertido y cota de cierre.....	298
Tabla 22-7: Selección del ancho del canal vertedor.....	300
Tabla 22-8: Verificación del criterio de la velocidad permisible.....	300
Tabla 22-9: Selección de la longitud del vertedero.....	303

Anexos

14. ANEXO I: INFORMES DE SALIDAS DE CAMPO

14.1 SALIDA 1: 22 DE AGOSTO

14.1.1 OBJETIVOS

El 22 de agosto se realiza la primera salida de campo a la zona en la cual se desarrollará el proyecto.

El objetivo general de esta primera visita es lograr un primer acercamiento con la zona en estudio y con los diferentes actores involucrados en el proyecto. Como objetivos específicos se citan los siguientes:

- Conocer a los representantes de las tres cooperativas con las cuales se va a trabajar e intercambiar objetivos, expectativas, etc.
- Delimitar con mayor detalle la zona en la cual se va a trabajar.
- Conocer las características de la zona bajo estudio, fundamentalmente en lo referente a la topografía del terreno, la hidrografía y los usos del suelo en los distintos sectores.
- Entrevistar a diferentes productores de la zona, elegidos al azar, para obtener información en lo referente a dimensiones y características de su predio, usos del suelo, productividad actual, necesidades de riego, fuente actual de agua, etc.

14.1.2 CONTACTO CON LAS COOPERATIVAS

Los productores de la zona en estudio están asociados a tres cooperativas, a saber, SOFOVAL, CRADECO y SFRCS.

Estas cooperativas compran insumos para los productores y venden la materia prima que estos producen, además de brindar asesoramiento técnico.

Si bien las tres cooperativas trabajan con casi todos los productores, SOFOVAL tiene la exclusividad en cuanto a los productores frutícolas.

En la mañana estuvimos con el gerente de SOFOVAL, Ing. Agr. Luis Jourdan, y con una integrante del equipo técnico, Ing. Agr. Margarita Pastori, quien guió la recorrida matutina por la zona.

En la tarde estuvimos con el gerente de SFRCS, Ing. Agr. Pablo Faguaga, y con una integrante del equipo técnico, Ing. Agr. Albana Melognio, y también con un integrante del equipo técnico de CRADECO, Ing. Agr. Franco Malán, quienes guiaron la recorrida vespertina.

En términos generales se conversó sobre el área que se vería afectada por el proyecto. Como insumo nos brindaron una imagen en Google en la cual estaba marcada dicha área, con el nombre y ubicación de cada productor comprendido en la misma. Esa imagen no indica la delimitación de los predios de cada productor.

Según lo conversado, los productores indicados son potenciales, pudiendo integrarse luego otros al proyecto, o incluso alguno de los indicados puede no estar interesado en participar.

Por otra parte, no están claras las necesidades de riego, ya que éstas se generarían en función de cuáles serían las posibilidades de riego. La contraparte espera una definición de las áreas potencialmente regables para luego definir cuáles serían las necesidades de riego.

Estos tres últimos puntos se ven como una dificultad para la determinación de la necesidad de riego y el posterior estudio de prefactibilidad.

14.1.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS GENERALES DE LA ZONA

El recorrido realizado comprende zonas tanto al Sur como al Norte de Ruta 1, mayoritariamente predios ubicados al este del río Rosario y del arroyo Pichinango.

Se observa una marcada diferencia entre el paisaje al Sur de Ruta 1 y el paisaje al Norte de dicha ruta.

Al Sur de Ruta 1 la topografía del terreno es más uniforme, no presentándose desniveles significativos respecto al nivel del río Rosario.

Al Norte de Ruta 1 el paisaje es más accidentado, caracterizado por cerros y valles en los cuales se observan afloramientos rocosos. Las zonas bajas se encuentran acotadas a las márgenes del río Rosario: en el tramo de dirección NE-SW (desde Ruta 1 hasta la confluencia con el arroyo Pichinango) el valle es muy angosto, mientras que en el tramo de dirección E-W (al Norte de Nueva Helvecia) el valle es significativamente más extenso.

El cuerpo de agua más importante de la zona es el río Rosario, tributario del Río de la Plata. El curso que le sigue en importancia es el arroyo Pichinango, que desemboca en el río Rosario a aproximadamente 3 km al NW de Nueva Helvecia. En toda la zona se observan cursos de agua de menor importancia, muchos de ellos intermitentes.

14.1.3.1 Río Rosario

En la salida de campo se realizó un avistamiento del río Rosario, con mayor o menor acercamiento, desde el tramo en que cambia de dirección N-S a E-W al Noreste de Nueva Helvecia hasta unos 3 km aguas arriba de su desembocadura. En la fecha, el río se encontraba "bajo" (vista desde Club Náutico).

Según información cualitativa recabada en la visita, en periodos normales de régimen de lluvias el río tiene un caudal constante y significativo. Sin embargo, este curso de agua se ha llegado a cortar en épocas de sequía, en el tramo aguas arriba de la desembocadura del arroyo Pichinango, formándose lagunas no interconectadas en las zonas de mayor profundidad. Por otro lado, en épocas de crecientes acentuadas el río crece inundando varias hectáreas (más al Sur de Ruta 1).

A la altura del Club Náutico de La Paz, ubicado a 9 km en línea recta aguas arriba de la desembocadura en el Río de la Plata, se observan los efectos del viento cuando éste sopla del Sur, elevando significativamente el nivel del río. En ese punto, la profundidad media es de 5 m.

Según estudios realizados, el agua del río presenta problemas de salinidad.

Existen dos represamientos en el río Rosario, en el tramo comprendido entre Ruta 1 y la desembocadura del arroyo Pichinango. Uno de ellos data del año 1929, y el molino que elevaba el agua se encuentra fuera de servicio hace ya varios años (debido a un incendio que lo destruyó).

Este río es la fuente de agua potable de las localidades de la zona, abasteciendo a Nueva Helvecia, Valdense y La Paz.

Prácticamente no se realizan otros usos consutivos del mismo, esto es, por ejemplo, tomas de agua para riego, ya que los costos en energía para elevar el agua son significativos (fundamentalmente si no se cuenta con energía eléctrica) y no compensan los beneficios, y además el agua disponible puede no ser suficiente. Se citan dos ejemplos que reflejan ambas situaciones.

Los productores Nelson Cabrera y Luis Artola, cuyos predios son linderos en el río Rosario al Norte de Ruta 1, quieren realizar un proyecto conjunto de toma de agua desde el río. Para ello necesitan extender la línea de UTE hasta el mismo y así contar con la fuente de energía económicamente sustentable para realizar el bombeo. Su interés es extender una sola de las líneas (ya que la extensión ronda los 11.000 U\$S), pero el ente exige que se extiendan las dos líneas, una de cada lado del río, con lo cual no pueden financiar el proyecto.

El segundo ejemplo respecta a Granja Naturalia, que instaló un sistema de riego mediante Pivot para el maíz, con toma desde el río Rosario, pero el año pasado debió suspender el riego porque el caudal no era suficiente para demás abastecer de agua potable a las poblaciones.

14.1.3.2 Aguas subterráneas

En cuanto al agua subterránea, se constata que éste es un recurso escaso y sobreexplotado en la zona. Existen pozos tanto semisurgentes como artesianos, pero no en toda la zona en estudio. Además, varios de los pozos existentes se encuentran secos durante todo el año o se secan en verano.

Según el relevamiento realizado, ninguno de los pozos supera los 20.000 L/h, siendo éstos la excepción.

La mayoría de los productores que cuentan con pozo lo pueden utilizar únicamente para abastecimiento doméstico. En general, los pozos que dan mayor caudal son utilizados para el riego de frutales, aunque el caudal que erogan no es suficiente para cubrir la demanda de riego de los mismos.

14.1.3.3 Usos del suelo

Los usos del suelo de la zona en estudio comprenden la lechería, la fruticultura y la agricultura, y en menor grado la ganadería y la horticultura.

Por lo general, los productores combinan dos o más de estos usos con el objetivo de no depender únicamente de un solo rubro. Los monoprodutores generalmente comprenden pequeños propietarios frutícolas o grandes propietarios lecheros, pero son la excepción.

En general, los productores cuentan con predios de pequeña extensión dedicados a la explotación intensiva. Los predios no frutícolas tienen una extensión media de 70 a 100 há, siendo los predios mayores de una extensión media de 500 a 600 há.

14.1.4 DESCRIPCIÓN Y MANEJO DE LOS CULTIVOS

14.1.4.1 Fruticultura

La fruticultura se caracteriza por ser un cultivo fijo, sin rotación.

La principal especie cultivada en la zona es el duraznero, y en segundo lugar manzanero.

Los frutales necesitan riego, o una disponibilidad mínima de agua (se admite hasta un 50 % de subriego). Esto condiciona el calibre de la fruta, y por lo tanto, la ganancia del productor. Cabe destacar que, por ejemplo, de calibre 1 a calibre 2 el precio cae un 50 %.

En general, los productores utilizan el sistema de riego por goteo. David Dalmás manifestó que le interesaba regar por inundación.

Para todos los productores frutícolas entrevistados el agua que utilizan para regar (subterránea) no es suficiente.

Para el proyecto se propone regar el 100 % de la superficie destinada a cultivo frutícola.

14.1.4.2 Agricultura

La agricultura se caracteriza por ser un cultivo que requiere de rotación, tratándose de cultivos dinámicos. La siembra se realiza en forma directa.

En la zona la agricultura está asociada a la lechería y no a la actividad comercial, ya que lo que se cultiva se destina a la alimentación del ganado lechero.

Los suelos más aptos para este tipo de cultivo se encuentran en las zonas bajas, principalmente en las márgenes del río Rosario. Sin embargo, en dichas zonas hay problemas de erosión, ya que cuando el río crece erosiona el suelo superficial arrastrando la tierra fértil.

Las especies cultivadas son las siguientes:

- De verano: maíz, sorgo, soja, alfalfa.
- De invierno: avena, trigo, cebada.

Se trata de cultivos que no dependen fuertemente de la disponibilidad de agua. Entre ellos, los que tienen mejor respuesta frente al riego son en primer lugar el maíz y luego la soja y la alfalfa.

Para el proyecto se propone regar del 10 al 15 % de la superficie destinada a lechería. Esta proporción se mantiene en todos los productores entrevistados.

14.1.4.3 Horticultura

La horticultura también es rotativa, y requiere de un mínimo de agua disponible.

Los predios dedicados a la horticultura son los de menor proporción, encontrándose cultivos de papa, cebolla y zanahoria entre otros, y en menor escala cultivos de vegetales (lechuga, acelga, espinaca, etc) en invernadero.

Entre ellos, el cultivo que tiene mejor respuesta frente al riego es la papa.

Para el proyecto se propone regar el 100 % de la superficie destinada a cultivo hortícola.

14.1.4.4 Uso de fertilizantes y biocidas

La mayoría de los productores entrevistados manifiesta que utiliza tanto fertilizantes como biocidas en su sistema productivo.

Entre los fertilizantes utilizados se encuentran la urea y el abono de gallina. Algunos productores manifestaron la posibilidad de utilizar abono de vaca.

Entre los biocidas utilizados se encuentra el linfosato (herbicida).

14.1.5 POSTURA DEL PRODUCTOR FRENTE AL RIEGO

Actualmente el valor inmobiliario del campo es muy elevado, con lo cual para el productor es más rentable invertir en producción (por ejemplo, riego) que comprar o arrendar más campo.

Por otra parte, muchos productores explotan predios arrendados. Esto puede ser un impedimento a la hora de invertir, ya que el productor no quiere invertir en algo que no es suyo.

Se distinguen los siguientes escenarios en cuanto al interés o posición del productor frente al riego:

- *Productores que no quieren o no se plantean regar.* En esta situación se encuentran los productores cuya producción no depende directamente del riego (lecheros, ganaderos) y cuentan con distintos tipos de producción para amortizar al menos los gastos en caso de crisis (sequía, etc). Este es el caso de Rudolf Gugelmeier, que no está interesado en crecer económicamente y regar le implica contratar mayor mano de obra.
- *Productores que quieren regar pero no tienen un proyecto de riego.*
- *Productores que quieren regar y tienen un proyecto de riego.* Este es el caso de Luis Artola, que rellenó 17 há contra la margen del río Rosario (zonas bajas) para plantar avena y regarla o con la toma del propio río o con un pequeño embalse en la cañada Tajamar. Actualmente ya está construyendo la taipa para dicho embalse, que elevará hasta los 11 m de altura para obtener un lago de 500.000 m³ de volumen y 13, 6 há de superficie de espejo de agua.

- *Productores que han empezado a regar.* Este es el caso de Granja Naturalia, pero la disponibilidad del recurso condiciona el uso del sistema.
- *Productores que cuentan con sistema de riego pero lo usan poco o lo han dejado de usar.* Este es el caso de Raúl Geymonart, que regaba 10 há con cañón pero debió abandonar el sistema por falta de agua (su fuente era en un bañado vertiente que excavó para aumentar el caudal y explotó hasta secarlo) y por el gasto elevado de energía que le significaba dicho sistema.

En cuanto a los productores interesados o necesitados en regar, éstos buscan con el riego:

- *Lograr estabilidad en la producción.* Esto es un objetivo general de casi todos los productores entrevistados, que buscan mayor seguridad.
- *Aumentar la cantidad de producción.* Esto se manifiesta fundamentalmente en la producción agrícola, donde se aumentaría la superficie destinada al cultivo del alimento para el ganado lechero. Este es el caso de Luis Artola, que aumentaría su plantación de avena en 17 há.
- *Aumentar la calidad de la producción.* Esto se manifiesta fundamentalmente en los productores frutícolas, donde el calibre de la fruta aumenta significativamente con el aumento del agua disponible. Este es el caso de David Dalmás, que busca que más del 70 % de su producción (duraznos) sea al menos de primera.
- *Abrir otro rubro de producción.* Este es el caso de Eduardo Hugo, que actualmente cultiva cereales para consumo del ganado lechero pero con el riego podría cultivar cereales para comercializar.

De los productores entrevistados, muchos manifiestan que un elemento clave para determinar si utilizarían algún sistema de riego o no son tanto los costos de inversión como los costos de operación del sistema.

14.2 SALIDA 2: 16 DE SETIEMBRE DE 2009

14.2.1 OBJETIVOS

El 16 de setiembre se realiza la segunda salida de campo a la zona en la cual se desarrollará el proyecto.

Los objetivos de esta segunda visita son los siguientes:

- Obtener información específica de la zona bajo estudio en lo referente a los ciclos de los cultivos (fechas y duración de cada fase) y el manejo de los mismos.
- Profundizar en la información brindada por las cooperativas en lo referente a los ingresos marginales.
- Releva posibles puntos para el emplazamiento de una obra de toma en la margen Este del río Rosario, al Sur de Ruta 1.
- Releva el punto preseleccionado para el posible emplazamiento de una presa en el arroyo Polonia.

14.2.2 CULTIVOS

En la mañana se entrevista al Ing. Agr. Franco Malán, integrante del equipo técnico de CRADECO, quien nos brinda información referente a los cultivos agrícolas, tema de su especialidad.

La entrevista se focaliza en los cultivos de verano (maíz, soja y sorgo) y en los cultivos perennes (alfalfa), ya que son éstos los que se van a regar.

14.2.2.1 Cultivos de verano

Para los cultivos de verano se distinguen dos ciclos diferenciados en función de la fecha de siembra:

- *De primera siembra.*
- *De segunda siembra.* En este caso la siembra se realiza posteriormente a la cosecha de los cultivos de invierno (trigo, cebada, etc).

El ciclo de segunda comienza aproximadamente dos meses después que el ciclo de primera y las duraciones de cada fase son un poco más cortas ya que el ciclo es más acelerado.

14.2.2.1.1 Maíz

El periodo crítico de riego está comprendido entre los 20 días previos y los 20 días posteriores a la floración.

Cuando se alcanza la madurez fisiológica se realiza la cosecha para silo.

De todo el maíz producido, el 70 % se cosecha para grano mientras que el 30 % restante se cosecha para silo.

Maíz de primera	
Siembra	01/10
Floración	Dic.
Madurez fisiológica	Fin Feb.
Cosecha para grano	+ 40 días

Maíz de segunda	
Siembra	01/12
Floración	Feb.- Marzo
Madurez fisiológica	
Cosecha para grano	

14.2.2.1.2 Soja

El ciclo de la soja es más extenso que el ciclo del maíz. El crecimiento máximo se alcanza durante la floración, y la mayor demanda de agua se da durante la formación de los granos (chauchas).

Soja de primera	
Siembra	01/11
Floración	Dic.- Enero
Chauchas	1/02 - Marzo
Cosecha	15/04

Soja de segunda	
Siembra	15/12
Floración	01/02
Formación Grano	1/03 - Abril
Cosecha	15/05

14.2.2.1.3 Sorgo

Sorgo de primera	
Siembra	01/11
Floración	10/01
Cosecha	20/03

Sorgo de segunda	
Siembra	15/12
Floración	15/02
Cosecha	20/04

14.2.2.2 Cultivos perennes

En esta categoría se encuentra únicamente la alfalfa.

Ésta es una leguminosa perenne estival, su máxima tasa de crecimiento se da en verano (en relación directa con la temperatura). Por ello el 70 % de la producción en materia seca se da en primavera y en verano.

La alfalfa se puede cultivar para fardos o para pastoreo. En el primer caso se trata de un cultivo puro que se cosecha mediante enfardado. En el segundo caso la alfalfa se siembra con otras especies y se deja que el ganado se alimente de las mismas in situ. Los productores realizan ambos usos alternadamente, inclusive en el correr de un mismo año.

La alfalfa tiene dos épocas de implantación: en otoño y en primavera. Una vez sembrada el cultivo perdura entre unos 3 y 4 años.

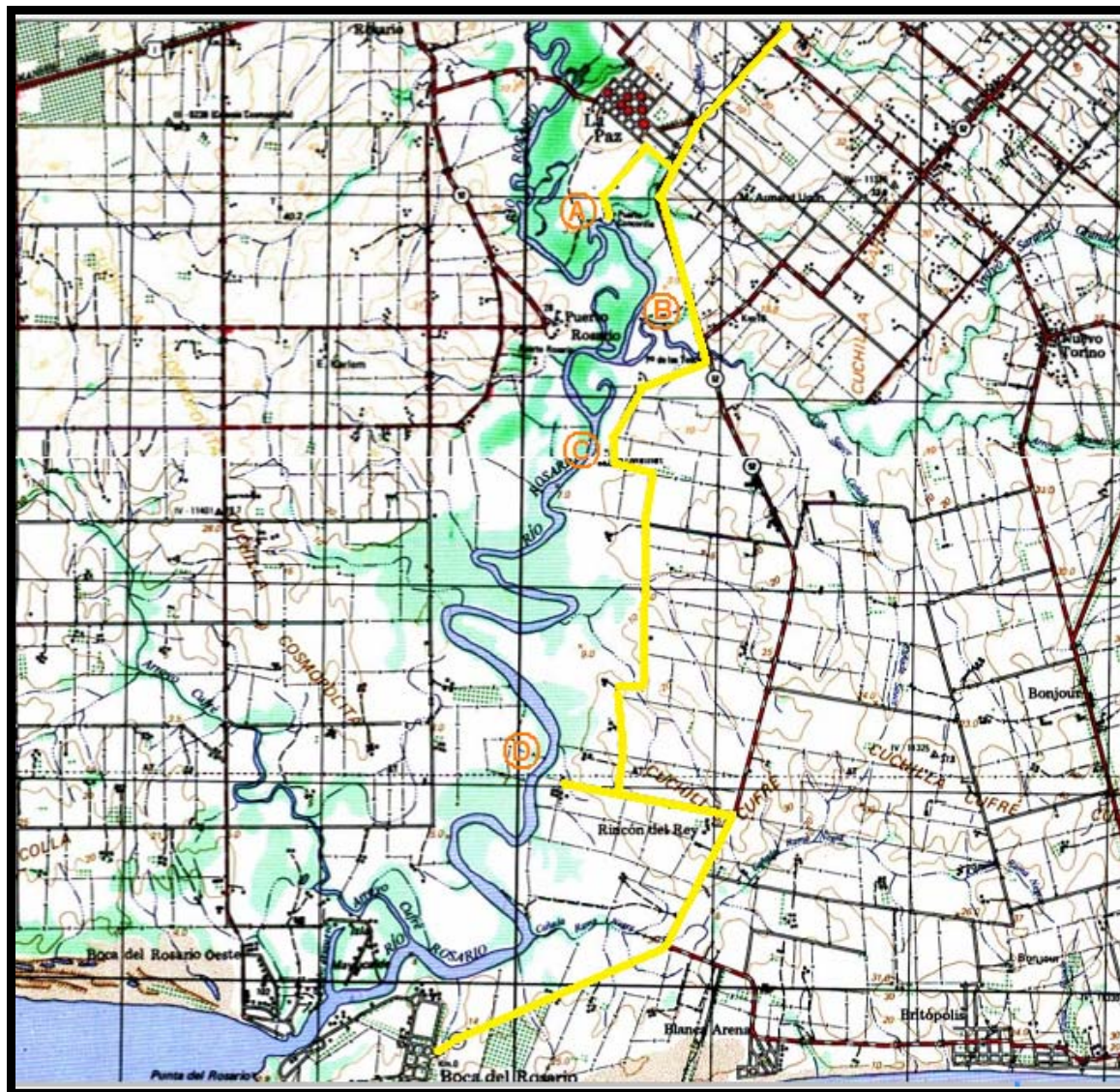
Entre setiembre y abril se realizan cortes cada 40 días en promedio. La cantidad de cortes varía en función de las condiciones operativas, fundamentalmente lluvias, ya que si llueve durante la etapa de corte la alfalfa no se seca y se corre el riesgo de perder la cosecha.

Alfalfa	
Implantación	Otoño o Primavera
Crecimiento	01/09
Tasa Máx. Crecimiento	01/11 - 28/02
Decrecimiento	Marzo - Abril

Cabe destacar que la información brindada es una media de las situaciones registradas en la zona, considerada válida para el cálculo de las necesidades de agua de los cultivos.

14.2.3 POSIBLES EMPLAZAMIENTOS PARA OBRAS DE TOMA

Con el objetivo de identificar posibles emplazamientos para obras de toma en el río Rosario, aguas abajo del puente de Ruta 1, se realiza una recorrida por la margen Este del río, la cual se indica en la siguiente figura:



Los criterios de selección considerados son los siguientes:

- La obra de toma debe ser construida en los *tramos rectos* del curso de agua o, en el caso de ser en una curva, debe ser construida sobre la *margen convexa* donde las velocidades del río son mayores, evitando de esta manera los bancos de arena que podrían obstruir la toma de agua. En dicha margen las profundidades son siempre mayores, ofreciendo una mayor sumergencia en la entrada de agua.
- La obra de toma debe ser construida en zonas que no causen erosión ni sedimentación. La existencia de procesos de sedimentación en posible desarrollo debe ser analizada en el sitio seleccionado.

- Las alteraciones en el curso de agua deben ser reducidas al mínimo, no modificándose el flujo normal del río, ya que cualquier cambio forzado puede causar desbordes e inundaciones aguas arriba de la captación.
- La obra de toma debe estar protegida de la acción erosiva de las aguas y de los efectos resultantes del remanso y de la variación de nivel del curso de agua, de modo que el curso de agua no afecte la seguridad de la misma.
- Se debe analizar la posibilidad de acceso a la toma, inclusive durante la ocurrencia de fuertes temporales e inundaciones. Los accesos que conducen a la toma deben ser transitables durante todo el año. Por esta razón muchas veces es contraindicada la construcción de obras en terrenos bajos próximos al río, a pesar de que la estructura en sí quede al resguardo de las crecientes.
- Debe ser analizada la manera de llevar la energía eléctrica hasta la captación, así como también su costo.
- Por último, la obra de toma no debe interferir con los usos actuales del río, como ser la navegación, el turismo, etc.

En base a los criterios anteriores y el conocimiento de Franco respecto a la accesibilidad al río se relevaron los puntos A, B, C y D:

Punto	Ubicación
A	Club Náutico Concordia
B	Antigua arenera (AA Cda. Sauce)
C	Destilería ANCAP
D	Rincón del Rey

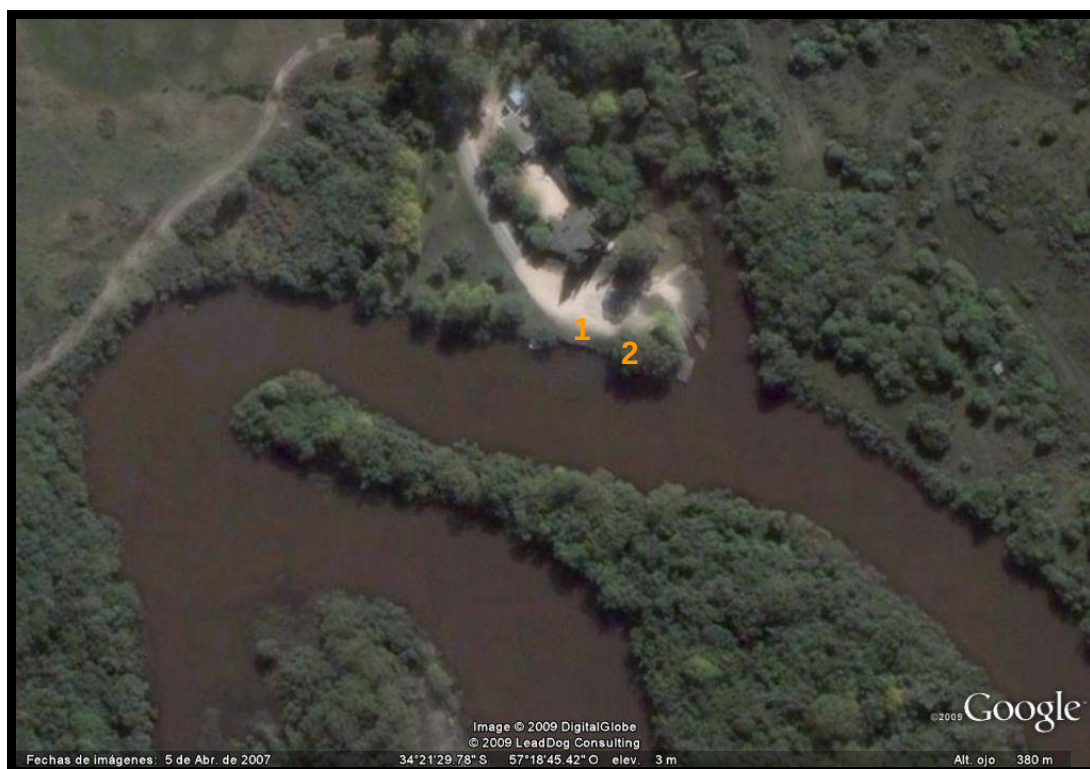
Para el relevamiento se utilizó un GPS brindado por Franco Malán. Si bien las coordenadas y cotas relevadas presentan un error significativo, las mismas son una buena referencia.

A continuación se presenta una memoria gráfica de cada uno de los puntos relevados.

14.2.3.1 Punto A: Puerto Concordia

Se releva este punto debido a la accesibilidad al río y a la infraestructura allí existente (caminería, energía, etc), a pesar de que las condiciones hidrodinámicas no son las más apropiadas.

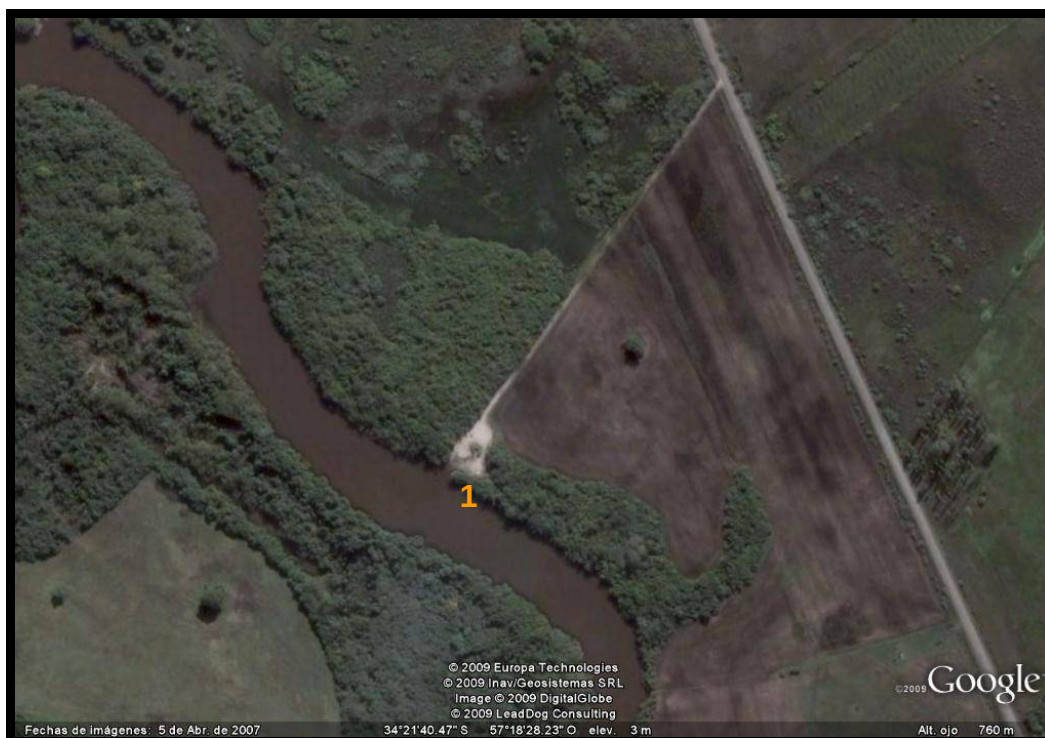
PUNTO A - Club Náutico Concordia				
Punto	Ubicación	Latitud	Longitud	Altura (m)
1	Sobre barranca	34° 21' 484"	57° 18' 727"	7.5
2	Bajo barranca (rampa bajada de lanchas)	34° 21' 484"	57° 18' 727"	1.5



14.2.3.2 Punto B: Antigua arenera

Se releva este punto debido a la accesibilidad al río y a las condiciones hidrodinámicas relativamente favorables.

PUNTO B - Antigua arenera				
Punto	Ubicación	Latitud	Longitud	Altura (m)
1	Margen del río	34° 21' 721"	57° 18' 520"	3.5



Se trata de una antigua explotación arenera, que cuenta con un camino de acceso desde Ruta 52.

Se observa que el monte nativo ha sido deforestado tiempo atrás para permitir el acceso al sitio y desarrollar actividades agrícola-ganaderas.



14.2.3.3 Punto C: Ex destilería ANCAP

Se releva este punto debido a la accesibilidad al río, a la infraestructura allí existente (obra de toma, planta de tratamiento, caminería, energía, etc) y a las condiciones hidrodinámicas muy favorables.

PUNTO C - Destilería ANCAP				
Punto	Ubicación	Latitud	Longitud	Altura (m)
1	Portón de acceso	34° 22' 730"	57° 18' 730"	13
2	Puente de acceso a obra de toma	34° 22' 733"	57° 18' 838"	5
3	Marca máxima crecida (año 2003)	34° 22' 755"	57° 18' 771"	9.5



Nos recibe uno de los funcionarios encargado del mantenimiento, Sr. Daniel Basino, quien guía la visita por las instalaciones.

La fábrica fue fundada en 1887 por Vicente Carrió. En sus inicios obtenía alcohol de la destilación del maíz en estado de fermentación. Al formarse ANCAP, todas las instalaciones pasaron a propiedad del ente estatal al monopolizar éste la destilación de alcoholes. Luego de un periodo de abandono volvió a utilizarse como estacionamiento de maltas para whisky. Actualmente la destilería se encuentra fuera de servicio, pero las instalaciones se encuentran en buen estado debido a las tareas de mantenimiento que realizan los funcionarios de ANCAP.

La fábrica cuenta con las instalaciones necesarias para su abastecimiento de agua desde el río, las cuales incluyen:

- Obra de toma en el río (muelle de acceso, etc)
- Cañería de impulsión, de 70 m de longitud aprox.
- Pozo seco con doble equipo de bombeo, de 80 m³/h.
- Planta de tratamiento de agua tipo batch, con unidades de coagulación, floculación y sedimentación.

En cuanto al abastecimiento de energía eléctrica, según registros de UTE mostrados por Daniel Basino, la fábrica tiene contratada una potencia de 100 kW a 230 V de tensión.

En lo que respecta a las crecidas del río, según la información brindada en sitio, en crecidas "normales" la línea de inundación avanza entre 15 y 20 m desde el borde de la barranca costera (no alcanza ninguna de las instalaciones existentes). Sin embargo se tiene el registro de la máxima crecida observada, producida el 12 de febrero de 2003, en la cual se inundó el pozo seco.

Cabe destacar que el verano de 2009, cuando se produjo la gran sequía en la cual Nueva Helvecia estuvo con problemas de abastecimiento de agua, funcionarios de OSE realizaron una visita al lugar para evaluar el sitio como posible emplazamiento para una nueva toma.



14.2.3.4 Punto D: Rincón del Rey

Se releva este punto debido a la accesibilidad al río y a las condiciones hidrodinámicas favorables.

PUNTO D - Rincón del Rey				
Punto	Ubicación	Latitud	Longitud	Altura (m)
1	Pesquero (lado cóncavo)	34° 24' 579"	57° 19' 237"	2
2	AA pesquero (lado convexo)	34° 24' 489"	57° 18' 151"	1



Como se observa en la imagen, en esta zona el curso pasa de una zona convexa hacia una zona cóncava, pero ambas curvas son de pequeña magnitud.

El barranco del lado convexo es mayor que el del lado cóncavo.

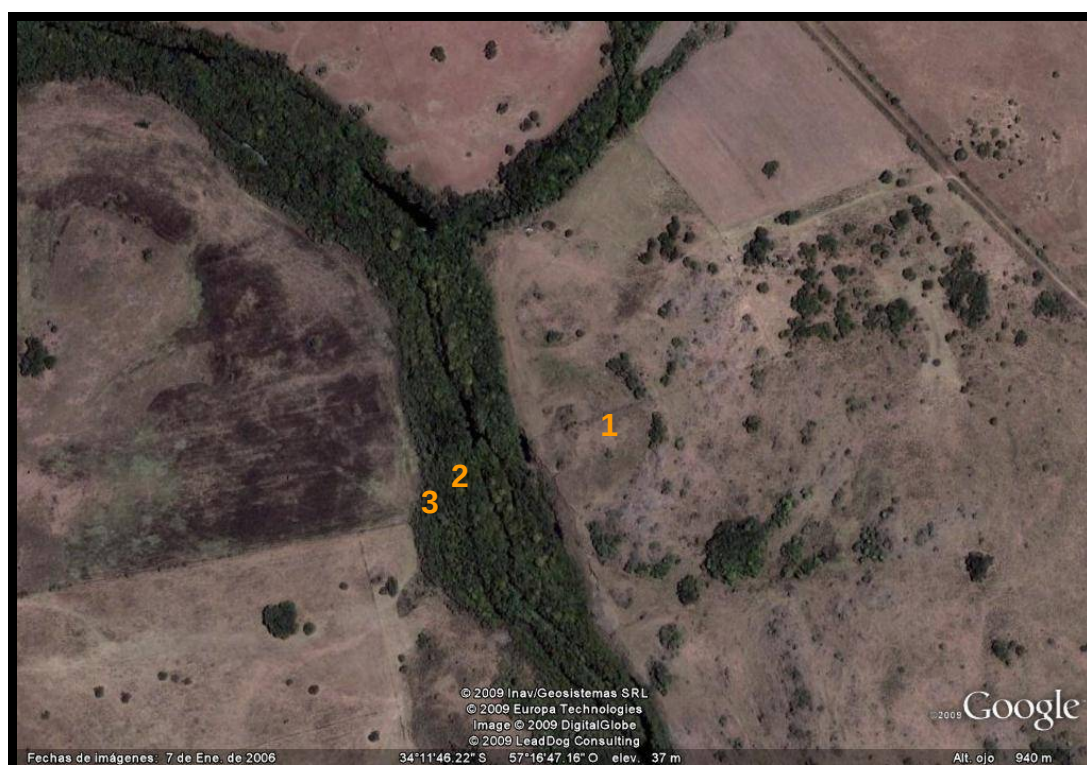


Cabe destacar que este es el punto relevado más al Sur de la Zona 1. Al Sur de la cañada Rama Negra las tierras ya no son productivas y la topografía es más accidentada, por lo que se considera no relevar más allá. Por otro lado, no se tiene libre acceso a la boca del Rosario ya que las tierras son propiedad de la estancia turística Indaré.

14.2.4 RELEVAMIENTO DEL POSIBLE EMPLAZAMIENTO DE PRESA EN ARROYO PICHINANGO

Este relevamiento se realiza con el objetivo de ubicar el posible punto de cierre para un embalse sobre el arroyo Pichinango, preseleccionado en gabinete, y conocer las características del mismo y de su entorno.

Arroyo Pichinango				
Punto	Ubicación	Latitud	Longitud	Altura (m)
1	Ladera	34° 11' 781"	34° 11' 781"	63
2	Laguna	34° 11' 801"	57° 16' 802"	38
3	Primer brazo del arroyo	34° 11' 825"	57° 16' 24"	41

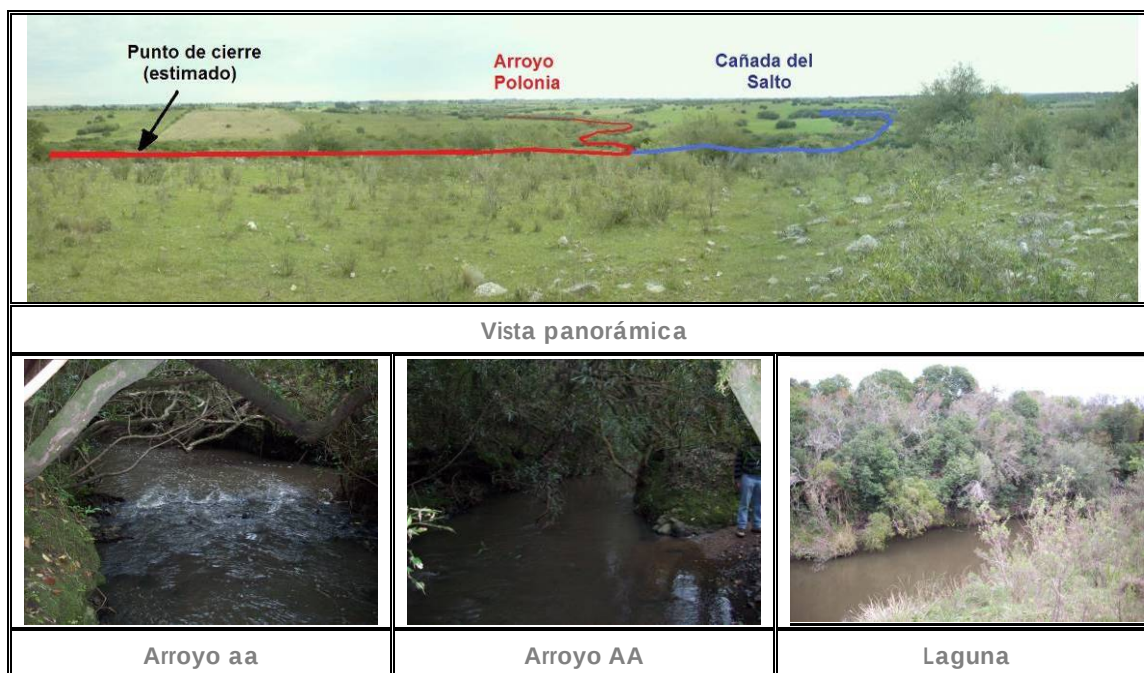


En lo que respecta al curso de agua, se observa que el mismo está subdividido en 3 brazos principales, separados entre sí por pequeñas isletas tupidas de vegetación.

En las márgenes se encuentra un monte nativo de importante desarrollo, en particular, en el punto relevado éste supera los 100 m de ancho.

Aguas arriba del punto seleccionado se encuentra la desembocadura de la cañada del Salto, en las márgenes de la cual también se observa desarrollo de monte nativo.

Las visuales del entono permiten inferir que las tierras ubicadas aguas arriba del punto relevado son tierras productivas, actualmente cultivadas.



14.3 SALIDA 3: 2 DE NOVIEMBRE DE 2009

14.3.1 OBJETIVOS

El 2 de noviembre se realiza la tercera salida de campo a la zona en la cual se desarrolla el proyecto.

Los objetivos de esta tercera visita son los siguientes:

- Obtener información relativa a los costos de la tierra que podría ser inundada por el embalse a construirse en el arroyo Cañada Grande.
- Relevar el punto de cierre seleccionado para el emplazamiento de la presa del arroyo Cañada Grande.
- Obtener información respecto a costos incrementales asociados a la implementación del riego. Específicamente se pretende estimar los incrementos por hectárea en fertilizantes, y en la cantidad y calidad de los híbridos empleados.
- Obtener información respecto a los precios del durazno (en sus diferentes calibres) y de la papa.
- Obtener información respecto al perfil geológico de la zona del punto de cierre del arroyo Cañada Grande, necesario para el diseño de la presa en el mismo.

14.3.2 PREDIOS EN LA ZONA DEL ARROYO CAÑADA GRANDE

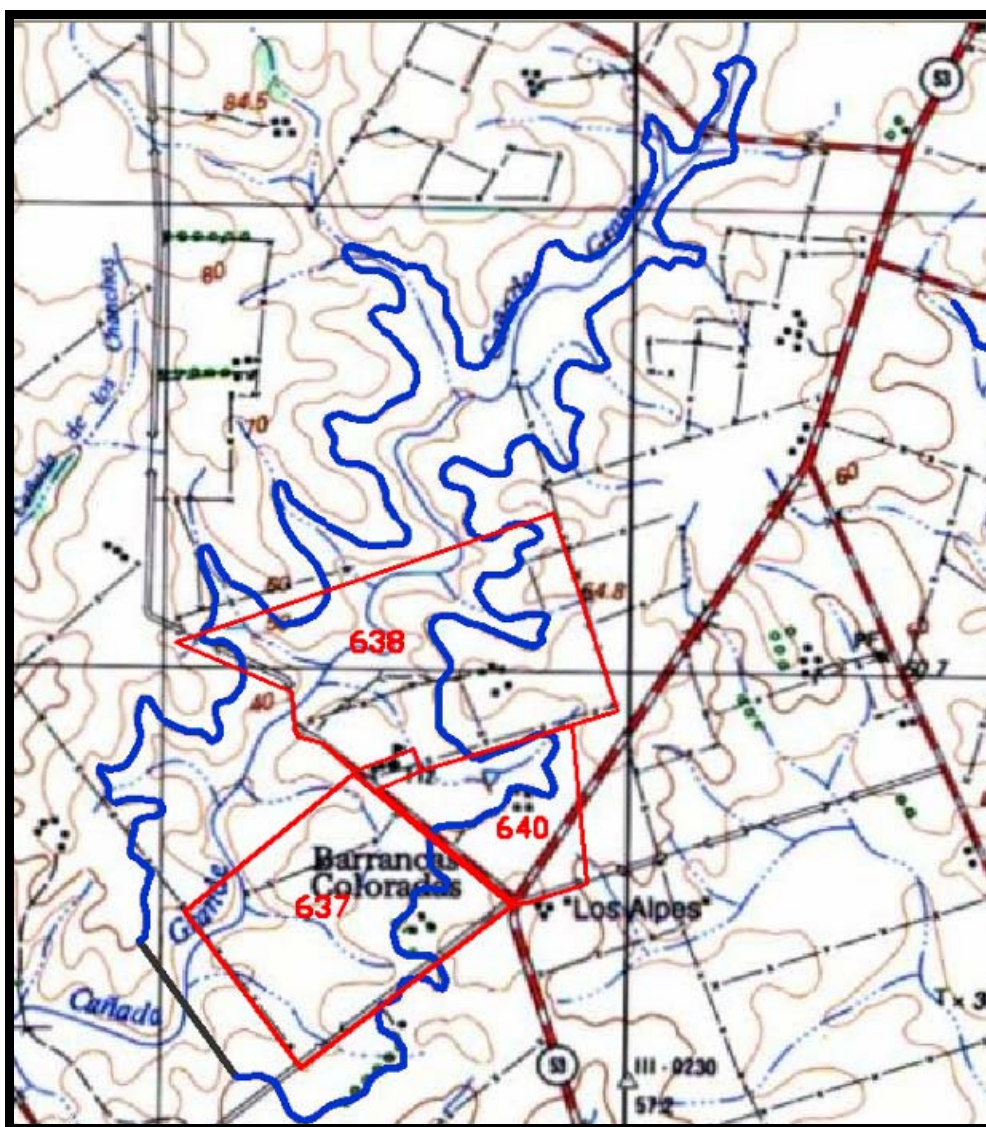
En la mañana se entrevista a la Ing. Agr. Albana Melognio, integrante del equipo técnico de la SFRCS. Con ella se discuten aspectos diversos acerca del embalse sobre el arroyo Cañada Grande, como ser el precio de las tierras de la zona y los propietarios de las tierras a inundar.

Según la información brindada, dado que se trata de tierras de productividad media a baja, el precio promedio de las mismas es de 6.000 US\$/há.

Además, en la zona a inundar por el embalse se encuentra la escuela rural N° 112, conocida como Escuela Barrancas, a la cual concurren alrededor de 12 escolares.

De los productores de la zona se selecciona entrevistar al productor que se estima será el más afectado por la construcción de la presa, el mismo maneja un establecimiento lechero de 249 há ubicado en los padrones 637, 638 y 640, del cual viven dos familias.

De la totalidad de tierras que actualmente maneja dicho productor, se estima que el área que queda por debajo del nivel de agua cuando el embalse estuviera completamente lleno es de 162 há, o sea, un 65 %, tal como se muestra en la siguiente figura.



En lo que respecta a la escuela antes mencionada, la cota de la misma referida al cero oficial es de aproximadamente 44 m. Dado que dicha estructura se vería cubierta por el embalse, al costo de expropiación de los terrenos debe sumarse la reubicación del local de enseñanza.



14.3.3 CIERRE DEL EMBALSE EN EL ARROYO CAÑADA GRANDE

Debido a las lluvias en el día de la visita y en los días previos, no es posible el acceso vehicular a la zona próxima al punto de cierre seleccionado, por lo cual no se realiza el relevamiento del mismo.

Sin embargo, se accede al arroyo en un punto ubicado a 1.500 m aguas arriba del seleccionado, ubicado 500 m al Noroeste de la escuela rural, según se muestra en la siguiente figura. Del mismo se relevan las características más importantes del cauce y del entorno.

Punto relevado - Cañada Grande		
Latitud	Longitud	Altura (m)
34° 14' 00,9"	57° 13' 40,9"	34



Se observa que las laderas de ambas orillas del cauce tienen pendientes muy pronunciadas, inclusive rocosas en algunos tramos.

Se constata que la vegetación de las márgenes tiene un escaso desarrollo, tanto en superficie como en altura, predominando especies de porte arbustivo.



Acceso al arroyo. Laderas de pendiente pronunciada



Punto relevado, AA



Punto relevado, aa



Vegetación en las márgenes del arroyo

14.3.4 SERIES HISTÓRICAS DE PRECIOS

Otro de los aspectos que se discute con la Ing. Agr. Albana Melognio es el de las series históricas de precios tomadas como referencia. Se corrobora que los precios de los cultivos agrícolas tomados

de los anuarios del DIEA se corresponden con los locales y no deben ser corregidos como en el caso del durazno (minorados en un 15 % según recomendaciones de la Ing. Agr. Margarita Pastori).

14.3.5 COSTOS INCREMENTALES DE LOS CULTIVOS

En lo relativo al aumento en los costos de producción que implica la implementación de un sistema de riego, se considera lo siguiente:

14.3.5.1 Maíz

El aumento en la cantidad de plantas es de aproximadamente 35.000 plantas/há, cuando en condiciones de secano el productor promedio tiene alrededor de 65.000 plantas/há.

Cuando el cultivo de maíz se realiza bajo riego, se utilizan semillas híbridas transgénicas cuyos rendimientos son superiores (al igual que el costo).

Se sugiere considerar un aumento de la cantidad de híbrido en la misma proporción que el aumento de plantas por hectárea, con lo cual se asume un aumento del 50 % de la cantidad de semillas por hectárea, o lo que es lo mismo, emplear media bolsa más de semillas por hectárea¹².

14.3.5.2 Sorgo

El riego del sorgo no supone un aumento en la cantidad de plantas por hectárea, aunque sí puede darse un aumento en la producción de las mismas, de entre 1.000 y 2.000 kg/há. Este aumento de rendimiento (que según la Ing. Melognio es bajo) se debe a la baja respuesta que tiene la planta frente al riego.

En lo que refiere al aumento de los costos, se sugiere adoptar un aumento en la cantidad de fertilizante de unos 100 kg/há de Urea (fertilizante nitrogenado 46-0-0-0).

14.3.5.3 Alfalfa

Al igual que en el caso del sorgo, la cantidad de plantas de alfalfa por unidad de área no se incrementa por la introducción del riego. Se sugiere adoptar un aumento en la cantidad de fertilizante de 100 kg/há.

14.3.6 CULTIVOS HORTÍCOLAS

La Ing. Agr. Margarita Pastori puntualiza en algunos aspectos relativos al durazno y a los cultivos hortícolas en la entrevista realizada durante la tarde.

De acuerdo a Pastori no se deben considerar específicamente los cultivos hortícolas en el presente proyecto:

- El volumen de agua que se destina a esta actividad es del orden del 1 % de la demanda total para toda la zona.
- Si bien como primera hipótesis se considera que la papa es el cultivo más representativo de la zona (dentro de los hortícolas), se nos informa que actualmente el mismo está en manos de grandes productores, quienes no se encuentran en la zona en estudio.

Se recomienda, o bien omitir los cultivos hortícolas, o contabilizarlos como cultivos agrícolas.

¹² Por lo general, una bolsa de semillas es la cantidad de semillas que se utiliza por hectárea. Para el caso del maíz, la cantidad de semillas por bolsa oscila entre las 72.000 y 80.000 unidades.

15. ANEXO II: GRUPOS DE SUELOS CONEAT

Se definen 185 Grupos de Suelos, cada uno con su respectivo Índice CONEAT. A su vez, éstos se agrupan en 17 zonas.

Los Grupos de Suelos CONEAT no son estrictamente unidades cartográficas básicas de suelos, sino que constituyen áreas homogéneas, a la escala de trabajo utilizada (1:20.000), definidas por su capacidad productiva según se explicitó anteriormente.

Desde el punto de vista edafológico, la productividad se considera como la capacidad inicial del suelo para producir un cierto rendimiento por hectárea por año, que teóricamente se puede expresar como porcentaje del rendimiento óptimo que se obtiene en el suelo que ofrece las condiciones más favorables bajo una tecnología definida.

El denominado índice CONEAT es un índice estructurado por el Ministerio de Agricultura y Pesca y la Comisión Nacional de Estudio Agroeconómico de la Tierra (CONEAT), que determina la capacidad productiva actual de los suelos del país, evaluados en kilos de carne bovina y ovina en pie y kilos de lana por hectárea de campo natural, cuyo promedio es el índice 100 (va de 0 a 263).

Cabe destacar que en la práctica se observan diversos emprendimientos productivos exitosos (forestación, cultivo del arroz, vides) realizados sobre grupos de suelos de bajo a muy bajo Índice CONEAT. Paquetes tecnológicos, como por ejemplo la siembra directa con aplicación de herbicidas, surgidos con posterioridad a la creación de CONEAT, permiten incorporar suelos con bajo Índice a la siembra de pasturas y cultivos con excelentes resultados productivos.

Las zonas, subzonas y grupos presentes en el área que se verá afectada por el proyecto se describen a continuación.

15.1 ZONA 3

A esta zona corresponden los sistemas de planicies asociadas a las principales vías de drenaje, con excepción de las planicies del este.

Dentro de esta zona, la Subzona 03. comprende las planicies de las regiones litoral oeste, sur y centro. Los distintos grupos corresponden a diferentes niveles altimétricos.

En particular, en el área que se verá afectada por el proyecto se encuentran los grupos cuya descripción general se presenta a continuación.

Grupo 03.2 , Unidad: Villa Soriano, Índice: 131

Este grupo corresponde a planicies de nivel altimétrico medio, pudiendo distinguirse dos situaciones distintas. Por una parte está la región de Villa Soriano, que se expresa asociada al Río Uruguay en el Dpto. de Soriano y parte de la Isla del Vizcaino. El material geológico corresponde a sedimentos aluviales antiguos, estratificados, de granulometría limo arcillosa y arenosa. Los niveles arenosos, cuando están expuestos en superficie, conforman bandas alargadas (bancos arenosos). Son planos ligeramente descendentes hacia el río Uruguay, río Negro y río San Salvador.

Los suelos dominantes corresponden a Gleysoles Háplicos Melánicos, paráuicos aéricos (Gley húmicos), Fluvisoles Heterotexturales Melánicos, hidromórficos (Suelos Aluviales) y Vertisoles Háplicos, hidromórficos (Grumosoles). En general todos presentan un horizonte superior de color negro, franco arcillo limoso, de fertilidad muy alta y drenaje pobre. El uso es pastoril y la vegetación es de pradera estival, con bosque de galería contra los cauces y parque en el resto.

Por otra parte, cabe distinguir las planicies medias asociadas a muchas vías de drenaje en los departamentos de Río Negro y Paysandú, siendo ejemplo las planicies del río Queguay y arroyos Don Esteban, Las Flores, etc. El material geológico corresponde a sedimentos limosos y limo arcillosos. El relieve en general es plano, con mesorrelieve.

Los suelos predominantes son Gleysoles Háplicos Melánicos (Gley humitos) de color negro a gris muy oscuro, arcillo limosos, fertilidad muy alta y drenaje pobre y Fluvisoles Isotexturales Melánicos (Suelos Aluviales), de color negro, franco limosos a franco arcillo limosos, fertilidad muy alta y moderadamente bien drenados. Pueden existir Vertisoles Háplicos hidromórficos (Grumosoles de montículos). El uso es pastoril, con vegetación de pradera estival y monte galería asociado a los cursos de agua. El área es inundable en forma rápida y por cortos periodos.

Grupo 03.3 , Unidad: San Gabriel - Guaycurú, Índice: 96

Este grupo corresponde a las planicies de ríos y arroyos que se presentan asociados a colinas del basamento cristalino. Es un ejemplo la planicie existente en el arroyo Santa Lucía Chico. El material geológico corresponde a sedimentos limo arcillosos y, cercanos a los cursos de agua, sedimentos aluviales de texturas variables y estratificados. Son planicies de inundación rápida y de corta duración, con mesorrelieve, observándose canales y meandros, típicos de su origen fluvial.

Los suelos dominantes corresponden a Planosoles Eútricos Melánicos, a veces cumúlicos, de color pardo muy oscuro a negro, franco limosos, y cuando son cumúlicos, arcillo limosos, fertilidad muy alta y drenaje imperfecto, y Gleysoles, Típicos Lúvicos, Melánicos, de color negro a gris muy oscuro, franco arcillo limosos o arcillo limosos, fertilidad muy alta y drenaje pobre.

El uso es pastoril, con vegetación de pradera estival y en las áreas húmedas se asocian comunidades hidrófilas y uliginosas. En las áreas ribereñas, con Fluvisoles Heterotexturales (Suelos Aluviales), existe la selva fluvial típica en todo el país.

Grupo 03.41 , Unidad: San Ramón, Índice: 158

Este grupo corresponde a la gran planicie que se localiza en ambas márgenes del río Santa Lucía, principalmente en el tramo en que éste es límite entre los departamentos de Canelones y Florida. Un lugar de referencia lo constituye el pueblo San Ramón, ya que al norte del mismo aparece con significativa extensión.

Es una planicie alta, inundable ocasionalmente, con mesorrelieve, donde las posiciones altas son dominantes y presentan Planosoles Eútricos Melánicos y Brunosoles Eútricos Lúvicos, hidromórficos (Praderas Pardas a Negras máximas) desarrollados sobre sedimento limo arcilloso, con horizontes superiores de color pardo muy oscuro a negro, textura franco limosa, fertilidad alta y drenaje imperfecto. En posiciones altas también pueden existir Argisoles Eútricos, a veces Subeútricos, Melánicos Típicos (Praderas Pardas máximas). En posiciones deprimidas ocurren los Planosoles ya mencionados, aunque con un horizonte de espesor variable (10 a 40 cm.), de acumulación (cumúlico), de color gris muy oscuro a negro y textura franco arcillo limosa a arcillo limosa. También en posiciones deprimidas y húmedas existen Gleysoles Lúvicos Melánicos (Gley húmicos), y asociados al curso de agua en áreas de sedimentos aluviales, se desarrollan Fluvisoles Heterotexturales Melánicos (Suelos Aluviales), con vegetación de selva fluvial.

El uso es pastoril, con pasturas estivales e invernales de alta calidad y parque de densidad variable, existiendo como única limitante el riesgo de inundación.

Grupo 03.52 , Unidad: Villa Soriano y Bañados de Farrapos, Índice: 53

Este grupo corresponde a dos situaciones. La primera a las planicies altas alcalinas localizadas en el litoral oeste, asociadas a las planicies bajas del río Uruguay, con extensiones significativas en los alrededores de San Javier (Dpto. de Río Negro), pero que existen también en los departamentos de Paysandú y Soriano y algunas áreas en el Dpto. de Salto. Son excepcionalmente inundables y presentan vegetación de parque con densidad variable de árboles, espinillos, algarrobos, etc.

La segunda situación corresponde a las planicies inundables de arroyos, como la existente en el arroyo Canelón Chico, con ocurrencia en los departamentos de Canelones, San José y Colonia. Estas planicies presentan vegetación de parque y selva fluvial asociada a los cursos de agua.

En ambas situaciones los suelos dominantes son Brunosoles Eútricos Lúvicos (Praderas Pardas máximas), de color pardo oscuro, textura franco limosa, fertilidad alta y drenaje imperfecto y

Solonetz Ócricos, de color pardo grisáceo claro, textura franco limosa, fertilidad muy baja y drenaje imperfecto. Completan la asociación, suelos afectados por alcalinidad, como Brunosoles Eútricos Lúvicos (Praderas Pardas alcalinas), fase sódica y Suelos Ócricos. En las planicies de arroyos existen, asociados a los cursos de agua, Fluvisoles Heterotexturales (Suelos Aluviales).

En ambos casos el uso es pastoril, limitado por las áreas alcalinas (blanquéales).

15.2 ZONA 5

Se agrupan las asociaciones de suelos de la región central sur del país. El relieve se caracteriza por colinas y lomas fuertes y los suelos, que son moderadamente profundos y superficiales, en algunas áreas tienen rocosidad asociada.

En el área afectada por el proyecto se encuentra la Subzona 5.0. A esta subzona pertenecen los grupos cuyos suelos presentan diferencias en la profundidad, fertilidad o en los grados de rocosidad asociada. Presentan pendientes entre el 5 y el 9 %, con picos de hasta 24 %. El material geológico lo constituyen rocas cristalinas.

En particular, en el área que se verá afectada por el proyecto se encuentran los grupos cuya descripción general se presenta a continuación.

Grupo 5.01b , **Unidad:** Sierra de Mahoma, San Gabriel – Guaycurú y Andresito, **Índice:** 61

El relieve es ondulado fuerte y los suelos son Brunosoles Subeútricos (a veces Dístricos) Háplicos, profundos (más de 50 cm), moderadamente profundos (de 30 a 50 cm) y superficiales (menos de 30 cm), de color pardo a pardo rojizo, franco gravillosos a arenoso franco gravillosos, de fertilidad media a baja y drenaje interno variable (Regosoles).

Presenta afloramientos con 15 a 35 % del área cubierta. Se localiza en áreas de poca extensión en los departamentos de San José, Flores y Colonia. Este grupo incluye también las laderas de fuerte pendiente y con rocosidad alta existente en los Cerros de San Juan (Dpto. de Colonia).

Grupo 5.02b , **Unidad:** San Gabriel - Guaycurú, **Índice:** 88

Es el grupo más importante, ya que ocupa más del 80 % de las tierras de esta subzona. Existe repetidamente en los departamentos de Florida y en el Dpto. de Flores (Puntas del San José) y en el resto de la región definida para la Zona 5. El relieve es ondulado y ondulado fuerte, con pendientes modales de 5 a 7 %. El material geológico corresponde a litologías variables de rocas predevonianas, como granitos, migmatitas, rocas metamórficas esquistosas (alrededores de Rosario), etc.

Los suelos son Brunosoles Subeútricos Háplicos moderadamente profundos y superficiales (Praderas Pardas moderadamente profundas y Regosoles), a los que se asocian Inceptisole (Litosoles), a veces muy superficiales. El horizonte superior es de color pardo y pardo rojizo, a veces pardo amarillento, de textura franca, franco gravillosa o arenoso franca con gravillas abundantes. La fertilidad es media, a veces baja. La rocosidad es moderada y varía entre un 2 al 10 % del área con afloramientos. En toda el área pueden existir bajos angostos, asociados a vías de drenaje de poca importancia, que contienen Gleysols Lúvicos (Gley húmicos) y Brunosoles Eútricos Típicos o Lúvicos (Praderas Negras y Praderas Pardas máximas), hidromórficas, que contienen muy buenas pasturas estivales. El uso es pastoril.

15.3 ZONA 9

Corresponde a grupos desarrollados a partir de sedimentos de texturas gruesas, pertenecientes a formaciones de fines del Terciario y algunas etapas del Cuaternario.

En particular, en el área que se verá afectada por el proyecto se encuentran los grupos cuya descripción general se presenta a continuación.

Grupo 9.4 , Unidad: Kiyú, Índice: 57

Este grupo se localiza en los departamentos de San José, Canelones y Colonia, siendo reconocible en los alrededores de estación Raigón. El material geológico comprende sedimentos de litología muy variable, existiendo Lodolitas (limo arcillosas) con gravilla, areniscas de cemento arcilloso, arcosas, arcillas, etc, pertenecientes a la formación Raigón de fines del Terciario.

El relieve está constituido por laderas de disección, de marcada convexidad y pendientes fuertes y cortas del orden de 4 a 10 % (grupas).

Los suelos son muy variables, aunque en general mantienen constante la presencia de gravilla. Deben mencionarse como predominantes los Brunosoles Subeútricos Lúvicos, a veces Típicos y Argisoles Subeútricos Típicos (Praderas Pardas máximas). Los horizontes superiores son de color pardo a pardo oscuro, textura franca, a veces franco limosa con gravilla común, fertilidad media y drenaje algo imperfecto. En el Dpto. de Colonia y al sur de Ecilda Paullier, los Argisoles son de textura más arenosa. Como accesorios, se han determinado en diversos lugares una gran variedad de suelos relacionados a litologías de esta formación, como Vertisoles (Grumosoles) de colores grises e Inceptisoles (Regosoles) formados de sedimentos arcosicos. También debe señalarse la presencia de suelos (normalmente Brunosoles) cuyos horizontes superiores se han desarrollado a partir de un sedimento limo-arcilloso, correspondiente a la acumulación del interfluvio suprayacente (formación Libertad) y los horizontes inferiores de litologías de la formación Raigón, con menor proporción de fracción limo y mayor de arcilla, arena y gravilla.

El uso actual de la tierra es variable, dependiendo de la localización de la unidad. Puede indicarse sin embargo, que en el sur del Dpto. de San José ha estado bajo cultivo, encontrándose actualmente con erosión severa.

15.4 ZONA 10

Esta zona ocurre en extensiones variables en distintos puntos del país, siempre relacionada a sedimentos de texturas finas y paisajes suavemente ondulados correspondientes al Cuaternario.

En particular, en el área que se verá afectada por el proyecto se encuentran los grupos cuya descripción general se presenta a continuación.

Grupo 10.5 , Unidad: Libertad, Índice: 236

Este grupo se localiza en los departamentos de San José y Canelones, existiendo extensiones importantes en la Región de Rincón del Pino. Existe también en el Dpto. de Colonia, destacándose la región de Cuchilla de Carmelo, al oeste del mencionado departamento y pequeñas áreas en el Dpto. de Soriano.

El material geológico corresponde a sedimentos limo arcillosos pertenecientes a la formación Libertad. El relieve es muy suavemente ondulado, con predominio de laderas largas y pendientes de 1 – 2 %. Los suelos corresponden a Brunosoles Eútricos Lúvicos, a veces Típicos (Praderas Pardas máximas, a veces medias) y Planosoles Eútricos Melánicos, de color pardo muy oscuro, textura franco limosa, fertilidad alta y drenaje imperfecto.

Predominantemente, este grupo se encuentra bajo cultivos hortícolas y frutícolas en las regiones más próximas al Dpto. de Montevideo y cultivos de chacras estivales o invernales en el resto.

Grupo 10.6a , Unidad: Kiyú, Índice: 206

Este grupo se localiza como una faja discontinua en el sur de los departamentos de Canelones, Montevideo, San José y Colonia. El material geológico corresponde a sedimentos limo arcillosos del

Cuaternario, de color pardo a pardo naranja. El relieve es suavemente ondulado, con predominio de pendientes de 1 a 3 %.

Los suelos predominantes corresponden a Brunosoles Subeútricos, a veces Eútricos, Típicos y Lúvicos (Praderas Pardas medias y máximas) de color pardo a pardo oscuro, textura franco limosa, fertilidad alta y moderadamente bien drenados.

En San José y Colonia existen cultivos estivales-invernales, papa, etc, al nivel de chacra media.

Grupo 10.6b , Unidad: Toledo, Índice: 131

Este grupo se diferencia del 10.6a por su índice de productividad.

El uso predominante es hortícolas-frutícola y de cultivos a escala de pequeña chacra. Es común la existencia de tierras que actualmente no sirven para cultivos en forma intensiva, las cuales pasan a uso pastoril, que en algunos casos es limitado por la degradación de los suelos.

Grupo 10.8a , Unidad: Libertad, Índice: 105

A este grupo corresponden la mayoría de las tierras onduladas suaves de los departamentos de Canelones y San José, situándose en los alrededores de centros poblados tales como Libertad, San José, Tala, Canelones, San Bautista, etc. Existen con menor extensión en los departamentos de Colonia y Maldonado. El material geológico corresponde a sedimentos limo arcillosos de color pardo y normalmente con concreciones de carbonato de calcio. El relieve es suavemente ondulado a ondulado con predominio de pendientes de 1 a 4 %, existiendo una región en los alrededores de Tapia con pendientes de 3 a 6 %.

Debe indicarse que esta región ha sido la primera en incorporarse a la agricultura en el país y que este grupo ocurre en laderas convexas, con sus respectivas concavidades, donde naturalmente el riesgo de erosión es alto y donde se han realizado cultivos anuales (entre ellos estivales carpidos), en forma continua y sin ninguna medida de conservación de suelos. Estas han sido las causas de la erosión severa, y en algunas áreas muy severa, que existe actualmente, identificándose con la presencia de un padrón de cárcavas de densidad alta y muy alta, y suelos con erosión laminar en diversos grados.

Los suelos corresponden a Vertisoles Rúpticos Típicos y Lúvicos (Grumosoles) y Brunosoles Eútricos y Subeútricos Típicos (Praderas Negras y Pardas medias), de color negro o pardo muy oscuro, textura franco arcillo limosa, fertilidad alta y moderadamente bien drenados.

Grupo 10.8b , Unidad: Libertad, Índice: 184

Este grupo se diferencia del 10.8a por su índice de productividad, ya que corresponde a áreas con menor grado de erosión actual, definiéndose como moderada con áreas asociadas de erosión ligera. Predomina entonces la erosión laminar, con pérdida variable de los horizontes superiores. Este grupo normalmente se localiza en posiciones de bajo riesgo de erosión, como son los interfluvios altos y laderas de pendientes suaves.

Grupo 10.11 , Unidad: Kiyú, Índice: 210

Es un grupo que se localiza en forma discontinua en el sur de los departamentos de Canelones, Montevideo, San José y Colonia. Es reconocible en los parajes de Barranca de Mauricio y Kiyú. El material geológico corresponde a sedimentos limo arcillosos con mucha arena fina y muy fina. El relieve está constituido por laderas largas de pendientes suaves del orden de 0,5 a 1,5 %.

Los suelos son Planosoles Subeútricos, a veces Eútricos Melánicos, de color pardo muy oscuro, textura franco limosa con arena fina y muy fina, fertilidad alta y drenaje imperfecto.

En este grupo predominan los cultivos y rastrojos frente al uso pastoril.

15.5 ZONA 11

Esta zona se localiza en el litoral oeste (departamentos de Paysandú, Río Negro y Soriano), donde aparece como grandes extensiones. En el litoral sur (departamentos de Colonia, San José y Canelones) se encuentra asociado a una sucesión de laderas de fuerte pendiente (Grupos 11.9 y 11.10)

En particular, en el área que se verá afectada por el proyecto se encuentran los grupos cuya descripción general se presenta a continuación.

Grupo 11.9 , Unidad: Ecilda Paullier – Las Brujas, Índice: 201

Este grupo se localiza en forma discontinua en el sur del Dpto. de Colonia y es observable por Ruta 1, en las proximidades de Nueva Helvecia. También aparecen en el Dpto. de San José, existiendo las últimas áreas en los alrededores de Ecilda Paullier. El material geológico corresponde a sedimentos provenientes de la formación Fray Bentos, la cual en algunos lugares aparece con características tilloides, ya que en su masa existen gravillas, gravas y cantos de litologías correspondientes al basamento cristalino. También existe aporte litológico de granulometría fina de los sedimentos cuaternarios que ocupan los interfluvios y disminuyen de espesor gradualmente, hasta desaparecer en las laderas de disección características de este grupo. El relieve está constituido por laderas fuertes que conforman un frente de disección con pendientes de 4 a 8 %.

Los suelos predominantes son Brunosoles Subeútricos, a veces Eútricos, Típicos, a veces Lúvicos (Praderas Pardas medias a máximas), de color pardo grisáceo oscuro, textura franco arcillosa a franco arenosa pesada, fertilidad media, a veces alta y moderadamente bien drenados.

El uso predominante de la tierra es con cultivos invierno-estivales y forrajeros para lechería, con tamaños medios de chacra y, en general, con muchos años de agricultura, por lo que no pueden señalarse características de la vegetación de campo natural.

Grupo: 11.10 , Unidad: Ecilda Paullier – Las Brujas, Índice: 114

Este grupo se localiza en el Dpto. de Canelones, en los alrededores de Las Brujas y los Cerrillos, existiendo pequeñas áreas al oeste del Dpto. de Montevideo. El material madre corresponde a sedimentos limosos provenientes de la formación Fray Bentos que no presenta ninguna diferencia litológica con el existente en el litoral oeste. El relieve está constituido por laderas convexas de fuerte pendiente (de 5 a 8 %) que conforman un frente de disección.

Los suelos predominantes son Brunosoles Eútricos Típicos moderadamente profundos, de color negro, textura franco arcillosa fertilidad alta y muy alta y moderadamente bien drenados. En posiciones altimétricas superiores (interfluvios) existen sedimentos limosos, que se adelgazan gradualmente sobre las laderas de disección encontrándose suelos formados sobre estos sedimentos que corresponden a Brunosoles Subeútricos, a veces Eútricos, Típicos y Lúvicos (Praderas Pardas medias y máximas), de color pardo a pardo oscuro, textura franco limosa, fertilidad alta y moderadamente bien drenados.

Este grupo, dado las fuertes pendientes y el uso muy antiguo y continuo de la tierra para cultivos, presenta en la actualidad erosión moderada a severa.

16. ANEXO III: DETERMINACIÓN DE K_c

Los valores de k_c de referencia y de umbral de riego para cada cultivo se extrajeron de recomendaciones de la FAO, según se muestra en la Tabla 16-1.

Tabla 16-1: Datos de los cultivos representativos (FAO)

Fruticultura							
Cultivo	K_c (FAO)			Umbral (p%)	$h_{\max}$ (m)	Época	
	Inicial	Máximo	Final				
Duraznero	0,50	1,00	0,75	50%	3,00	Anual	

Agricultura							
Cultivo	Tipo	K_c (FAO)			Umbral (p%)	$h_{\max}$ (m)	Época
		Inicial	Máximo	Final			
Maíz	Cereal	0,30	1,20	0,60	55%	2,00	Verano
Sorgo	Cereal	0,30	1,10	0,55	55%	1,50	Verano
Alfalfa	Forraje	0,40	0,95	0,90	55%	0,70	Perenne
Soja	Legumbre	0,40	1,15	0,50	50%	0,75	Verano

Horticultura							
Cultivo	Tipo	K_c (FAO)			Umbral (p%)	$h_{\max}$ (m)	Época
		Inicial	Máximo	Final			
Papa	Tubérculo	0,50	1,15	0,75	35%	0,60	Otoño/Primavera

Los valores de k_c se corrigieron para las condiciones de humedad y velocidad del viento de la zona, dado que los mismos son válidos para condiciones de humedad relativa mínima de 45 % y velocidad media horizontal del viento de 2 m/s.

La expresión utilizada para realizar las correcciones es la siguiente:

$$K_{C_{med}} = K_{C_{med}}(FAO) + [0.04(u_2 - 2) - 0.004(RH_{\min} - 45)] * \left(\frac{h}{3}\right)^{0.3}$$

Donde:

- K_c : Coeficiente del cultivo corregido para la zona
- K_c (FAO): Coeficiente del cultivo dado por la FAO
- U_2 : velocidad del viento en la zona (m/s)
- $RH_{\min}$: Humedad relativa mínima (%)
- h : altura máxima del cultivo (m)

Para la zona en estudio se tomaron las condiciones de humedad mínima y velocidad media del viento registradas en la estación experimental La Estanzuela.

La humedad mínima registrada en el periodo comprendido desde 1966 hasta el presente es de 47 %, según se muestra en la Figura 16-1.

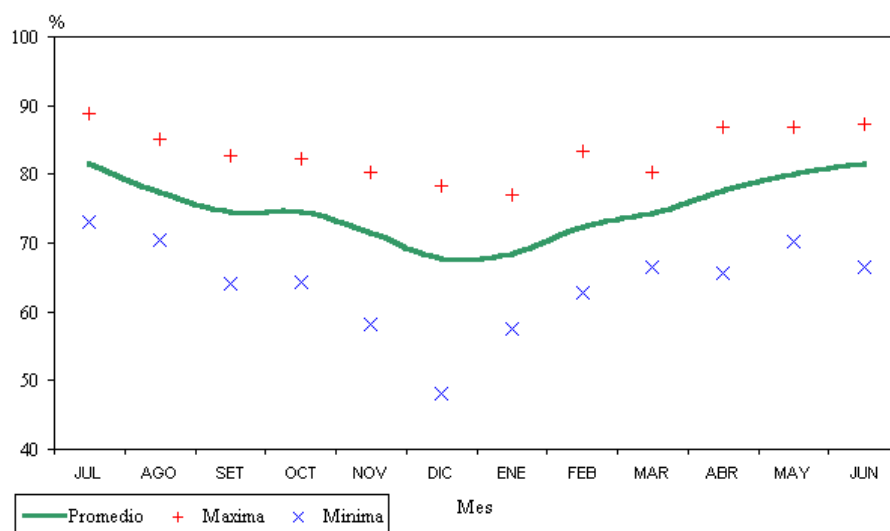


Figura 16-1: Humedad relativa 1966 – 2009

La velocidad media del viento, resultante de realizar el promedio de las velocidades registradas en el periodo comprendido desde 1966 hasta el presente, es de 2,7 m/s.

Si bien las condiciones de humedad relativa y velocidad del viento son similares a las adoptadas por la FAO, se aprecia una leve diferencia que es necesario considerar en el análisis.

Los valores corregidos para cada cultivo se presentan en los puntos siguientes.

En cuanto a las fechas y a la duración de cada fase de los ciclos de los cultivos, las mismas se tomaron de información de la zona u eventualmente, en caso de que dicha información no estuviera disponible, de datos nacionales o con condiciones similares a las de la zona en estudio.

17. ANEXO IV: CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL MANEJO DEL RIEGO

17.1 PARÁMETROS BÁSICOS DEL SUELO Y DE LOS CULTIVOS

17.1.1 CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO

El conocimiento del contenido de agua es fundamental para determinar los momentos óptimos de riego y su magnitud.

El contenido de agua de un suelo puede expresarse de diferentes formas:

- Humedad en base a peso, según:

$$H\%P = \frac{\text{Peso Húmedo} - \text{Peso Seco}}{\text{Peso Seco}} \times 100 = \frac{\text{Peso Agua}}{\text{Peso Seco}} \times 100$$

Donde H %P es el contenido de agua en base a peso expresada como porcentaje, y Peso Húmedo y Peso Seco, expresados en gramos, representan el peso del suelo húmedo y seco respectivamente. El peso seco se determina luego de secar la muestra en estufa por 24 horas a 105 °C. También puede utilizarse para su determinación el horno de microondas.

- Humedad en base a volumen, según:

$$H\%Volumen = \frac{\text{Volumen Agua}}{\text{Volumen Suelo}} \times 100$$

$$\Rightarrow H\%Volumen = H\%P \times D_a$$

Para lo cual es necesario conocer la densidad aparente, definida como el cociente entre el peso seco de la muestra de suelo y su volumen, es decir:

$$D_a = \frac{\text{Peso Seco}}{\text{Volumen}}$$

- Profundidad en mm de agua:

En la práctica, como las láminas de riego, la precipitación y la evapotranspiración son medidas en mm, es conveniente el uso de esta misma unidad para expresar el contenido de agua de un suelo. El mismo se expresa según:

$$mm \text{ de agua} = H\%P * D_a * \frac{\text{Profundidad (cm)}}{10}$$

Donde la profundidad es el espesor del horizonte de suelo considerado.

17.1.2 CAPACIDAD DE CAMPO (CC)

Es la cantidad de agua máxima que el suelo puede retener, medida a las 48 horas después de una lluvia o riego (el contenido de agua continúa descendiendo a medida que pasa el tiempo). Depende del tipo de suelo, especialmente de su textura.

Este parámetro puede determinarse en el laboratorio o en el campo por el método de humedecimiento natural o inferirse a través de otras propiedades del suelo, como la granulometría y la materia orgánica.

17.1.3 PUNTO DE MARCHITEZ PERMANENTE (PMP)

Es el grado de humedad del suelo que rodea la zona radicular de la vegetación, tal que las fuerzas de succión de las raíces son menores que las de retención del agua por el terreno. Cuando la planta no puede absorber toda la demanda de agua se alcanza el punto de marchitez temporal, y cuando ya no puede absorber agua del suelo alcanza el punto de marchitez permanente.

Su valor depende del tipo de suelo y puede determinarse con métodos de laboratorio similares a los empleados para determinar la capacidad de campo, o mediante ecuaciones que utilizan otras propiedades del suelo.

17.1.4 AGUA DISPONIBLE (AD)

En general, no toda el agua del suelo está disponible para las plantas. Es por ello que se introduce el concepto de agua disponible (AD) de un suelo.

Se define AD como la diferencia entre el contenido de agua de un suelo a capacidad de campo (CC) y el contenido de agua en el punto de marchitez permanente (PMP).

$$AD = CC - PMP$$

Es la máxima cantidad de agua que la planta puede disponer para su absorción en determinado perfil.

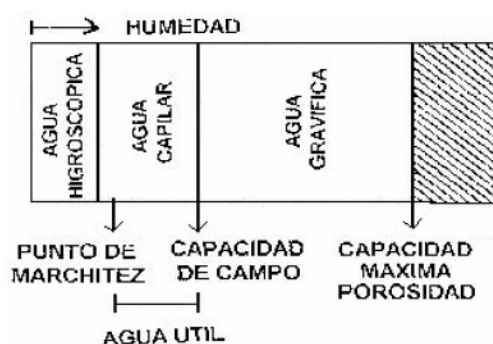


Figura 17-1: Agua en el suelo

17.1.5 UMBRAL DE RIEGO (P%)

El agua no está en las mismas condiciones de disponibilidad para la planta en el intervalo que definimos entre 0 y 100 % de AD. La curva de retención de agua de un suelo es la relación entre el contenido de agua y el potencial de matriz (que es generado por diferentes mecanismos de retención). Cuanto más seco está el suelo, el potencial de matriz es mayor, el agua está retenida con más fuerza.

Es decir que, luego de una lluvia o riego, el cultivo extrae el agua del suelo con gran facilidad, pero a medida que el suelo se seca, las fuerzas de retención aumentan y la planta debe realizar un esfuerzo osmótico para abastecerse de agua. Llega un momento en que la velocidad de transpiración es mayor que la velocidad de absorción y la planta pierde turgencia, comienza a marchitarse. Para evitar la deshidratación, la planta pone en marcha sus mecanismos de control estomático, cerrándolos, reduciendo la transpiración y simultáneamente la fotosíntesis.

De acuerdo a esto, se define el término umbral de riego como el potencial de agua en el suelo al cual se aplica la lámina de riego. Éste dependerá de factores del cultivo (grado de sensibilidad al estrés hídrico), del suelo (textura, conductividad hidráulica) y de la demanda atmosférica.

Como a nivel práctico es difícil obtener la curva de retención de agua de un suelo, en general el umbral de riego se expresa como la fracción de agotamiento del agua disponible permisible para

cada cultivo (p%), es decir, como la fracción del agua disponible que se puede agotar sin que se produzcan síntomas de estrés hídrico.

De lo anterior se desprende que el umbral de riego es un problema de velocidades: por un lado, la velocidad o tasa de evapotranspiración, que depende de la demanda atmosférica, la cual varía a lo largo de la temporada de cultivo, y por otro lado, la velocidad de absorción de agua, la cual se ve influenciada por la capacidad del propio cultivo (densidad radicular, tensión osmótica que puede desarrollar, etc.), la transmisibilidad y textura del suelo, el contenido de agua y las fuerzas de retención del agua del suelo.

17.2 DETERMINACIÓN DE LA LÁMINA DE RIEGO

La lámina neta de riego es la cantidad de agua que debe ser aplicada durante el riego con el fin de cubrir el gasto que ha utilizado el cultivo durante la evapotranspiración.

Para calcular la lámina neta se requiere conocer la humedad disponible del suelo, el agotamiento de la humedad disponible del suelo y la profundidad radical efectiva del cultivo.

No toda el agua aplicada es utilizada por el cultivo, ya que parte se pierde por diferentes mecanismos, que dependen fundamentalmente del sistema de riego empleado, desde la fuente hasta la planta (en los canales de conducción, por evaporación, por escurrimiento, etc.).

Por lo tanto, la lámina de riego debe ser mayor que la lámina neta para cubrir el gasto del cultivo. La lámina a aplicar se denomina lámina bruta, y tiene en cuenta la eficiencia del sistema.

La metodología para el cálculo de la lámina de riego es entonces la siguiente:

1. Determinar el agua disponible, AD, por horizonte, hasta la profundidad radicular efectiva de la raíz.
2. Fijar un umbral de riego.
3. Cálculo de la lámina neta (LN):

$$\% AD_{ps} \times D_a = mm / 10 \text{ cm} = \% AD_{vol}$$

$$\% AD_{vol} \times \frac{\text{Prof Radicular}(cm)}{10} = AD \text{ en la profundidad radicular}(mm)$$

$$LN(mm) = (AD \text{ en la profundidad radicular}) \times p\%$$

4. Cálculo de la lámina bruta (LB):

$$LB(mm) = \frac{LN(mm)}{\text{Eficiencia del método de riego}}$$

17.3 EVAPOTRANSPIRACIÓN DE LOS CULTIVOS

La necesidad de agua de un cultivo se refiere a la cantidad de agua requerida para compensar la pérdida por evapotranspiración, es decir, por la combinación de la evaporación desde el suelo o las plantas y la transpiración desde las plantas.

Cabe destacar que a pesar de que los valores de la evapotranspiración y de la necesidad de agua de un cultivo son idénticos, sus definiciones son diferentes. Mientras que la necesidad de agua de un cultivo se refiere a la cantidad de agua que se necesita aplicar como riego o bien que se obtiene como lluvia, la evapotranspiración se refiere a la cantidad de agua perdida a través de la evaporación y la transpiración, como se mencionó anteriormente.

De lo anterior se desprende que la necesidad de riego representa la diferencia entre la necesidad de agua del cultivo y la precipitación efectiva. Adicionalmente, el requerimiento de agua de riego debe incluir agua para compensar la falta de uniformidad o eficiencia en la aplicación del agua.

Los principales factores que influyen en la evapotranspiración son:

- Factores climáticos: intensidad de la radiación solar, temperatura, humedad relativa, y velocidad del viento.
- Disponibilidad de agua en el suelo.
- Características del cultivo: tipo de cultivo, grado de cobertura y etapa fenológica del cultivo.
- Manejo del suelo y del riego.

La evapotranspiración de un cultivo se puede calcular a partir de datos climáticos, integrando además los factores de resistencia propios de cada cultivo. La FAO recomienda el método de Penman-Monteith para la estimación de la evapotranspiración del cultivo de referencia (ET_0), a partir de datos climatológicos.

La evapotranspiración potencial (ETP) se define como la evapotranspiración de una superficie bien cubierta por vegetación cuando el suministro de agua es ilimitado.

Para condiciones climáticas dadas, la tasa básica de ETP se caracteriza por la ETP del Cultivo de Referencia (ET_0). El cultivo de referencia se define como una superficie extensa cubierta por pasto verde de altura uniforme entre 8 y 15 cm que crece en forma normal, cubre completamente el suelo con su sombra y no carece de agua.

Las diferencias en evaporación y transpiración entre los cultivos sembrados y la evapotranspiración del cultivo de referencia son integradas en un coeficiente denominado coeficiente del cultivo (K_c).

La evapotranspiración del cultivo (ET_c) puede determinarse a partir de la evapotranspiración del cultivo de referencia (ET_0), según la expresión:

$$ET_c = K_c \cdot ET_0$$

Donde:

ET_c : Evapotranspiración del cultivo (mm/día)

K_c : Coeficiente del cultivo (adimensional)

ET_0 : Evapotranspiración del cultivo de referencia (mm/día).

Debido a las variaciones en las características propias del cultivo durante las diferentes etapas de crecimiento, el coeficiente del cultivo varía desde la siembra hasta la cosecha. En la Figura 17-2 se presentan en forma esquemática dichas variaciones.

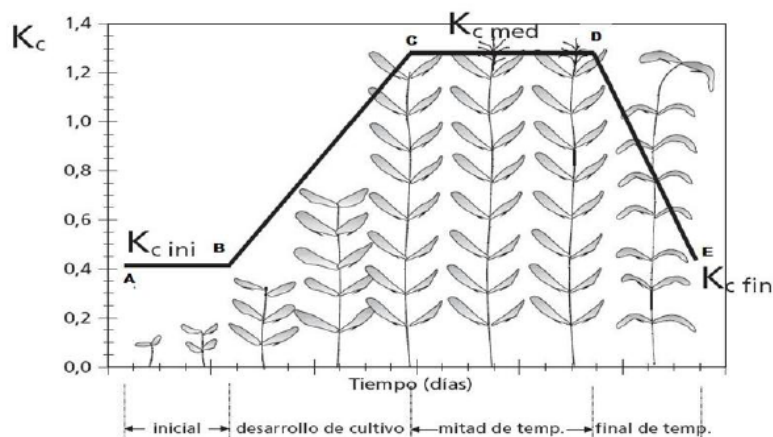


Figura 17-2: Curva del ciclo del cultivo (Fuente: Estudios FAO Riego y Drenaje 56)

El cálculo de la evapotranspiración del cultivo bajo estas condiciones supone que no existen limitaciones de ningún tipo en el desarrollo de los mismos, es decir, que no existe ninguna limitación debida a estrés hídrico, densidad del cultivo, plagas y enfermedades, presencia de malezas o baja fertilidad.

Dado que en la realidad el suministro de humedad no es ilimitado, se define la evapotranspiración real (ETR), la cual cae por debajo de su nivel potencial a medida que el suelo se seca ($ETR \leq ETP$).

La metodología aplicada para el cálculo de la evapotranspiración del cultivo se describe a continuación:

- Se identifican las fases de desarrollo del cultivo, determinando la duración de cada fase y seleccionando los valores correspondientes de K_c .
- Se construye la curva del ciclo del cultivo, a partir de la cual es posible determinar el K_c para cualquier mes (o intervalo de tiempo) durante su periodo de desarrollo.
- Se calcula la ET_c como el producto de ET_0 y K_c .

Luego, a partir de la evapotranspiración del cultivo y de la precipitación, se calcula la precipitación efectiva mediante la siguiente expresión experimental:

$$P_{ef} = 2.655918 + 0.568583P - 0.000715P^2 - 0.033283ET_c + 0.000137ET_c^2 + 0.001570(ET_c * P)$$

Donde:

ET_c : Evapotranspiración del cultivo (mm/día)

P : Precipitación media (mm/día)

Debido a que esta expresión fue desarrollada para el caso de riego de una lámina neta de 75 mm, se corrige el valor obtenido de precipitación efectiva por un factor de corrección, según la siguiente relación:

$$Factor = 0.145 * \ln(LN) + 0.3403$$

$$\Rightarrow P_{ef}(Corregida) = P_{ef} * Factor$$

Por último, la necesidad neta de agua es la diferencia entre la evapotranspiración del cultivo y la precipitación efectiva corregida:

$$Necesidad\ Neta = ET_c - P_{ef}(Corregida)$$

18. ANEXO V: MODELO WINISAREG

El modelo *WinISAREG* es un software para la simulación del balance de agua en el suelo en condiciones específicas asignadas por el usuario. Para su uso se debe introducir una variedad de datos a fin de hacer las simulaciones. Los datos mínimos necesarios son:

- Datos de los cultivos: tipo de cultivo, fecha de inicio y duración de cada fase, coeficientes del cultivo, profundidad radicular, umbral de riego y factor de respuesta de rendimiento del cultivo (opcional).
- Datos de los suelos: profundidad, espesor y agua disponible de cada horizonte del suelo.
- Datos de evapotranspiración: indicando el paso de tiempo, en este caso mm/día, y el periodo de datos considerado.

Los valores de evapotranspiración pueden ser introducidos manualmente, o pueden ser calculadas mediante ciertos algoritmos en función de los datos climáticos disponibles. En este caso se utiliza la primera opción.

- Datos de precipitación: se debe indicar el paso de tiempo y el periodo de datos considerado, el cual debe coincidir con el periodo de datos de evapotranspiración.
- Opciones de riego: maximizar el rendimiento de los cultivos mediante el riego, estudiar la pérdida de rendimiento en condiciones de secano, etc.

Finalizada una simulación, el modelo despliega los resultados mediante tablas y en forma gráfica. A continuación se describen brevemente dichas salidas.

Con respecto al volumen de riego, se presentan los días de riego y las profundidades de agua correspondientes, conjuntamente con las profundidades de riego acumuladas por mes y por periodos de 10 días.

Por otro lado, se presentan los valores de las condiciones iniciales y finales del suelo, el aporte acumulado de la precipitación y de la percolación profunda, la contribución total del agua subterránea, y la evapotranspiración total en el periodo simulado, información a partir de la cual es posible verificar el balance hídrico.

También se presentan los valores resumen de:

- La evapotranspiración: la máxima acumulada y la evapotranspiración real del cultivo durante la temporada de riego, expresada en mm.
- La estimación de la pérdida de rendimiento: sólo si el factor de respuesta del rendimiento, K_y , para la cosecha actual se estableció durante la introducción de datos de los cultivos.
- El caudal de riego máximo diario necesario, expresado en L/s/há.

Con el fin de determinar los requerimientos de riego de los cultivos a desarrollarse en la zona donde se emplaza el proyecto en estudio, se tiene particular interés en el "Análisis de Frecuencia" que despliega el modelo. El mismo consiste en un estudio estadístico del caudal de riego máximo diario necesario, expresado en L/s/há, y del requerimiento de agua neto, expresado en mm, para todos los años del periodo simulado.

Finalmente, de forma gráfica se presentan los resultados acerca de:

- El agua disponible en el suelo: muestra la variación de la profundidad del agua en el suelo, expresada en mm, para toda la temporada de cosecha.
- La humedad del suelo: muestra la variación de la humedad del suelo, expresada en % de volumen, para toda la temporada de cosecha.
- La evapotranspiración real y la contribución del agua subterránea (en caso de que exista), expresadas en mm/día, para toda la temporada de irrigación.

- La profundidad de riego acumulada: muestra la profundidad de riego acumulada de 10 días, para todos los meses en la temporada de riego.

19. ANEXO VI: AJUSTE DE LAS NECESIDADES DE RIEGO DE LOS CULTIVOS

19.1 CONSIDERACIONES RESPECTO AL PERIODO DE SIMULACIÓN

Debido a la tendencia creciente de la precipitación en el tiempo, cuanto más corto es el periodo de simulación considerado, menores son los requerimientos de riego de los cultivos. Por lo tanto, se considera necesario ajustar el periodo de simulación con el cual se determinarán las necesidades de riego para que los resultados sean representativos del clima futuro esperado.

En función de dicho objetivo se corrió en el modelo WinSAREG la serie de registro completa de La Estanzuela, y además para periodos menores de 30, 25 y 20 años, para cada uno de los cultivos representativos de la zona (según se explica en el punto 3.2: maíz, soja y sorgo de primera, alfalfa y duraznero) y para la unidad de suelo Kiyú. Los resultados obtenidos para la frecuencia de 80 % se presentan en la Figura 19-1.

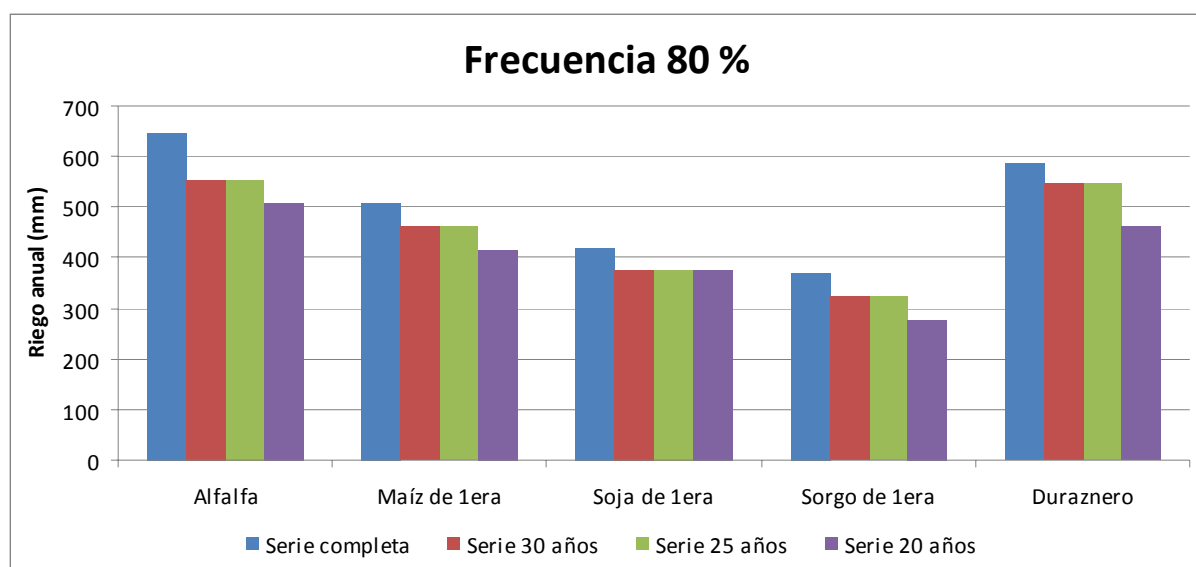


Figura 19-1: Necesidades de riego según longitud de la serie

19.2 SELECCIÓN DEL PERIODO PARA EL DISEÑO

Se considera como mejor estimación del clima futuro el de los últimos 30 años, por lo cual las necesidades de riego se determinan mediante la simulación con la serie de 30 años. En consecuencia, las necesidades de riego obtenidas para dicho periodo de simulación resultan menores a las originales.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada uno de los cultivos representativos de la zona y para la unidad de suelo Kiyú, para un periodo de simulación igual a los últimos 30 años de registro en La Estanzuela. El gráfico considerado consiste en el comparativo de los requerimientos anuales de riego en función de la probabilidad para el periodo simulado (últimos 30 años), y para el caso en que el periodo de simulación coincide con todo el periodo de registro de La Estanzuela.

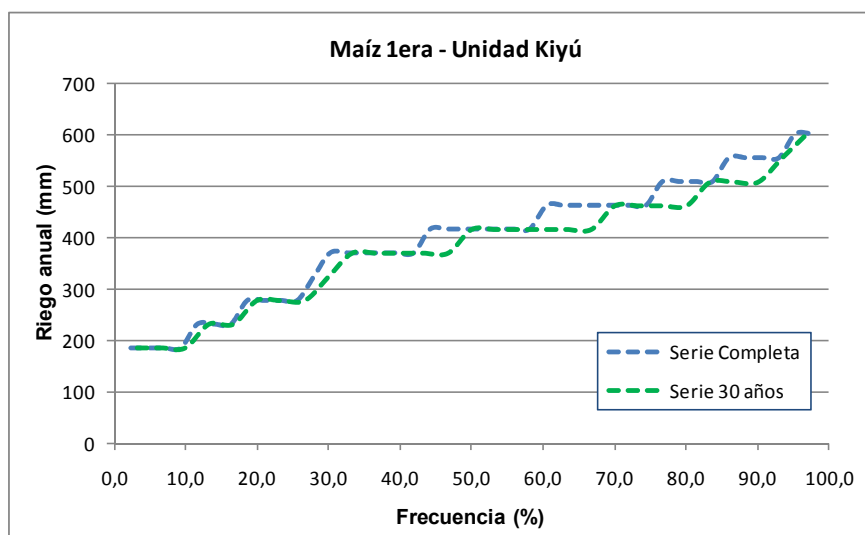


Figura 19-2: Gráfico para el maíz de primera

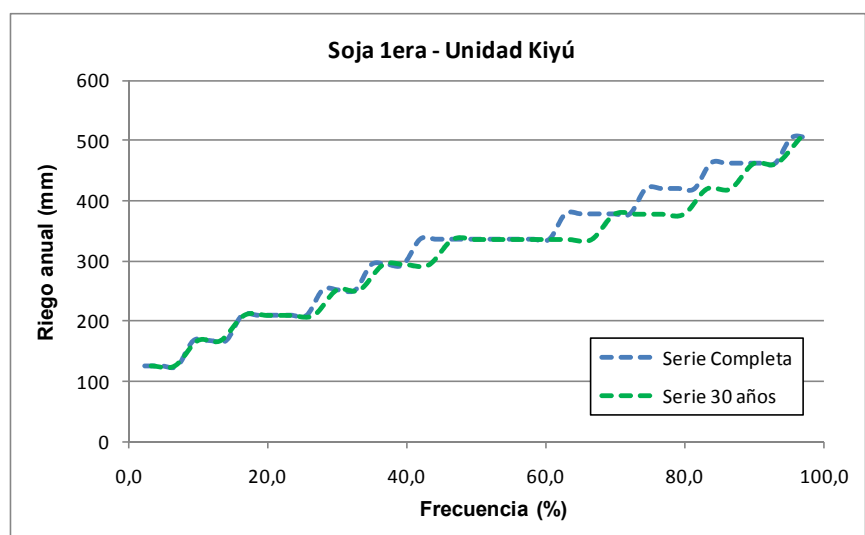


Figura 19-3: Gráfico para la soja de primera

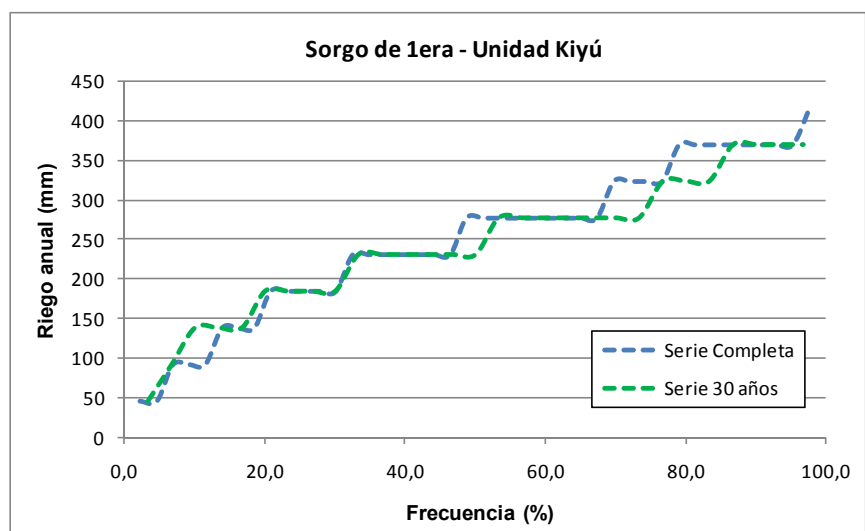


Figura 19-4: Gráfico para el sorgo de primera

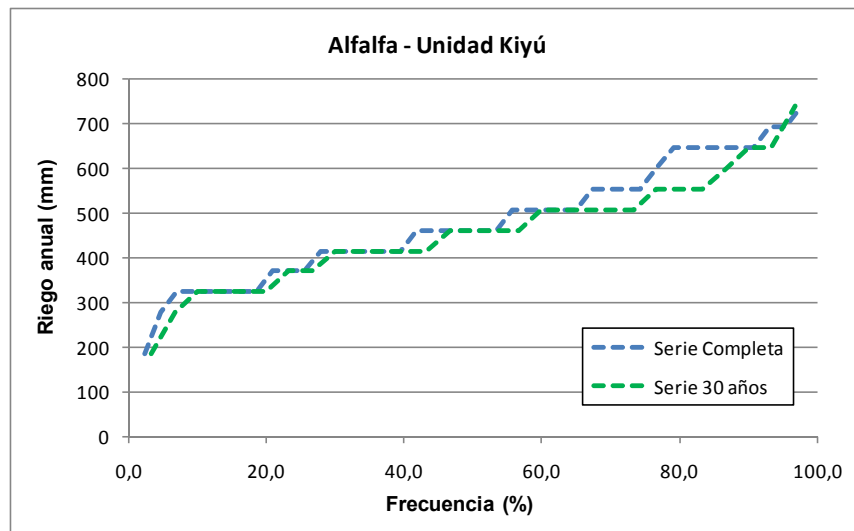


Figura 19-5: Gráfico para la alfalfa

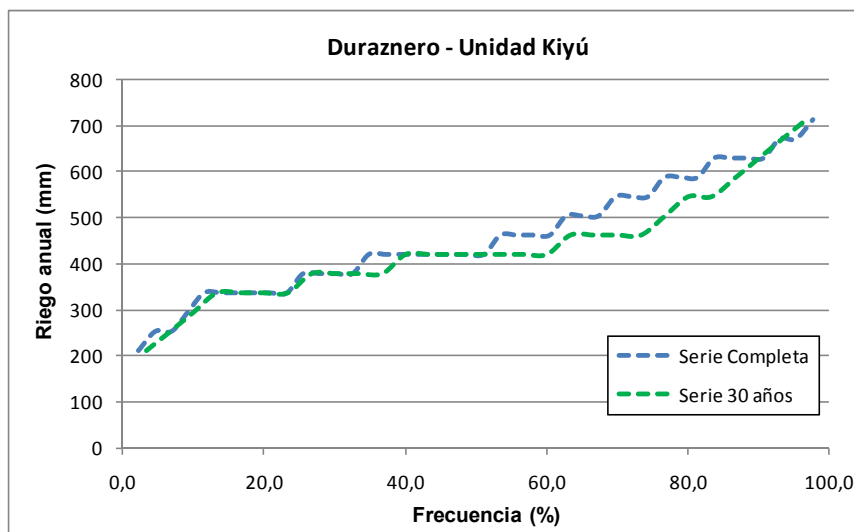


Figura 19-6: Gráfico para el duraznero

19.2.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se observa en todos los casos que los requerimientos de riego que resultan de considerar un periodo de simulación con los últimos 30 años, son menores a los obtenidos cuando se considera todo el periodo de registro de La Estanzuela.

La disminución en los requerimientos varía entre un mínimo de 7 % (para el duraznero) y un máximo de 14 % (para la alfalfa), tal como se presenta en la Tabla 19-1.

Tabla 19-1: Comparación de los requerimientos anuales por cultivo

Comparación de los requerimientos anuales (mm) - Frecuencia 80 % -			
Cultivo	Serie 30 años	Serie completa	Diferencia
Maíz de 1era	462	508	9%
Soja de 1era	378	420	10%
Sorgo de 1era	324	370	12%
Alfalfa	555	647	14%
Duraznero	546	588	7%
Total	2.265	2.533	11%

20. ANEXO VII: BALANCE AL EMBALSE

Tanto para el embalse ubicado en el arroyo Pichinango, como para el del arroyo Cañada Grande, la garantía de satisfacción de la demanda de agua para riego se determina mediante un balance de agua, a partir de datos mensuales, según:

$$S_t = S_{t-1} + I_t + A_t P_t - Yd_t - A_t e_t - Q_t - Q_c$$

Donde:

S_t : Volumen almacenado en el mes t

S_{t-1} : Volumen almacenado en el mes $t-1$

I_t : Volumen escurrido en la cuenca en el mes t (caudal que ingresa al embalse)

P_t : Precipitación sobre el espejo de agua del embalse en el mes t

e_t : Evaporación en el espejo de agua del embalse en el mes t

Yd_t : Demanda del embalse

A_t : Área del espejo de agua en el mes t

Q_t : Volumen vertido en el mes t

Q_c : Volumen infiltrado en el mes t (en este caso se consideró despreciable)

20.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

20.1.1 PRECIPITACIÓN Y EVAPORACIÓN

Se emplean los datos de precipitación mensual de la estación pluviométrica de la red básica nacional 2774 de Colonia, en la cual el registro de datos abarca el periodo comprendido entre los años 1906 y 2008.

Los datos de evaporación en el espejo de agua del embalse se extraen de la estación experimental del INIA, La Estanzuela. Se corrigen dichos valores multiplicando por el coeficiente de tanque. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 20-1.

Tabla 20-1: Evaporación en el embalse.

Evaporación en el Embalse - Datos de La Estanzuela -												
	Enero	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
EV_{TANQUE} (mm/mes)	274	206	175	114	80	60	67	92	121	160	208	271
Coeficiente	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
EV_{EMBALSE} (mm/mes)	192	144	122	80	56	42	47	64	84	112	145	190

20.1.2 CÁLCULO DEL ESCURRIMIENTO MENSUAL MEDIANTE EL MODELO DE TEMEZ

Los valores de escurrimiento mensual se calculan mediante el modelo de balance mensual de Temez (1977). El modelo de Temez o de balance hídrico mensual simplificado, permite calcular el escurrimiento mensual. El mismo considera, además de las series históricas mensuales de precipitación, el ciclo medio anual de evapotranspiración potencial y la capacidad de almacenamiento de agua de los suelos de la cuenca de aporte. A partir de la calibración y verificación en doce cuencas aforadas por la DNH (nueve para calibración y tres para verificación), se determinaron los cuatro parámetros del modelo ($H_{\max}$, CP_0 , $I_{\max}$ y α), comunes para todos los puntos de nuestro país.

La información necesaria para la aplicación del modelo es la siguiente:

- Los cuatro parámetros del modelo ($H_{\max}$, CP_0 , $I_{\max}$ y α), donde:
 - $H_{\max}$:** es la capacidad máxima de retención de agua en la capa superior del suelo; está asociada al Agua Disponible ($AD = \text{Capacidad de Campo} - \text{Punto de Marchitez Permanente}$) y se calcula como $H_{\max} = CH_{\max} * AD$ con $CH_{\max} = 0,85$.
 - CP_0 :** es un coeficiente adimensionalizado que permite calcular la abstracción inicial de lluvia (a partir de la cual hay escurrimiento); el mismo toma un valor de 1,499.
 - $I_{\max}$:** es la capacidad máxima de infiltración y vale 33,3 mm.
 - α :** es el coeficiente de descarga del almacenamiento subterráneo y tiene un valor 0,0781 día⁻¹.
- Información sobre la precipitación mensual en la cuenca (P_i en mm/mes), el área de la cuenca de aporte (A_c en km²), el agua disponible en los suelos (AD en mm) y el ciclo anual medio de Evapotranspiración Potencial (ETP en mm/mes).

En la Tabla 20-2 se detallan los cuatro parámetros con sus respectivos valores adoptados para el Uruguay, y válidos para las dos cuencas bajo estudio.

Tabla 20-2: Parámetros del modelo de Temez

Parámetro	Cañada Grande	Pichinango
$CH_{\max}$	0,85	0,85
AD (mm)	96	100
$H_{\max}$ (mm)	81,6	85,0
CP_0	1,499	1,499
$I_{\max}$ (mm)	334,3	334,3
α (día ⁻¹)	0,0781	0,0781

Al igual que en el caso del balance al embalse, se emplean los datos de precipitación mensual de la estación pluviométrica de la red básica nacional 2774 de Colonia.

Se emplea el ciclo medio anual de evapotranspiración potencial de la estación experimental del INIA, La Estanzuela. En la Tabla 20-3 se presentan los valores correspondientes.

Tabla 20-3: Ciclo medio anual de evapotranspiración potencial

ET ₀ Penman-Monteith Media Mensual (mm) - La Estanzuela												
Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
ET ₀ (mm/mes)	185,9	140,3	124,5	74,8	44,1	30,7	37,3	62,2	80,2	127,4	149,8	180,3
Desviación	36	31	56	35	7	7	16	55	15	107	54	24
%	20%	22%	45%	46%	16%	21%	42%	89%	18%	84%	36%	13%

El área de la cuenca de aporte de cada uno de los sitios preseleccionados se presenta en la Tabla 20-4.

Tabla 20-4: Áreas de las cuencas de aporte

	Cañada Grande	Pichinango
Área (há)	3.549	28.937

También se establecen los valores de la humedad inicial en el suelo y del almacenamiento subterráneo inicial, para enero del año 1906 (primer año de la serie); ambos valores iniciales se consideran nulos por mayor seguridad, ya que un almacenamiento inicial nulo hace mínimo el escurrimiento inicial, disminuyendo así el aporte del mismo al embalse. Sin embargo, cabe destacar que tomar el valor máximo posible para dichos parámetros no afecta significativamente el escurrimiento de los meses siguientes, ya que a partir del tercer mes del primer año de la serie no se observan cambios.

Para cada año del periodo de registro de la estación pluviométrica de Colonia, se aplica el modelo de Temez, y se calcula la escorrentía de cada mes y la escorrentía anual.

Luego, los valores de escurrimiento mensual obtenidos para cada embalse preseleccionado se emplean como "datos de entrada" para efectuar el balance al embalse.

Por último, una vez especificados todos los datos de entrada al balance (precipitación, evaporación, escurrimientos, características de las cuencas y demanda a satisfacer), se deben definir los dos aspectos dominantes de cualquier balance al embalse:

- el periodo de consideración, y
- el criterio de satisfacción de la demanda.

Según lo presentado en el capítulo 7.2, el embalse en el arroyo Cañada Grande es el limitante desde el punto de vista hidrológico, ya que su cuenca de aporte es menor; por lo tanto, ambos aspectos se definen en función de las características de dicho embalse.

20.1.3 EMBALSE HIPERANUAL

Antes de definir el periodo de consideración y el criterio de seguridad, se debe enfatizar en que el embalse en el arroyo Cañada Grande es un embalse fuertemente hiperanual, donde el agua se almacena de un año para el siguiente y para 2 o 3 años más tarde, siendo este tipo de embalse excepcional en Uruguay.

Los embalses de regulación hiperanual, además de realizar la regulación de los recursos y demandas a lo largo del año, pretenden compensar la heterogeneidad de los recursos hídricos entre años lluviosos y años secos, almacenando los recursos sobrantes de los primeros para consumirlos en los segundos (la variabilidad interanual se compensa con la capacidad de almacenamiento del embalse).

A modo de ejemplo, en la Figura 20-1 se presentan las fallas por zafra y la serie simulada del volumen en el embalse, para el caso en que la cota de vertido h_v es de 16 m y la fracción a regar es el 29 % del total del área regable de la Zona 2.

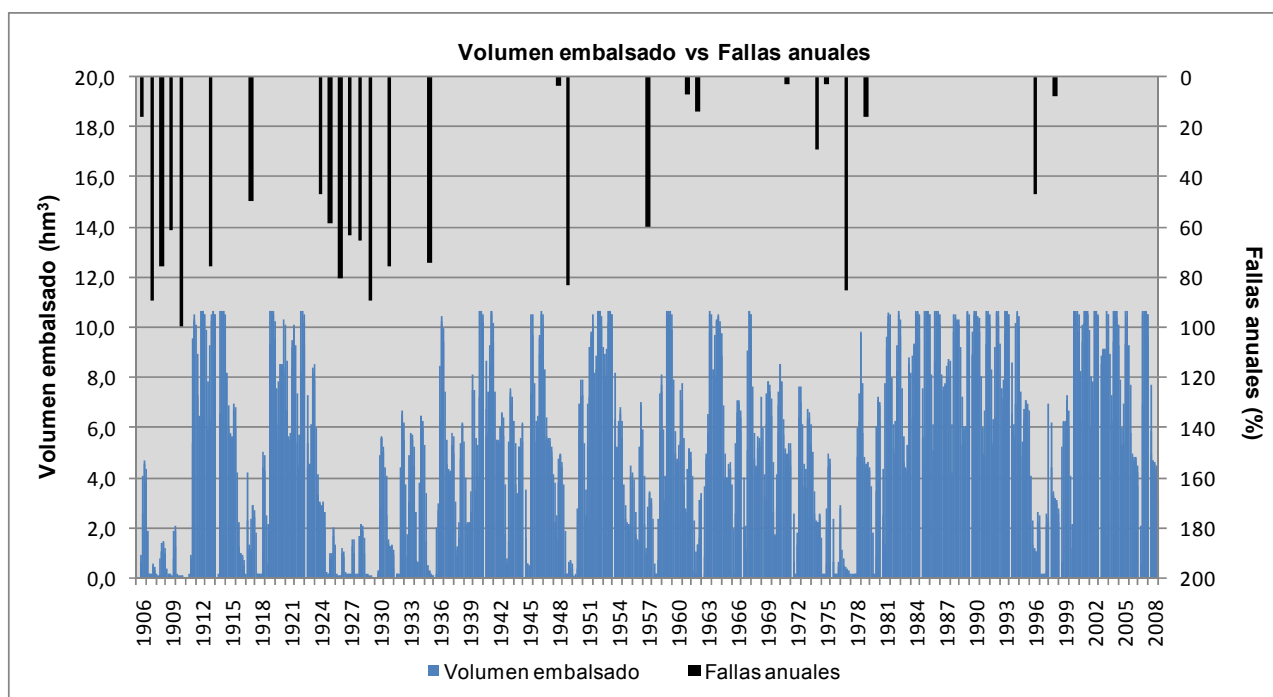


Figura 20-1: Fallas por zafra y serie simulada del volumen en el embalse (h_v 16 m y fracción a regar 29 %)

20.1.4 PERIODO DE CONSIDERACIÓN

De la figura anterior se desprende que la cantidad de fallas en la primera mitad de siglo es significativamente superior al de la segunda, y lo mismo sucede con la magnitud de dichas fallas.

Por lo tanto, si se considera como mejor estimación del clima futuro el de los últimos 30 años (al igual que en el cálculo de las necesidades de riego), se puede regar más (en comparación a si se considera toda la serie de datos); el aumento en los escurrimientos medios lo justifica y el aumento en la variabilidad interanual no es problema para un embalse hiperanual. Además, en caso de sufrir un ciclo decenal que disminuya los escurrimientos por varios años, la naturaleza del embalse permite conocer la falla con anticipación.

En consecuencia, de manera de contemplar el fenómeno antes mencionado, pero permaneciendo del lado de la seguridad, se adopta como periodo de consideración los últimos 50 años de registro.

20.1.5 CRITERIO DE SATISFACCIÓN DE LA DEMANDA

Para determinar un criterio de satisfacción de la demanda o criterio de seguridad, se debe evaluar el riesgo de no disponer del volumen de agua demandado para el riego de la superficie cultivada, y sus consecuencias asociadas. Para ello es necesario conocer en detalle el ciclo de los cultivos a regar (demandas en las distintas fases de desarrollo), el tipo de suelo, el sistema de riego empleado y su manejo, los costos asociados, la naturaleza del embalse, entre otros.

Las fallas de un embalse hiperanual son anunciadas, lo cual se desprende de ver la serie simulada del volumen en el embalse de la Figura 20-1 presentada anteriormente. Las fallas se dan luego de 2, 3 o 4 años secos. Un año extremadamente seco o 2 muy secos no alcanzan para que falle la zafra, lo cual se verifica, por ejemplo, en el caso 2007/2008. También se observa que las fallas que hay son, en su mayoría, muy profundas.

Por lo tanto, el hecho de que las fallas se anuncien con mucha anticipación, tiene asociado riesgos menores y permite márgenes de seguridad mayores.

Una vez analizados todos los factores antes mencionados, se considera apropiado exigir una satisfacción de la demanda de riego superior o igual a 90 % en el periodo considerado (50 temporadas de riego), para lo cual se considera satisfecha la demanda de riego en una temporada si el déficit anual es menor o igual a 15 % de la demanda total.

Cabe destacar que, el déficit anual se calcula según:

$$\%D\acute{e}ficit = \frac{\sum_{j=1}^{12} \%Fallas_j * Demanda_j (m^3 / mes)}{\sum_{j=1}^{12} Demanda_j (m^3 / mes)}$$

Donde el subíndice j hace referencia a los distintos meses del año.

De esta manera, en el déficit anual (al ser ponderado por la demanda mensual), se penalizan las fallas en los meses más críticos.

20.2 BALANCE AL EMBALSE SOBRE EL ARROYO CAÑADA GRANDE

Se determina la capacidad de almacenamiento de la zona del embalse en función de las cotas topográficas; específicamente, se determina cuánto volumen de agua se almacena en el cuenco en función de la altura de agua en el mismo.

Para ello, primeramente se debe determinar la función área, A(h), la cual fija para cada altura h medida desde la cota de cierre, la superficie del espejo de agua en el embalse.

A partir de la información topográfica disponible en las cartas del SGM, con curvas de nivel cada 10 m, se determina el área de inundación para cada nivel considerado, según se muestra en la Tabla 20-5. En la etapa de proyecto estos valores deberán ser ajustados en base a relevamientos más detallados.

Tabla 20-5: Área (h) – Cañada Grande

Cota (m)	h (m)	A (m ²)
28	0	0
30	2	162.700
40	12	1.239.600
50	22	3.622.200

Luego se grafica la serie de valores presentada en la tabla anterior y se aproxima la curva obtenida mediante una función que minimiza el error, según se muestra en la Figura 20-2.

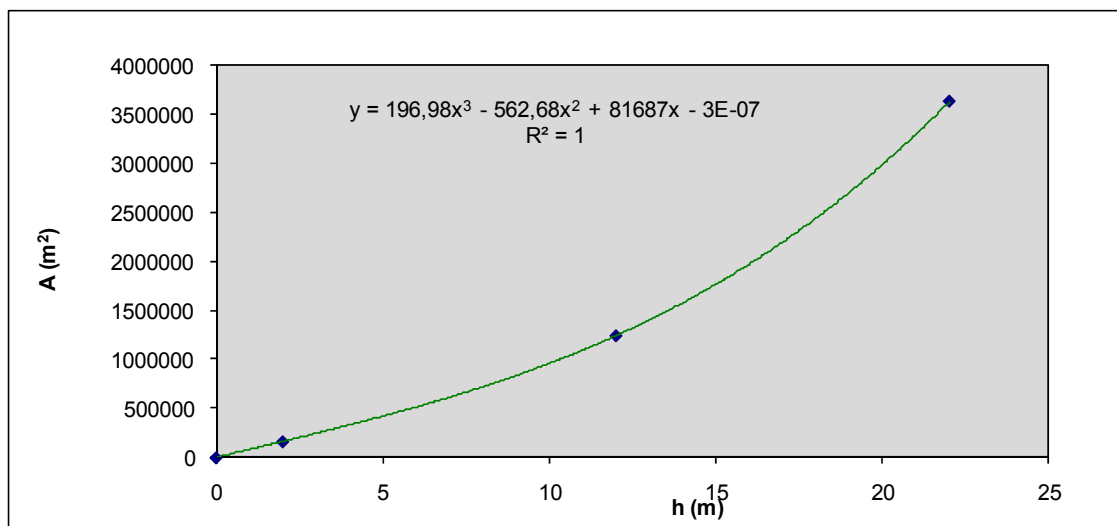


Figura 20-2: Función área-altura (Cañada Grande)

Partiendo de los valores de área se estima el valor del volumen para cada altura considerada, según:

$$V_{i+1} = V_i + \frac{(h_{i+1} - h_i)(A_{i+1} - A_i)}{2}$$

El conjunto de valores obtenidos se presenta en la Tabla 20-6.

Tabla 20-6: Volumen (h) – Cañada Grande

Cota (m)	h (m)	V (m³)
28	0	0
30	2	162.700
40	12	6.360.700
50	22	18.273.700

En base a la serie de valores presentada en la tabla anterior, se procede de forma análoga que en el caso de la estimación del área para obtener la función volumen del embalse en función de la altura de agua, $V(h)$. La curva y la función de aproximación obtenidas se presentan en la Figura 20-3.

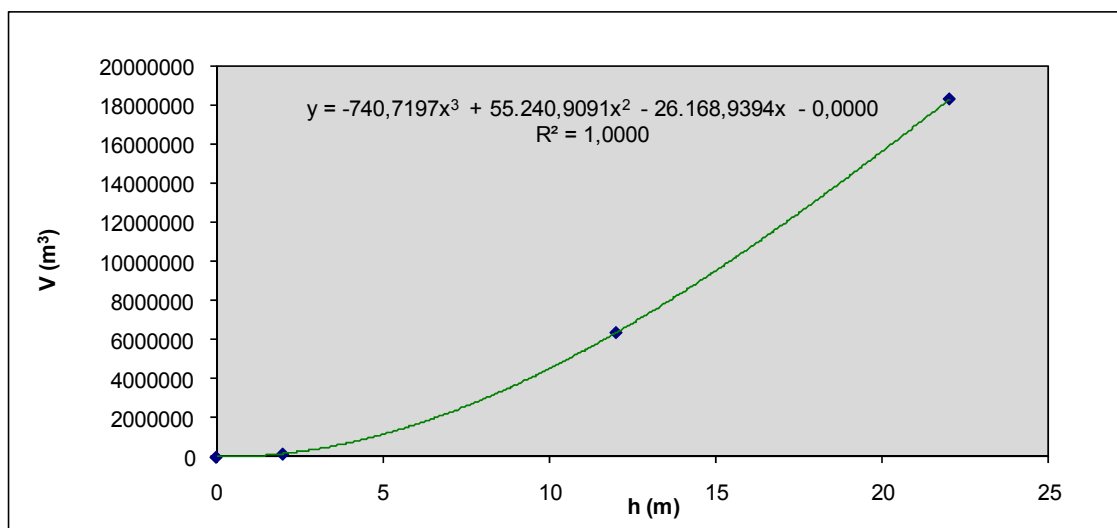


Figura 20-3: Función volumen-altura (Cañada Grande)

En cuanto al valor de almacenamiento mínimo, se considera el correspondiente al volumen limitado por la obra de toma, supuesta ubicada 2 m por encima del lecho del cauce, con lo que resulta un almacenamiento mínimo de 1 62.700 m³.

El valor inicial del nivel del espejo de agua se elige de forma arbitraria, dado que las diferencias en considerar uno u otro valor se amortiguan al poco tiempo de iniciado el ciclo; por lo tanto, se considera que inicialmente el embalse se encuentra totalmente vacío. Además, para iniciar el cálculo, se considera que no existe vertido.

La demanda neta de agua se determina a partir de los requerimientos de riego de los cultivos más representativos de la Zona 2, cuyo cálculo se detalla en el punto 3.2.2. Asumiendo una eficiencia global del sistema de riego desde el embalse hasta la planta de 70 %, se determina la demanda bruta de agua.

Además, en todo momento se debe garantizar el caudal ecológico, estimado en 14,2 L/s, según la siguiente expresión:

$$Q_{ECOLÓGICO} = K * A_c$$

Donde:

$Q_{ECOLÓGICO}$: Caudal ecológico (L/s)

K: Coeficiente sugerido por DINAMA, $k= 0,40$ L/s/km²

A_c : Área de la cuenca de aporte (km²)

Ante la imposibilidad de satisfacer la demanda del 100 % del área regable de la Zona 2, se realiza un análisis del porcentaje de la fracción a regar en función de la altura de vertido. En la Tabla 20-7 y en la Figura 20-4 se presentan los resultados obtenidos a partir de dicho análisis.

Tabla 20-7: Fracción a regar en función de la altura de vertido

h_v (m)	Fracción a regar
9	15%
10	17%
11	19%
12	21%
13	23%
14	25%
15	27%
16	29%
17	29%
18	30%
19	30%

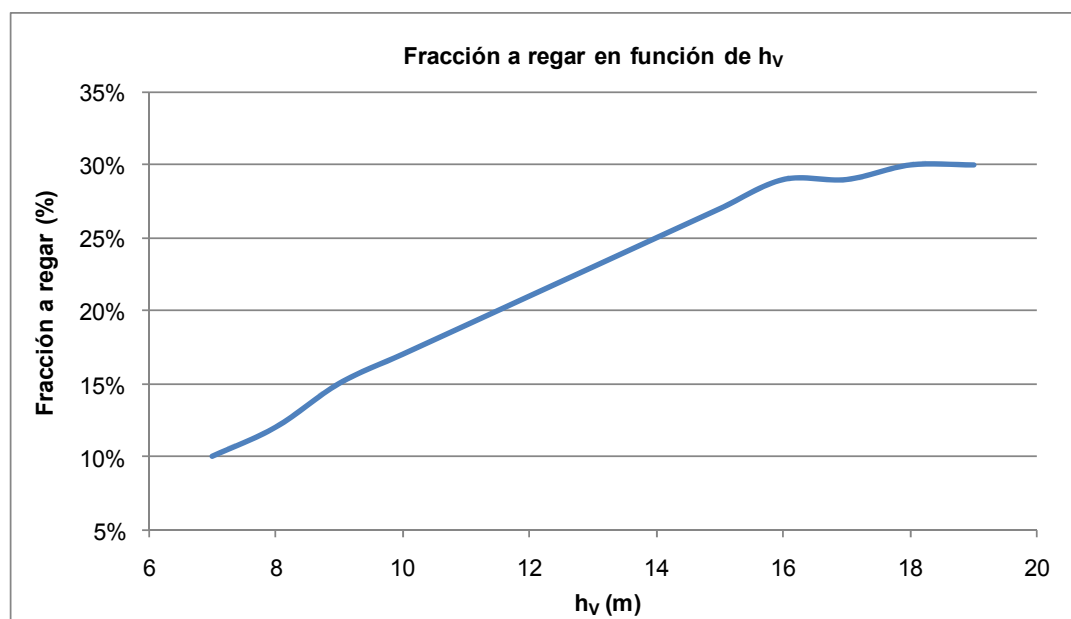


Figura 20-4: Fracción a regar en función de la altura de vertido

Del análisis precedente se concluye que la altura óptima de vertido es 16 m, ya que alturas de vertido mayores no aumentan significativamente el área a regar y no compensan los mayores costos de inversión requeridos por mayores dimensiones de la presa.

Luego, se realiza un análisis de la cantidad de años con vertido en función de la altura de vertido, de modo de no sobredimensionar la presa fijando una altura innecesariamente alta dada la capacidad hídrica de la cuenca de aporte. En la Tabla 20-8 y en la Figura 20-5 se presenta dicho análisis.

Tabla 20-8: Años con vertido en función de la altura de vertido

h_v (m)	Años con vertido
9	42
10	38
11	36
12	35
13	30
14	25
15	24
16	22
17	21
18	20
19	20

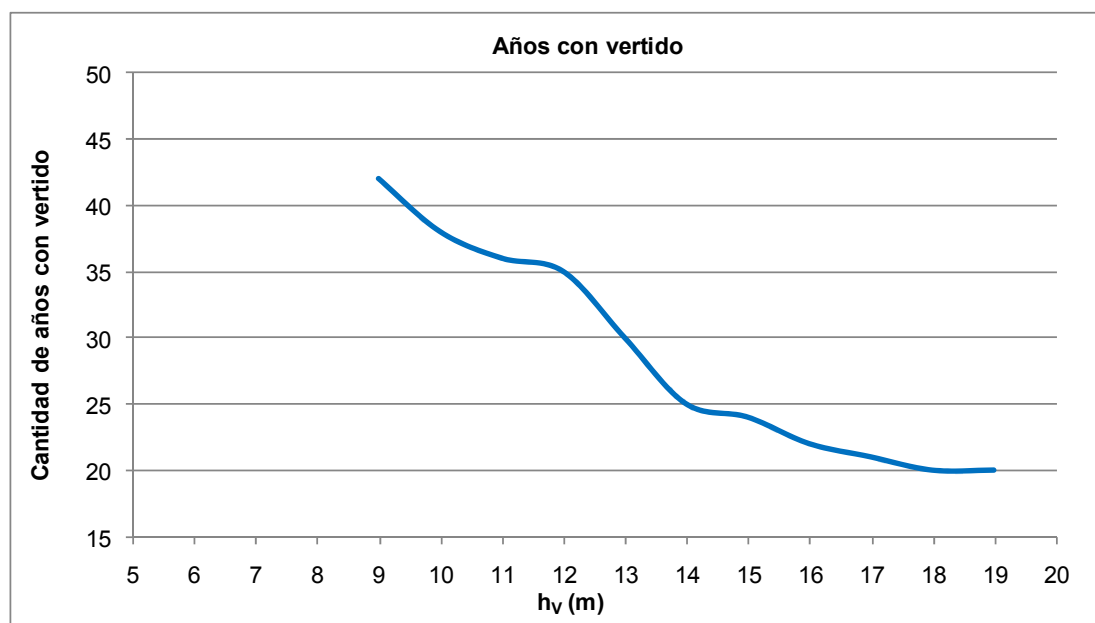


Figura 20-5: Años con vertido en función de la altura de vertido

Finalmente, se verifica la frecuencia de vertido con la altura y fracción a regar prefijadas. En la Figura 20-6 se presentan los porcentajes de los meses comprendidos en los últimos 50 años de registro de la estación pluviométrica de Colonia, en los cuales el vertido no es nulo.

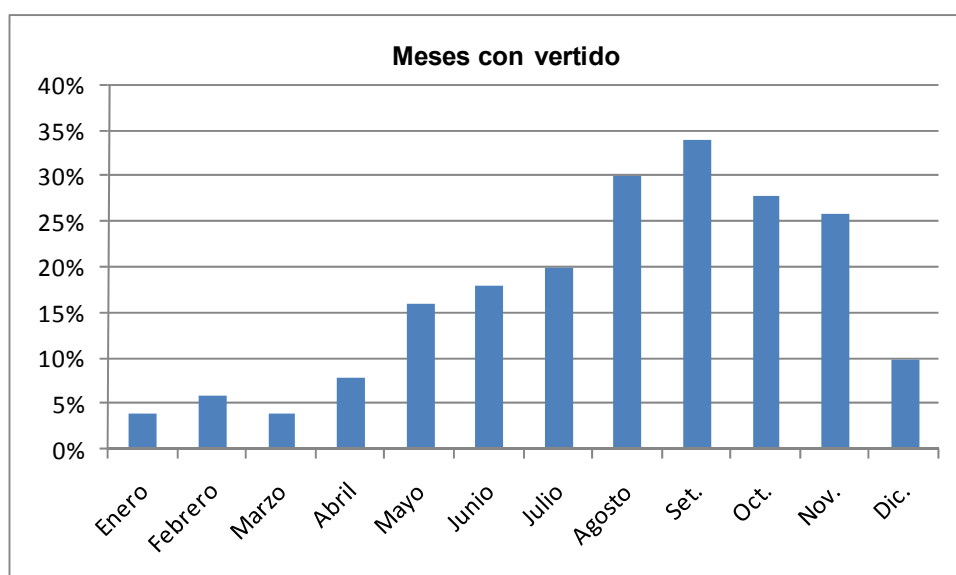


Figura 20-6: Porcentajes de meses con vertido

De la figura anterior se desprende que en los meses de menor demanda de agua para riego y de menor evaporación, se produce un vertido cada 3 años aproximadamente, verificándose de esta manera que la altura seleccionada no es excesiva con respecto a la capacidad hídrica de la cuenca.

Por lo tanto, se adopta como cota de vertido, equivalente al nivel máximo normal (NMN), 44 m, resultando un área máxima de riego de 840 há (29 % del área regable de la Zona 2). Los valores resultantes de nivel, área inundada y volumen a embalsar se presentan en la Tabla 20-9.

Tabla 20-9: Nivel Máximo Normal

NMN (m)	44
A (há)	197
V (hm ³)	10,7

20.3 BALANCE AL EMBALSE SOBRE EL ARROYO PICHINANGO

Análogamente que para el embalse sobre el arroyo Cañada Grande, se determina la capacidad de almacenamiento de la zona del embalse en función de las cotas topográficas; específicamente, se determina cuánto volumen de agua se almacena en el cuenco en función de la altura de agua en el mismo.

Para ello, primeramente se determina la función área, A(h), la cual fija para cada altura h medida desde la cota de cierre, la superficie del espejo de agua en el embalse.

A partir de la información topográfica disponible en las cartas del SGM, con curvas de nivel cada 10 m, se determina el área de inundación para cada nivel considerado, según se muestra en la Tabla 20-10. En la etapa de proyecto estos valores deberán ser ajustados en base a relevamientos más detallados.

Tabla 20-10: Área (h) - Pichinango

Cota (m)	h (m)	A (m ²)
26	0	0
30	4	285.900
40	14	2.493.900
50	24	11.210.000

Luego se grafica la serie de valores presentada en la tabla anterior, y se aproxima la curva obtenida mediante una función que minimiza el error, según se muestra en la Figura 20-7.

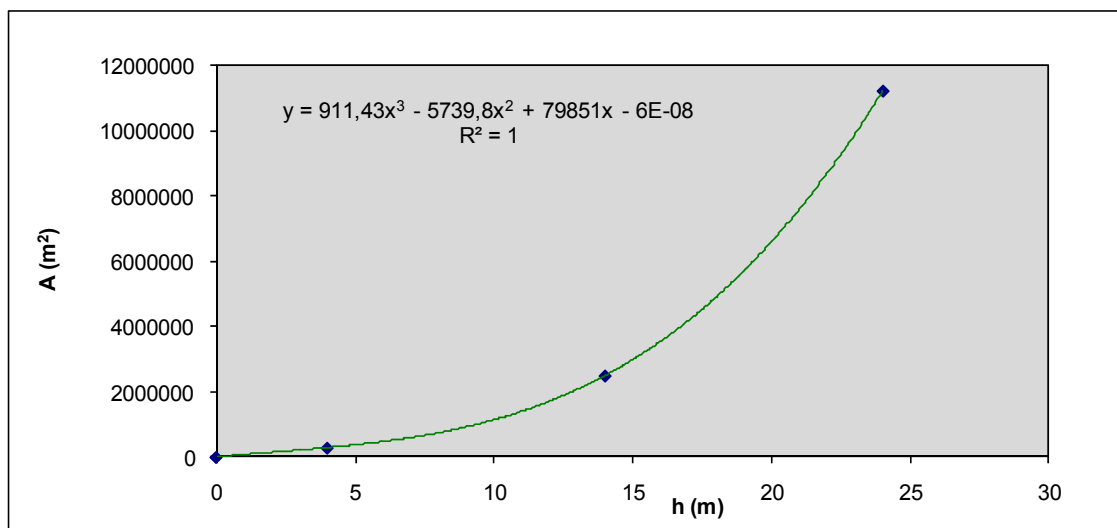


Figura 20-7: Función área-altura (Pichinango)

Partiendo de los valores de área se estima el valor del volumen para cada altura considerada, según:

$$V_{i+1} = V_i + \frac{(h_{i+1} - h_i)(A_{i+1} - A_i)}{2}$$

El conjunto de valores obtenidos se presenta en la Tabla 20-11.

Tabla 20-11: Volumen (h) - Pichinango

Cota (m)	h (m)	V (m ³)
26	0	0
30	4	571.800
40	14	11.611.800
50	24	55.192.300

En base a la serie de valores presentada en la tabla anterior, se procede de forma análoga que en el caso de la estimación del área para obtener la función volumen del embalse en función de la altura de agua, V(h). La curva y la función de aproximación obtenidas se presentan en la Figura 20-8.

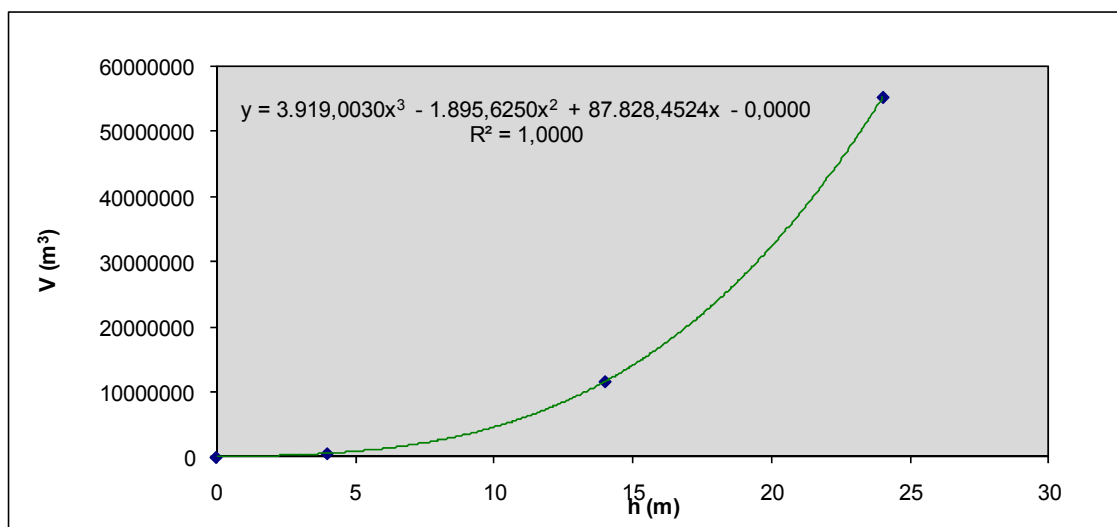


Figura 20-8: Función volumen-altura (Pichinango)

Para realizar el balance al embalse del arroyo Pichinango, se considera como demanda base la generada en el área máxima de riego del embalse en el arroyo Cañada Grande determinada anteriormente (840 há). La demanda resultante se presenta en la Tabla 20-12.

Tabla 20-12: Demanda de agua - Embalse Pichinango

Demanda total mensual (m³/mes)												
Riego	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
Maíz	1.758.428	1.758.428	1.172.285	0							0	586.143
Soja	539.518	809.276	539.518	0							0	269.759
Sorgo	739.910	1.109.865	0	0							0	0
Alfalfa	950.579	633.719	316.860	316.860						316.860	316.860	316.860
Durazno	66.592	22.197	22.197	0						22.197	22.197	66.592
Qecológico	310.019	280.018	310.019	300.019	310.019	300.019	310.019	310.019	300.019	310.019	300.019	310.019
m³/mes	1.989.959	2.075.319	1.159.661	431.289	310.019	300.019	310.019	310.019	300.019	450.486	440.485	823.466

Para cada año del periodo que comprende los últimos 50 años de registro de la estación pluviométrica de Colonia, se aplica el balance de agua al embalse para diferentes alturas de vertido, y se calcula el almacenamiento de cada mes y el porcentaje de incumplimiento de la demanda mensual y anual.

Los porcentajes de incumplimiento para cada una de las situaciones consideradas, según la altura de vertido adoptada, se presentan en la Tabla 20-13 y en la Figura 20-9.

Tabla 20-13: Satisfacción de la demanda

h_v (m)	% Incumplimiento
10	46,0
11	26,0
11,5	12,0
12	2,0
13	2,0
14	2,0
15	0,0
16	0,0

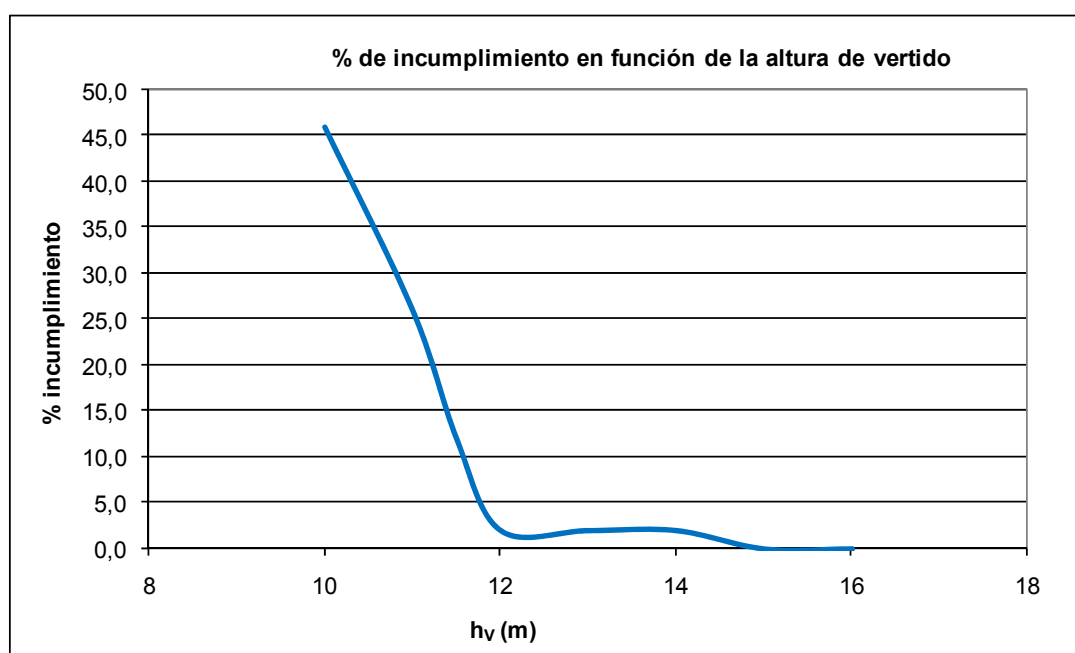


Figura 20-9: Cumplimiento (h)

Del análisis precedente resulta que la menor altura de vertido que cumple con el criterio de satisfacción de la demanda es 12 m.

Por lo tanto, se adopta como cota de vertido, equivalente al NMN, 38 m. Los valores resultantes de nivel, área inundada y volumen a embalsar se presentan en la Tabla 20-14.

Tabla 20-14: Nivel Máximo Normal

NMN (m)	38
A(há)	171
V (hm ³)	7,6

El volumen a embalsar es del orden de 7,6 hm³ y el área inundada es 171 há.

21. ANEXO VIII: AVENIDA DE PROYECTO

21.1 DISEÑO DE LA AVENIDA DE PROYECTO

Para dimensionar los aliviaderos de las presas sobre el arroyo Pichinango y sobre el arroyo Cañada Grande, es necesario determinar previamente la avenida de proyecto y el Nivel de Avenida de Proyecto (NAP) correspondiente.

El NAP corresponde al máximo nivel de agua en el embalse que se produce ante la ocurrencia de una tormenta con un periodo de retorno igual al considerado en el proyecto.

Para seleccionar el periodo de retorno de proyecto se consideran criterios de costos y seguridad. A medida que el periodo de retorno de diseño se incrementa, los costos de capital de la estructura aumentan, pero los daños esperados disminuyen debido a que se proporciona una mayor protección.

Para ambas presas se selecciona un periodo de retorno de proyecto de 100 años, sugerido en bibliografía para presas de dimensiones similares a las de estudio.

Para calcular el caudal máximo esperado durante el evento extremo de periodo de retorno considerado, se emplea el Método del SCS, que calcula el volumen de escurrimiento de eventos extremos a partir de la precipitación, las características del suelo, la cobertura de la cuenca y de las condiciones antecedentes de humedad. Además, se construye un hidrograma unitario triangular o adimensional para la estimación del caudal máximo, y el hidrograma correspondiente al evento extremo, a partir de la precipitación efectiva.

Se diferencian 3 etapas:

- Tormenta de diseño,
- Precipitación Efectiva, e
- Hidrograma Unitario

las cuales se describen a continuación.

21.1.1 TORMENTA DE DISEÑO

Se genera la precipitación máxima de diseño empleando el Método del Bloque Alterno, a partir de las curvas IDF.

Para estimar la precipitación máxima en la cuenca de aporte se utilizan las curvas IDF para el Uruguay, según:

$$P_{(d,Tr,p)} = P_{(3,10,p)} CT_{(Tr)} CD_{(d)} CA_{(A,d)}$$

Donde:

- $P_{(d,Tr,p)}$: Precipitación máxima de duración d, periodo de retorno T_r en un punto p (mm)
- T_r : Periodo de retorno (años)
- d: Duración de la tormenta (horas)
- A: Área de la cuenca (km²)

Se obtiene el valor de $P_{(3,10,p)}$ del mapa de isoyetas de lluvias extremas en Uruguay para precipitación de 3 horas y 10 años de periodo de retorno, en función de las coordenadas del baricentro del área de la cuenca en estudio, el cual se muestra en la Figura 21-1.

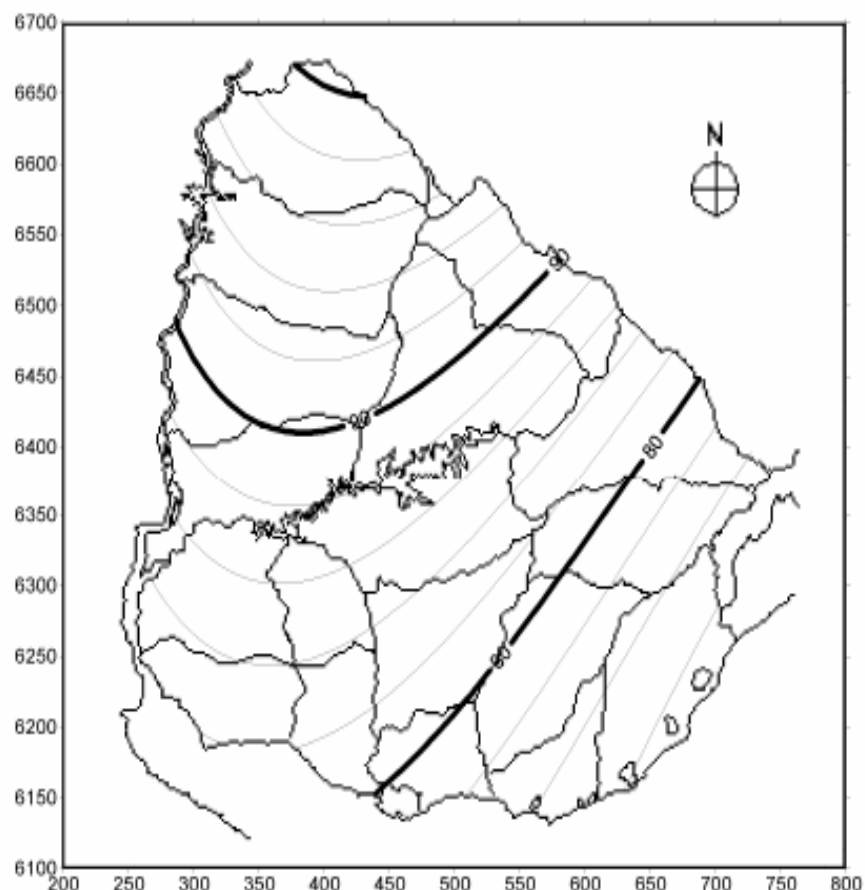


Figura 21-1: Mapa de isoyetas de lluvias extremas en Uruguay

Se calcula el coeficiente de corrección para el periodo de retorno mediante la siguiente expresión, que depende del periodo de retorno considerado:

$$CT_{(Tr)} = 0.5786 - 0.4312 \log \left[\text{Ln} \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right]$$

Se calcula el coeficiente de corrección para la duración de la tormenta mediante la siguiente expresión, que depende de la duración de la tormenta:

$$CD_{(d)} = \frac{0.6208d}{(d + 0.0137)^{0.5639}} \quad \text{para } d < 3h$$

$$CD_{(d)} = \frac{1.0287d}{(d + 1.0293)^{0.8083}} \quad \text{para } d > 3h$$

Se calcula el coeficiente de corrección para el área de la cuenca mediante la siguiente expresión, que depende del área de la cuenca y de la duración de la tormenta:

$$CA_{(A,d)} = 1.0 - 0.3549d^{-0.4272} (1.0 - e^{-0.005792A})$$

El valor de los coeficientes y los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 21-1.

Tabla 21-1: Precipitación máxima en la cuenca

T_r (años)	100	
	Cañada Grande	Pichinango
P_(3,10,p)	83	83
d (h)	4,0	11,2
CT	1,44	1,44
CD	1,12	1,52
CA	0,96	0,90
P_(d,Tr,p)	133,43	181,92

Se considera una tormenta de duración cercana a 2 veces el tiempo de concentración, para lo cual se la divide en 12 intervalos de ancho D, de forma que la precipitación durante cada intervalo sea uniforme en el tiempo, siendo:

$$D = \frac{t_c}{7}$$

La duración resultante de cada intervalo es de 0,57 horas para el embalse sobre el arroyo Cañada Grande, y de 1,60 horas para el embalse sobre el arroyo Pichinango.

En la Tabla 21-2 se muestran los resultados obtenidos para el embalse sobre el arroyo Cañada Grande y en la Figura 21-2 se muestra el hietograma de la precipitación de diseño obtenido.

Tabla 21-2: Tormenta de diseño – Embalse sobre A. Cañada Grande

D (h)	CD	CT	CA	P (mm)	Incrementos de P (mm)	Tormenta (mm)
0,57	0,48	1,44	0,92	53	53	4
1,15	0,65	1,44	0,94	73	21	5
1,72	0,78	1,44	0,95	89	15	6
2,29	0,89	1,44	0,95	101	13	9
2,87	0,98	1,44	0,96	112	11	13
3,44	1,05	1,44	0,96	121	9	21
4,01	1,12	1,44	0,96	129	7	53
4,59	1,17	1,44	0,97	135	6	15
5,16	1,22	1,44	0,97	141	6	11
5,73	1,26	1,44	0,97	146	5	7
6,31	1,30	1,44	0,97	150	5	6
6,88	1,33	1,44	0,97	154	4	5

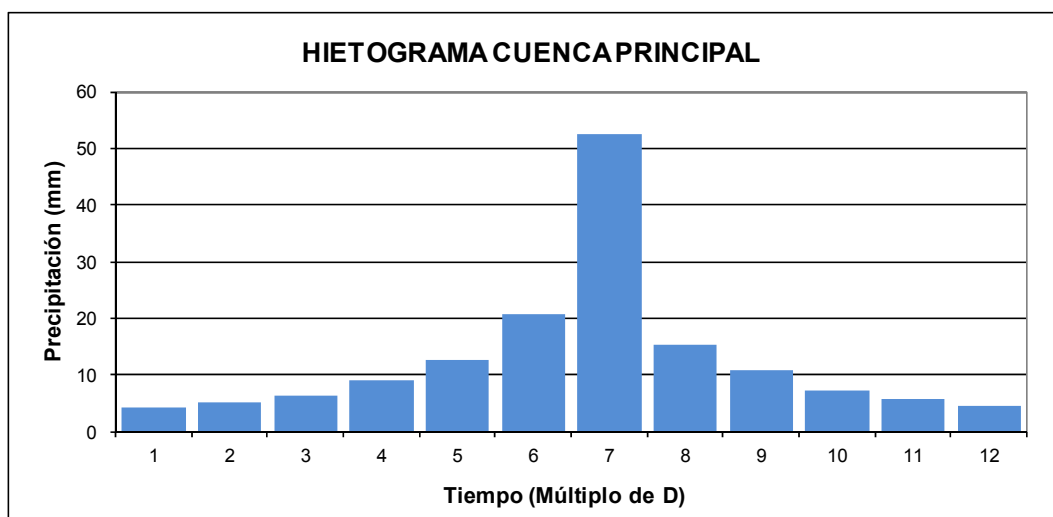


Figura 21-2: Hietograma de la precipitación de diseño – Embalse sobre A. Cañada Grande

En la Tabla 21-3 se muestran los resultados obtenidos para el embalse sobre el arroyo Pichinango y en la Figura 21-3 se muestra el hietograma de la precipitación de diseño obtenido.

Tabla 21-3: Tormenta de diseño – Embalse sobre A. Pichinango

D (h)	CD	CT	CA	P (mm)	Incrementos de P (mm)	Tormenta (mm)
1,60	0,76	1,44	0,76	69	69	4
3,20	1,03	1,44	0,82	101	32	5
4,79	1,19	1,44	0,85	121	20	7
6,39	1,30	1,44	0,87	135	14	9
7,99	1,39	1,44	0,88	146	11	14
9,59	1,46	1,44	0,89	155	9	32
11,19	1,52	1,44	0,90	163	8	69
12,78	1,57	1,44	0,90	170	7	20
14,38	1,62	1,44	0,91	176	6	11
15,98	1,66	1,44	0,91	181	5	8
17,58	1,70	1,44	0,92	186	5	6
19,18	1,74	1,44	0,92	191	4	5

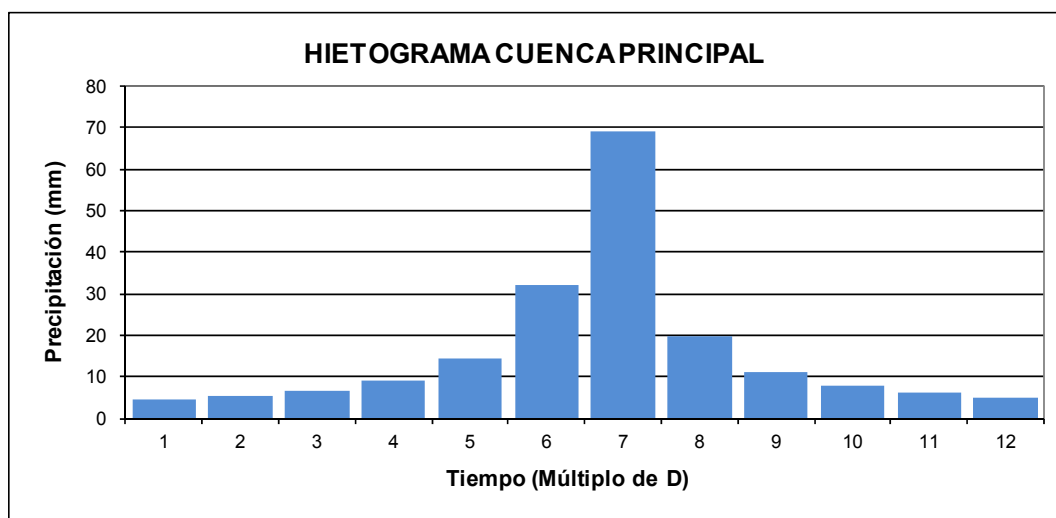


Figura 21-3: Hietograma de la precipitación de diseño – Embalse sobre A. Pichinango

21.1.2 PRECIPITACIÓN EFECTIVA

Mediante el Método del Número de Curva (NC) del SCS se calcula el volumen de precipitación que participa del escurrimiento, denominado precipitación efectiva.

Para el cálculo de la precipitación efectiva (P_e) se utilizan las siguientes expresiones obtenidas de resultados experimentales:

$$I_a = 0.2S$$

$$P_e = 0 \quad P \leq 0.2S$$

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad P \geq 0.2S$$

Donde:

I_a : abstracción inicial

S : almacenamiento (volumen de precipitación que es capaz de retener el suelo, por unidad de área)

El almacenamiento se calcula en función del NC, según la siguiente expresión:

$$S(mm) = 25.4 \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right)$$

Los NC han sido tabulados por el SCS en función del tipo de suelo y del uso de la tierra, definiéndose cuatro grupos de suelos (Grupos A, B, C y D). El grupo hidrológico se determina a partir de las unidades de suelos de la cuenca, obtenidas de la Carta de Unidades de Suelo del Uruguay escala 1:1.000.000. Dado que coexisten varias unidades de suelo dentro de la cuenca, los resultados se ponderan en el área.

Analizando las imágenes satelitales de las cuencas extraídas del Google Earth, y a partir de lo observado en las salidas de campo, se determina que el tipo de cobertura del suelo de ambas cuencas es equivalente a pradera o pastizal. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 21-4 y Tabla 21-5 para el embalse en Cañada Grande y Pichinango respectivamente.

Tabla 21-4: Número de Curva - Embalse sobre Cañada Grande

Unidad	Símbolo	Área (há)	Grupo hidrológico	NC
Ecilda Paullier - Las Brujas	EP-LB	312	C	86
San Gabriel - Guaycurú	SG-G	3.238	B	79
TOTAL		3.549		80
S		64		

Tabla 21-5: Número de Curva - Embalse sobre Pichinango

Unidad	Símbolo	Área (há)	Grupo hidrológico	NC
La Carolina	LC	3.623	C/D	87
San Gabriel - Guaycurú	SG-G	25.314	B	79
TOTAL		28.937		80
S		64		

Se corrigen los cálculos de modo de garantizar una infiltración mínima de 1,2 mm/h (sugerida para grupos hidrológicos B, C y D, como es el caso), dado que el método del SCS tiende a tener una infiltración nula al final de las tormentas.

En la Tabla 21-6 y en la Tabla 21-7 se resumen los cálculos relativos a la precipitación efectiva y los resultados obtenidos, para el embalse sobre el arroyo Cañada Grande y para el embalse sobre el arroyo Pichinango respectivamente.

Tabla 21-6: Precipitación efectiva - Embalse sobre Cañada Grande

D (h)	Tormenta (mm)	P acumulada (mm)	P efectiva acumulada (mm)	Incrementos de P efectiva (mm)	Infiltración (mm)	Velocidad de infiltración (mm/h)	P efectiva corregida (mm)
0,57	4	4	0	0	4	7,3	0
1,15	5	9	0	0	5	8,8	0
1,72	6	16	0	0	6	10,9	0
2,29	9	25	2	2	7	12,6	2
2,87	13	37	7	5	8	13,4	5
3,44	21	58	19	12	9	15,2	12
4,01	53	111	59	41	12	21,1	41
4,59	15	126	72	13	2	3,8	13
5,16	11	137	82	10	1	2,3	10
5,73	7	144	89	7	1	1,4	7
6,31	6	150	94	5	1	1,0	5
6,88	5	154	98	4	0	0,8	4

Tabla 21-7: Precipitación efectiva - Embalse sobre Pichinango

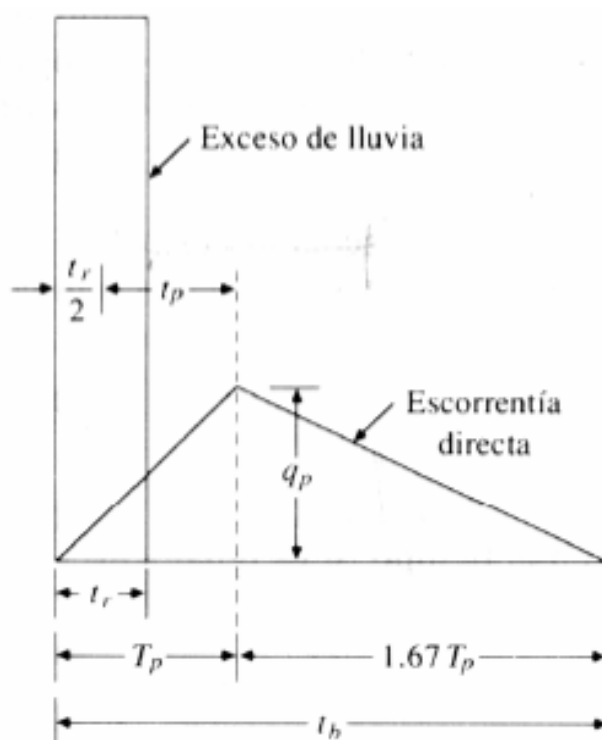
D (h)	Tormenta (mm)	P acumulada (mm)	P efectiva acumulada (mm)	Incrementos de P efectiva (mm)	Infiltración (mm)	Velocidad de infiltración (mm/h)	P efectiva corregida (mm)
1,60	4	4	0	0	4	2,8	0
3,20	5	10	0	0	5	3,4	0
4,79	7	17	0	0	7	4,1	0
6,39	9	26	2	2	7	4,5	2
7,99	14	40	8	6	8	5,2	6
9,59	32	72	29	20	12	7,2	20
11,19	69	141	86	57	12	7,4	57
12,78	20	161	104	18	2	1,2	18
14,38	11	172	114	10	1	0,6	9
15,98	8	180	121	7	1	0,4	6
17,58	6	186	127	6	0	0,3	4
19,18	5	191	131	5	0	0,2	3

21.1.3 HIDROGRAMA DE CRECIDA

Para deducir el hidrograma resultante del exceso de lluvia, se emplea un modelo lineal que tiene las siguientes hipótesis:

- El exceso de precipitación tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva y está uniformemente distribuido a través de toda el área de drenaje.
- El tiempo base del hidrograma de escorrentía directa resultante de un exceso de lluvia de una duración dada es constante.
- Las ordenadas de todos los hidrogramas de escorrentía directa de una base de tiempo común son directamente proporcionales a la cantidad total de escorrentía directa representada por cada hidrograma.
- Para una cuenca dada, el hidrograma resultante de un exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de la cuenca.

Hay varios tipos de hidrogramas unitarios; en este caso se emplea el hidrograma unitario triangular, el cual se muestra en la Figura 21-4.


Figura 21-4: Hidrograma unitario triangular

Para la construcción del hidrograma unitario triangular se calculan previamente el tiempo pico en horas (t_p), el tiempo base en horas (t_b) y el caudal pico en $m^3/s/mm$ (q_p), a partir de las siguientes fórmulas:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6t_c$$

$$t_b = 2.667t_p$$

$$q_p = 0.208 \frac{A}{(0.5D + 0.6t_c)}$$

Los valores obtenidos para ambos embalses se muestran en la Tabla 21-8.

Tabla 21-8: Hidrograma unitario triangular

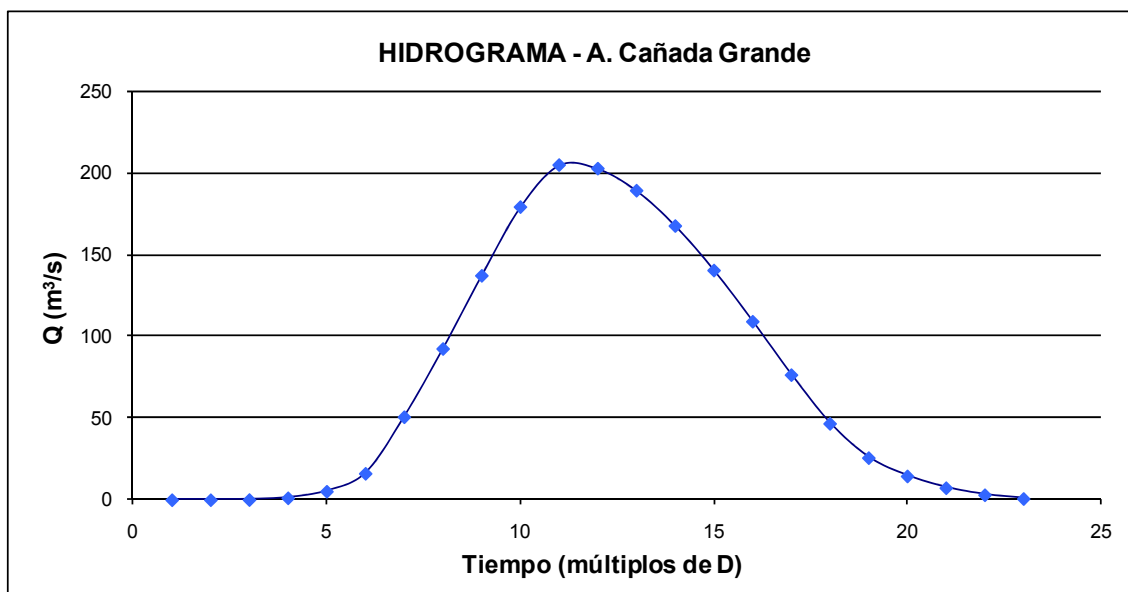
	Cañada Grande	Pichinango
t_p (h)	2,69	7,51
t_b (h)	7,19	20,03
q_p ($m^3/s/mm$)	2,74	8,02

Aplicando las propiedades de linealidad y superposición, se multiplica el hidrograma unitario obtenido por cada incremento de precipitación y se suman dichos hidrogramas desfasándolos en el tiempo D unidades. De esta manera se obtiene un hidrograma correspondiente a la tormenta de diseño cuya integral en el tiempo es igual al volumen escurrido en dicha tormenta.

En la Tabla 21-9 se muestra el resultado de multiplicar cada hidrograma unitario obtenido por cada incremento de escurrimiento (P efectiva corregida, Tabla 21-6 y Tabla 21-7) y sumar dichos hidrogramas desfasándolos cada D unidades en el tiempo, y en la Figura 21-5 se muestra el hidrograma correspondiente a la tormenta de diseño para ambos embalses.

Tabla 21-9: Hidrograma de diseño

Cañada Grande		Pichinango	
D (h)	Q (D)	D (h)	Q (D)
0,57	0	1,60	0
1,15	0	3,20	0
1,72	0	4,79	0
2,29	1	6,39	4
2,87	5	7,99	18
3,44	16	9,59	67
4,01	51	11,19	213
4,59	92	12,78	388
5,16	137	14,38	570
5,73	179	15,98	733
6,31	205	17,58	818
6,88	203	19,18	784
7,45	189	20,77	707
8,03	167	22,37	609
8,60	140	23,97	496
9,17	109	25,57	374
9,75	76	27,16	251
10,32	47	28,76	140
10,89	26	30,36	68
11,46	15	31,96	35
12,04	7	33,56	17
12,61	3	35,15	7
13,18	1	36,75	2



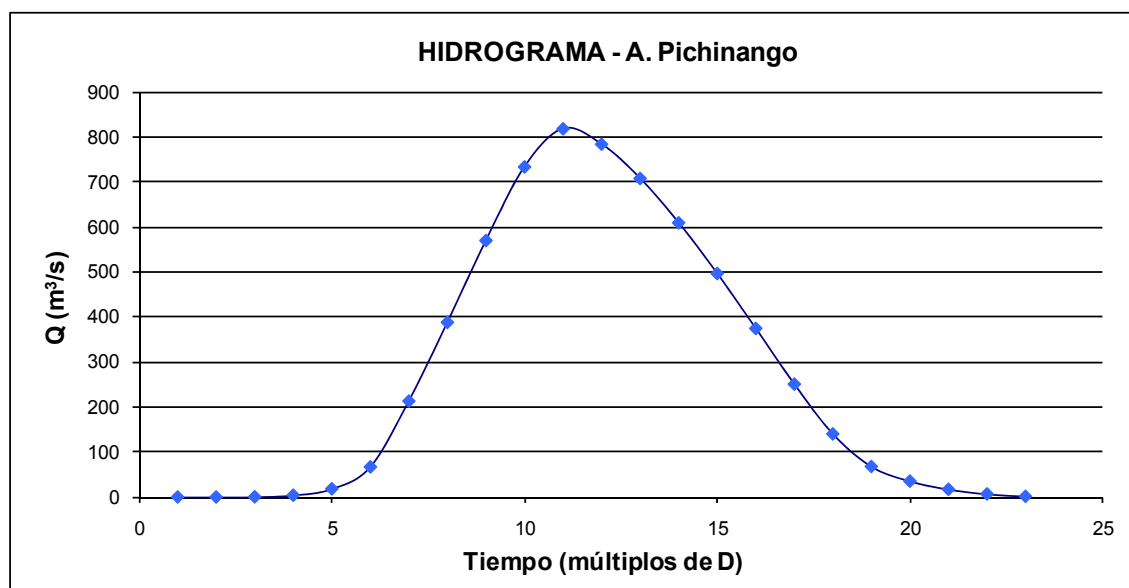


Figura 21-5: Hidrograma de la tormenta de diseño

Del mismo se desprende que el caudal máximo esperado durante un evento extremo de periodo de retorno de 100 años es de 205 m³/s para el embalse sobre el arroyo Cañada Grande, y de 818 m³/s para el embalse sobre el arroyo Pichinango. Dichos valores se presentan en la Tabla 21-10.

Tabla 21-10: Caudales máximos

	Cañada Grande	Pichinango
Q _{máx} (m³/s)	205	818

21.2 LAMINACIÓN DE LA AVENIDA DE PROYECTO

Para conocer el comportamiento del embalse frente a la llegada del hidrograma de crecida, y de este modo conocer el tirante máximo que se obtiene con la tormenta de diseño considerada, se realiza un balance de agua en el mismo.

La acumulación del agua almacenada en el embalse depende de la diferencia entre los caudales de las aportaciones y los de las descargas:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t)$$

Donde:

$I(t)$: Hidrograma de entrada

$Q(t)$: Hidrograma de salida

dS/dt : Variación del almacenamiento en el embalse

Para resolver esta ecuación, llamada ecuación de continuidad, se utiliza el método de piscina nivelada. El mismo es un procedimiento para calcular el hidrograma de salida desde un embalse, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento - caudal de salida. Las hipótesis del método son las siguientes:

- el espejo de agua es un plano horizontal, y
- el agua que entra en cada instante es capaz de distribuirse de forma uniforme en toda la superficie instantáneamente.

Integrando la ecuación anterior en cada intervalo de tiempo considerado:

$$\int_j^{j+1} dS = \int_j^{j+1} I(t)dt - \int_j^{j+1} Q(t)dt$$

Discretizando:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t$$

Al reordenar los términos:

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = I_j + I_{j+1} + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right) \quad (*)$$

Donde:

- I_j : Caudal de entrada al inicio del j-ésimo intervalo
- I_{j+1} : Caudal de entrada al final del j-ésimo intervalo
- Q_j : Caudal de salida al inicio del j-ésimo intervalo
- Q_{j+1} : Caudal de salida al final del j-ésimo intervalo
- $S_{j+1} - S_j$: Cambio en el almacenamiento en el j-ésimo intervalo
- Δt : Intervalo de tiempo del hidrograma de caudal de entrada

La curva de los caudales de entrada en función del tiempo está representada por el hidrograma de la avenida de proyecto, presentado en el punto 21.1.3. Los valores de Q_j y S_j se conocen en el j-ésimo intervalo, a partir de los cálculos hechos en el intervalo de tiempo previo.

Por lo tanto, la ecuación anterior contiene dos incógnitas, Q_{j+1} y S_{j+1} ; para calcular el caudal de salida se necesita una función almacenamiento - caudal de salida que relacione $(2S/\Delta t + Q)$ y Q . Dicha función se desarrolla a partir de las relaciones elevación - almacenamiento y elevación - caudal de salida.

La relación entre la sobreelevación de la superficie del agua (respecto a la cota de vertido) y el almacenamiento en el embalse, $S(H)$, se determina a partir de la función volumen del embalse en función de la altura de agua, $V(h)$, presentada en los puntos 20.2 y 20.3, según:

$$S(H) = V(h_v + H) - V(h_v)$$

Donde:

- H : Sobreelevación de la superficie del agua respecto a la cota de vertido
- $S(H)$: Almacenamiento correspondiente a la sobreelevación H
- h_v : Altura de vertido
- $V(h)$: Función volumen del embalse en función de la altura de agua

La relación elevación - caudal de salida se determina a partir de las ecuaciones hidráulicas que relacionan la carga hidrostática del embalse y el caudal de vertido.

Luego, para un valor dado de la elevación de la superficie del agua, es posible determinar los valores de almacenamiento $S(H)$ y de caudal de salida $Q(H)$; por lo tanto, puede construirse la función almacenamiento - caudal de salida, $(2S/\Delta t + Q)$, versus Q .

Durante el tránsito del flujo a través del intervalo de tiempo j , todos los términos del miembro derecho de la ecuación (*) son conocidos, por lo cual puede hallarse el término $2S_{j+1}/\Delta t + Q_{j+1}$, a partir del cual se determina el valor de Q_{j+1} mediante la función almacenamiento - caudal de salida.

Por último, el cálculo se repite para los siguientes intervalos de tiempo considerados.

22. ANEXO IX: SELECCIÓN DEL TIPO DE ALIVIADERO

La tipología del aliviadero depende de la magnitud del caudal que debe evacuar, del tipo de presa, de las características topográficas y geológicas de la zona en la que se ubica la presa, de las características del cauce natural, del reparto posible entre distintas obras de alivio que se proyecten en la presa, y de los aspectos económicos asociados.

Para presas de materiales sueltos, el aliviadero se construye en forma independiente de la presa, fuera del cuerpo de ésta, y generalmente en forma de aliviadero en canal.

Por lo tanto, como primera alternativa se selecciona un vertedero tipo canal frontal.

22.1 ANÁLISIS DE VIABILIDAD DE UN VERTEDERO TIPO CANAL FRONTAL

El análisis desarrollado consiste en:

- Calcular la sobreelevación de la superficie del agua obtenida para distintos anchos del canal.
- Controlar la velocidad obtenida en el canal para cada ancho considerado, de forma de evitar la erosión del lecho del cauce. El valor de la velocidad máxima permisible según bibliografía es 1 m/s (correspondiente a suelos empastados con cubierta vegetal variable).

Se selecciona el ancho que optimiza los costos del movimiento de suelos (a medida que el ancho disminuye, la laminación es mayor y se debe elevar el coronamiento de la presa), y que a su vez, verifica el criterio de velocidad permisible.

En el caso de un vertedero tipo canal frontal, la ley de vertido se deduce imponiendo conservación de la energía entre el embalse y la sección de descarga del canal, y flujo uniforme en el canal, considerando que el mismo es de pendiente suave (suposición que se debe verificar para cada caso).

A continuación se describen las ecuaciones de la conservación de energía y del régimen de flujo uniforme.

Conservación de la energía

$$H = \frac{Q^2}{2gA^2} + y$$

Donde:

H: Carga hidrostática del embalse
Q: Caudal de vertido
y: Tirante en la sección de descarga
A: Área en la sección de descarga
g: Gravedad

Ecuación de flujo uniforme

$$Q = \frac{AR_h^{2/3}S_0^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q: Caudal de vertido
n: Coeficiente de Manning (se considera cobertura vegetal, $n = 0,035$)
A: Área en la sección de descarga
 R_h : Radio hidráulico en la sección de descarga
 S_0 : Pendiente del canal

A partir de la ley de vertido hallada se realiza la laminación del hidrograma de entrada al embalse, para lo cual se procede con la metodología de cálculo planteada anteriormente.

22.1.1 ARROYO CAÑADA GRANDE

Las características geométricas del canal considerado se detallan en la Tabla 22-1.

Tabla 22-1: Características del canal considerado

S_0	0,001
Talud 1V:mH	1,5
n	0,035

En la Tabla 22-2 se presentan la cota de vertido y la cota de cierre seleccionadas.

Tabla 22-2: Cota de vertido y cota de cierre

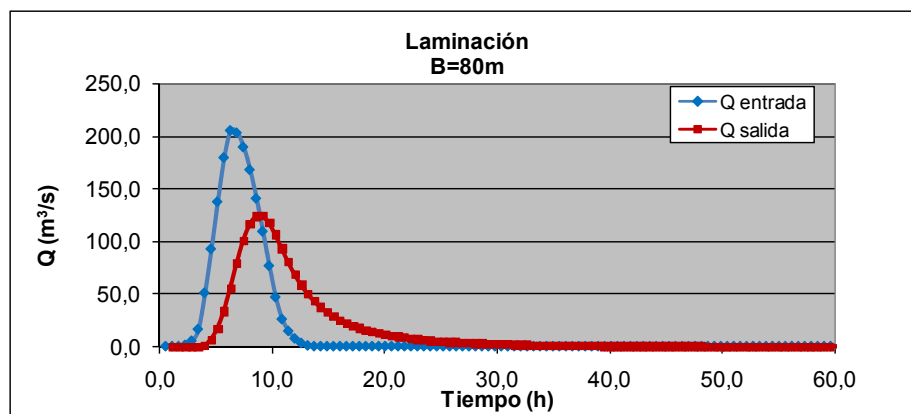
Altura de vertido (m)	16
Cota de vertido (m)	44
Cota de fondo (m)	28

Para cada uno de los anchos del canal considerados se obtiene la función almacenamiento - caudal de salida, que luego se emplea para modelar el proceso de laminación de la creciente de diseño, discretizando el hidrograma de crecida en intervalos de 0,57 horas de duración. A continuación se presenta la función obtenida para los distintos anchos analizados.

$$B = 80 \text{ m} \rightarrow Q = (1,89 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (3,52 \times 10^{-02}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 2,73$$

$$B = 100 \text{ m} \rightarrow Q = (2,20 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (4,47 \times 10^{-02}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 3,53$$

En la Figura 22-1 se presentan los hidrogramas de entrada y de salida, para los anchos considerados, y en la Tabla 22-3 se presenta el resumen de los resultados obtenidos.



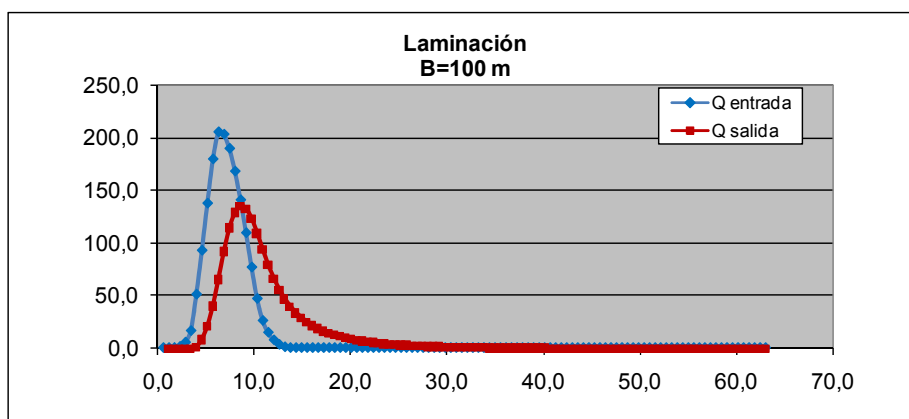
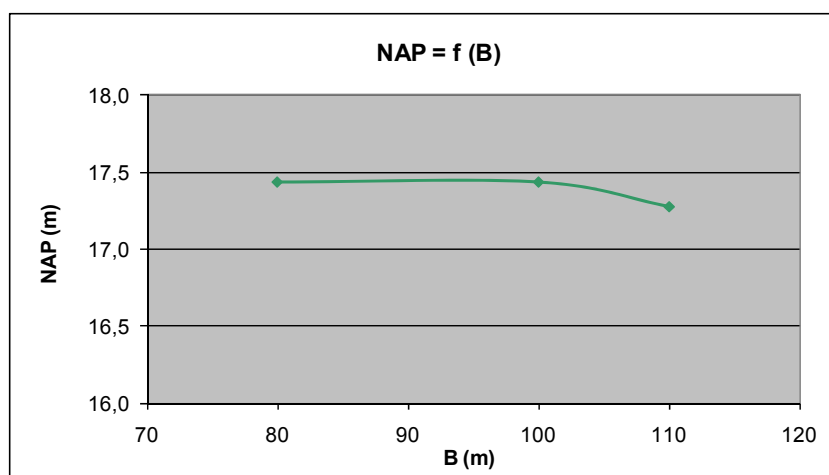


Figura 22-1: Laminación para diferentes anchos del canal vertedor

Tabla 22-3: Selección del ancho del canal vertedor

Selección del Ancho del Canal		
B (m)	80	100
$Q_{ENTRADA}$ (m ³ /s)	205	205
Q_{SALIDA} (m ³ /s)	124	135
H (m)	1,44	1,32
NAP (m)	17,4	17,3
Disminución del pico	40%	34%



El caudal pico del hidrograma de salida resultante de la laminación es el utilizado para calcular la velocidad en la entrada del canal. En la Tabla 22-4 se presentan los resultados obtenidos para los distintos anchos considerados.

Tabla 22-4: Verificación del criterio de la velocidad permisible

Criterio de Velocidad Permisible		
B (m)	80	100
$Q_{Máx}$ (m ³ /s)	124	135
y_n (m)	1,38	1,27
A_{canal} (m ²)	113,1	129,4
$v_{máx}$ (m/s)	1,1	1,0

Por lo tanto, el ancho del canal vertedor se fija en 100 m. El caudal máximo de vertido es de 135 m³/s, la descarga de este caudal en el canal genera un tirante de 1,27 m y una carga hidráulica sobre el fondo del canal de 1,32 m. Bajo estas condiciones se tiene una velocidad de 1,0 m/s, no generándose por tanto problemas de erosión.

Luego, para determinar el nivel de agua resultante de la avenida extraordinaria (NAE), se procede de forma análoga que para la determinación del nivel de la avenida de proyecto (NAP), pero considerando una tormenta de diseño de periodo de retorno mayor, de 1.000 años.

En la Figura 22-2 se presenta el hidrograma de entrada y el hidrograma resultante de la laminación para la avenida de 1.000 años de periodo de retorno, para un ancho del canal de 100 m.

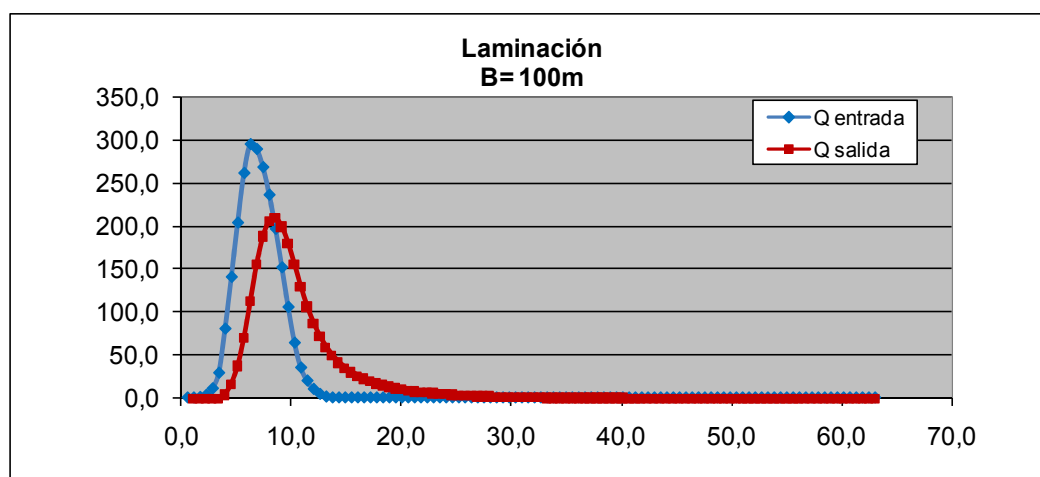


Figura 22-2: Laminación para la avenida extrema

El caudal máximo obtenido para la tormenta extraordinaria es 294 m³/s. Luego, el caudal pico del hidrograma de salida resultante de la laminación es 208 m³/s, obteniéndose un NAE de 17,7 m (0,4 m sobre el NAP).

22.1.2 ARROYO PICHINANGO

Las características geométricas del canal considerado se detallan en la Tabla 22-5.

Tabla 22-5: Características del canal considerado

S₀	0,001
Talud 1V:mH	1,5
n	0,035

En la Tabla 22-6 se presentan la cota de vertido y la cota de cierre seleccionadas.

Tabla 22-6: Cota de vertido y cota de cierre

Altura de vertido (m)	12
Cota de vertido (m)	38
Cota de fondo (m)	26

Para cada uno de los anchos del canal considerados se obtiene la función almacenamiento - caudal de salida, que luego es utilizada para modelar el proceso de laminación de la creciente de diseño, discretizando el hidrograma de crecida en intervalos 1,6 horas de duración. A continuación se presenta la función obtenida para los distintos anchos analizados.

$$B = 300 \text{ m} \rightarrow Q = (4,6 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (2,60 \times 10^{-01}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 14$$

$$B = 500 \text{ m} \rightarrow Q = (3,86 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (3,80 \times 10^{-01}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 21,5$$

$$B = 650 \text{ m} \rightarrow Q = (3,27 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (4,48 \times 10^{-01}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 26$$

En la Figura 22-3 se presentan los hidrogramas de entrada y de salida, para los anchos considerados, y en la Tabla 22-7 se presenta el resumen de los resultados obtenidos.

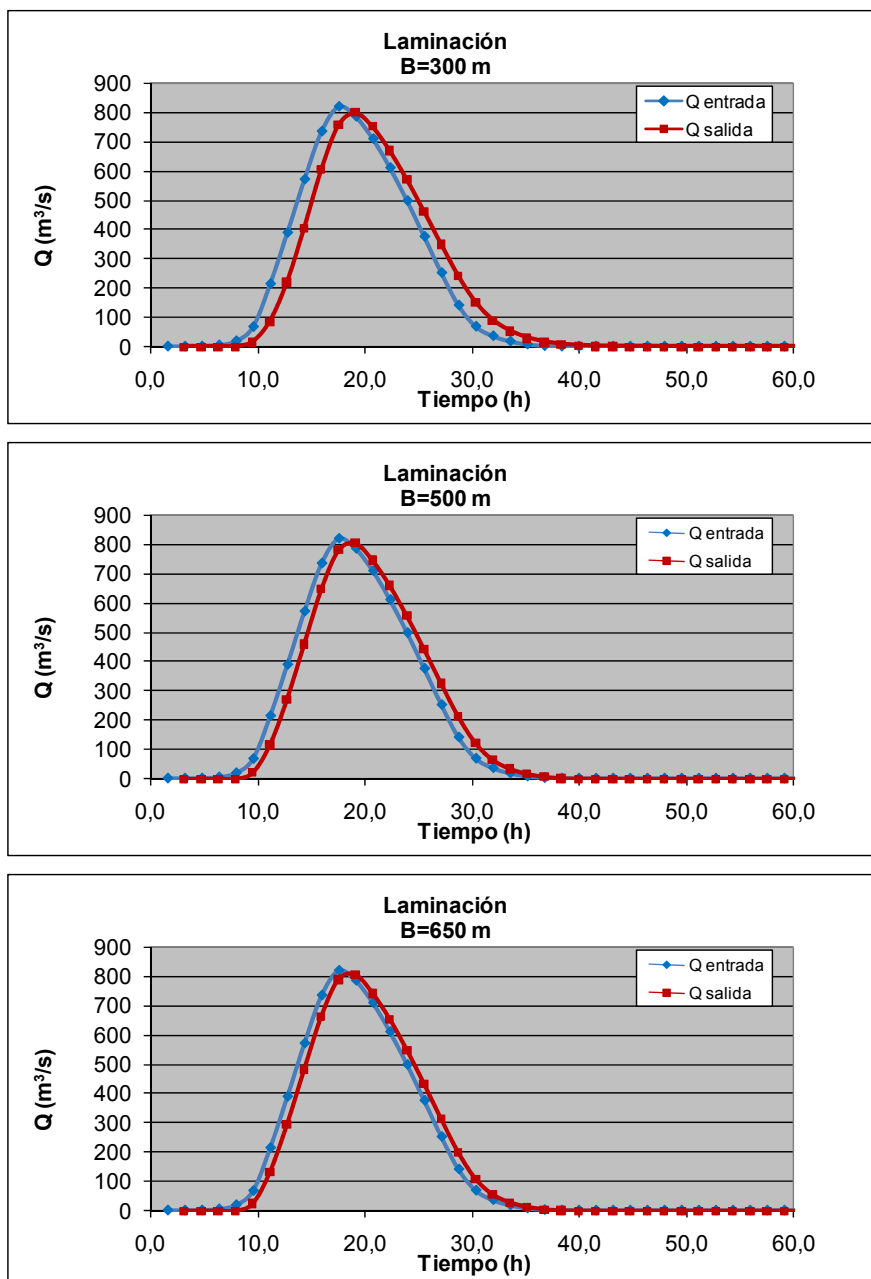
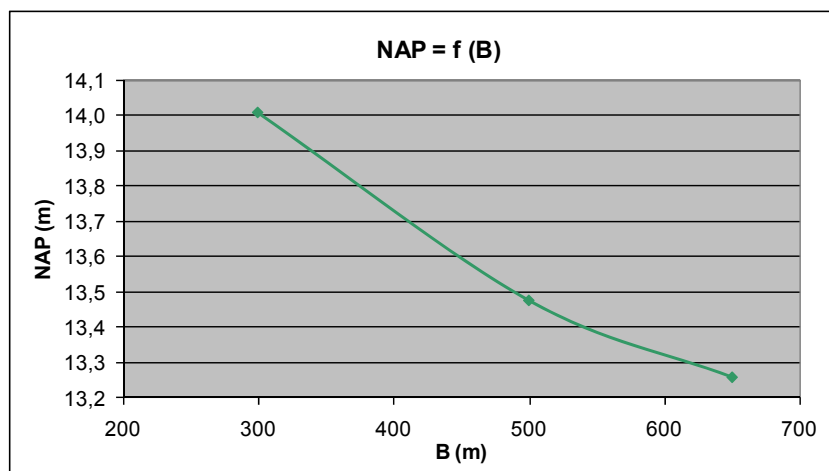


Figura 22-3: Laminación para diferentes anchos del canal vertedor

Tabla 22-7: Selección del ancho del canal vertedor

Selección del Ancho del Canal			
B (m)	300	500	650
$Q_{ENTRADA}$ (m ³ /s)	818	818	818
Q_{SALIDA} (m ³ /s)	797,2	801,6	802,3
H (m)	2,0	1,5	1,3
NAP (m)	14,0	13,5	13,3
Disminución del pico	3%	2%	2%



El caudal pico del hidrograma de salida resultante de la laminación es el utilizado para calcular la velocidad en la entrada del canal. En la Tabla 22-8 se presentan los resultados obtenidos para los distintos anchos considerados.

Tabla 22-8: Verificación del criterio de la velocidad permisible

Criterio de Velocidad Permisible			
B (m)	300	500	650
$Q_{Máx}$ (m ³ /s)	797,2	801,6	802,3
y_n (m)	1,91	1,41	1,21
A_{canal} (m ²)	578,3	708,2	785,9
$v_{máx}$ (m/s)	1,4	1,1	1,0

Por lo tanto, el ancho del canal vertedor se fija en 650 m. El caudal máximo de vertido es de 802 m³/s, la descarga de este caudal en el canal genera un tirante de 1,21 m y una carga hidráulica sobre el fondo del canal de 1,3 m. Bajo estas condiciones se tiene una velocidad de 1,0 m/s, no generándose problemas de erosión.

Luego, para determinar el nivel de agua resultante de la avenida extraordinaria (NAE) se procede de forma análoga que para la determinación del nivel de la avenida de proyecto (NAP), pero considerando una tormenta de diseño de periodo de retorno mayor, de 1.000 años.

En la Figura 22-4 se presenta el hidrograma de entrada y el hidrograma resultante de la laminación, para la avenida de 1.000 años de periodo de retorno, para un ancho del canal de 650 m.

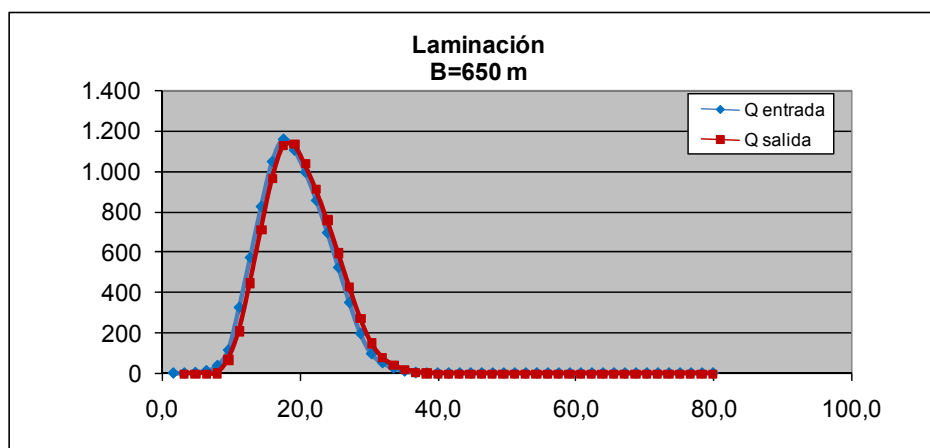


Figura 22-4: Laminación para la avenida extrema

El caudal máximo obtenido para la tormenta extraordinaria es 1.156 m³/s. Luego, el caudal pico del hidrograma de salida resultante de la laminación es 1.130 m³/s, obteniéndose un NAE de 13,6 m (0,3 m sobre el NAP).

Del análisis precedente se desprende que, para cumplir con el criterio de la velocidad permisible de forma de prevenir la erosión, se requieren anchos del canal vertedor excesivos. Además, si se observa la relación entre el caudal del hidrograma de entrada y el hidrograma de salida, la obra de control prácticamente no lamina la avenida, constituyendo un desvío del curso de agua. Este resultado era de esperar, ya que la capacidad de la cuenca está subutilizada dadas las dimensiones del embalse considerado.

Debido al ancho excesivo que debería tener el canal vertedor para asegurar una velocidad que no genere erosión durante la descarga, y los costos asociados a la obra del mismo, se descarta esta solución y se procede a evaluar la alternativa de un vertedero tipo estándar.

22.2 ANÁLISIS DE VIABILIDAD DE UN VERTEDERO TIPO ESTÁNDAR

22.2.1 ARROYO PICHINANGO

Un vertedero estándar requiere de grandes volúmenes de hormigón, y en consecuencia, su viabilidad está estrechamente vinculada a los altos costos que agrega a la obra.

Para determinar el NAP se calculan los niveles máximos obtenidos para diferentes longitudes del vertedero y se selecciona la longitud que optimiza los costos de hormigón (por aumentar las dimensiones del vertedero) frente a los costos del movimiento de suelos (por aumentar la cota de coronamiento).

En el caso de un vertedero tipo estándar (de descarga libre), la ley de vertido en función de la sobreelevación en el embalse es la siguiente:

$$Q_{salida} = 2,18 B (0,88H)^{1,5}$$

Donde:

Q_{salida} : Caudal de vertido

B: Ancho del vertedero de descarga

H: Nivel de agua por encima del nivel de vertido

A partir de la misma se realiza la laminación del hidrograma de entrada al embalse, para lo cual se procede con la metodología de cálculo planteada anteriormente.

Análogamente que para el caso del vertedero tipo canal frontal, para cada una de las diferentes longitudes del vertedero consideradas se obtiene la función almacenamiento - caudal de salida, la cual es empleada para modelar el proceso de laminación de la creciente de diseño, discretizando el hidrograma de crecida en intervalos 1,6 horas de duración. A continuación se presenta la función obtenida para los distintos anchos analizados.

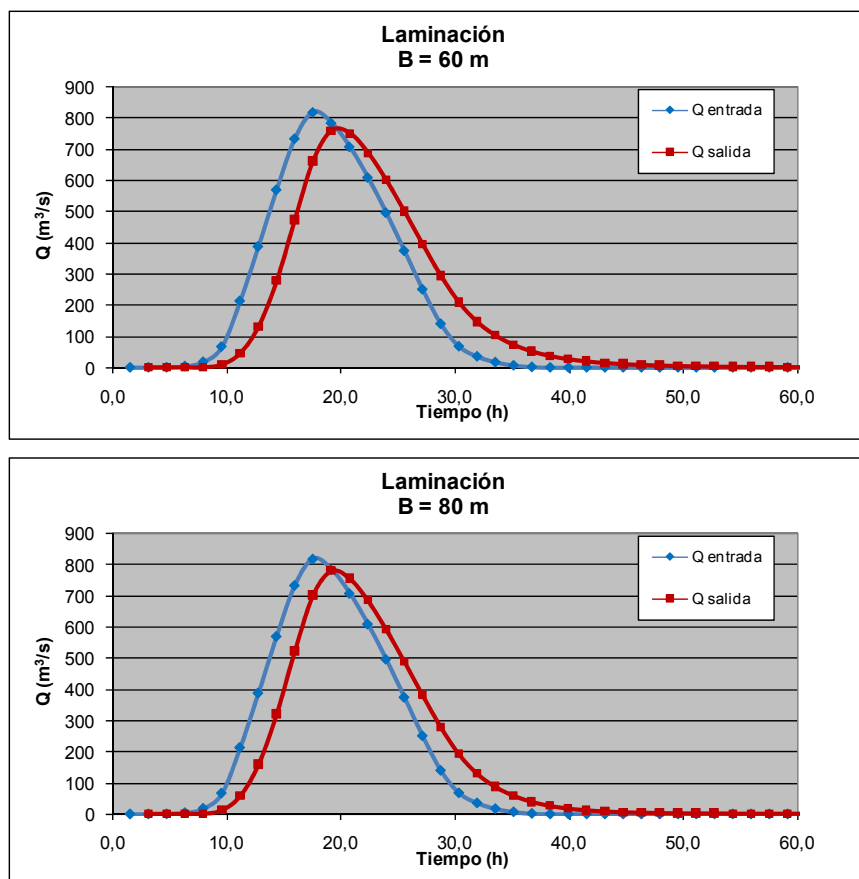
$$B = 60 \text{ m} \rightarrow Q = (3,58 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (1,21 \times 10^{-01}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 5,04$$

$$B = 80 \text{ m} \rightarrow Q = (4,0 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (1,57 \times 10^{-01}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 6,65$$

$$B = 100 \text{ m} \rightarrow Q = (4,22 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (1,91 \times 10^{-01}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 8,19$$

$$B = 120 \text{ m} \rightarrow Q = (4,32 \times 10^{-05}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right)^2 + (2,22 \times 10^{-01}) * \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q \right) - 9,68$$

En la Figura 22-5 se presentan los hidrogramas de entrada y de salida, para las longitudes de vertedero consideradas, y en la Tabla 22-9 se presenta el resumen de los resultados.



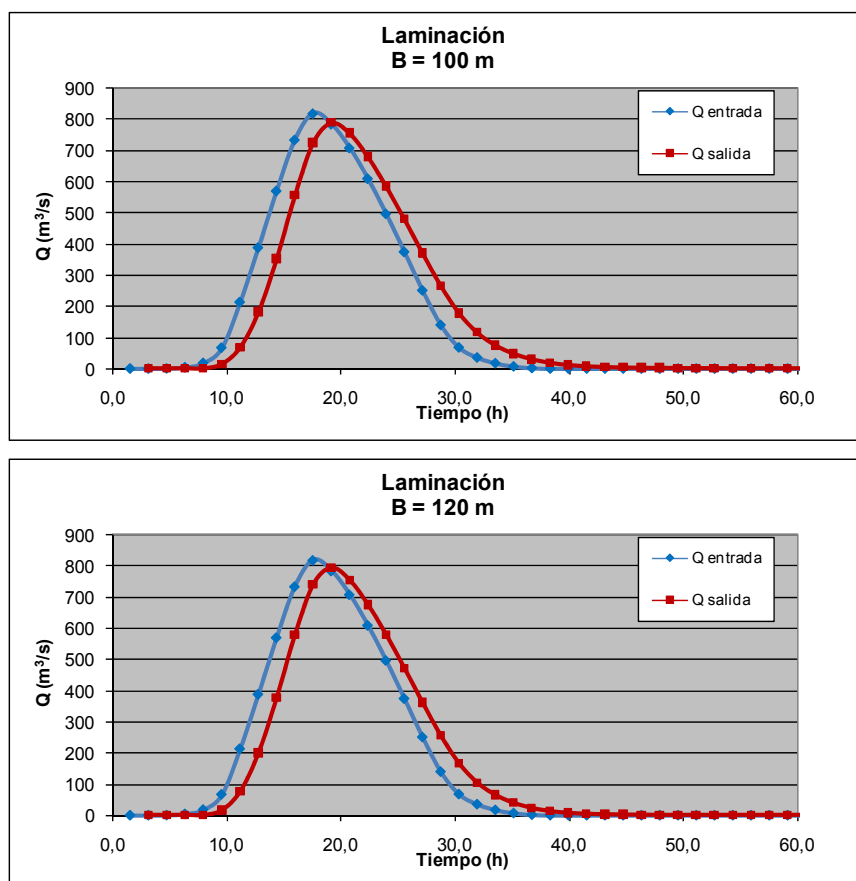
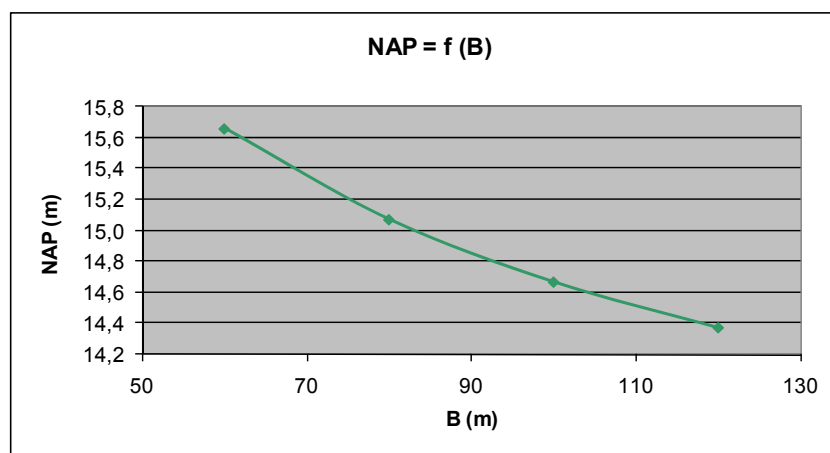


Figura 22-5: Laminación para diferentes longitudes de vertedero

Tabla 22-9: Selección de la longitud del vertedero

Selección del Ancho del Vvertedero Frontal				
B (m)	60	80	100	120
$Q_{ENTRADA}$ (m ³ /s)	818	818	818	818
Q_{SALIDA} (m ³ /s)	756	776	786	792
H (m)	3,7	3,1	2,7	2,4
NAP (m)	15,7	15,1	14,7	14,4
Disminución del pico	8%	5%	4%	3%



Dada la disminución relativa del NAP frente al aumento de la longitud del vertedero, que incurre en variaciones en los costos por el aumento del volumen de hormigón y disminución del movimiento de suelos, se opta por un vertedero de 60 m de ancho, para el cual el NAP resultante es 15,7 m.

El volumen requerido de hormigón para el cuerpo central del vertedero (sin considerar ni el cuenco de disipación ni el volumen necesario para la cimentación) se estima aproximando la sección del vertedero por una sección triangular. Se simplifica la sección tipo para un vertedero estándar definida en el texto "Design of small dams", aproximando la misma por un triángulo rectángulo de 2,76 H de base y 3,36 H de altura. Dicha sección se multiplica por la longitud para obtener el volumen, según:

$$V = 4,84.H.B$$

Donde:

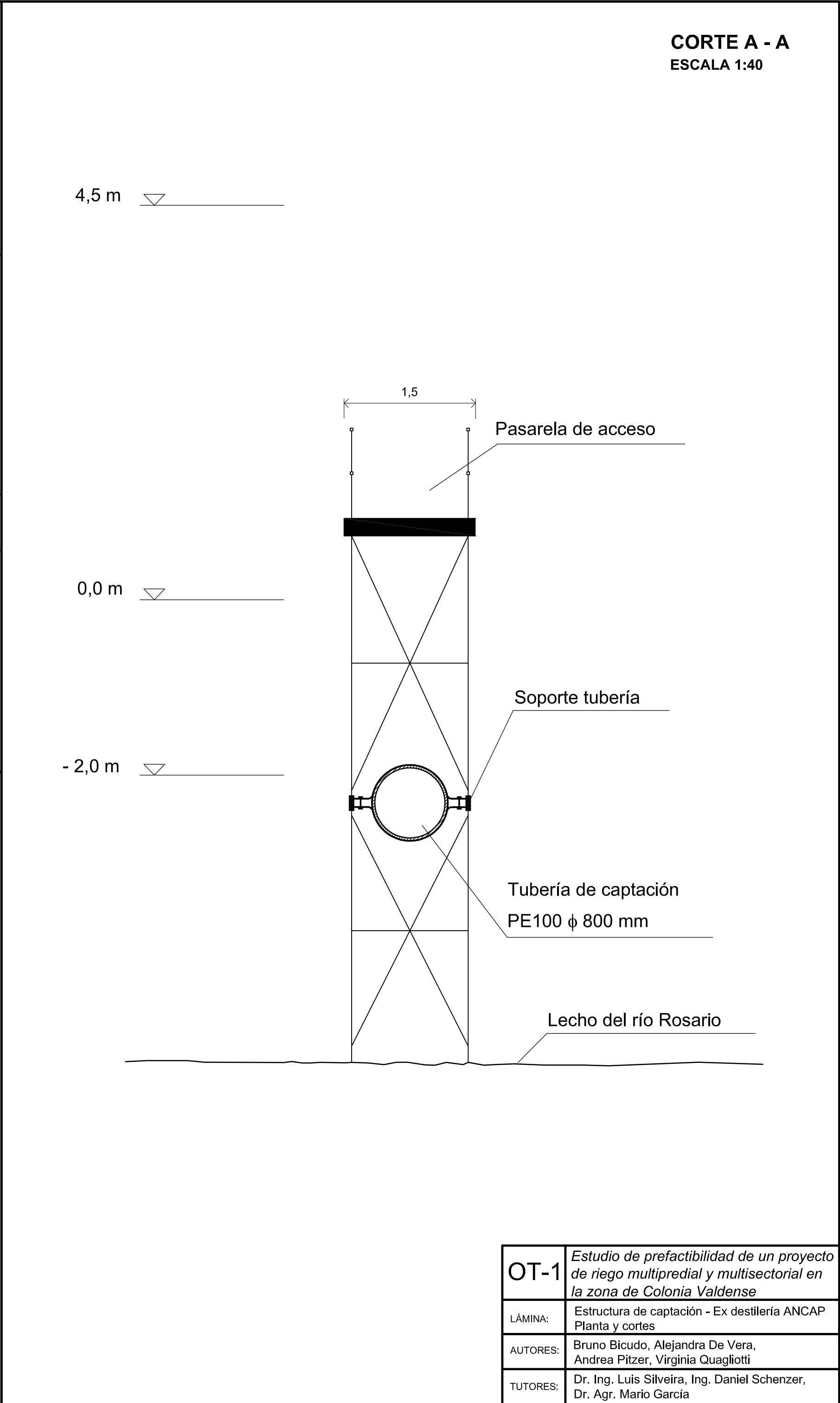
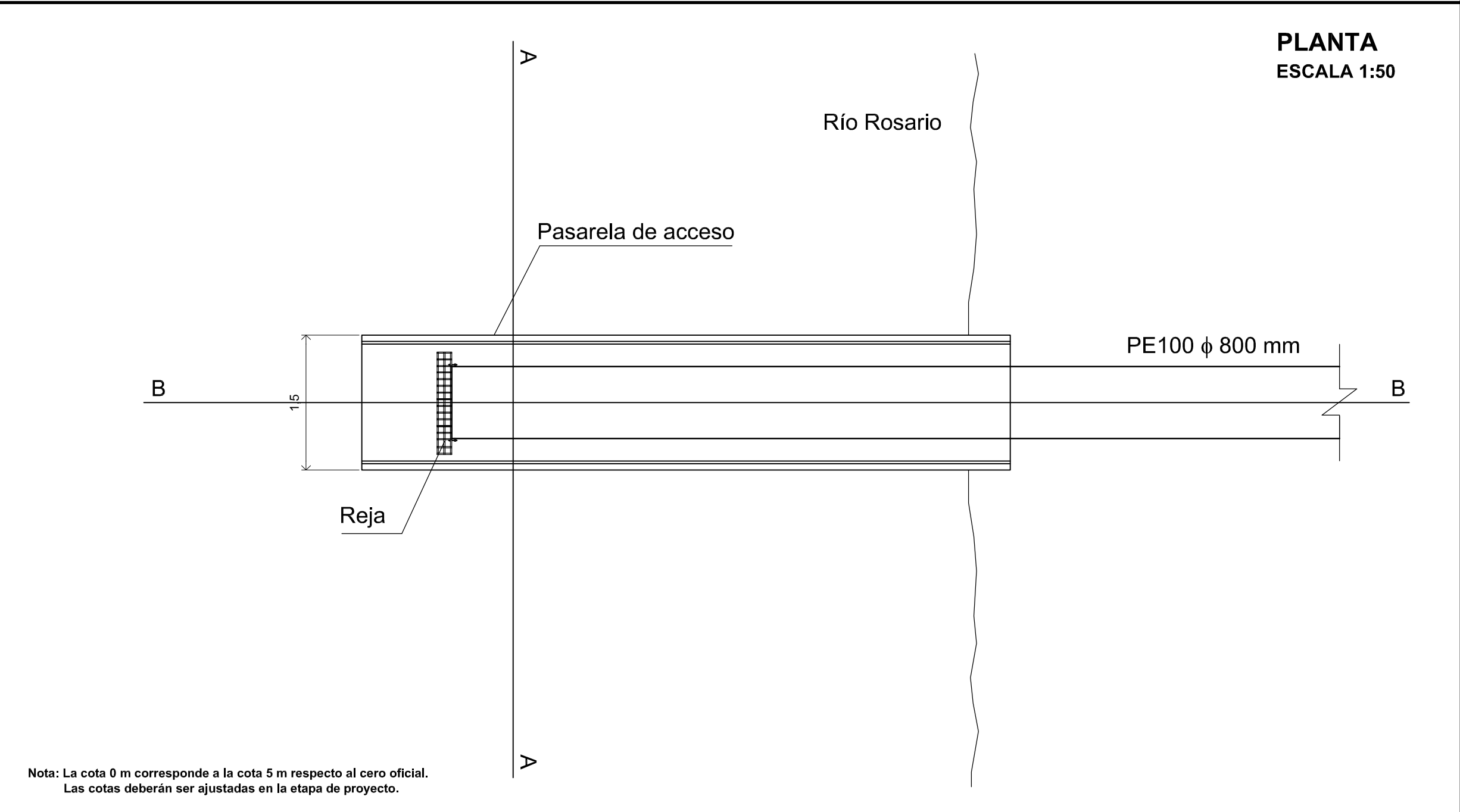
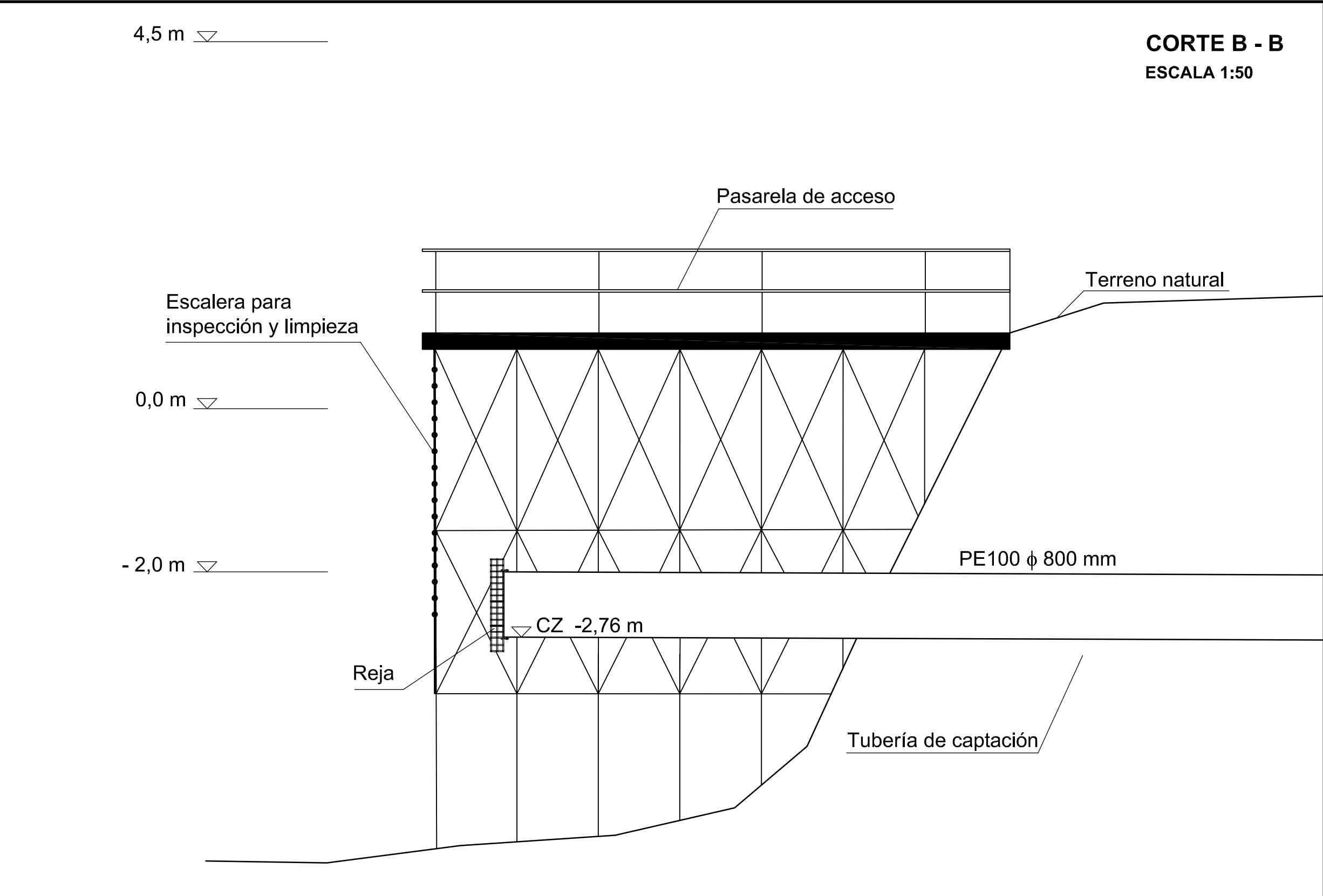
H: Altura de vertido

B: Ancho del vertedero

Como resultado se obtiene un volumen de hormigón de 3.485 m³, y si se considera un costo de 600 U\$\$/m³ de hormigón, resulta un costo total de 2.090.880 U\$.

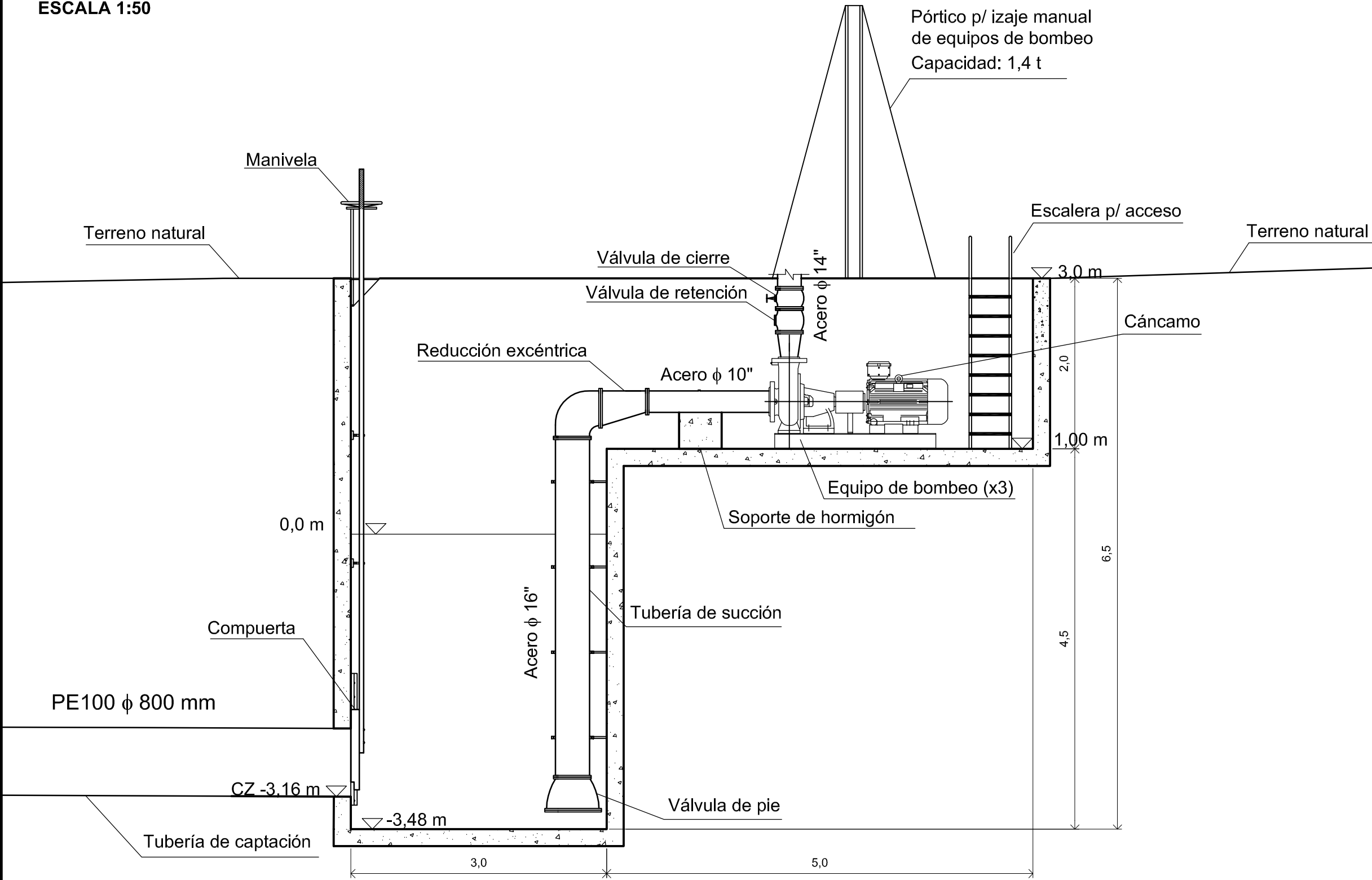
Piezas gráficas

23. ANEXO X: PIEZAS GRÁFICAS - SISTEMA DE CAPTACIÓN

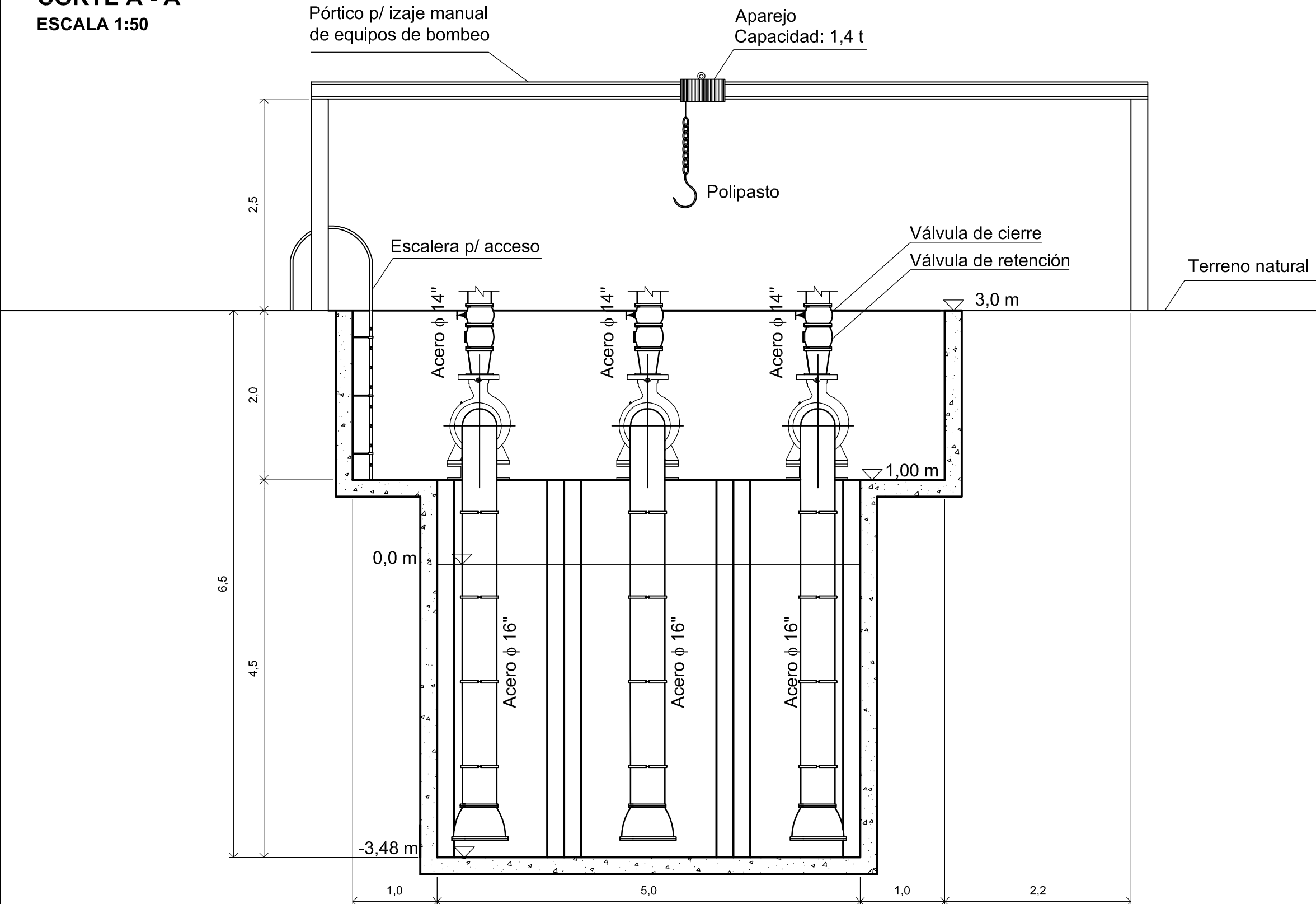


OT-1	Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense
LÁMINA:	Estructura de captación - Ex destilería ANCAP Planta y cortes
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García

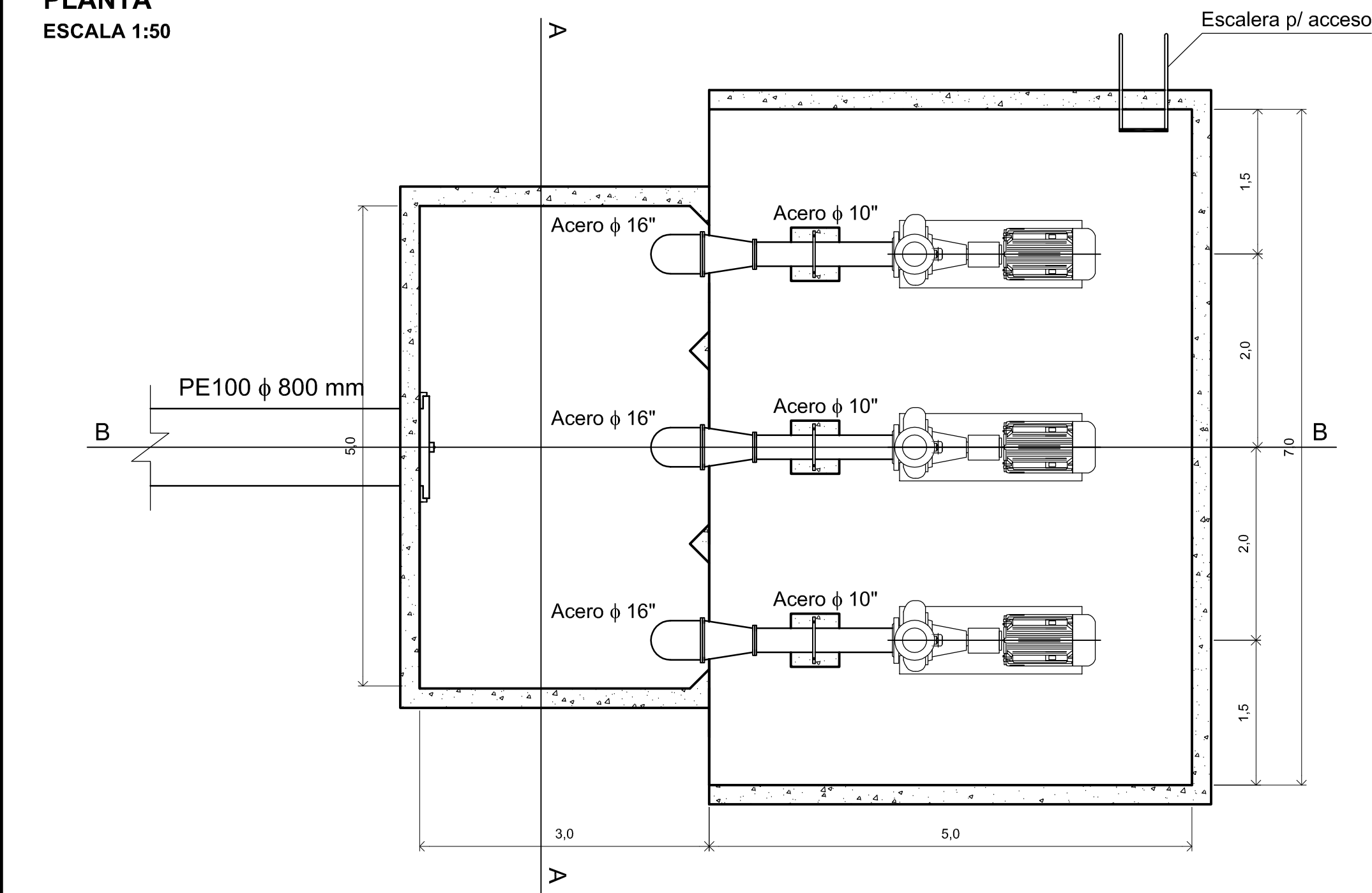
CORTE B - B
ESCALA 1:50



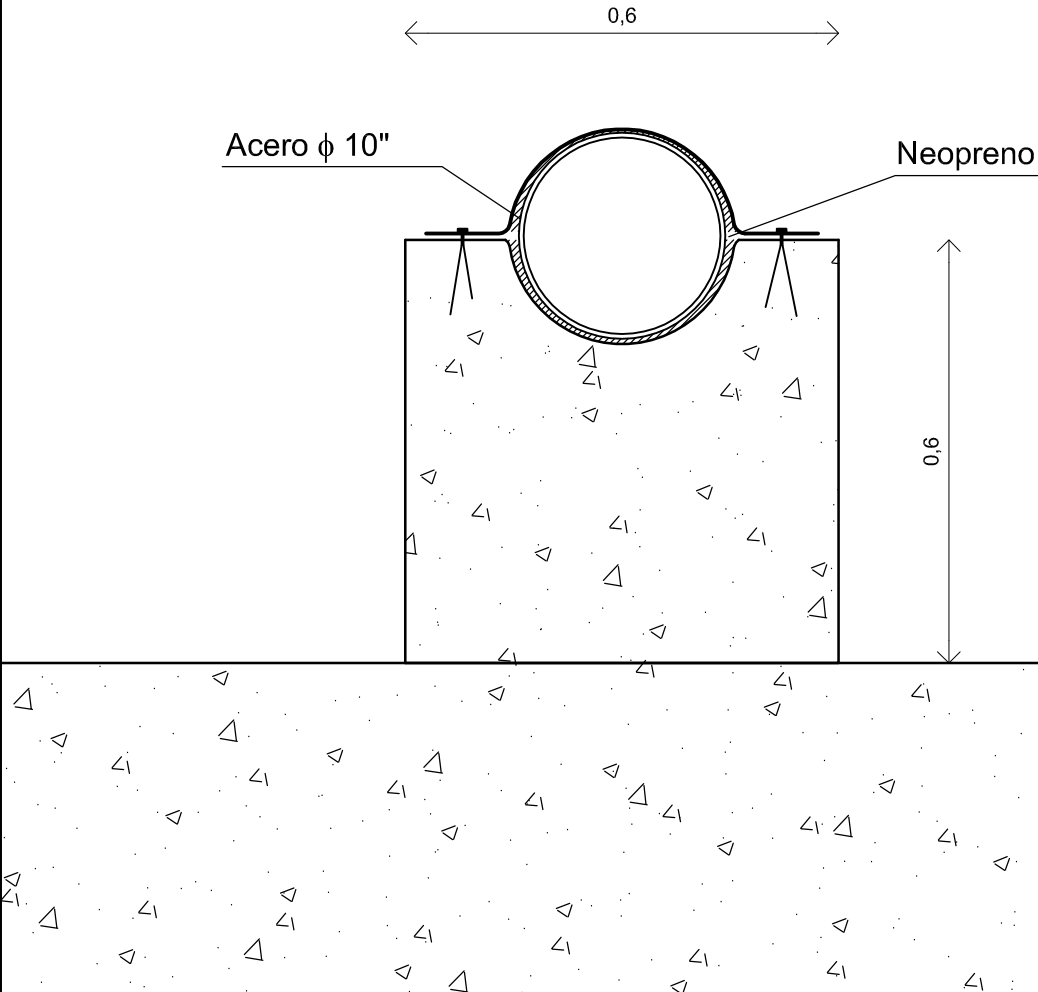
CORTE A - A
ESCALA 1:50



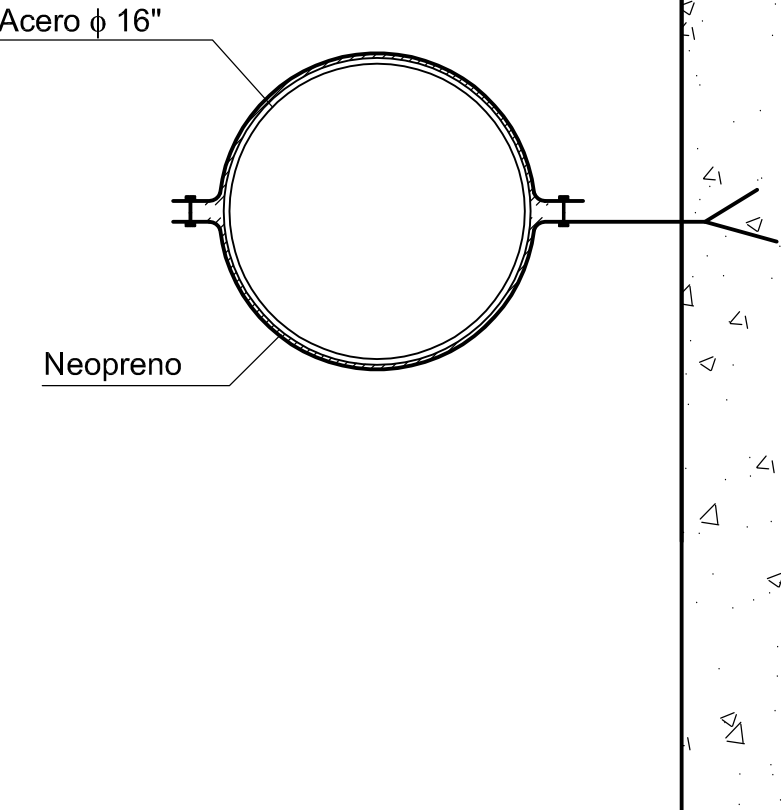
PLANTA
ESCALA 1:50



DETALLE: Apoyo tubería de succión - Tramo horizontal
ESCALA 1:10



DETALLE: Anclaje tubería de succión - Tramo vertical
ESCALA 1:10

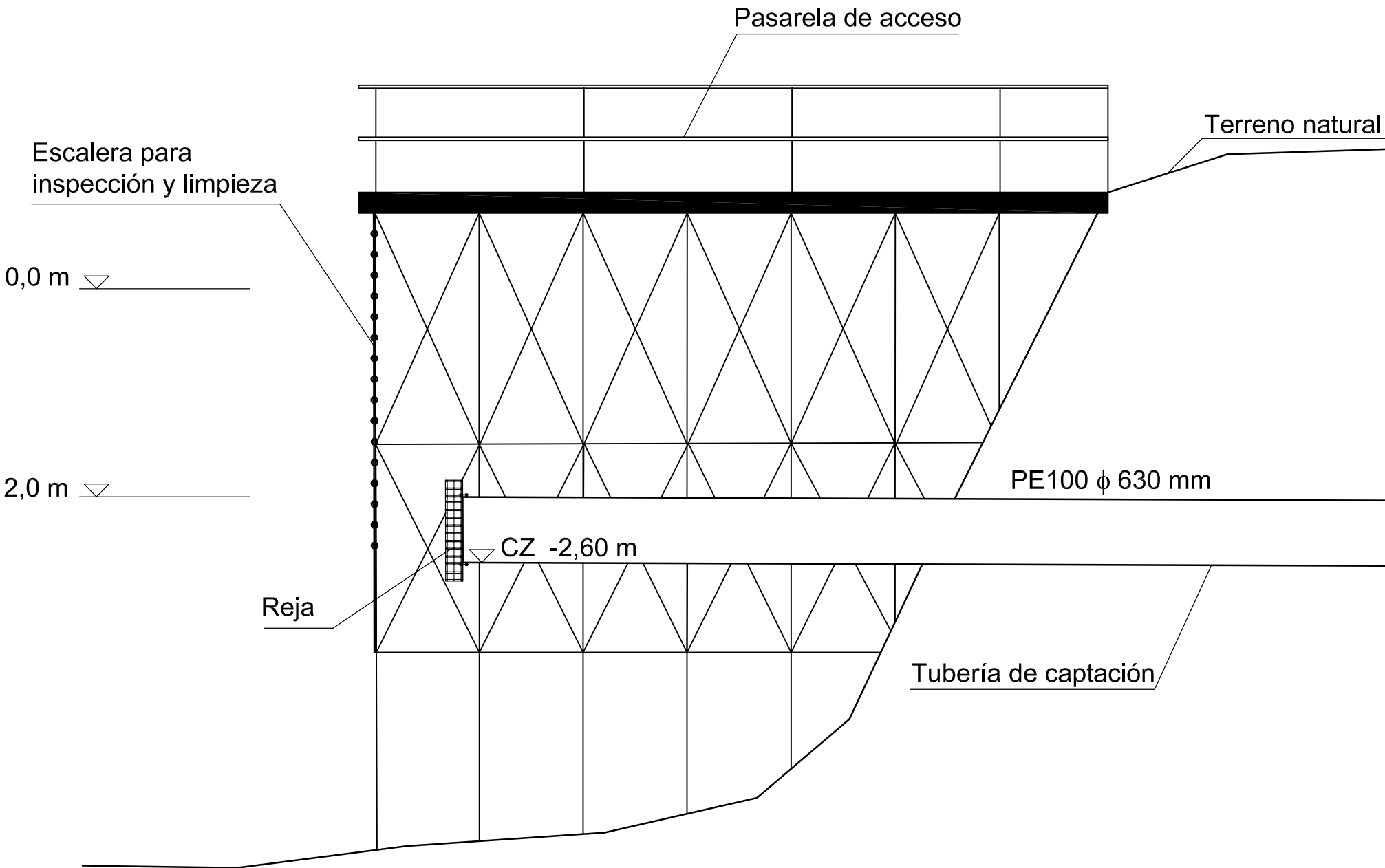


Nota: La cota 0 m corresponde a la cota 5 m respecto al cero oficial.
Las cotas deberán ser ajustadas en la etapa de proyecto.

OT-2	Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense
LÁMINA:	Pozo de bombeo - Ex destilería ANCAP Planta, cortes y detalle
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García

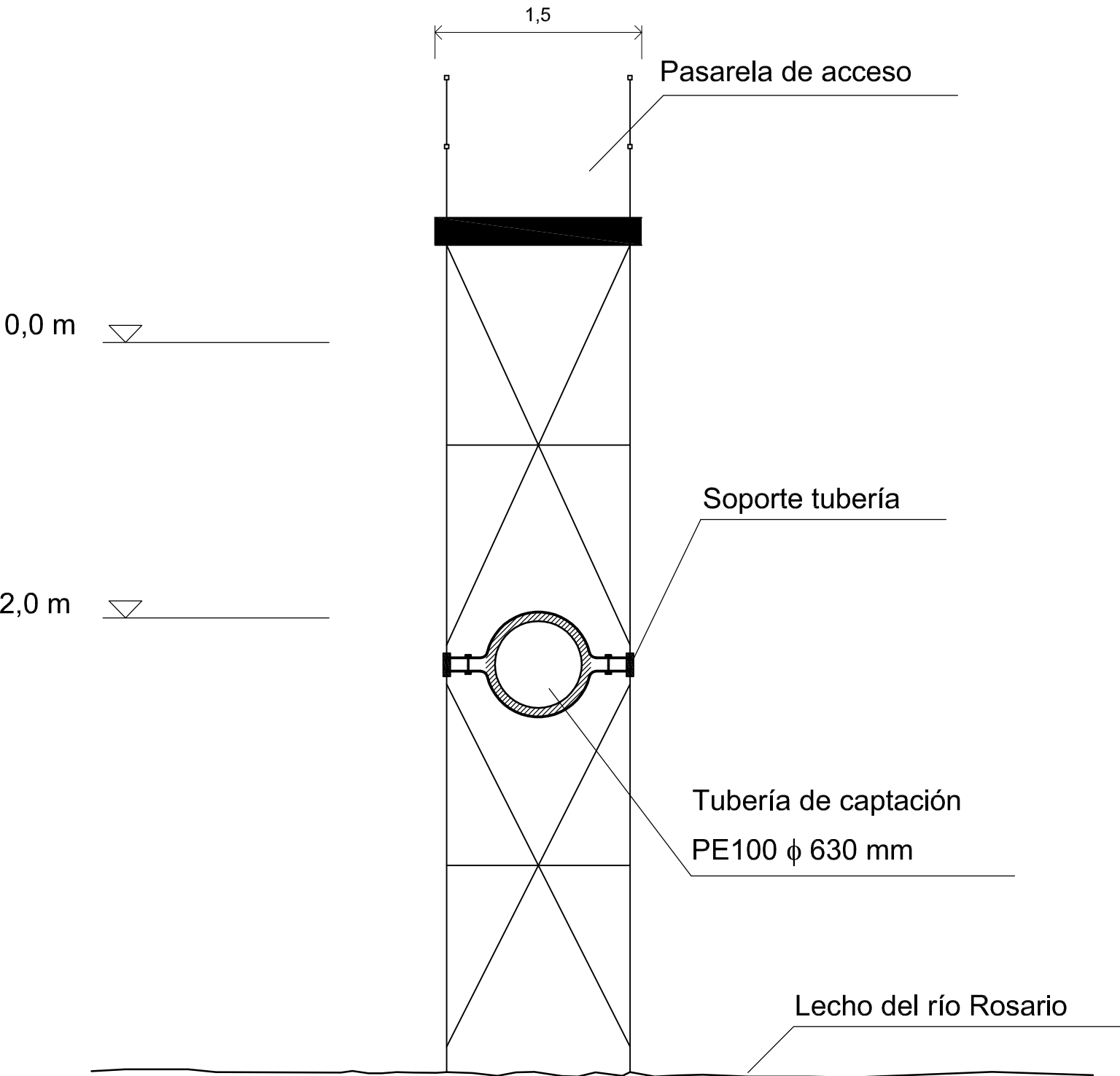
4,5 m

CORTE B - B
ESCALA 1:50

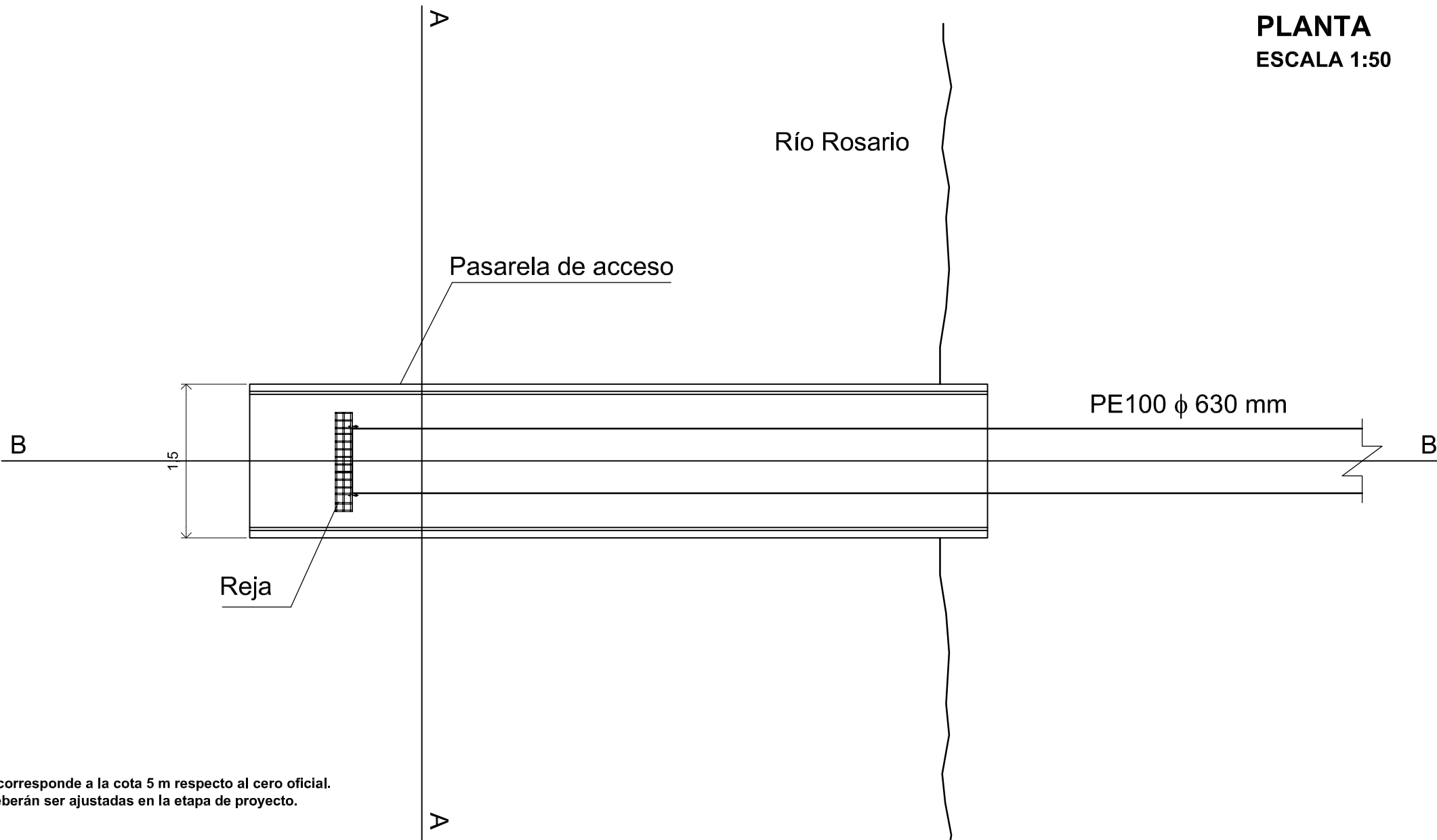


4,5 m

CORTE A - A
ESCALA 1:40



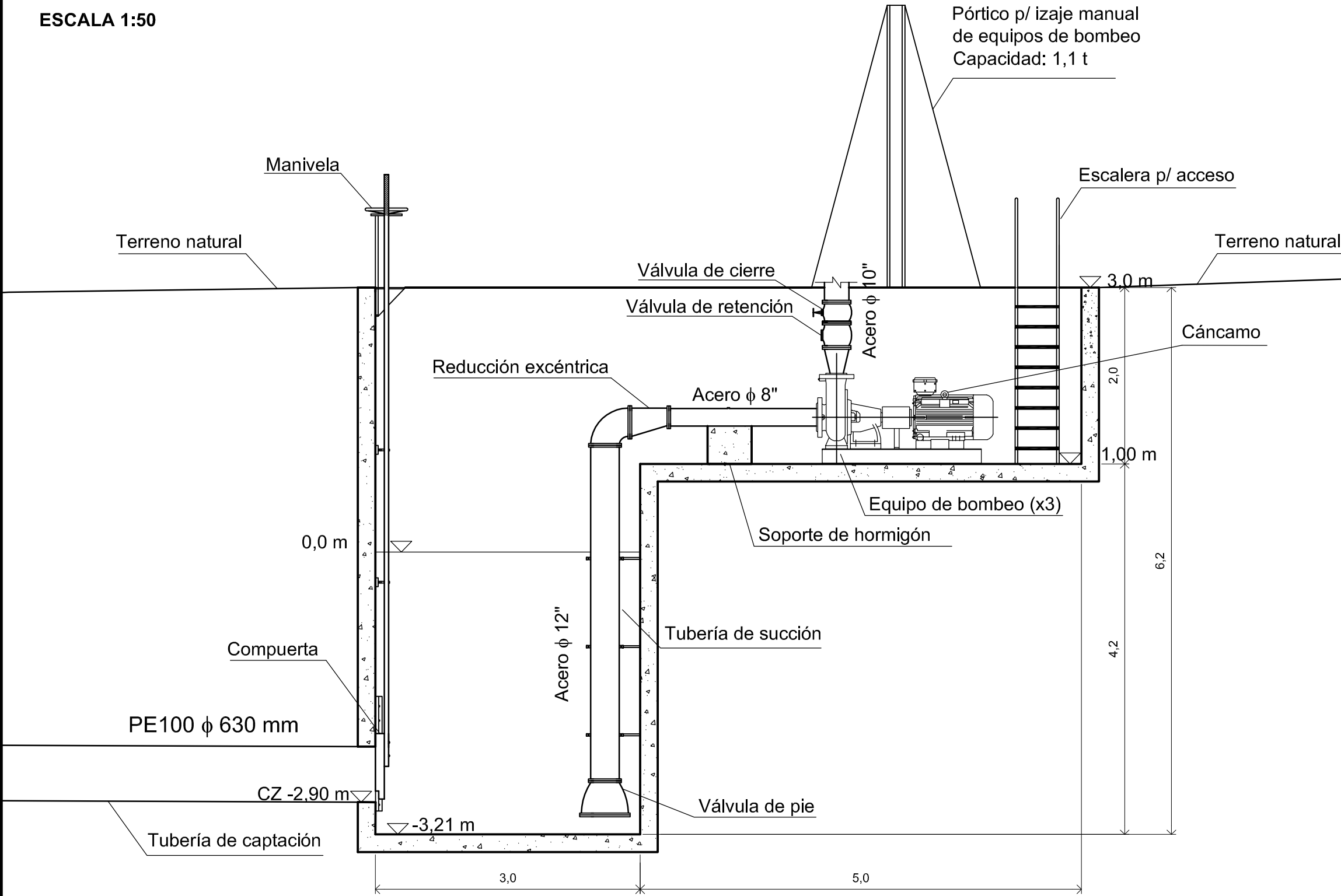
PLANTA
ESCALA 1:50



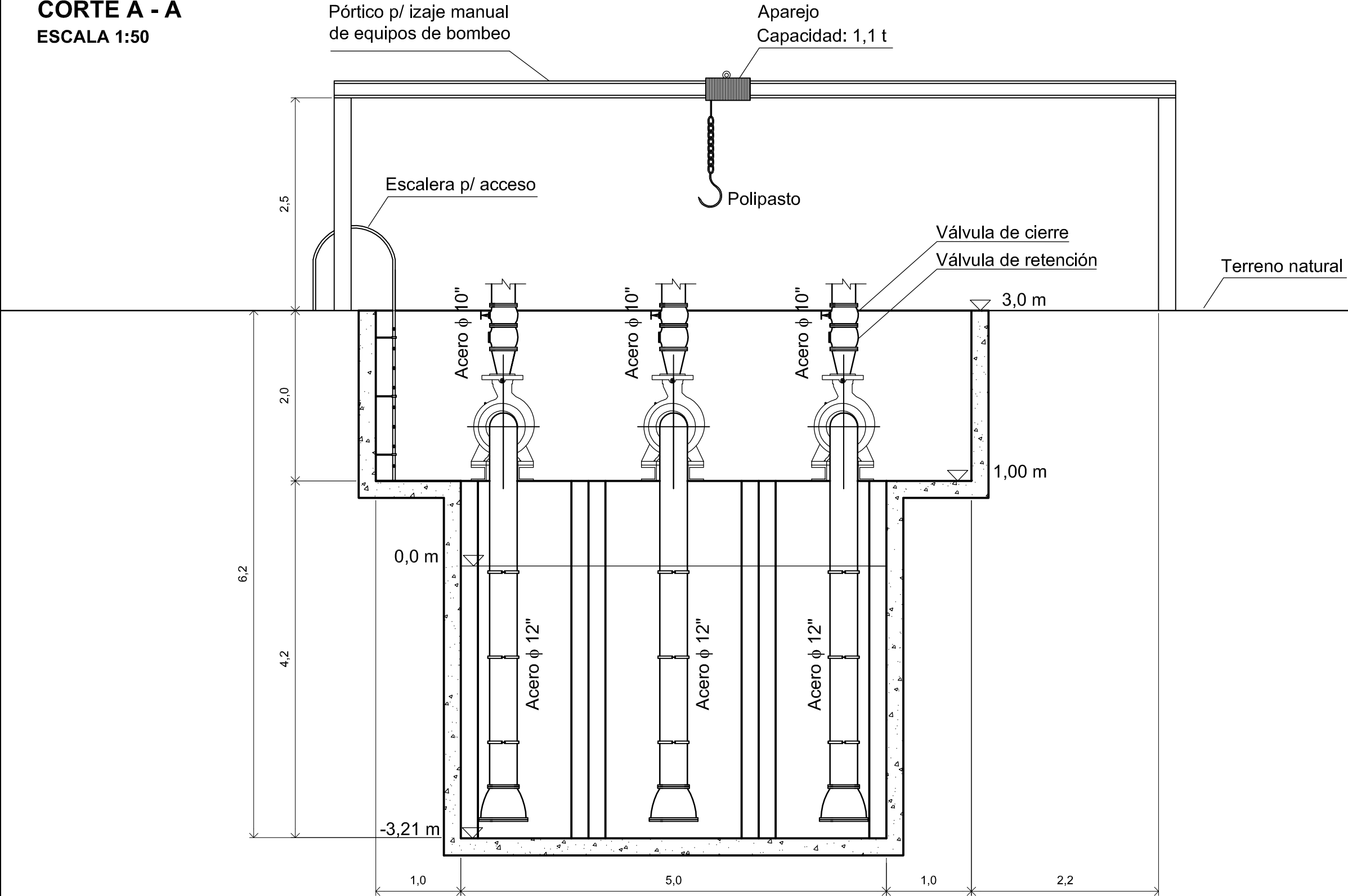
Nota: La cota 0 m corresponde a la cota 5 m respecto al cero oficial.
Las cotas deberán ser ajustadas en la etapa de proyecto.

OT-3	Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense
LÁMINA:	Estructura de captación - Antigua arenera Planta y cortes
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García

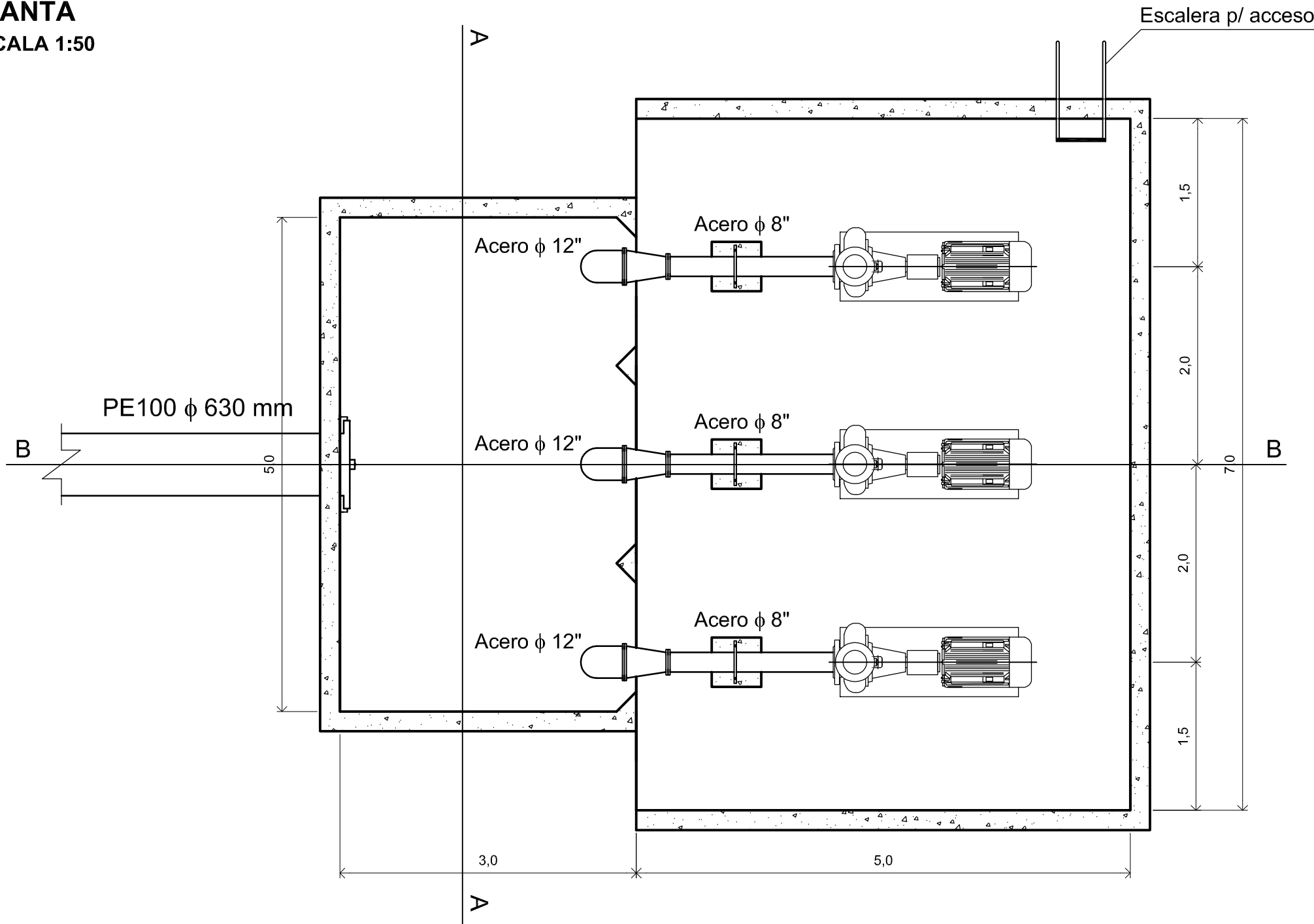
CORTE B - B
ESCALA 1:50



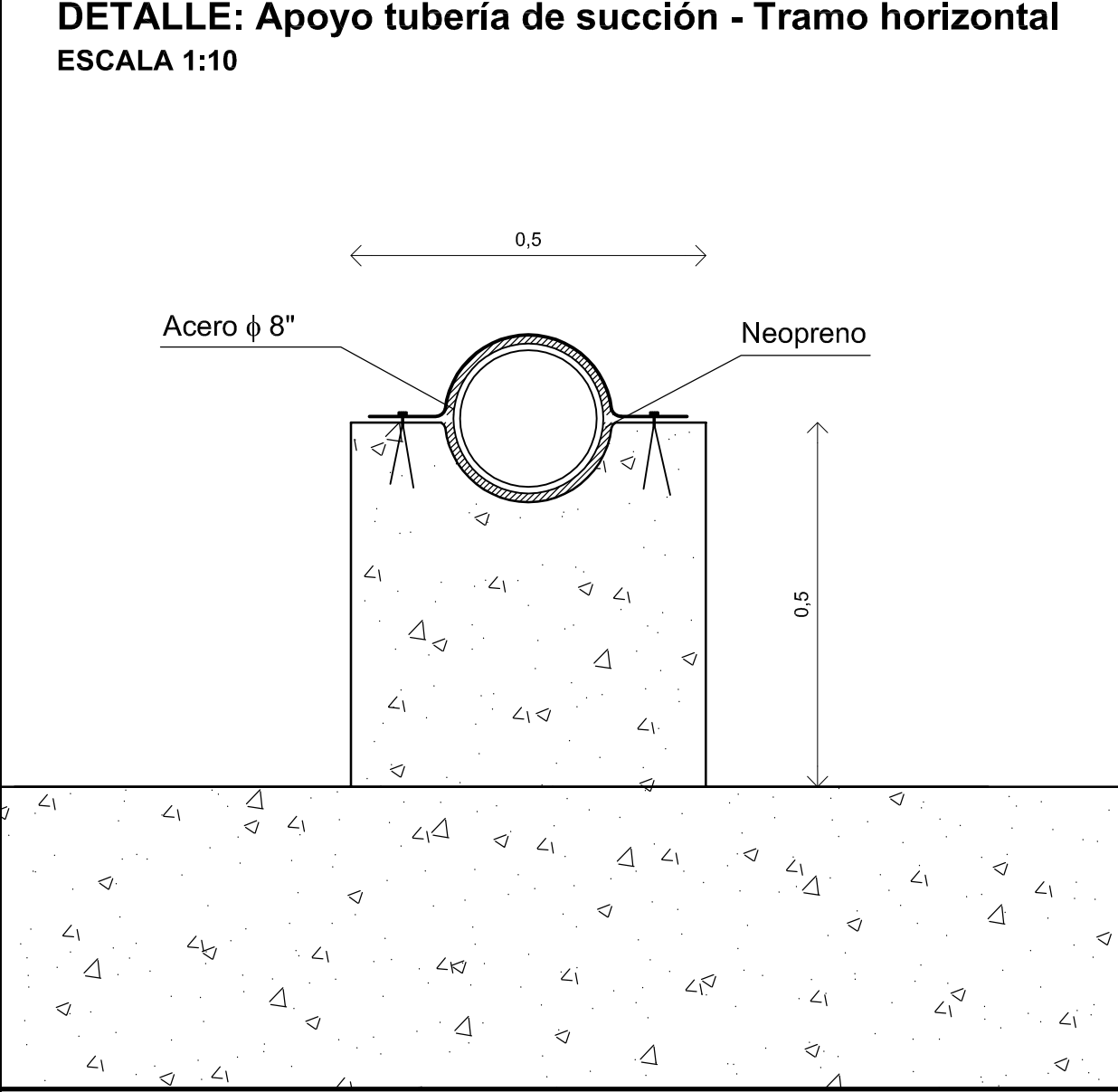
CORTE A - A
ESCALA 1:50



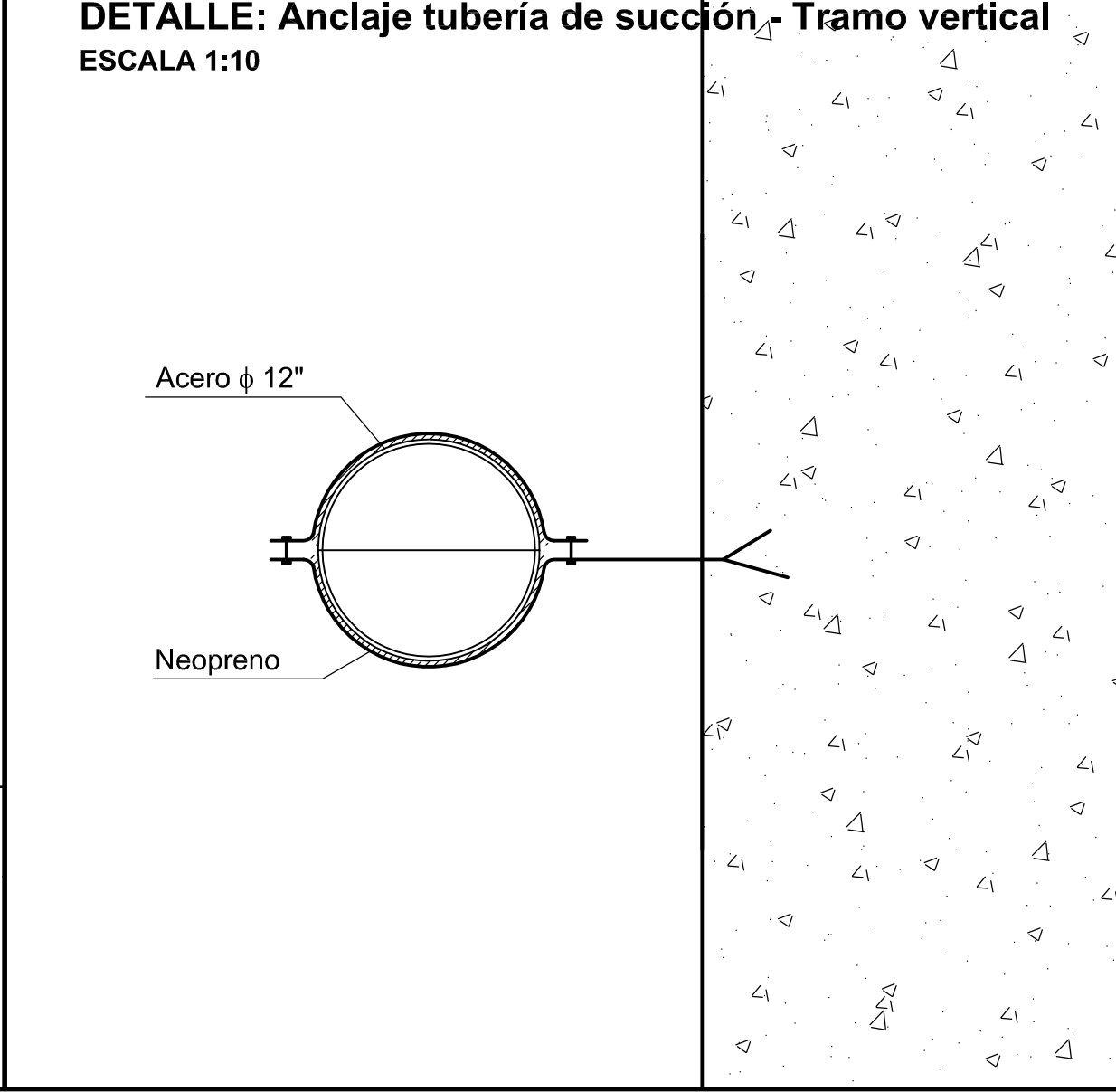
PLANTA
ESCALA 1:50



DETALLE: Apoyo tubería de succión - Tramo horizontal
ESCALA 1:10

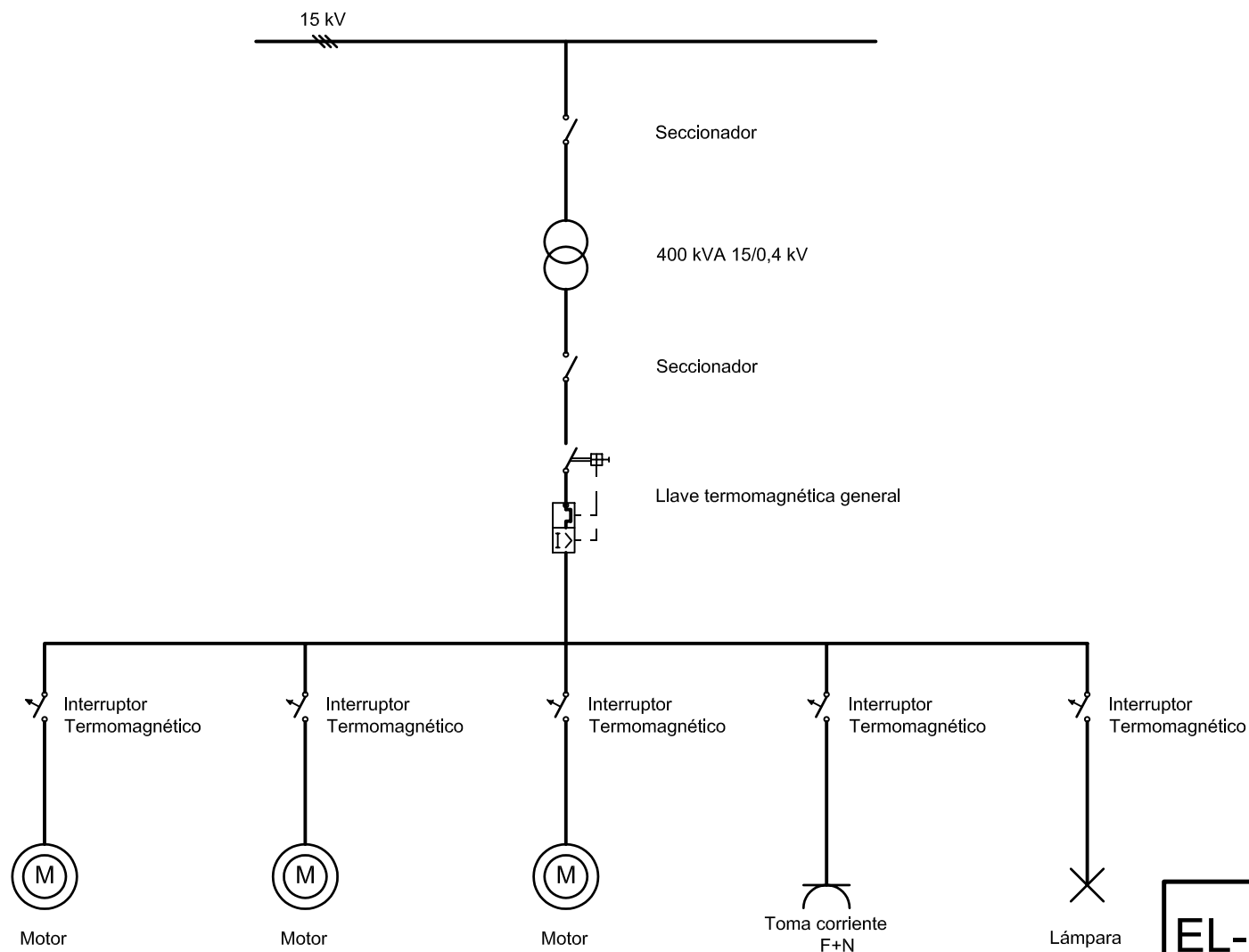


DETALLE: Anclaje tubería de succión - Tramo vertical
ESCALA 1:10



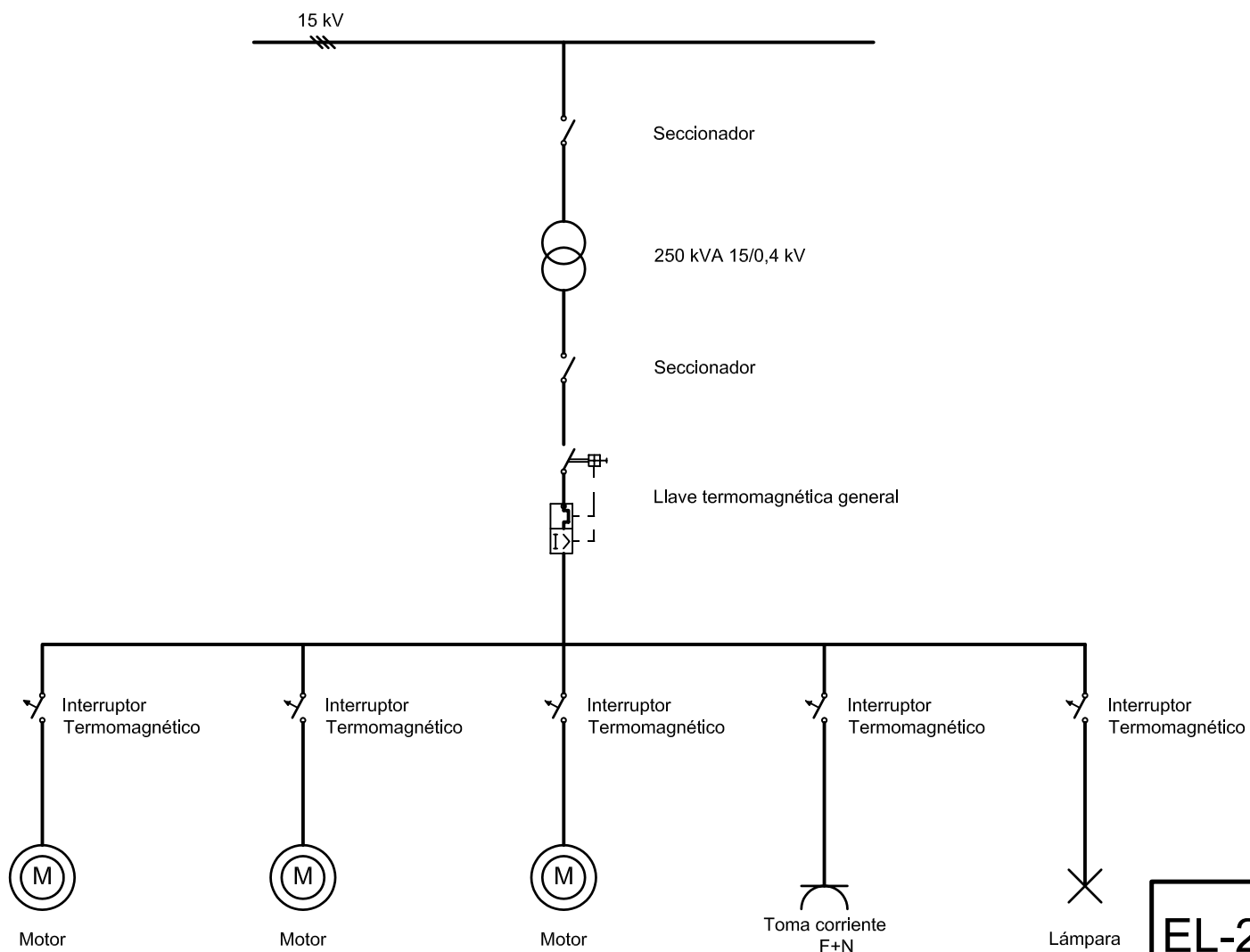
Nota: La cota 0 m corresponde a la cota 5 m respecto al cero oficial.
Las cotas deberán ser ajustadas en la etapa de proyecto.

OT-4	Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense
LÁMINA:	Pozo de bombeo - Antigua arenara Planta, cortes y detalles
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García



Nota: Ver Plano OT-2

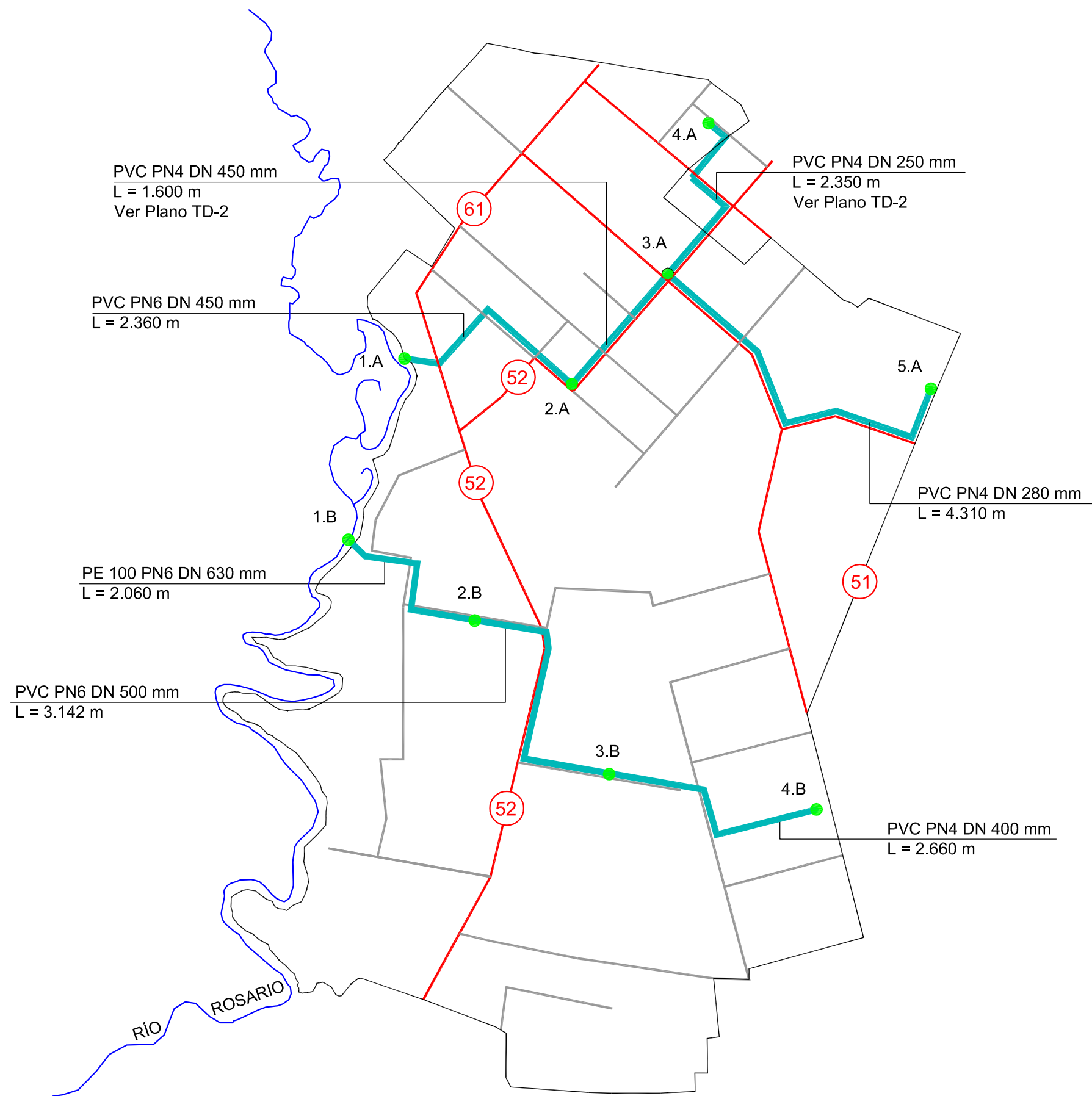
EL-1	<i>Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense</i>
LÁMINA:	Diagrama unifilar Estación de bombeo ANCAP
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García



Nota: Ver Plano OT-4

EL-2	<i>Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense</i>
LÁMINA:	Diagrama unifilar Estación de bombeo Arenera
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García

24. ANEXO XI: PIEZAS GRÁFICAS - SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN PRIMARIO



REFERENCIAS

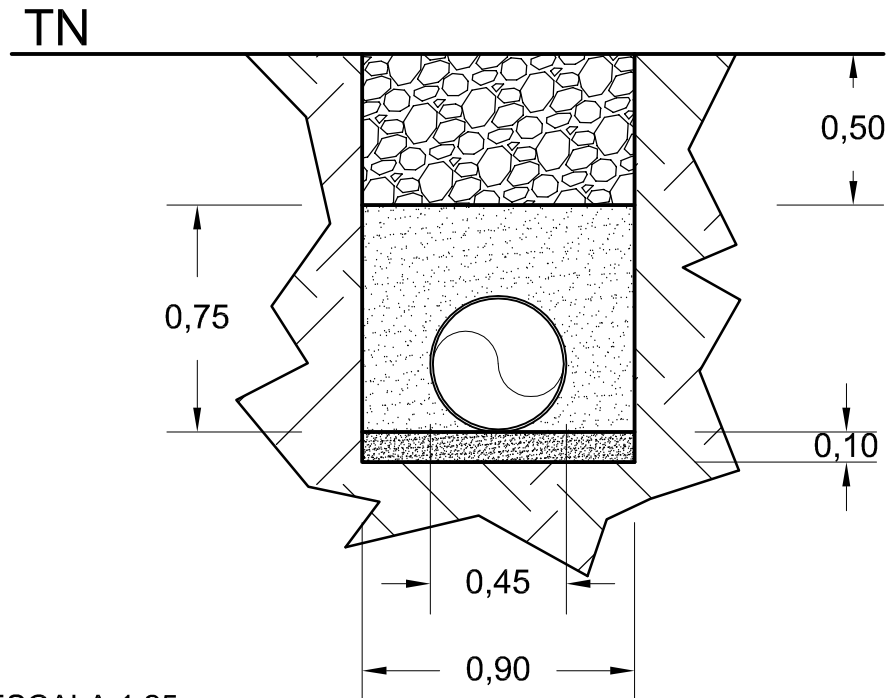
- 1.A - Toma Arenera - Ver Planos OT-3 y OT-4
- 2.A - Pto. Intermedio
- 3.A - Recalque
- 4.A - C. Valdense
- 5.A - N. Torino
- 1.B - Toma ANCAP - Ver Planos OT-1 y OT-2
- 2.B - Pto. Intermedio
- 3.B - Recalque
- 4.B - Cota 40m

ESCALA 1:50,000

Nota: El trazado deberá ser ajustado en la etapa de proyecto.

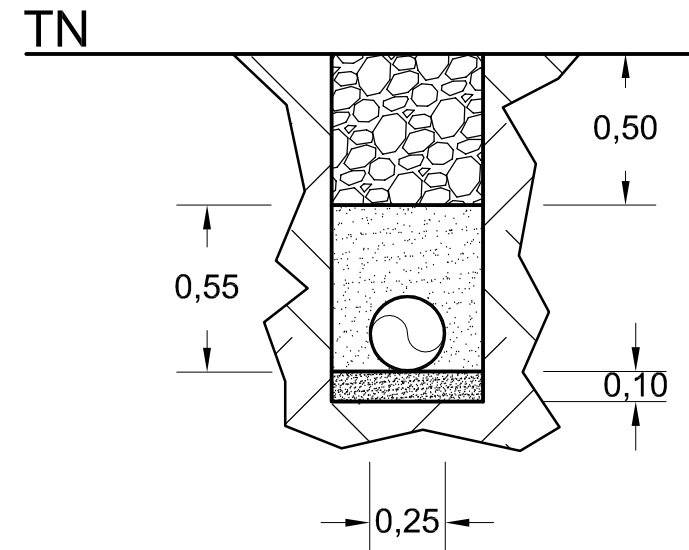
TD-1	Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense
LÁMINA:	Vista en planta de la distribución primaria
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García

Tramo 2.A - 3.A (Línea Norte)
PVC PN4 DN 450 mm
Ver Plano TD-1



ESCALA 1:25

Tramo 3.A - 4.A (Línea Norte)
PVC PN4 DN 250 mm
Ver Plano TD-1

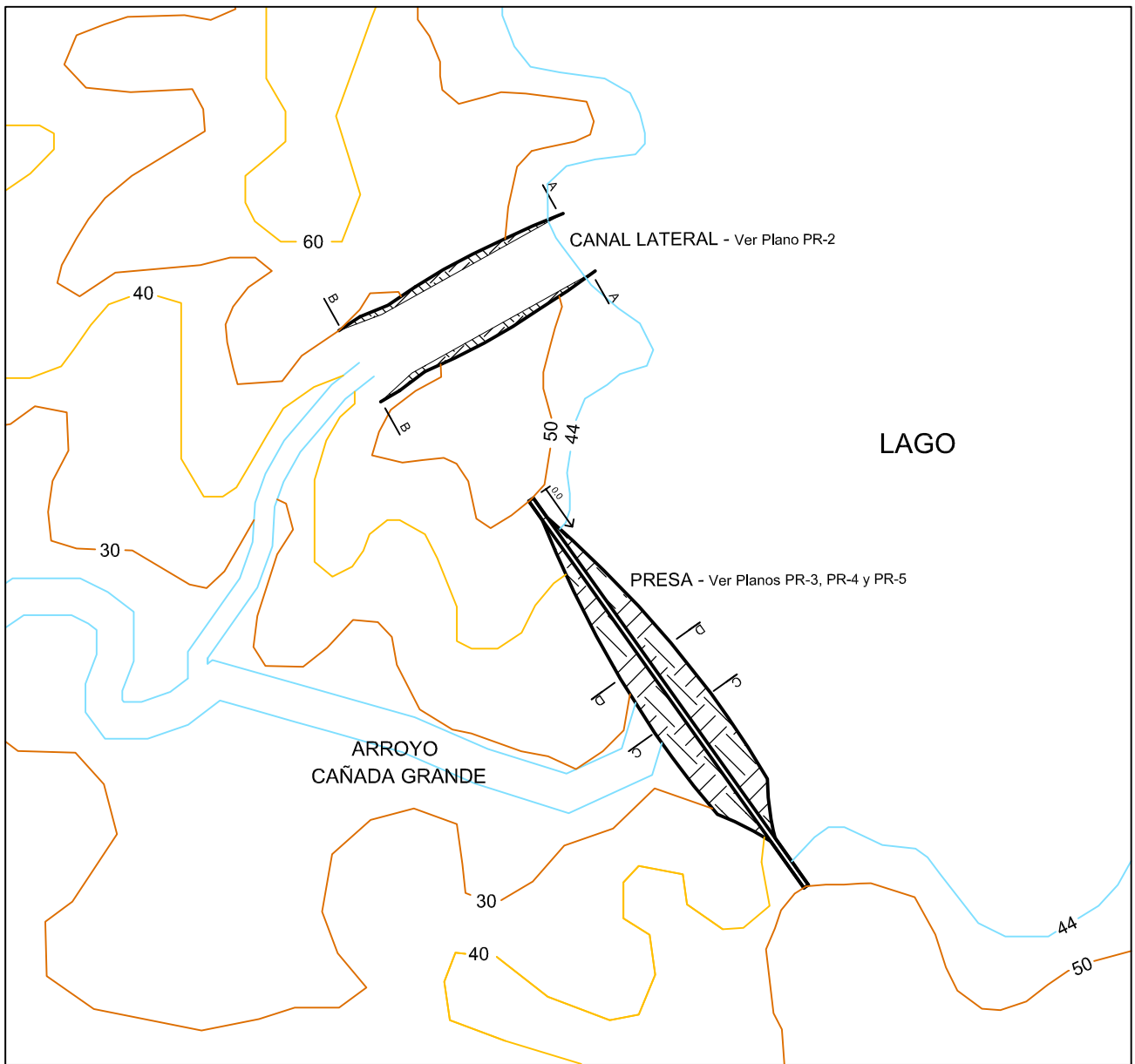


Nota:

El fondo de la zanja se excavará 10 cm por debajo de la generatriz inferior de la cañería, y se rellenará con arena.
Por encima de esta primera capa, y hasta 30 cm sobre la generatriz superior externa de la cañería, se rellenará con arena que será compactada a mano y en capas que no mayores a 15 cm.
El relleno final se realizará en tongadas horizontales que no excederán los 30 cm de espesor, y serán regadas y compactadas antes de la colocación de la siguiente.

TD-2	<i>Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense</i>
LÁMINA:	Detalles constructivos de zanjás
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García

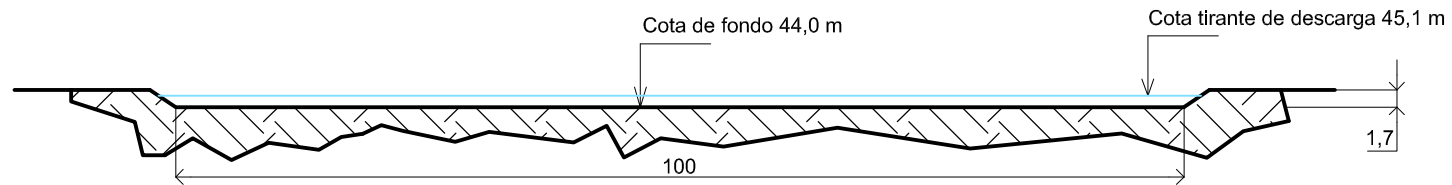
25. ANEXO XII: PIEZAS GRÁFICAS - PRESA EN EL ARROYO CAÑADA GRANDE



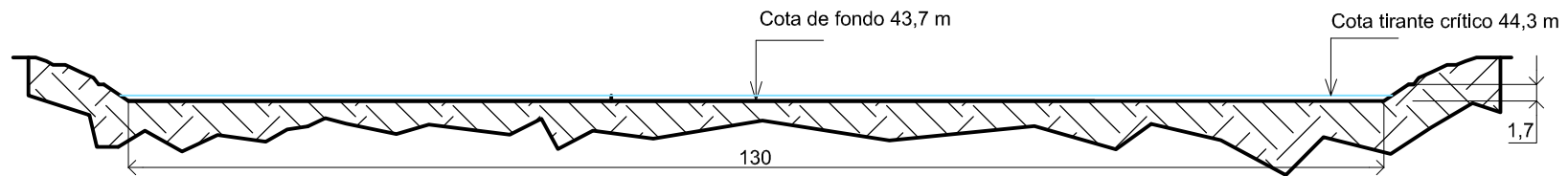
Escala 1:10.000

PR-1	<i>Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense</i>
LÁMINA:	Ubicación en planta de la presa en el arroyo Cañada Grande y canal lateral
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García

CORTE A-A - Sección inicial



CORTE B-B - Sección de descarga

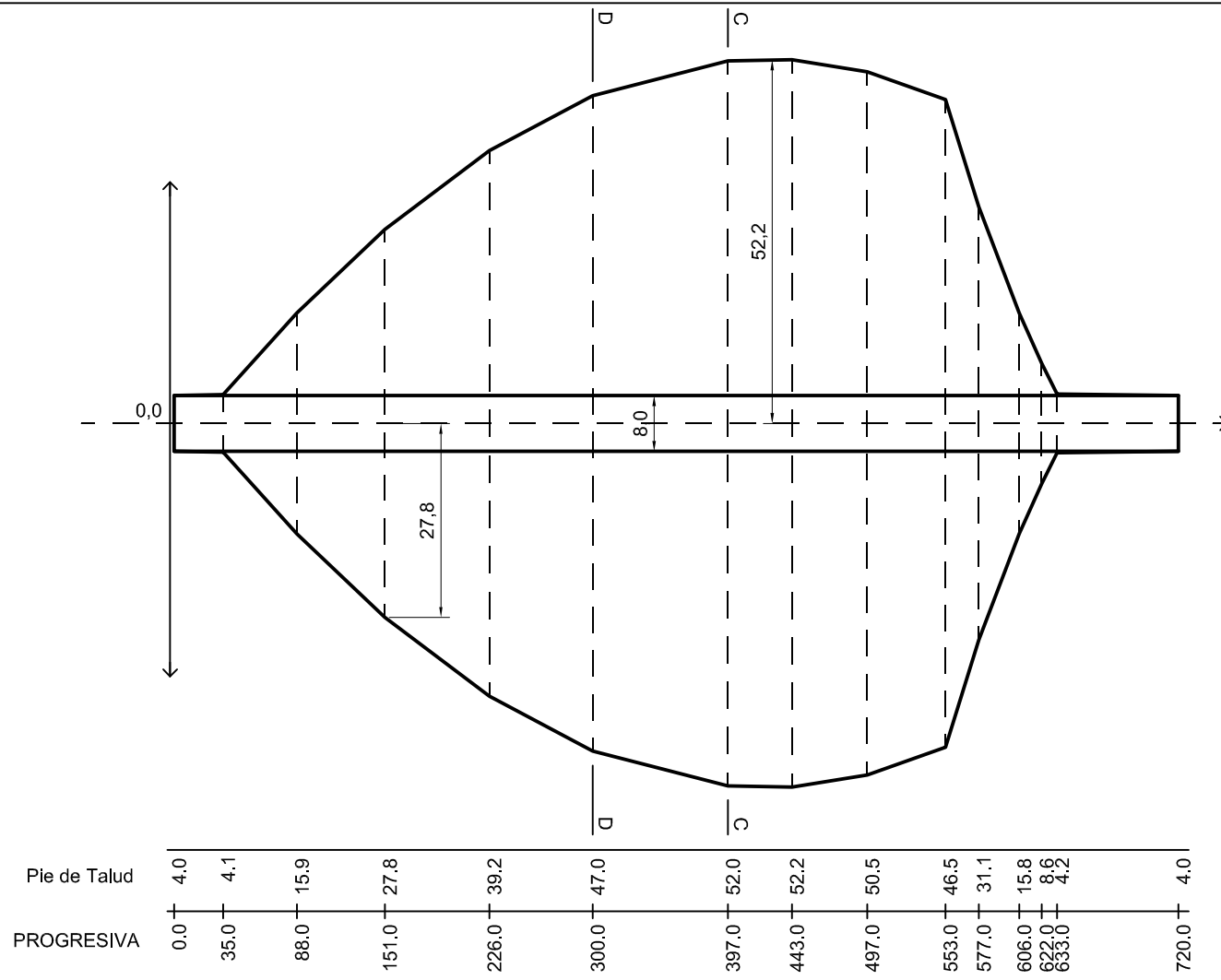


Escala 1:750



NOTA: Las cotas deberán ser ajustadas en la etapa de proyecto, a partir de un relevamiento topográfico.

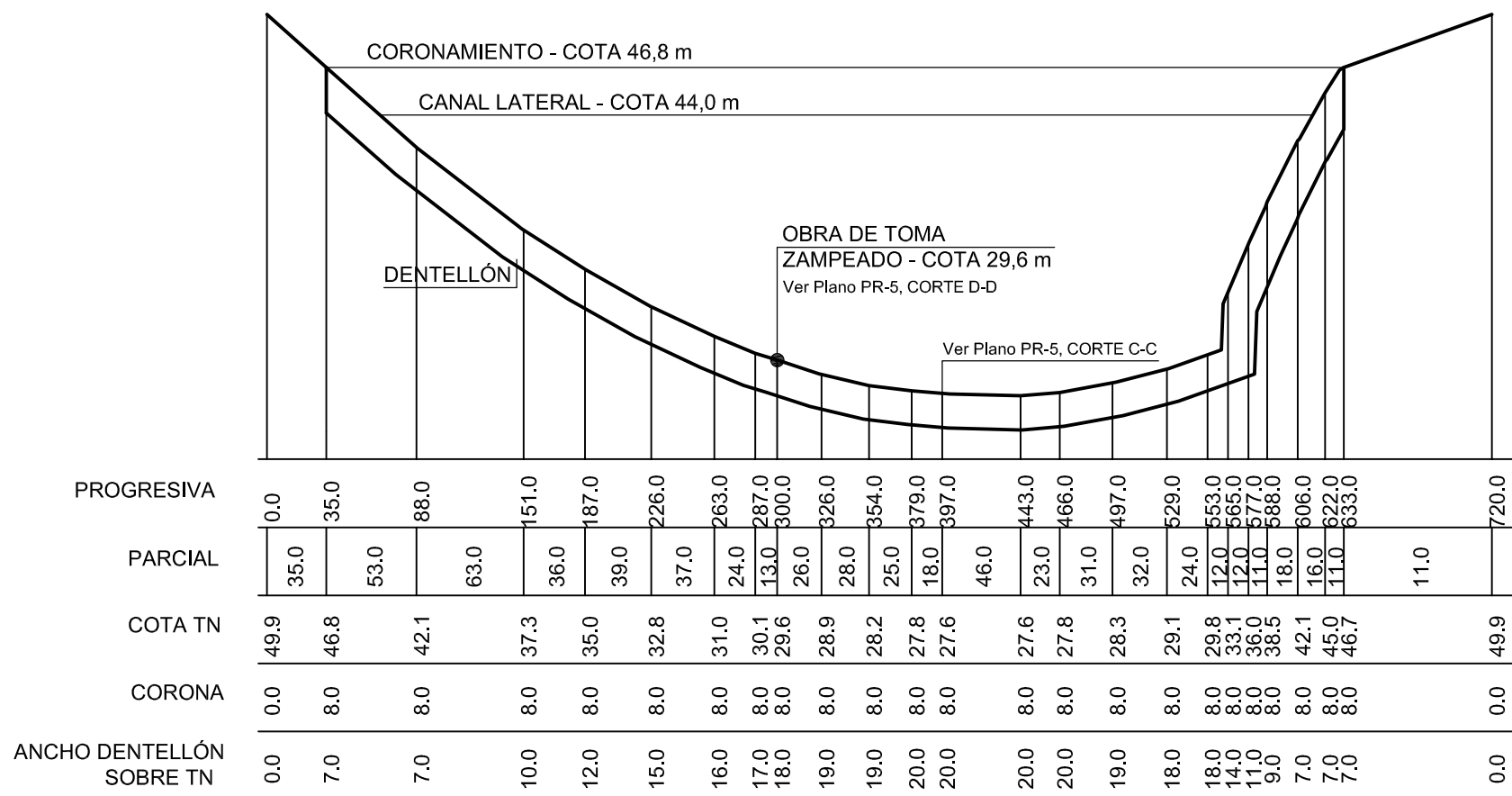
PR-2	<i>Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense</i>
LÁMINA:	Perfiles transversales del canal lateral de la presa en el arroyo Cañada Grande
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García



Escala vertical 1:500
Escala horizontal 1:2.500

Nota: Las dimensiones deberán ser ajustadas en la etapa de proyecto a partir de un relevamiento topográfico.

PR-3	Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense
LÁMINA:	Planta de la presa en el arroyo Cañada Grande
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García



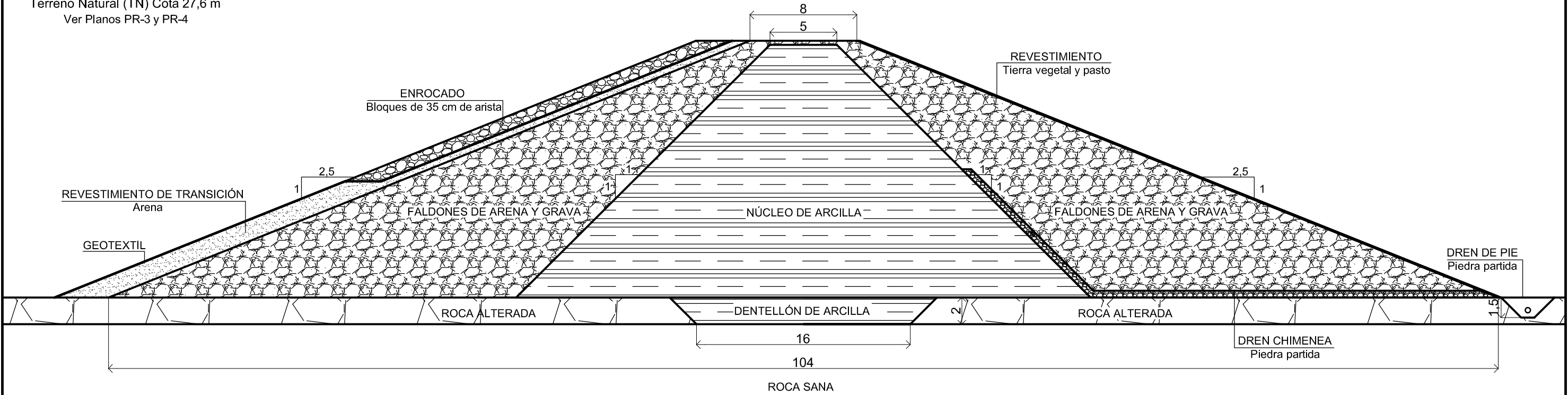
Escala vertical 1:400

Escala horizontal 1:4.000

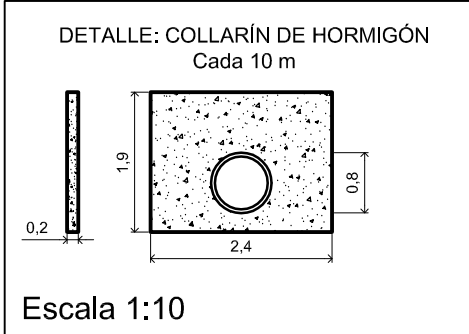
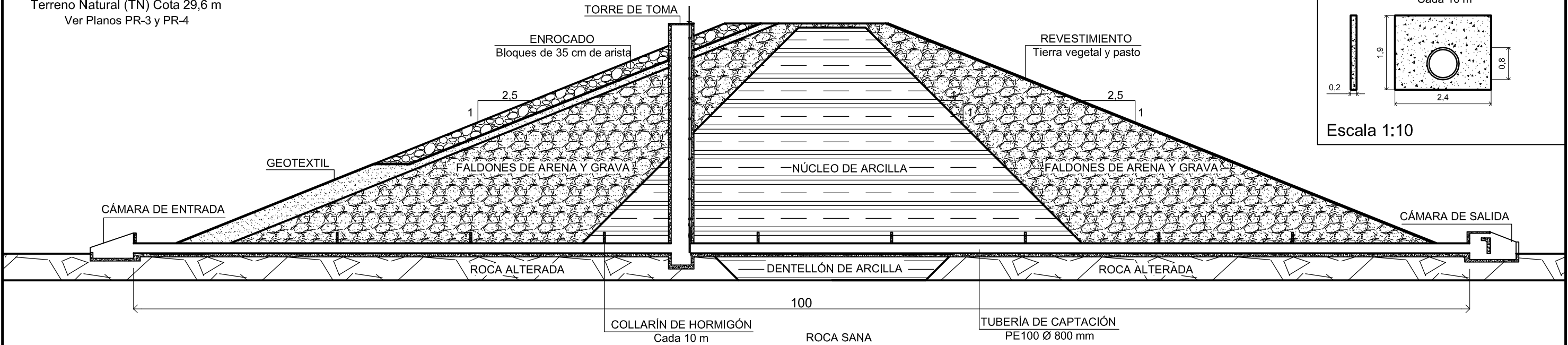
Nota: Las dimensiones deberán ser ajustadas en la etapa de proyecto a partir de un relevamiento topográfico.

PR-4	Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense
LÁMINA:	Perfil longitudinal de la presa en el arroyo Cañada Grande
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García

CORTE C-C - Progresiva 397 m
Terreno Natural (TN) Cota 27,6 m
Ver Planos PR-3 y PR-4



CORTE D-D - Progresiva 300 m
Terreno Natural (TN) Cota 29,6 m
Ver Planos PR-3 y PR-4



Escala 1:300

Nota: Las dimensiones deberán ser ajustadas en la etapa de proyecto a partir de un relevamiento topográfico.

PR-5	Estudio de prefactibilidad de un proyecto de riego multipredial y multisectorial en la zona de Colonia Valdense
LÁMINA:	Perfiles transversales de la presa sobre el arroyo Cañada Grande
AUTORES:	Bruno Bicudo, Alejandra De Vera, Andrea Pitzer, Virginia Quagliotti
TUTORES:	Dr. Ing. Luis Silveira, Ing. Daniel Schenzer, Dr. Agr. Mario García