REPUBLICA DE CHILE

COMISION NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LOS VALLES DE ACONCAGUA, PUTAENDO, LIGUA Y PETORCA

Nivel de Factibilidad

TOMO V

ESTUDIOS Y SOLUCIONES DE INGENIERIA

CICA
Binnie & Partners
Hunting Technical Services Ltd.

Santiago, 1982

TOMO V

ESTUDIOS Y SOLUCIONES DE INGENIERIA

		Pág.
CAPITULO 1	Introducción	1.1
CAPITULO 2	Infraestructura de Riego	2.1
CAPITULO 3	Modelo de Simulación del Sistema de Recursos Hidráulicos	3.1
CAPITULO 4	Situación Actual de Riego	4.1
CAPITULO 5	Selección de Alternativas	5.1
CAPITULO 6	Proyectos Seleccionados	6.1
CAPITULO 7	Proyectos de Uso Múltiple	7.1
CAPITULO 8	Costos	8.1
ANEXO A	Presupuestos de Obras	A.1

CAPITULO 1

Introduccion

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1. INTRODUCCION

Los estudios de Ingeniería Civil se orientaron a la solución de los problemas que plantean los objetivos perseguidos en el Estudio Integral de Regadío de los valles de Aconcagua, Putaendo, Ligua y Petorca. Estos problemas tienen que ver, básicamente, con la evaluación de los recursos de agua disponibles para el regadío, la identificación, selección y diseño de los proyectos de desarrollo más atractivos y la evaluación de los recursos de agua bajo la influencia de estos desarrollos.

Se realizó un detenido análisis de la infraestructura de riego y de los métodos empleados para la distribución de las aguas. Ello permitió configurar una situación del regadío e identificar causas de problemas que lo afectan en ciertas zonas. De igual manera, se realizó un exhaustivo análisis de toda la información existente en cuanto a corridas de aforo, estudio que permitió obtener un valioso conocimiento del sistema relativo a los mecanismos de pérdidas y recuperaciones que determinan en gran medida los recursos disponibles para el regadío.

Se desarrolló un completo modelo de simulación del sistema que permitió representar satisfactoriamente los caudales de ríos y esteros en diversas secciones. El modelo permite representar la situación actual y diversas configuraciones correspondientes a posibles alternativas de desarrollo cuantificando simultáneamente el efecto de estos posibles desarrollos en términos hidrológicos y económicos. Esto último es posible gracias a la incorporación de una metodología para evaluar los beneficios agrícolas de los sectores de riego de acuerdo con los déficit que ocurran a lo largo de la temporada. El modelo se usó como una herramienta auxiliar para decidir acerca de las capacidades de algunas obras de ingeniería y, como se dijo anteriormente, para evaluar las consecuencias de los desarrollos estudiados.

Dado el gran número de alternativas de solución se procedió a un estudio cuidadoso de cada una de ellas, seleccionando las más interesantes mediante análisis preliminar de costos (Capítulo 5).

Los proyectos seleccionados de acuerdo con el procedimiento indicado se estudiaron en detalle. Los criterios de diseño y la definición completa de estos proyectos se presentan en el Capítulo 6. Los antecedentes básicos de costo figuran en el Capítulo 8.

Para los proyectos de desarrollo del agua subterránea se aplicó un modelo digital de simulación que resuelve el problema usando la técnica de diferencias finitas. El modelo se calibró con los niveles observados históricamente en los pozos existentes. Mediante esta herramienta fue posible determinar la fluctuación de niveles ocasionada con las extracciones de los sondajes y determinar también una función unitaria para obtener la disminución del caudal saliente provocado por el bombeo. Esta función unitaria fue incluída en el modelo de simulación para tomar en cuenta dichos efectos del bombeo.

A continuación se presentan algunos aspectos y criterios que se han empleado en el estudio y que influyen en las soluciones obtenidas.

a) La seguridad de riego.

La seguridad de riego es un aspecto importante pues determina en gran medida la capacidad de las obras de ingeniería así como los caudales que ellas deben suministrar.

Tradicionalmente se ha usado una seguridad de riego de 85 por ciento pero sin mayor análisis de las consecuencias económicas en el 15 por ciento restante de los años. Es evidente la necesidad de considerar lo que pasa en los años deficitarios, pues es muy distinto tener déficit parciales en uno o más meses a tener una carencia total de agua.

La metodología para la evaluación de beneficios, incorporada al modelo de simulación del sistema, ha permitido cuantificar el efecto de los déficit mensuales de agua sobre los beneficios anuales a lo largo del período de 35 años analizado. Lo anterior permitió a su vez trabajar con dos conceptos adicionales muy ligados con la seguridad de riego, esto es, la seguridad de obtener los beneficios esperados y el nivel de beneficios que se puede alcanzar.

La Seguridad de los Beneficios puede definirse como el porcentaje de los años en que se logra todo el beneficio posible.

El Nivel de Beneficios alcanzado puede definirse como el cuociente entre el valor presente del beneficio neto anual esperado y el valor presente del beneficio neto anual máximo posible.

La Seguridad de Riego, o bien, la Seguridad del Suministro de Agua puede definirse, a su vez, como el porcentaje de los años en que se obtiene un pleno abastecimiento de las necesidades de agua.

En realidad los tres indicadores anteriores son importantes y deben analizarse de manera conjunta, siendo necesario siempre tratar de asegurarse de que las consecuencias de los años con déficit no sean desastrosas e incompatibles con los supuestos del análisis. Dado que existen déficit cuya magnitud no provoca una disminución de rendimientos, es lógico esperar que la Seguridad del Suministro de Agua sea inferior a la de los Beneficios.

Los estudios efectuados indican que para los proyectos económicamente factibles aún con una Seguridad de Suministro de Agua entre 70 y 94 por ciento, dependiendo del sector, es posible obtener seguridades de Beneficios entre 72 y 97 por ciento con niveles de Beneficios entre 92 y 100 por ciento.

b) La operación del sistema.

Los proyectos de desarrollo de los recursos hidráulicos se concibieron como fuentes complementarias de los recursos disponibles en la situación "sin proyecto". Dado que se contemplan cambios en el patrón de cultivos y mejoras en la eficiencia del uso del agua, los proyectos de desarrollo deben suministrar el caudal requerido por los sectores de riego en estas condiciones y no sólo cubrir los déficit de la situación actual. Además, el caudal que debe entregar un proyecto de desarrollo debe tomar en cuenta los aportes intermedios, los retornos de riego y los afloramientos que se generan a lo largo del río, por lo cual, necesariamente sus entregas deben ser inferiores a la suma de los déficit de los sectores bajo su influencia.

Un último asunto relacionado con lo anterior, tiene que ver con la distribución del recurso disponible. Considerando que los proyectos de desarrollo deben abastecer las necesidades futuras del regadío, las cuales corresponden a un nuevo patrón de cultivos y a un mejor uso del agua, se estimó que el caudal suministrado por un proyecto de desarrollo en conjunto con los demás recursos de la cuenca que llegan a un nodo del sistema, tenderá a distribuirse de manera equitativa en las situaciones con déficit.

Bajo este supuesto se determinó, para cada nodo, el caudal requerido por los sectores que se abastecen de él y por los sectores de aguas abajo, descontados los recursos propios, retornos y afloramientos que se generan aguas abajo.

En la operación simulada del sistema este criterio de distribución se implementó de la siguiente manera:

Para cada nodo del sistema se calculó la demanda de los sectores que se abastecen directamente de él y también la de los sectores de aguas abajo, descontados los recursos propios, retornos y afloramientos que se generan aguas abajo. Conocidas estas demandas y una vez simulado el caudal afluente a un nodo, se le reparte según la proporción que representa la demanda de cada sector en el total de demandas planteadas al nodo entre las cuales se incluye lógicamente la de los sectores de aguas abajo.

CAPITULO 2

Infraestructura de Riego

CAPITULO 2

INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

		Pág.
2.1	DESCRIPCION DEL AREA DE RIEGO ACTUAL	
2.1.1	Generalidades	2.1
2.1.2	Río Aconcagua	2.1
2.1.3	Río Putaendo	2.2
2.1.4	Río Ligua	2.2
2.1.5	Río Petorca	2.3
2.2.	INFRAESTRUCTURA DE RIEGO	
2.2.1	Generalidades	2.4
2.2.2	Obras de Toma en Ríos y Esteros	2.4
2.2.3	Canales Principales	2.7
2.2.4	Estructuras de Distribución	2.16
2.2.5	Embalses de Regulación Nocturna	2.26
2.3	SITUACION LEGAL DE DISTRIBUCION	
2.3.1	Introducción	2.27
2.3.2	Institucionalidad del Riego	2.28
2.3.3	Situación Legal en el Río Aconcagua	2.31
2.3.4	Situación Legal en el Río Putaendo	2.35
2.3.5	Situación Legal en el Río Ligua	2.37
2.3.6	Situación Legal en el Río Petorca	2.40

2.1 DESCRIPCION DEL AREA DE RIEGO ACTUAL

2.1.1 Generalidades

Con el propósito de lograr una mejor comprensión de la situación actual de riego en la zona del proyecto se ha considerado conveniente precisar tanto los límites como las características físicas de las cuencas que en ella se incluyen. Básicamente éstas son las del río Aconcagua, río Putaendo, río Ligua, río Petorca y la llamada zona Litoral en la que se engloban una serie de pequeñas cuencas costeras como las de Quintero, Puchuncaví, Papudo y Catapilco.

2.1.2 Río Aconcagua

La cuenca del río Aconcagua está ubicado entre los paralelos 32° 25' y 33°10' de latitud sur, y cubre una superficie de 7.327 km2 que se extiende entre la Cordillera de Los Andes y el Mar de Chile.

El río Aconcagua nace en el macizo andino, en el Alto de Los Leones y, luego de recorrer unos 190 km, desemboca en el mar a la altura del balneario de Concón. En la primera parte de su curso se denomina río Juncal, pasando a llamarse río Aconcagua luego de recibir las aguas del río Blanco. Más hacia aguas abajo, aunque antes de entrar a la zona de riego, recibe el aporte del río Colorado. Ya en dicha zona de riego, recibe, aguas abajo de la ciudad de San Felipe, los aportes del río Putaendo. A esos aportes, hay que agregar una serie de afluentes menores que recibe a lo largo de su recorrido, tales como los esteros Quilpué, Catemu, Romeral, Los Litres y Lo Rojas por la ribera norte y Pocuro, Lo Campo, Las Vegas, Rabuco, San Pedro y Limache por la ribera Sur.

El área de riego de la cuenca se localiza entre el lugar denominado Chacabuquito, aguas arriba de la ciudad de Los Andes, y la desembocadura en el mar. La superficie total de riego es de 61.791 hectáreas netas, la que está dominada tanto por los canales que captan del río como por otros que captan sus recursos de los esteros.

El régimen de escurrimiento del río Aconcagua y sus afluentes, en el sector superior es típicamente de deshielo, con caudales máximos en los meses de Noviembre y Diciembre y con un estiaje pronunciado en los meses subsiguientes.

2.1.3 Río Putaendo

La cuenca del río Putaendo está ubicada entre los paralelos 32°15' y 32°45' de latitud sur, cubriendo una superficie de 1.370 km2.

El río Rocín, después de recibir por el sur el río Hidalgo, confluye con el estero Chalaco para formar el río Putaendo a la altura del Resguardo de Los Patos. Este, luego de recorrer 32 km, desemboca en el río Aconcagua aguas abajo de la ciudad de San Felipe.

El área de riego de la cuenca cubre una superficie de 5.580 hectáreas netas y se ubica entre el Resguardo de Los Patos y la desembocadura en el Aconcagua. Esta se encuentra cubierta por canales que captan sus recursos en el río Putaendo.

El río Putaendo presenta, en general, un régimen pluvio-nival con crecidas de primavera y principio de verano, y estiaje en los meses siguientes. Las crecidas son de corta duración debido a lo reducido de su hoya, y, en caso de intensas lluvias invernales, experimenta crecidas considerables en esta época, debido especialmente a la deforestación de la hoya.

2.1.4 Río Ligua

Su cuenca, que cubre una extensión de unos 2.037 km2, se extiende entre los paralelos 32°10' y 32°40' de latitud sur, quedando limitada por la cuenca del río Petorca en el norte y la del río Aconcagua en el sur.

El río Ligua nace con el nombre de río Alicahue en la Cordillera de Los Andes a unos 4.100 m.s.n.m. Escurre de oriente a poniente hasta desembocar en el mar, en el sector de Las Salinas de Pullally, luego de recorrer alrededor de 90 km.

Su afluente principal es el estero Los Angeles, el cual desemboca 4 km aguas arriba de la ciudad de Cabildo, punto desde el cual pasa a denominarse río Ligua. Otros afluentes dignos de mención son la quebrada La Cerrada en el sector de Alicahue, la quebrada La Patagua, a la altura de la ciudad de La Ligua y el estero Jaururo en las cercanías del cruce con la carretera Panamericana. Todos estos afluentes, sin embargo, son de escasa importancia en la temporada de riego por ser

de carácter netamente pluvial, lo que implica fuertes escurrimientos superficiales en el período de invierno, producto de las lluvias, siendo los de la temporada de riego de escasa significación.

El área de riego en el valle del río Ligua, comprende una superficie de 6.946 hectáreas. También existen áreas de riego en las del estero Los Angeles y estero Jaururo, que suman un total de 2.384 hectáreas. El área es regada por canales que captan recursos en el río y esteros correspondientes.

Los caudales del río Alicahue presentan un régimen marcadamente nivo-glacial, es decir que la mayor parte escurren durante el período de deshielo, disminuyendo sensiblemente durante el verano y otoño. En los sectores inferiores hay que señalar la presencia de recuperaciones que tienen alta incidencia en el regadío.

En la alta cordillera existe un embalse que regula una hoya hidrológica reducida del río Alicahue. Este embalse que se conoce como Laguna de Chepical, está ubicado a 3.000 m.s.n.m. y posee una capacidad de regulación de 3.7 millones de m3.

2.1.5 Río Petorca

Su cuenca, que abarca una superficie de 1.986 km2, se extiende entre los paralelos 32° y los 32°20' de latitud sur. Limita por el norte con la cuenca del río Choapa y por el sur con la del río Ligua.

El río Petorca nace con el nombre de río Sobrante en la cordillera de Los Andes, a unos 2.800 m.s.n.m. Escurre de oriente a poniente hasta desembocar en el mar en el sector de las Salinas de Pullally, luego de un recorrido aproximado de 100 km.

Su afluente principal es el río Pedernal que escurre de norte a sur y desemboca en el Sobrante a la altura del pueblo de Chincolco, punto desde el cual el río pasa a denominarse Petorca. Otros afluentes dignos de mención son el estero Las Palmas en el sector de Pedegua y la quebrada La Chicharra o Denker situada a unos 19 km de su desembocadura en el mar. Ambos afluentes son de régimen pluvial, lo que significa que poseen escurrimientos superficiales importantes sólo en el período de invierno, siendo los de la temporada de riego poco significativos.

El área de riego de la cuenca comprende una superficie total de 5.160 hectáreas que se distribuye en los valles de Pedernal, Sobrante, Petorca y una pequeña superficie en el del estero Las Palmas.

Las aguas del río Petorca en su sector superior tiene un régimen marcadamente nival, caracterizado por escurrimientos importantes en el período de deshielo y un fuerte estiaje en verano y otoño.

Los aportes superficiales del río Sobrante cuentan con el efecto regulador de un embalse cordillerano, denominada Laguna del Sobrante que por ser de tamaño reducido, 0.2 millones de m3, tiene poca incidencia en el riego.

2.2 INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

2.2.1 Generalidades

La infraestructura de riego está constituída por el conjunto de obras diseñadas con el objeto de captar y desviar el recurso desde las fuentes naturales y de regular el suministro según los requerimientos de las áreas de riego. El rol que juega dicha infraestructura en el proceso de control y distribución de las aguas hace necesario un conocimiento cabal de su estado y características, a fin de poder detectar las anomalías existentes y darles solución adecuada.

2.2.2 Obras de Toma en Ríos y Esteros

Las obras de toma en ríos y esteros, utilizadas para captar el agua desde un curso natural, están constituídas por estructuras ubicadas en el cauce, las cuales desvían el recurso hacia un canal principal o de riego que lo conduce a las áreas de consumo.

Existen en el área del proyecto dos tipos de obras de toma, en primer término las llamadas "obras permanentes" que son estructuras sólidas, de hormigón y enrocado y, en segundo término, las denominadas "obras temporales" que consisten en encauzamientos artificiales con "patas de cabra" o bien mediante una simple barrera de piedras.

2.2.1.1 Ríos Aconcagua y Putaendo.

En el río Aconcagua existen cinco bocatomas que podemos catalogar como "obras permanentes" y que son las siguientes:

- Bocatoma Canal Chacabuco-Polpaico y Canal Aconcagua, el que sirve de aducción a la Central Hidroeléctrica de Los Quilos.
- Bocatoma Canal Luz Eléctrica de Los Andes.
- Bocatoma Canal Rinconada, utilizada también por los canales Los Cantos y San Rafael.
- Bocatoma Canal Parry N° 2.
- Bocatoma Canal Lorino II, situada en el Estero Lo Campo.

Las restantes bocatomas, tanto en el río Aconcagua como en el Putaendo, son de tipo temporal. En éstas se emplean dispositivos que consisten en un muro o barrera constituída por una hilera de trípodes de madera rolliza, denominada "patas de cabra" los que se rellenan con bolones de piedra para darles la estabilidad necesaria. Este muro o barrera se emplaza en el cauce del río, permitiendo peraltar el nivel del agua en la medida necesaria para desviar un caudal determinado a través de un canal. Estos encauzamientos artificiales deben ser reconstruídos, por lo general, todos los años o después de las grandes crecidas.

Para el control del caudal de entrada, las bocatomas cuentan con estructuras de control de tipo tradicional: una compuerta frontal destinada a regular el caudal entrante al canal y una compuerta lateral que da acceso al canal de descarga, que devuelve al río los excedentes captados. Algunos canales cuentan con otros elementos tales como desarenador, compuerta de cierre y vertedero lateral de descarga.

En los canales del río Aconcagua en los que hay organización de usuarios, existen secciones de aforos ubicadas aguas abajo de la zona de compuertas del canal, mediante las cuales se controla el caudal de entrada. Este tipo de dispositivos es imprescindible en aquellos canales con derechos inscritos, aunque no son exclusivos de éstos.

Existen algunos canales con bocatoma común, entendiéndose por esto una obra de toma que abastece dos o más canales. En general se trata de un encauzamiento del río hacia un canal común que conduce el caudal necesario para varios canales hasta el lugar en que se distribuye por medio de compuertas o a través de un marco partidor entre los diferentes canales.

En el río Aconcagua cabe señalar que el seccionamiento legal del mismo ha condicionado el tipo de estructura de aforo existente en las distintas secciones:

- Primera Sección: En los canales de esta sección, comprendida entre el nacimiento del río y el puente caminero de San Felipe, las estructuras de aforo corresponden a barreras rectangulares con reglillas aforadoras de escala no métrica. Diseñadas de tal manera que una misma lectura de todas las reglillas corresponde a la distribución proporcional de un caudal del río, de acuerdo con los derechos de aprovechamiento existentes.

- Segunda Sección: Si bien la casi totalidad de los canales de esta sección, que se extiende entre el puente de San Felipe y la puntilla de Romeral, captan el caudal a voluntad, la sequía del año 1968 obligó a construir en ellos secciones de aforo. La información existente acerca de las curvas de descarga de estas secciones es incompleta y el caudal se regula de acuerdo con los requerimientos del canal correspondiente.

- Tercera Sección: Las secciones de aforo de los canales de este sector, que va desde la puntilla de Romeral hasta la bocatoma del canal Molino de Rautén, cuentan con reglillas limnimétricas y cada una tiene su correspondiente curva de descarga.

- Cuarta Sección: Los canales de este tramo comprendido entre la bocatoma del canal Molino de Rautén y la desembocadura en el mar, carecen de secciones de aforo.

En el río Putaendo existen secciones de aforo sólo en la bocatoma del Canal Unificado de Putaendo y en la entrada del embalse Los Hornos. Ambas cuentan con reglillas limnimétricas con sus curvas de descarga respectivas.

2.2.2.2 Ríos Ligua y Petorca.

En las cuencas de los ríos Ligua y Petorca, las obras de toma están constituídas en su totalidad por bocatomas del tipo temporal. En éstas se peralta el nivel del río, en general, mediante una simple barrera de piedras.

Los sistemas de distribución utilizados no han hecho necesario la existencia de estructuras de aforo a la entrada de los canales, razón por la cual éstas no se encuentran en los canales de ambas cuencas.

2.2.3 Canales Principales

2.2.3.1 Río Aconcagua.

El valle del río Aconcagua posee una red de canales de riego, en su mayoría construídos por particulares, compuesta por 70 canales que captan sus recursos del río y 64 que lo hacen desde esteros, la que ha sufrido muy pocas modificaciones desde 1872, año en que la primera nómina oficial de canales fue reconocida por ordenanza del gobierno.

Desde entonces, los principales cambios introducidos han sido la construcción por parte del estado del canal Chacabuco-Polpaico, que entró en servicio el año 1933 para regar, con aguas del río Aconcagua, las zonas de Chacabuco y Polpaico, y del canal Mauco, que fue construído y puesto en servicio en el año 1917 destinado a regar la zona costera del valle de Aconcagua. Estos dos canales solo tienen derechos eventuales (Ver 2.3.1)

Los canales en su totalidad son sin revestimiento, salvo en algunos tramos específicos, y sus características más relevantes aparecen en los Cuadros 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4, de acuerdo con la sección del río a la que pertenecen (Figura 2.1).

El estado de los canales en el valle de Aconcagua fue determinado sobre la base del recorrido de 12 de ellos. De estos recorridos pudo extraerse como conclusión que al igual que en la mayoría de los canales del país, no se han efectuado a través de los años las inversiones necesarias para su mantención y mejora. Esta conclusión se ve reflejada en los siguientes hechos:

CUADRO 2.1 Características Físicas de los Canales de la 1ª Sección del Río Aconcagua

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Aconcagua (Ind)	N	-	-	-	P	Si	Si	-	-	-	-	
Chacabuco 1/	S	3.0	290	-	P	Si	Si	-	-	-	-	1/La sup. bajo canal corresponde a la dominada por los canales Quillayes 1 y 2 que nacen de este canal
Los Quilos	S	-	618	-	T	No	No	-	-	-	-	
Chacayes (Varino) 2/	N	-	14	-	T	No	No	-	-	-	-	
La Quebrada	N	-	40	-	T	No	No	-	-	-	-	
Zamora	N	-	-	-	T	No	No	-	-	-	-	
San Regis (o Hurtado)	N	1.8	1.105	15.2	T	No	Si	12	112.0	-	-	
Higueral (o Ramírez)	N	0.4	162	1.4	T	No	No	1	4.5	-	-	
La Petaca	S	1.8	1.024	17.0	T	No	Si	7	197.0	-	-	
L.E. de Los Andes(Ind)	S	-	-	-	P	-	-	-	-	-	-	2/Incluye además la sup. de un canal de Río Colorado
Salero	N	0.5	711	14.5	T	No	Si	1	60.0	-	-	
San Miguel	N	5.0	3.470	4.0	T	No	Si	12	113.0	-	-	
Santa Rosa 3/	S	3.5	1.679	3.7	T	No	Si	5	213.0	-	-	
Santander	N	0.6	121	1.0	T	No	Si	-	-	-	-	3/Tiene desarenador
Riconada	S	8.0	4.041	9.0	P	Si	Si	2	13.0	-	-	
Soc. Industrial (Ind)	S	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Los Cantos	S	1.2	573	5.0	P	Si	Si	-	-	-	-	
Quilpué	N	1.5	1.359	20.0	T	No	Si	6	93.0	-	-	
Estanquera	N	1.1	413	5.0	T	No	Si	-	-	-	-	
Ahumada	N	2.4	1.407	7.0	T	No	Si	-	-	-	-	
San Rafael	S	6.0	3.186	7.0	P	Si	Si	2	46.0	3	240	
Curimón (La Lemina)	S	1.25	542	4.5	T	No	Si	-	-	2	130	
Cerro Verde	S	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Herrera	N	1.3	580	7.5	T	No	Si	1	5.0	-	-	
Montenegro (o Almendral)	N	1.2	1.028	6.0	T	No	Si	-	-	1	70	
Encon o Sauce 4/	N	1.1	1.007	4.5	T	No	Si	1	7.0	-	-	4/Aforador Ahogado
Pueblo San Felipe	N	1.5	287	4.1	T	No	No	-		1	90	
La Pirca	N	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Parry N ° 1 (Ind)	N	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero Pocuro 5/	S	-	1.420	-	-	-	-	-	-	-	-	5/La Sup. bajo canal de cada estero corresponde a la dominada por los canales que nacen de ellos
Estero Jahuel 5/	N	-	535	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero El Cobre 5/	N	-	340	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero San Francisco 5/	N	-	338	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero Quilpué 5/	N	-	446	-	-	-	-	-	-	-	-	
TOTAL			26.736					50	863.5	7	530	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
P = Permanente
T = Temporal

CUADRO 2.2 Características Físicas de los Canales de la 2ª Sección del Río Aconcagua

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Parry N° 2 (Ind)	N	-	-	-	P	Si	Si	-	-	-	-	
Escorial Culebra	S	0.26	61	1.5	T	No	No	-	-	-	-	
Manzanet	S	-		-	T	No	Si	-	-	-	-	
Escorial Medio	S	-	334	3.5	T	No	Si	-	-	-	-	
Escorial del Cerro	S	-	368	9.5	T	No	Si	-	-	2	101	
Com. de Palomar	S	1.60	1.844	2.4	T	No	Si	-	-	-	-	
La Redonda 1/	N	0.45	52	8.0	T	No	No	-	-	-	-	1/ Tiene una elevación mecánica
Santa Isabel	N	0.50	36	10.5	T	No	No	-	-	-	-	
Catemu Alto	N	3.70	1.423	34.0	T	Si	Si	4	134.0	-	-	
Turbina Sta. Isabel	N	0.50	187	1.0	T	-	-	-	-	-	-	
Catemu Bajo	N	2.00	895	20.5	T	No	Si	1	15.4	1	20	
Mercedes	N	0.70	165	4.3	T	No	Si	-	-	-	-	
Pepino Huidobro	N	1.65	887	7.5	T	No	Si	-	-	-	-	
Chacay Pedregales	N	1.20	694	1.4	T	No	No	-	-	-	-	
Valdesano	S	2.50	1.481	23.9	T	No	Si	5	62.4	-	-	
Estancilla	S	0.35	131	0.5	T	No	Si	-	-	-	-	
Ucúquer	S	2.40	1.651	15.0	T	No	Si	4	88.3	-	-	
Las Vegas - Molino 2/	S	1.40	682	5.0	T	No	No	-	-	-	-	2/ Aforador destruído
Romeral de Purehue	N	-	116	18.5	T	No	Si	-	-	-	-	3/ Provienen de Vertientes.
Romeral de La Sombra	N	-	463	3.0	T	No	Si	-	-	1	30	
Com. de Romeral	N	-	572	4.0	T	No	Si	-	-	-	-	
Enrique Correa	N	-		-	T	No	No	-	-	-	-	4/ Se origina como dren
A. Claras - B del Río 3/	S	-	582	1.5	-	-	-	-	-	-	-	
Borgino 4/	S	-	415	4.0	-	-	-	-	-	-	-	
Lorino II 5/	S	-	1.302	25.0	P	Si	Si	-	-	-	-	
Estero Lo Campo 6/	S	-	526	-	-	-	-	10	125.0	-	-	5/ Bocatoma en E. Lo Campo
Estero Catemu 6/	N	-	686	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero Romeral 6/	N	-	152	-	-	-	-	-	-	-	-	6/ La sup. bajo canal de cada estero corresponde a la dominada por los canales que nacen de ellos
TOTAL			15.705					24	425.1	4	151	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
P = Permanente
T = Temporal

CUADRO 2.3 Características Físicas de los Canales de la 3ª Sección del Río Aconcagua.

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Ocoa	S	0.9	597	7.5	T	No	Si	1	5.0	-	-	
Pequenes	S	0.6	681	8.5	T	No	Si	-	-	2	55	
Melón	N	2.2	1.566	23.0	T	Si	Si	3	1.700.0	-	-	
Purutún	N	5.3	3.254	31.4	T	Si	Si	4	70.0	-	-	
Hijuelas	N	1.3	1.084	4.4	T	Si	Si	-	-	4	110	
Torrejón	N	0.3	84	2.2	T	Si	Si	-	-	1	30	
Serrano	S	0.8	275	23.0	T	No	Si	6	16.6	-	-	
Waddington	S	2.2	3.793	81.5	T	Si	Si	-	500.0	6	72	
Calle Larga-Pocochay	S	4.3	2.470	7.2	T	No	Si	4	8.8	11	301	
Ovalle	S	2.5	1.676	55.5	T	No	Si	3	50.0	1	14	
Candelaria	S	1.9	1.261	7.0	T	No	No	2	1.2	4	127	
Boco	N	0.6	232	1.0	T	No	Si	-	-	-	-	
Marfán	S	0.15	41	1.3	T	No	No	-	-	-	-	
San Pedro 1/	S	2.3	1.297	2.2	T	No	Si	-	-	2	48	
Mauco	N	1.2	2.713	62.5	T	Si	Si	18	210.5	-	-	
Rautén	N	1.65	1.098	2.7	T	No	Si	5	70.0	-	-	
Molino Rautén	N	0.4	372	1.1	T	No	No	-	-	-	-	
Rabuco o Echeverría 2/	S	3.5	1.211	31.4	T	-	-	1	5.0	-	-	
Pachacama 3/	S	-	153	10.0	T	-	-	-	-	-	-	
Estero Carretón 4/	N	-	1.040	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero Los Litres 4/	N	-	397	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero Pucalán 4/	N	-	319	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero Lo Rojas 4/	N	-	80	-	-	-	-	-	-	-	-	
Estero San Pedro 4/	S	-	1.892	-	-	-	-	-	-	2	56	
Estero Pelumpén 4/	S	-	587	-	-	-	-	-	-	1	13	
Estero Lliu-Lliu 4/	S	-	417	-	-	-	-	-	-	1	2	
Quebrada Godoy 4/	S	-	60	-	-	-	-	-	-	-	-	
TOTAL			28.650					47	2.637.1	35	828	

1/ Incluye, además la Sup. de los canales Del Huerto, De la Junt y Callejones.

2/ Bocatoma en Estero Los Loros o Vichicuén.

3/ Bocatoma en Estero Rabuco

4/ La Sup. bajo canal de cada estero correspon de a la dominada por l canales que nacen de ellos.

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
P = Permanente
T = Temporal

CUADRO 2.4 Características Físicas de los Canales de la 4ª Sección del Río Aconcagua

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Sta. Rosa de Colmo	N	-	97	9.5	T	No	No	-	-	-	-	
Tabolango 1	S	-	143	2.5	T	No	No	-	-	-	-	
Tabolango 2	S	-		2.3	T	No	No	-	-	-	-	
San Victor	S	-	261	4.5	T	No	No	-	-	-	-	
Santa Rebeca	S	-		1.6	T	No	No	-	-	-	-	
Com. Con-Con	S	-	45	2.5	T	No	No	-	-	-	-	
Estero Limache 1/	S	-	360	-	-	-	-	-	-	-	-	1/ La Sup. Corresponde a la dominada por los canales que nacen de éste.
TOTAL			906					-	-	-	-	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
P = Permanente
T = Temporal

- La existencia, en tramos importantes de cada canal, de embanques endurecidos que aparecen como sello cuando en realidad éste está de 40 a 50 cm más abajo, como consecuencia de limpias insuficientes a lo largo de los años y en especial en período 1968 adelante.
- El deterioro general del borde o mesa del canal, principalmente en las curvas, por la erosión de las aguas.

- El aumento de altura de los bordes y, por consiguiente, la disminución del ancho superior de éstos, debido a la acumulación de desmonte de las limpias, circunstancia que dificulta su recorrido.

- El desarrollo de vegetación natural en los canales, que limita su capacidad.

- No se han construído muros y revestimientos como parte de un plan general de mejora, sino que se han realizado como solución a problemas puntuales, observándose además que en muchos casos y, en largas extensiones los canales no tienen las revanchas necesarias.

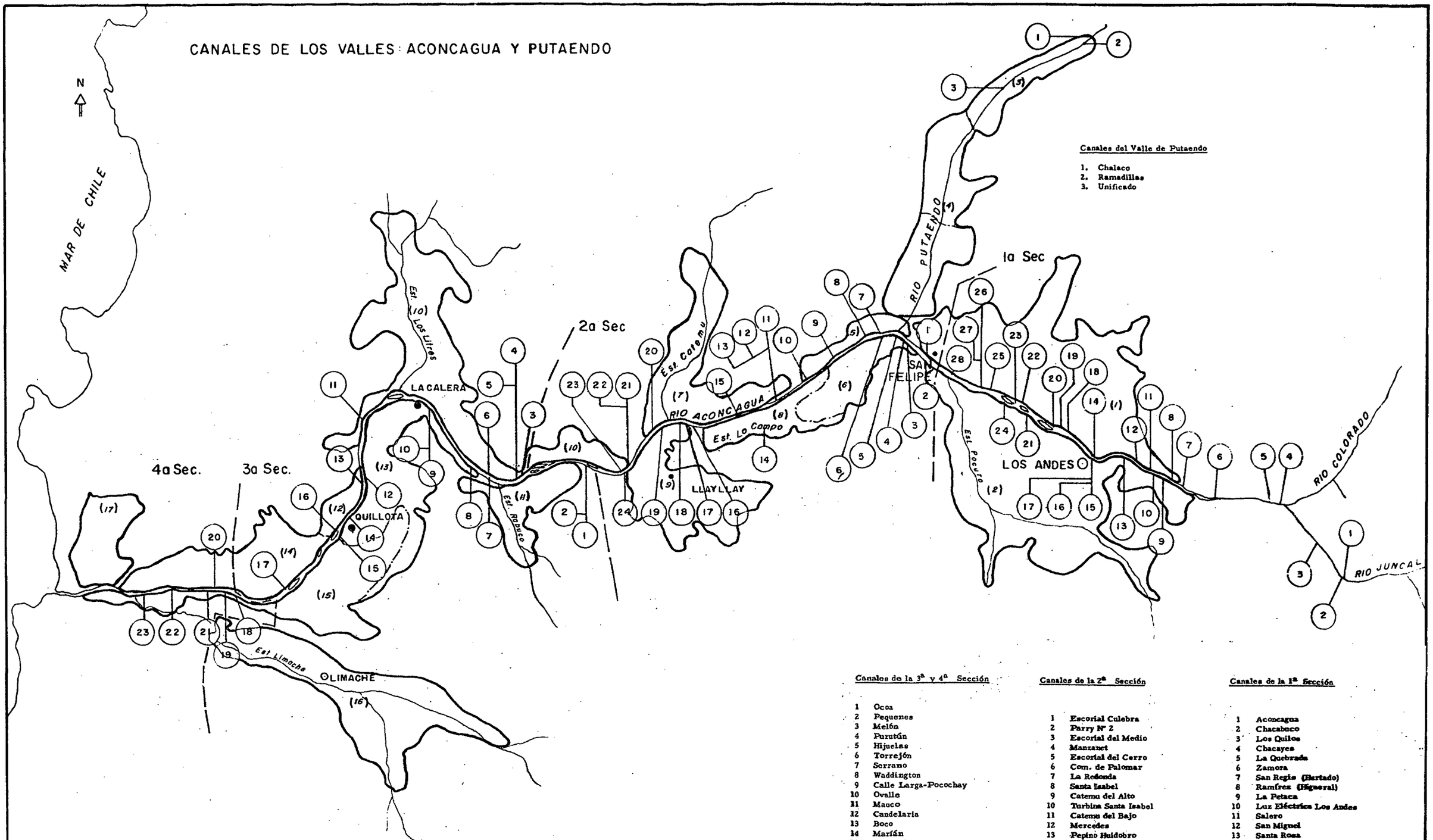
- Los cruces de quebradas son insuficientes, de manera que las aguas conducidas por ellas caen directamente a los canales. En general, los cauces de las quebradas, aguas abajo del canal, han sido borrados, incorporando dichos terrenos a las superficies de cultivo.

- El número de compuertas de descarga es limitado y en ningún caso se ciñe a las normas de la Dirección de Riego, de manera que la seguridad de los canales puede verse comprometida.

Todo lo anterior conforma un panorama del cual se desprende que hay canales que requieren de reparaciones inmediatas para poder operar eficientemente y que, así como el resto de los canales, precisan de un plan anual de inversiones que permita mejorar en el futuro las condiciones de seguridad de toda la red.

El primer grupo de canales está constituído por aquellos cuya capacidad ha sufrido una reducción tal que los deja con menos de la mínima necesaria, de modo que las áreas que dominan se hallan en una permanente situación deficitaria, aún en períodos de abundancia de recursos, como es el caso de los canales Waddington y Mauco.

CANALES DE LOS VALLES ACONCAGUA Y PUTAENDO



Canales del Valle de Putaendo

1. Chalaco
2. Ramadillas
3. Unificado

Canales de la 3ª y 4ª Sección

1	Ocoa
2	Pequenes
3	Melón
4	Purutún
5	Hijuelas
6	Torrejón
7	Serrano
8	Waddington
9	Calle Larga-Pocochay
10	Ovalle
11	Mauco
12	Candelaria
13	Boco
14	Marián
15	San Pedro
16	Rautén
17	Molino Rautén
18	Tabolango N° 1
19	Tabolango N° 2
20	Colmo
21	San Víctor
22	Santa Rebeca
23	Comunidad Concón

Canales de la 2ª Sección

1	Escorial Culebra
2	Parry N° 2
3	Escorial del Medio
4	Manzanet
5	Escorial del Cerro
6	Com. de Palomar
7	La Redonda
8	Santa Isabel
9	Catemu del Alto
10	Turbina Santa Isabel
11	Catemu del Bajo
12	Mercedes
13	Pepino Huidobro
14	Lorino 2
15	Chacay - Pedregales
16	Valdessano (Llay-Llay)
17	Estancilla
18	Ucuquer (Comunero)
19	Las Vegas (Molino)
20	Romeral de Purehue
21	Romeral La Sombra
22	Comunidad de Romeral
23	Enrique Correa
24	Rabuco (Echeverría)

Canales de la 1ª Sección

1	Aconcagua
2	Chacabuco
3	Los Quilos
4	Chacayes
5	La Quebrada
6	Zamora
7	San Regis (Bartado)
8	Ramírez (Higueral)
9	La Petaca
10	Luz Eléctrica Los Andes
11	Salero
12	San Miguel
13	Santa Rosa
14	Santander
15	Rinconada
16	Soc. Industrial y Los Cantos
17	San Rafael
18	Quilpué
19	Estanquera
20	Abumada
21	La Lemina
22	Herrera
23	Montenegro (Almendral)
24	Cerro Verde
25	Encón (Sauce)
26	Pueblo
27	Pirca
28	Parry N° 1

FIGURA 2.1

2.2.3.2 Ríos Putaendo, Ligua y Petorca.

En el valle del río Putaendo existe una red compuesta por 41 canales alimentados por el río, también de construcción particular, los cuales son excavados en tierra y carecen de revestimiento, exceptuando el llamado canal Unificado de Putaendo, el cual está revestido en albañilería de piedra y sirve para:

a) Evitar las pérdidas por percolación profunda.
b) Unificar una serie de bocatomas que existían en el río, economizando gastos de mantención y manejo.
c) Racionalizar la distribución del agua entre los usuarios.

Los canales del río Ligua son también de construcción particular y sin revestir salvo un tramo del canal Unificado de Alicahue que ha sido construído con aportes fiscales. Este es un canal revestido con albañilería de piedra que corresponde al tramo entre la quebrada La Cerrada y la zona de La Vega, del Canal Unificado de Alicahue, el que además comprende los canales Trapiche y La Fragua. A través de él se persigue evitar las pérdidas en el lecho del río en este tramo y mejorar la distribución, conduciendo por él las aguas del río y distribuyéndolas a los canales existentes en el sector (Figura 2.2).

La red de distribución consta de 75 canales con capacidades que van desde los 0,03 m3/s a los 2,00 m3/s. Sus características físicas aparecen en el Cuadro 2.5.

El valle del río Petorca posee una red de distribución que en su totalidad es de construcción particular y que carece de canales revestidos. Está compuesta de 62 canales con capacidades de conducción que van desde los 0,025 m3/s a 1,0 m3/s. De estos,sólo 16 canales poseen capacidades superiores a los 0,200 m3/s, tal como se puede apreciar en el Cuadro 2.6.

Los canales de estos valles se diferencian de los del valle de Aconcagua en que son en su mayoría de capacidad reducida y sus trazados constituyen en general el límite de la superficie regada. Estas características, junto con lo observado en el recorrido de 2 canales en Putaendo, 2 en Ligua y 2 en Petorca, permitieron sacar las siguientes conclusiones acerca de su estado actual y de las obras necesarias para su conservación:

- Los canales tienen la capacidad necesaria y no presentan mayores dificultades para su recorrido.

- Existen tramos de canales que han sido abandonados por la frecuente escasez de recursos y por la baja calidad de los terrenos que dominan.

- La densidad de canales por hectárea es superior a la del Aconcagua debido al origen de los recursos y a la disposición del área de riego.

De lo anterior se desprende que dichos canales no requieren de inversiones inmediatas y que sólo se justificaría recuperar aquellos tramos abandonados si la superficie regable es de importancia y si se provee a los valles de la adecuada seguridad, situación en que se encuentra el canal Canela - Lital.

2.2.4 Estructuras de Distribución

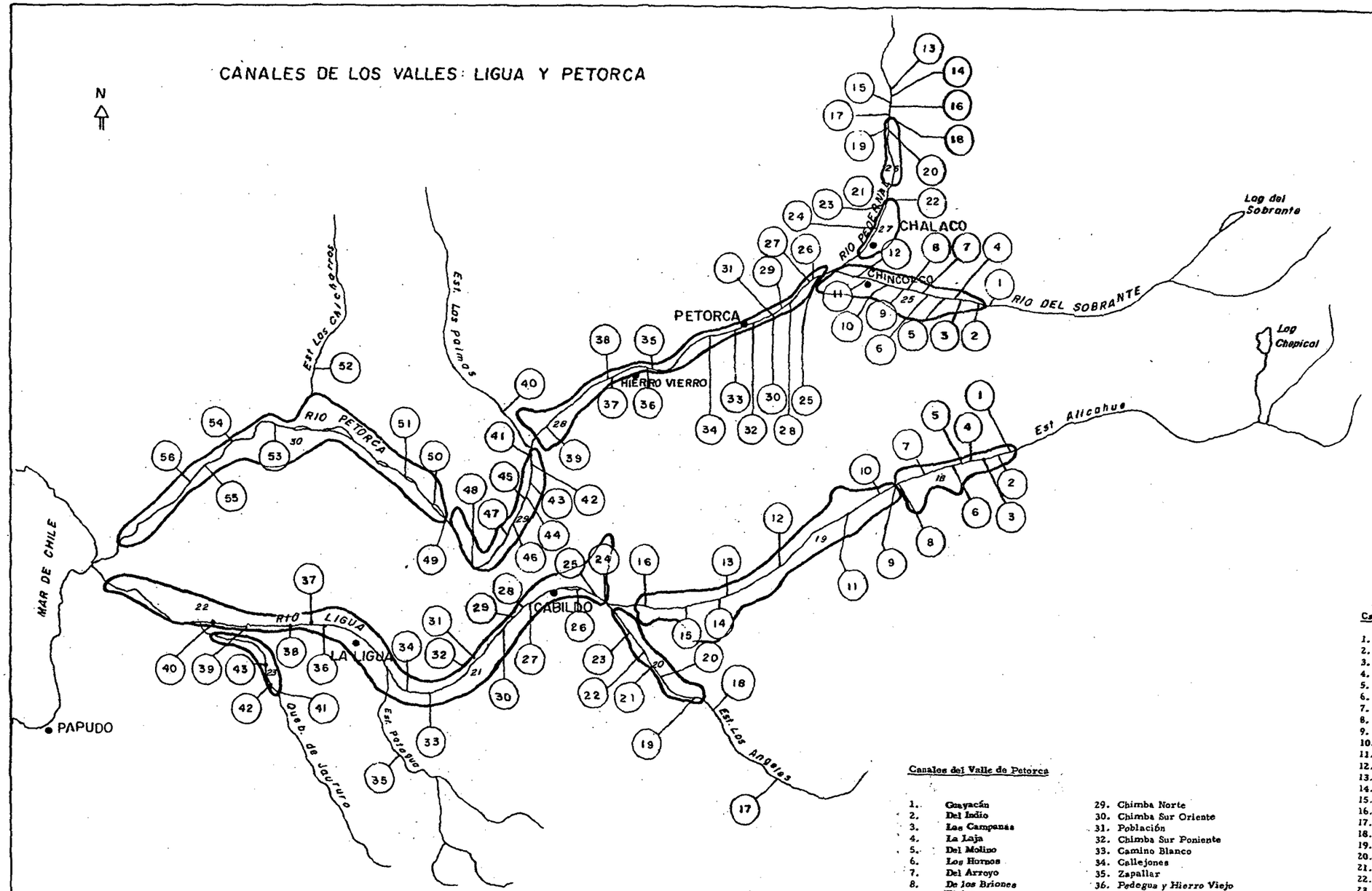
2.2.4.1 Generalidades.

Las obras de arte distintas de las estructuras de distribución, se encuentran en algunos casos deterioradas aunque en condiciones de funcionamiento y su conservación forma parte del programa anual de limpieza y mantención de la red de canales.

La infraestructura de distribución de las aguas en el área del proyecto a nivel de canal matriz es deficiente, tanto cualitativa como cuantitativamente. Este hecho, que constituye una limitante para el buen uso de las aguas, se manifiesta en las innumerables extracciones sin derechos por medio de tubos sifones por sobre el borde, saques directos y pequeñas compuertas por las que se extraen caudales muy superiores a los necesarios en perjuicio de los verdaderos accionistas. Los marcos partidores existentes, en muchos casos no funcionan en crisis debido a que no tienen barreras o a embanques endurecidos en los canales matrices que no han sido extraídos oportunamente, lo cual favorece al saliente.

Finalmente, la nueva subdivisión predial exige mayor número de obras de distribución las que en general deberían construirse fuera del canal matriz en los canales derivados de éstos, formando comunidades de regantes que fiscalicen la distribución.

CANALES DE LOS VALLES: LIGUA Y PETORCA



Canales del Valle de Petorca

1. Guayacán
2. Del Indio
3. Las Campanas
4. La Laja
5. Del Molino
6. Los Hornos
7. Del Arroyo
8. *De los Briones*
9. Vieira
10. El Duraznо
11. Chincolco
12. Valle de los Olmos
13. Trapiche
14. Las Vacas
15. Damasco
16. Del Indio
17. Toma del Valle
18. El Arenal
19. Alquitrán
20. Las Marías
21. La Chacra
22. Hdo. Chalaco
23. Calle Larga
24. El Sauce
25. Junta de los Ríos
26. Granado de la Vega
27. Los Loros
28. La Palma
29. Chimba Norte
30. Chimba Sur Oriente
31. Población
32. Chimba Sur Poniente
33. Camino Blanco
34. Callejones
35. Zapallar
36. *Pedegua y Hierro Viejo*
37. *Angostura*
38. Santa Julia
39. Del Espino
40. Del Estero Las Palmas
41. Quiscal
42. Santa Ana
43. Del Artificio
44. Pejerreyes Negros
45. Pimiento
46. *Donosino*
47. Marín
48. Pichilemu
49. Canela (Lital)
50. De la Cuadra (El Almendro)
51. La Engorda
52. Del Estero La Chicharra
53. Ramadilla
54. Trapiche
55. Las Vegas (San Manuel)
56. De la Arena

Canales del Valle de Ligua

1. *Colligusy*
2. Del Embrollo
3. *Trapiche*
4. De Las Hijuelas
5. La Polcura
6. De la Fragua
7. El Maitenal
8. De la Canoa
9. Del Romeral
10. Unificado
11. Bartolillo
12. Cancarucas
13. La Arena
14. Del Maitenal
15. Serrano
16. Del Alto
17. Guayacán
18. De las Puertas
19. De la Mora
20. Del Culén
21. Algarrobo Arriba
22. Algarrobo Abajo
23. Del Quemado
24. Del Medio
25. Del Bajo
26. La Laja
27. Montegrande
28. Ribera Norte
29. Ingenio
30. La Palma
31. De las Garzas
32. Llay-Llay
33. De los Loros (del estero La Patagua)
34. Valle Hermoso
35. *De los Cardos*
36. Lobino
37. Illalolén
38. Comunero de Placilla
39. La Isla
40. Salinas
41. Quebradilla
42. Fundo Jaururo N° 1
43. Fundo Jaururo N° 2

FIGURA 2.2

CUADRO 2.5 Características Físicas de los Canales del Valle de Ligua.

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Río Alicahue												
Colliguay	N	0.20	-	-	T	No	No	-	-	-	-	
Del Embrollo	S	0.20	30	4.8	T	No	No	1	1.5	-	-	
Trapiche	S	0.80	58	5.8	T	No	No	1	4.0	-	-	
La Planta 1/		0.07	2	3.2				-	-	-	-	1/ Planta Eléctrica
La Fragua	S	0.80	51	2.0	T	No	No	-	-	-	-	
Los Camarones		0.15	61	2.3				1	40.0	-	-	
Del Emb. Camarones		0.20		1.2				-	-	-	-	
Hijuelas	N	0.20	7	2.0	T	No	No	-	-	-	-	
Canelito (Polcura)	N	0.20	117	7.3	T	No	No	2	15.0	-	-	
Maitenal	N	0.20	53	1.8	T	No	No	-	-	-	-	
Canoa	S	0.15	35	2.0	T	No	No	1	30.0	-	-	
Romeral-Pajonal 2/	S	0.20	178	2.1	T	No	No	1	40.0	1	20	2/ Pozo Los Loros
Potrero Nuevo 3/		0.10		4.8				1	5.0	-	-	3/ Emb. Vert. Pajonal
La Laguna		0.10		3.9				-	-	-	-	
Bartolillo 4/	S	0.20	165	5.3	T	No	No	1	10.0	1	-	4/ Dren Bartolillo
Unificado (Ribera Norte)	N	2.00		19.5	T	No	No	1	10.0	-	-	
Arboleda 5/		0.80		10.8	T	No	No	1	5.0	-	-	5/ Todos estos canales se derivan del canal unificado
Los Perales		0.10		0.9				-	-	-	-	
Los Rábanos		0.20	947	4.2				1	25.0	-	-	
Huilcoco 5/		0.15		3.0				1	3.0	-	-	
Vallico 5/		0.20		6.2				1	23.0	-	-	
San Antonio 5/		0.10		3.0				-	-	-	-	
Encierrita 5/		0.10		2.4				1	15.0	-	-	
Cancarucas	N	0.80		2.7	T	No	No	-	-	-	-	
La Arena	N	0.12		11.1	T	No	No	-	-	-	-	
Unificado (Ribera Sur)								-	-	-	-	
La Vega 6/	S	0.45-0.65		5.6	T	No	No	-	-	1	300	
Los Culenes		0.45		3.6				2	32.0	-	-	6/ Todos estos canales se derivan del canal unificado
Del Labra		0.30		2.3				-	-	-	-	
La Viña 6/	S	0.45	923	6.9	T	No	No	3	115.0	1	300	
La Manga		0.10		0.9				-	-	-	-	
Del Cuadro		0.10		4.1				1	4	-	-	
Del Hospital		0.15		10.0				-	-	-	-	
Sub-Total			2.627					21	377.5	4	620	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
P = Permanente
T = Temporal

Continúa

CUADRO 2.5 Características Físicas de los Canales del Valle de Ligua (Continuación)

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Serrano	S	0.25	100	2.3	T	No	No	-	-	-	-	
Del Alto	N	0.15	127	6.3	T	No	No	1	5.0	-	-	
Sauzal 1/		0.06	75	3.1			No	-	-	-	-	1/Canales de vertientes
Pidén 1/		0.12	127	2.1			No	-	-	-	-	
Las Carditas 1/		0.05	-	1.0			No	-	-	-	-	
El Maitén	S	0.20		2.0	T	No	No	1	26.5	-	-	
La Bomba 1/		0.09	96	3.7			No	-	-	-	-	
Usillar		0.20		2.5				-	-	-	-	
Del Tranque 1/		0.20	53	2.5			No	1	5.0	-	-	
Estero Los Angeles												
Guayacán 2/	Po	0.15	88	5.0	T	No	No	1	0.5	1	-	2/Est. Guayacán
Las Puertas 3/	O	0.25	161	6.8	T	No	No	1	20.0	1	-	3/Est. Los Angeles
La Mora 3/	Po	0.30	126	4.6	T	No	No	-	-	1	-	
Del Culén 3/	O	0.20	52	3.7	T	No	No	1	10.0	1	-	
Algarrobo Arriba 3/	Po	0.20	110	3.8	T	No	No	-	-	2	-	
Algarrobo Abajo 3/	Po	0.10		1.6	T	No	No	-	-	2	-	
Del Quemado 3/	Po	0.30	73	2.4	T	No	No	-	-	1	-	
Sub-Total		1.188	1,188					6	67.0	9	-	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
O = Ribera Oriente
Po = Ribera Poniente
P = Permanente
T = Temporal

CUADRO 2.5 Características Físicas de los Canales del Valle de Ligua (Continuación)

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Río Ligua												
Del Medio	N	0.30	227	5.8	T	No	No	1	-	-	-	
Del Bajo	N	0.35	204	7.2	T	No	No	1	35.0	-	-	
La Laja 1/	S	0.25	284	14.3	T	No	No	3	11.2	1	200	1/Dren La Viña
Montegrande 2/	S	0.35	396	13.3	T	No	No	5	65.3	1	120	2/Dren Cabildo, El Alamo
La Vertiente 3/		0.05		1.1				-	-	-	-	3/Vertiente
El Ingenio	N	0.08	24	3.6	T	No	No	-	-	-	-	
Ribera Norte	N				T	No	No	-	-	-	-	
La Palma	S	0.25	573	12.9	T	No	No	2	5.6	1	100	
Las Garzas	N	0.15	154	3.2	T	No	No	-	-	1	30	
Llay-Llay 4/	N	0.09		2.4	T	No	No	-	-	-	-	4/Vertiente
Estero La Patagua												
Los Cardos	Po	0.10	288	5.0	T	No	No	-	-	-	-	
Río Ligua												
Los Loros 5/	S	0.15	409	6.4	T	No	No	-	-	-	-	5/Incluye riego con bombas y vertientes
Valle Hermoso	N	0.30	380	10.5	T	No	No	1	14.0	1	40	
Lobino	S	0.30	90	4.0	T	No	No	1	0.5	-		
Pullalli (Ilialolén)	N	0.35	773	14.0	T	No	No	3	1.703.0	2	145	
Com. de Placilla	S	0.15	155	6.1	T	No	No	2	2.2	1	15	
La Isla	S	0.05	48	1.7	T	No	No	-	-	-	-	
Salinas	S	0.10	355	14.4	T	No	No	1	0.5	1	100	
Estero Jaururo												
Quebradilla		0.05	534	4.5	T	No	No	1	3.500.0	-	-	
Fundo Jaururo N° 1	O	0.09	95	2.8	T	No	No	1	2.0	-	-	
Fundo Jaururo N° 2	Po	0.03			T	No	No	-	-	-	-	
SUB TOTAL			4.989					22	5,339.3	9	750	
TOTAL			8.804					49	5.783.8	22	1.370	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
O = Ribera Oriente
Po = Ribera Poniente
P = Permanente
T = Temporal

CUADRO 2.6 Características Físicas de los Canales del valle de Petorca

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Rio Sobrante												
Guayacán 1/	N	0.15	9	3.5	T	No	No	-	-	-	-	1/ En desuso
Del Indio	S	0.30	59	7.8	T	No	No	1	70.0	-	-	
Campanas	S	0.40	120	6.7	T	No	No	-	-	-	-	
La Laja	N	0.15	68	2.5	T	No	No	-	-	-	-	
Del Molino	S	0.50	146	5.2	T	No	No	-	-	-	-	
Los Hornos 2/	S	0.40	63	4.0	T	No	No	2	13.0	-	-	2/ Vertiente
Del Arroyo	N	0.10	157	4.0	T	No	No	-	-	-	-	
De los Briones	N	0.05		1.2	T	No	No	1	160.0	-	-	
Vieira	S	0.50	122	5.5	T	No	No	-	-	-	-	
Durazno	S	0.10		1.6	T	No	No	-	-	-	-	
Chincolco	S	1.00	641	7.0	T	No	No	-	-	-	-	
Claveria 3/		0.10										3/ Derivado del Canal Valle de los Olmos que cruza a la ribera sur.
Valle de los Olmos 4/	N	0.12	97	2.0	T	No	No	-	-	-	-	
Río Pedernal												
Trapiche 5/	O	0.15	-	-	T	No	No	-	-	-	-	4/ Vertiente
Las Vacas 5/	O	0.15	-	-	T	No	No	-	-	-	-	5/ La sup. bajo estos canales se encuentra fuera de los límites de las láminas de suelo
Damasco 5/	Po	0.05	-	-	T	No	No	-	-	-	-	
Del Indio 5/	O	0.05	-	-	T	No	No	-	-	-	-	
Toma del Valle 5/	Po	0.05	-	-	T	No	No	1	1.2	-	-	
El Arenal 5/	O	0.04	-	-	T	No	No	-	-	-	-	
Alquitrán 5/	Po	0.05	-	-	T	No	No	-	-	-	-	
Las Marías	O	0.025	12	2.0	T	No	No	-	-	-	-	
Cía Minera 6/	Po		-	-	T	No	No	-	-	-	-	6/ Uso Industrial
La Chacra	Po	0.04	11	1.2	T	No	No	-	-	-	-	
Hda. Chalaco	O	0.12	90	2.5	T	No	No	1	0.6	-	-	
Calle Larga	Po	0.10	8	1.5	T	No	No	-	-	-	-	
Com. El Sauce	Po		46	-	T	No	No	-	-	-	-	
Sub-Total			1.649					6	244.8	-	-	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
O = Ribera Oriente
Po = Ribera Poniente
P = Permanante
T = Temporal

CUADRO 2.6 Características Físicas de los Canales del Valle de Petorca (Continuación)

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Quebrada de Manguaca												
Manguaca		0.30	108	7.8	T	No	No	1	1.8	-	-	
El Palquín 1/		0.10		3.8	T	No	No	-	-	-	-	1/ Canal auxiliar
Quebrada Cortadera												
El Llano 2/		0.06	64	2.8	T	No	No	-	-	-	-	2/ Usado sólo en años muy lluviosos
Río Petorca												
Junta de los Ríos 3/	S	0.20	-	-	T	No	No	-	-	-	-	3/ Sup. incl. en el canal Chincolco
Granado de la Vega	N	0.10	14	1.5	T	No	No	-	-	-	-	
Los Loros	N	0.05	133	2.0	T	No	No	-	-	-	-	
Chimba Norte	N	-		4.0	T	No	No	-	-	-	-	
Polcura	S	0.10	51	2.0	T	No	No	-	-	-	-	
Chimba Sur-Oriente	S	0.10	58	2.5	T	No	No	-	-	-	-	
Chimba Sur-Poniente	S	0.10		3.5	T	No	No	-	-	-	-	
Población	N	0.20	38	5.5	T	No	No	-	-	-	-	
Camino Blanco 4/	S	0.10	16	1.8	T	No	No	-	-	-	-	4/ Eventual
Callejones	S	0.15	107	3.0	T	No	No	1	4.0	-	-	
Zapallar	N	0.15	49	2.8	T	No	No	-	-	-	-	
Pedegua 5/	S	0.50	23	11.0	T	No	No	1	13.0	-	-	5/ Vertiente
Hierro Viejo 6/		0.15		4.5	-	-	-	-	-	-	-	
Sta. Julia	N	0.32	212	8.5	T	No	No	1	10.0	-	-	6/ Bocatoma común con canal Pedegua
Angostura	S	0.10	189	7.5	T	No	No	-	-	1	25	
Del Espino 7/	S	0.10	74	6.5	T	No	No	-	-	-	-	7/ Vertiente
Sub-Total			1.136						28.8	1	25	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
P = Permanente
T = Temporal

CUADRO 2.6 Características Físicas de los canales del Valle de Petorca (Continuación)

Nombre del Canal	Ribera	Capacidad Máxima (m^3/s)	Superficie bajo canal (ha)	Longitud (km)	BOCATOMA Tipo	BOCATOMA Compuerta	BOCATOMA Aforador	EMBALSES N°	EMBALSES Vol. (mil m^3)	POZOS N°	POZOS $\bar{Q}$ (l/s)	Observaciones
Estero Las Palmas												
Palquico		0.10	58	-	T	No	No	-	-	-	-	
Del Francés		0.15	-	3.0	T	No	No	-	-	-	-	
Río Petorca												
Quiscal	N	0.15	113	5.5	T	No	No	1	15.0	-	-	
Pimiento 1/	N	0.10		1.0	T	No	No	-	-	-	-	1/ Vertiente
Sta. Ana 1/	S	0.20	97	5.0	T	No	No	-	-	-	-	
Artificio 1/	S	0.10	86	5.5	T	No	No	-	-	-	-	
Pejerreyes Negros	S	0.10	112	2.0	T	No	No	-	-	-	-	
Donosino	S	-	-	-	T	No	No	-	-	-	-	
Marín	N	0.16	44	3.0	T	No	No	-	-	-	-	
Isla del Río 2/		-	21	-	T	No	No	-	-	-	-	2/ Sup. de una isla del río
Pichilemu 3/	N	0.15	152	6.5	T	No	No	-	-	-	-	3/ Vertiente
Alamilla	S	0.05	-	1.0	T	No	No					
Canela	S	0.60	683	25.0	T	No	No	2	3.5	1	50	
Las Cuadras	N	0.05	26	2.0	T	No	No	-	-	-	-	
La Engorda	N	0.60	580	11.0	T	No	No	4	5.0	1	-	
Ramadilla	S	0.04	56	7.0	T	No	No	1	40.0	1	80	
Trapiche	N	0.25	217	11.0	T	No	No	2	40.0	1	230	
San Manuel (Las Vegas)	S	0.30	332	10.0	T	No	No	1	5.0	2	150	
La Arena	N	0.20	286	8.5	T	No	No	1	-	1	30	
Quebrada La Chicharra												
Canal s/n 4/			101		T	No	No	-	-	-	-	4/ En desuso
Sub Total			2.964					12	108.5	7	540	
TOTAL			5.749					22	382.1	8	565	

Notas: Ind = Industrial
N = Ribera Norte
S = Ribera Sur
P = Permanente
T = Temporal

Las estructuras de distribución a nivel de predio, en general, no son permanentes, siendo utilizado comunmente el taco de tierra. Esta característica constituye en algunas áreas una limitante a la buena distribución de los recursos.

La carencia de estas obras en algunos sectores con una alta densidad de usuarios o con frecuente escasez de recursos aparece como un aspecto negativo que debe corregirse.

2.2.4.2 Río Aconcagua.

Las estructuras de distribución más utilizadas en el valle del río Aconcagua son los marcos partidores, los que dividen el caudal en partes proporcionales que guardan relación directa con las acciones de cada predio o ramal.

La distribución de las aguas a través de canales secundarios y subderivados se lleva a cabo mediante marcos partidores, pequeñas compuertas metálicas, o simplemente con tacos de piedras y ramas.

En esta zona se detectaron deficiencias en cuanto a la cantidad y ubicación de obras de distribución debido a que, en el proceso de división de las grandes haciendas, no se consideró la construcción de nuevas estructuras. Este problema es particularmente sensible en las parcelas creadas en el proceso de asignación de tierras, última etapa de la Reforma Agraria.

2.2.4.3 Río Putaendo.

En el río Putaendo la distribución del agua entre los regantes se hace en relación a la superficie que poseen y en general a través de compuertas o tacos de tierra, debido a la gran subdivisión de la tierra que hace necesaria la distribución por turnos horarios. Debido a la carencia de estructuras de aforo adecuadas los caudales en general se miden "al ojo".

En resumen, estos factores determinan el que la distribución del agua sea poco exacta, engorrosa y cara, representando actualmente un factor negativo para el desarrollo agrícola del área citada.

2.2.4.4 Ríos Ligua y Petorca.

Las estructuras de distribución empleadas en los valles de Ligua y Petorca son en su mayoría bastante primitivas existiendo marcos partidores sólo en algunos canales. En general la distribución a nivel predial se realiza a través de entregas reguladas con compuertas en los canales principales o, en muchos casos, simplemente con "tacos" de piedras y ramas. Su origen se debe a que la nueva asignación de tierras no fue complementada con las obras necesarias de distribución y entrega de los derechos de agua, lo que en gran número de canales se complica por la necesidad de turnos horarios, dentro de un mismo canal, única forma de entregar volúmenes manejables por la gran subdivisión.

2.2.5 Embalses de Regulación Nocturna

En las áreas actualmente bajo canal existen zonas que cuentan con embalses de regulación nocturna, los que almacenan durante la noche el caudal de los canales de riego, para luego utilizar dichas aguas en el riego diurno, aumentando de este modo la eficiencia de utilización de los recursos.

Sin embargo, existe en general un problema difícil de determinar exactamente sin un estudio a nivel predial, ya que muchos de los embalses existentes proyectados para las antiguas propiedades, en el proceso de Reforma Agraria fueron adjudicados a la parte expropiada o a la reserva, lo cual deja algunos de los predios sin regulación nocturna. Este problema sólo podrá ser estimado aproximadamente dentro del estudio.

Con esta aclaración, los volúmenes de regulación nocturna y la distribución de éstos por canal en la zona del proyecto, se presentan resumidos en los Cuadros 2.1 a 2.6. Se puede observar que en el valle del río Aconcagua existen sectores y canales que aparecen con gran capacidad de regulación, especialmente en la Tercera Sección del río, en menor grado en la Primera, siendo muy limitada en la Segunda y Cuarta Sección.

El valle del Río Putaendo cuenta con tres embalses principales de regulación nocturna que, aunque tienen capacidad suficiente para regar mayor superficie, sólo pueden dar regulación total a la mitad del área de riego. Esto se debe a la longitud del valle que produce un desfase en tiempo que limita la distancia hasta donde puede servir cada uno, a lo cual se sumen defectos en los canales de entrega que no tienen capacidad para conducir simultáneamente los caudales derivados del río y los de los embalses.

En el valle de Ligua, principalmente en el costado sur del río, casi todos los sectores de riego, salvo Los Angeles, cuentan con capacidad de regulación nocturna. No ocurre lo mismo en el valle de Petorca, donde hay sectores que carecen totalmente de embalses de noche y otros en que, a pesar de contar con volúmen de regulación nocturna adecuado en pocos embalses de gran tamaño, no cuentan con la organización para efectuar una buena distribución a la estructura de tamaño predial existente.

2.3 SITUACION LEGAL DE DISTRIBUCION

2.3.1 Introducción

En Chile, hasta la promulgación de la Ley 16.640 de la Reforma Agraria, el sistema de distribución de las aguas se basaba en la concesión por parte del Estado de mercedes de agua o derechos de aprovechamiento los que se incorporaban al patrimonio particular. Esta merced se concedía en forma gratuita y su adjudicación era obligatoria para el Estado al existir disponibilidad de aguas, respetándose los derechos de terceros.

Con la Reforma del Código de Aguas, de acuerdo con la Ley de Reforma Agraria que declaró todas las aguas del territorio como bienes nacionales de uso público, su aprovechamiento en beneficio particular sólo podía hacerse en virtud de un derecho de aprovechamiento, concedido por la autoridad competente.

El derecho de aprovechamiento tenía un carácter de derecho administrativo sobre las aguas, que no podían enajenarse independientemente de los predios agrícolas para los cuales fueron destinados. Sólo en el caso de ventas parciales de un predio podía alterarse la distribución del derecho, previa aprobación de la Dirección General de Aguas.

Tales derechos se dividen en permanentes y eventuales. Los primeros corresponden a derechos sobre una parte alícuota del caudal matriz disponible en forma permanente, en cambio los derechos eventuales sólo pueden ejercerse en aquellos períodos en que los derechos permanentes han sido satisfechos y existen sobrantes.

Tal era el marco jurídico en el que se desenvolvía el uso del agua en Chile hasta el 23 de Abril de 1979. Con esta fecha se publicó en el Diario Oficial el Decreto Ley 2.603 que modifica radicalmente la situación en materia de derechos de aprovechamiento. En él se señala que los particulares que tengan derechos de uso de aguas pasan a ser propietarios de ese derecho y establece, además, la separación dentro del avalúo vigente de los bienes raíces agrícolas, entre el valor del terreno y el de los derechos de aprovechamiento de aguas que se utilicen en el predio. De este modo se tributará en forma separada sobre la posesión de derechos de aprovechamiento de aguas y se establecen las condiciones necesarias para un mercado del agua en el que se transarán y/o licitarán tales derechos.

No obstante, y en circunstancias de que aún no existe una reglamentación al respecto, se ha considerado como situación legal actual la prevaleciente en el sector con anterioridad a la promulgación del citado decreto.

2.3.2 Institucionalidad del Riego

En el siglo pasado y a principios de este siglo las obras de riego fueron desarrolladas fundamentalmente por particulares que, de este modo, satisfacían sus requerimientos del recurso. Sin embargo, en forma paulatina y cada vez más activa, el Estado Chileno ha venido desempeñando un importante papel en el desarrollo del regadío, especialmente en los últimos cincuenta años. Esto lo ha hecho a través de una serie de organismos públicos destinados a detectar las necesidades del sector, ejecutar las obras de infraestructura necesarias y aplicar la legislación vigente.

Por otro lado los usuarios de agua de riego se han agrupado en una serie de organizaciones tanto a nivel de cuencas como de cauces naturales o artificiales, a fin de ordenar la distribución de las aguas y financiar las obras necesarias para llevar el agua a sus predios.

De esta forma es posible identificar una serie de instituciones que tienen ingerencia en el riego en Chile. Estas constituyen el marco institucional en materia de riego, tanto en el sector privado como estatal.

En el sector estatal, se encuentra la Comisión Nacional de Riego, la Dirección de Riego y la Dirección General de Aguas, las dos últimas dependientes del Ministerio de Obras Públicas.

La Comisión Nacional de Riego fue creada en 1975 como una respuesta a la falta de coordinación entre los organismos estatales encargados del desarrollo del riego. Está dirigida por un Consejo integrado por los Ministros de Economía, Hacienda, Obras Públicas, Agricultura y ODEPLAN. Este consejo tiene amplio poder y está encargado en lo esencial, de fijar la Política Nacional de Riego.

Asimismo, es la encargada de planificar, estudiar y elaborar proyectos integrales de riego y supervigilar, coordinar y complementar la acción de los organismos estatales y privados que intervienen en la construcción, destino y explotación de las obras de riego.

La Dirección de Riego se encarga fundamentalmente de estudiar, proyectar, construir, reparar y explotar las obras de riego que se realicen con fondos fiscales. Tales funciones correspondían por la Ley 16.640, de Reforma Agraria, a la Empresa Nacional de Riego, pero en la práctica ello nunca fue implementado.

La Dirección de Riego realiza sus funciones a través de tres programas básicos:

- Programa de Construcción: se encarga de la construcción de la infraestructura de regadío, tanto de las obras de mejoramiento de riego como de otras obras menores.

- Programa de Explotación: en este se incluyen las labores de operación, mantenimiento y reparación de las obras de riego existentes.

- Programa de Estudios: consiste fundamentalmente en la preparación de estudios básicos preliminares de identificación y localización de proyectos, anteproyectos y proyectos definitivos.

La Dirección General de Aguas fue creada en 1969 con la Ley de Reforma Agraria, aún cuando aparecía mencionada en el Código de Aguas de 1951. Su objetivo central es velar por la aplicación de la Política de Aguas, mantener y desarrollar los recursos hidráulicos del país y dar cumplimiento a las prescripciones del Código de Aguas.

Las funciones de este organismo son ejercidas principalmente por tres departamentos:

- Departamentos de Derechos de Agua: es el que autoriza y reglamenta la explotación de cauces naturales; ejerce tuición sobre todo lo referente a concesiones de mercedes y controla las organizaciones de usuarios para la debida distribución, uso y aprovechamiento del agua.

- Departamento de Hidrología: es el encargado de realizar los estudios tanto cualitativos como cuantitativos de los recursos hidráulicos del país.

- Departamento de Estudios y Racionalización: determina los recursos hidráulicos disponibles y planifica su utilización racional, fijando criterios de prioridad y políticas sobre el uso del agua.

En el sector privado se encuentran las Juntas de Vigilancia, las Asociaciones de Canalistas y Comunidades de Agua, organizaciones de usuarios que desarrollan un importante papel en lo referente a la distribución de las aguas, mantenimiento de la infraestructura de riego interpredial y sirven de nexo entre los usuarios y los organismos estatales.

- Juntas de Vigilancia: son las organizaciones que agrupan a las asociaciones de canalistas o comunidades de aguas que aprovechan o tienen derechos de aguas sobre una misma cuenca u hoya hidrográfica. Se constituyen para cada sección de una corriente natural que se considere como independiente para los fines de distribución de aguas, de modo que a lo largo de un cauce pueden existir varias Juntas de Vigilancia.

  Su función primordial es la de administrar y distribuir las aguas a que tienen derecho sus miembros. Se diferencian de las asociaciones de canalistas en que éstas administran las aguas de un cauce artificial y las Juntas de Vigilancia actúan en la distribución a nivel de los cauces naturales.

- Asociaciones de Canalistas: están constituídas por los poseedores de derechos de aprovechamiento de un canal o sistema de canales, tienen personería jurídica y están facultadas para contratar empréstitos destinados a la construcción de obras de riego.

  Tienen a su cargo la administración de las aguas para distribuirlas de acuerdo con los derechos de cada asociado; se encargan de la mantención y operación de las obras, labores que financian prorrateando los gastos, en proporción a los derechos de cada usuario.

- Comunidades de Aguas: son similares a las Asociaciones de Canalistas, pero no tienen personería jurídica. No pueden celebrar contratos ni contraer obligaciones, son asociaciones de hecho y se forman cuando dos o más personas aprovechan aguas conducidas por un mismo cauce artificial sin que exista asociación o convención respecto del aprovechamiento de esas aguas.

Las organizaciones de usuarios están supeditadas al control de la Dirección General de Aguas. Este organismo, como ya se señalara, está facultado para ejercer la vigilancia de las aguas en los cauces naturales y la distribución de ellas. Puede llegar incluso a la intervención directa de dichas organizaciones cuando éstas no administran los recursos de aguas en conformidad al Código de Aguas.

2.3.3 Situación Legal en el Río Aconcagua

El río Aconcagua está dividido legalmente en cuatro secciones, independientes entre sí desde el punto de vista del riego. Los límites de estas secciones fueron fijados considerando el diferente orígen de los recursos disponibles en cada tramo y los regímenes de recuperaciones y caudales afluentes.

Esta división fue legalizada por los dictámenes judiciales de los años 1878 y 1916, los que pusieron término a diversas querellas entre los regantes iniciadas a raíz de la sequía de la temporada 1870/1871. Dicha división legal permite, en cada tramo, la utilización y distribución plena de toda el agua superficial disponible, lo cual significa que es posible, legalmente, agotar el río en cada sección, salvo en casos de extrema sequía en que todo el río se declara intervenido, y la distribución la asume la autoridad correspondiente.

Las secciones son las siguientes:

a) Primera Sección.

Corresponde al tramo comprendido entre el nacimiento del río y el puente caminero de San Felipe.

Sus recursos provienen de una cuenca con régimen nivo-glacial, caracterizado por crecidas en los meses de Noviembre, Diciembre y Enero, producidas por el deshielo y con un estiaje pronunciado en los meses sub-

siguientes. Existen además dos esteros cuyos recursos se utilizan en este sector, ellos son el Estero Pocuro y el estero Quilpué, este último formado por los esteros Jahuel, San Francisco y El Cobre.

Los caudales del río en esta primera sección han sido divididos en 12.774 acciones de derechos permanentes, habiéndosele asignado a cada acción una dotación máxima de 1.8 lt/seg. Los derechos eventuales aparecen expresados en lt/seg y se han concedido por un monto total de 11.054 lt/seg. Además se ha autorizado la extracción de 28 m3/seg. a través de los canales industriales, los cuales deben devolverse al río con posterioridad a su uso.

Los derechos mencionados se distribuyen entre veintisiete canales de riego y cinco canales industriales que captan sus recursos en el río. De ellos, los canales Chacabuco, Santa Rosa, Quilpué y San Rafael poseen Asociaciones de Canalistas legalmente constituídas; en los restantes, existen organizaciones de hecho sin personería jurídica.

Los canales de la Primera Sección del río Aconcagua están sometidos a una Junta de Vigilancia reconocida oficialmente por decreto del 12 de Enero de 1953. El rol de canales de dicha sección es el que aparece en el Cuadro 2.7, en el que además se indican los derechos que corresponden a cada uno de los canales.

b) Segunda Sección.

Se extiende entre el puente caminero de San Felipe y la Puntilla de Romeral.

Sus recursos son mixtos, ya que a los caudales superficiales provenientes tanto de la Primera Sección como del río Putaendo, se agrega el afloramiento de los caudales subterráneos provenientes de los acuíferos de ambos sectores. Estas recuperaciones se manifiestan en el lecho del río, en los sectores de riego y en el estero Lo Campo. Su importancia es tal que, en períodos de extrema sequía, cuando el río Aconcagua en San Felipe está seco, los canales de la Segunda Sección captan a plena capacidad.

Dado el hecho de que los recursos disponibles son generalmente mayores que las necesidades,no existen derechos inscritos y los canales captan de acuerdo con sus necesidades sin restricción alguna. Por esta razón tampoco existe una Junta de Vigilancia legalmente constituída y solo existe una con carácter provisorio.

En los períodos en que se ha intervenido el río, esta sección ha sido afectada por la intervención no porque tenga déficit de recurso sino que, controlando los caudales captados por los canales comprendidos en ella, se liberan recursos para cubrir los fuertes déficit de los sectores inferiores del río.

c) Tercera Sección.

Corresponde al tramo comprendido entre la Puntilla de Romeral y la bocatoma del canal Molino-Rautén, situada aguas arriba del puente San Pedro del ferrocarril a Quintero.

Sus recursos provienen fundamentalmente de los caudales superficiales pasantes de la Segunda Sección y de afloramientos de aguas subterráneas, originadas dentro de la misma Tercera Sección.

Los caudales disponibles en el río se distribuyen en 11.659 acciones de derecho permanente y en derechos eventuales por un monto de 11.200 lt/seg, estos últimos especialmente en los canales Melón y Mauco que carecen de derechos permanentes. La información detallada aparece en el Cuadro 2.8. Existe una Junta de Vigilancia, legalmente constituída, la que se encarga de velar por la distribución de las aguas entre los distintos canales. Asimismo existen Asociaciones de Canalistas en los canales Purutún, Serrano, Waddington, Calle Larga, Pocochay, Pucalán, Melón y Mauco.

Los canales que captan en los esteros de esta sección, como Los Litres, San Pedro y Pocochay, no se encuentran sometidos a Juntas de Vigilancia y captan recursos hasta su capacidad máxima.

Esta sección es afectada fuertemente por la reducción del caudal del río en períodos de escasez. Esto ha hecho necesaria la frecuente intervención en la Segunda Sección del río con el objeto de lograr un aprovechamiento más equitativo del recurso.

d) Cuarta Sección.

Se extiende desde la bocatoma del canal Molino de Rautén hasta desembocadura del río en el mar.

Los recursos de esta sección están constituídos esencialmente por los caudales sobrantes de la sección anterior, no existiendo Junta de Vigilancia ni Asociación de Canalistas.

CUADRO 2.7 Derechos de Agua de los Canales de la 1ª Sección del río Aconcagua.

Nombre del Canal	Derechos Permanentes		Derechos Eventuales
	Acciones	(ha)	(litros/seg.)
Aconcagua (Ind)	7.500*		
Chacabuco	0.000	0	2.998.80
Los Quilos	228.125	356	14.40
Chacayes	0.000	0	9.45
La Quebrada	0.000	0	16.20
Zamora	33.000	51	0.00
San Regis (o Hurtado)	600.000	936	1.080.00
Higueral (o Ramirez)	83.000	129	257.40
La Petaca	394.125	615	1.260.00
Luz Eléctrica de Los Andes (Ind)	14.000*		
Salero	67.000	105	540.00
San Miguel	1.610.000	2.512	360.00
Santa Rosa	1.227.750	1.915	1.260.00
Santander	76.000	119	36.00
Riconada	2.500.000	3.900	563.40
Soc. Industrial (Ind)	5.000*		
Los Cantos	300.000	468	204.75
Quilpué	853.000	1.331	153.00
Estanquera	227.000	354	41.40
Ahumada	800.000	1.248	211.68
San Rafael	1.500.000	2.340	1.260.00
Curimón	400.000	624	90.00
Cerro Verde	75.000	117	18.00
Herrera	467.000	729	149.40
Montenegro (o Almendral)	529.000	825	127.80
Encón,o Sauce	500.000	780	180.00
Pueblo San Felipe	230.000	359	183.60
La Pirca	74.000	115	39.60
Parry N° 1 (Ind)	1.500*		
TOTAL	12.774.000	19.928	11.054.88

Notas:

1 cuadra = 1,56 hectáreas

* = derechos otorgados en lt/seg.

CUADRO 2.8 Derechos de Agua de los Canales de la 3ª Sección del río Aconcagua

Nombre del Canal	Derechos Permanentes		Derechos Eventuales
	Acciones	(ha)	(litros/seg.)
Ocoa	800	1.248	0
Pequenes	400	624	0
Melón	0	0	4.050
Purutún	2.600	4.056	0
Hijuelas	584	911	0
Torrejón	0	0	100
Serrano	30	47	750
Waddington	1.000	1.560	0
Calle Larga	1.939	3.025	0
Pocochay			
Ovalle	1.000	1.560	0
Mauco	0	0	6.300
Candelaria	816	1.273	0
Boco	230	359	0
Marfán	60	94	0
San Pedro	1.300	2.028	0
Rautén	600	936	0
Molino Rautén	300	468	0
TOTAL	11.659	18.189	11.200

2.3.4 Situación Legal en el Río Putaendo

El valle del río Putaendo está dividido, desde el punto de vista de la distribución, en tres zonas. Estas, a diferencia de lo que ocurre en Aconcagua, no tienen independencia respecto de la utilización de los recursos del río, sino que los turnan entre sí. Las zonas son las siguientes:

a) Primera Zona.

Incluye el área ubicada en la margen poniente del río, aguas abajo de Tres Puentes. Corresponde fundamentalmente al sector de Quebrada de Herrera.

b) Segunda Zona.

Abarca las áreas ubicadas en la margen oriente del río, aguas abajo de Tres Puentes. Esencialmente comprende el sector de Rinconada de Silva.

c) Tercera Zona.

Cubre las áreas ubicadas a ambos costados del río, aguas arriba de Tres Puentes, Incluye los sectores de Lo Vicuña, El Tártaro y San José de Piguchén.

Los recursos disponibles son los caudales superficiales del río, los que tienen su origen tanto en el derretimiento de las nieves como en las precipitaciones que caen sobre su hoya tributaria.

La división del valle y la organización del regadío en el valle de Putaendo data de la época colonial, y en ellas ha quedado impreso el sello de la tradición legal española que considera la escasez de agua como un hecho habitual en el regadío y trata de proteger el interés colectivo, procurando establecer un régimen normal de utilización para el recurso. Refleja este criterio la Ordenanza de Marcoleta o Turno de 1809, que es la más antigua reglamentación de la distribución de las aguas del río Putaendo y cuyo texto se conserva hasta hoy día. Ella está basada, como otras reglamentaciones anteriores de las que se tiene referencias, en el

sistema de turno o rateo de aguas durante períodos de escasez. En los períodos en que las necesidades de agua eran menores que los caudales disponibles, imperaba el régimen de río libre en el que los canales captaban de acuerdo con su necesidad.

La reglamentación vigente hoy en día es básicamente la propuesta en aquel entonces, modificada naturalmente por la incorporación de nuevos sectores al riego. Las modificaciones han sido el resultado de la experiencia acumulada en el valle y reflejan el deseo de hacer más eficiente el sistema de distribución; ellas han sido en general aceptadas por acuerdo verbal y reconocidas por la costumbre.

Así es como, en la actualidad, existen dos tipos de turno en el río, adaptados a la disponibilidad de agua. El turno partido, que corresponde a condiciones que podríamos llamar de escasez normal y el turno junto, que se implanta en condiciones de escasez extrema. En el turno junto se entrega el total del agua del río a cada una de las zonas en forma sucesiva y por un período de tiempo determinado, que totaliza 240 horas. En primer término, se entrega el caudal a la Primera Zona por un lapso de 90 horas, acto seguido se transfiere el control a la Segunda Zona por 78 horas y, por último la Tercera Zona completa el turno con 72 horas. En el "turno partido" se entrega el total del agua a los sectores bajos, vale decir la Primera y Segunda Zona, por un período de 168 horas. Ambas zonas se distribuyen el caudal disponible en un 60 y un 40 por ciento respectivamente. Una vez completada esta parte del turno, se hace entrega del agua a la Tercera Zona por un lapso de 72 horas, completándose de este modo las 240 horas del turno completo. Estos turnos se establecen toda vez que alguno de los canales lo solicita.

Además del sistema de turnos horarios a nivel de río, existe otro interno a nivel de cada canal a fin de distribuir las aguas del río que le corresponden. Este hecho ha condicionado el que la medida del derecho de aprovechamiento sobre las aguas sea una medida de tiempo, que se expresa en minutos y que está referida a la unidad de superficie, la cuadra. Esta medida de minutos por cuadra es la que se denomina "regador". El número de regadores de que dispone un regante está en relación con el número de cuadras y se estima que la proporción es de un regador por cuadra. La magnitud de cada regador depende del sector; en el sector surponiente, se entregan 5 a 25 minutos por cuadra, en el sur oriente el regadío es de alrededor de 30 a 40 minutos por cuadra dependiendo del caudal disponible cuando se establece el turno.

CUADRO 2.9 DERECHOS DE AGUA DE LOS CANALES DEL RIO PUTAENDO

Nombre del Canal	Ribera	Derechos Permanentes	
		Cuadras	Hectáreas
Chalaco	O	-	319.90
Pamadilla	P	-	584.32
El Tranque	O.U.	-	274.50
El Desague	O.U.	-	358.60
Guzmanes	O.U.	150.0	-
La Compañía	P.U	150.0	-
Lobos y Castro	P.U	25.5	-
Los Lobos	O.U.	-	305.90
La Compuerta	O.U.	-	429.40
Gancho Barrancas	O.U.	12.0	-
Montoya	O.U.	55.0	-
Silva Viejo	O.U.	198.25	-
Silva Nuevo	O.U.	152.25	-
Los Lazos	O.U.	132.75	-
Bellanista	O.U.	99.25	-
Los Molinos	O.U.	163.00	-
Gancho Los Perales	O.U.	44.00	-
Gancho Las Meicas	O.U.	18.00	-
Gancho El Chacay	O.U.	12.00	-
Gancho Barbosa	O.U.	30.00	-
Salinas	O.U.	162.00	-
Magna	O.U.	345.00	-
El Asiento	O.U.	59.75	-
Ocho Bellavista	O.U.	90.00	-
Mal Paso	P.U.	20.00	-
Del Pueblo	P.U.	130.00	-
El Alamo	P.U.	15.00	-
Araya	P.U.	73.75	-
El Cuadro	P.U.	6.00	-
Rinconada Grande	P.U.	210.00	-
Rungue	P.U.	25.90	-
Las Viñas	P.U.	12.00	-
El Manzano	P.U.	27.00	-
El Cerro	P.U.	90.75	-
Del Medio	P.U.	56.00	-
Rinconada Chica	P.U.	222.75	-
Pedregales	P.U.	20.00	-
Las Coimas	P.U.	53.50	-
Calle Larga	P.U.	25.00	-
Punta El Olivo	P.U.	90.00	-
TOTAL		2.976.40	2.272.62

Notas: P = Ribera Poniente
O = Ribera Oriente
U = Canal Unificado

Nota : Las superficies inscritas se hallan en revisión por parte de los regantes del valle.

Los derechos de aprovechamiento en el valle de Putaendo (Cuadro 2.9) no corresponden a derechos inscritos ni regidos por sistema formal alguno. La certeza de que se tiene derechos sobre las aguas y la cuantía de los derechos derivan del reconocimiento que hace la comunidad de que al propietario de un predio, por el solo hecho de serlo, le corresponden derechos de agua proporcionales a la superficie de tierras que posee. La medida es un regador por cuadra, aunque estos son variables dependiendo del caudal disponible y de la forma y eficiencia de la distribución.

Los regantes están organizados en Comunidades de Aguas a nivel de canal, con un repartidor de aguas que se encarga del turno interno del canal. Los turnos en el río y la distribución del agua entre los canales de cada sector, es de responsabilidad de la Cooperativa Campesina del valle de Putaendo la que se encarga de ello a través del Juez del Río. Además, esta entidad se preocupa de la mantención y mejoramiento de las obras de infraestructura de riego.

2.3.5 Situación Legal en el Río Ligua

En el valle del río Ligua la situación legal de distribución ha sido determinada fundamentalmente por dos factores. Ellos son el orígen y utilización de los recursos en cada sector y la pendiente longitudinal del valle.

Es así como, en los sectores superiores, entendiéndose por éstos los ubicados aguas arriba de la desembocadura del estero Los Angeles, la fuerte pendiente longitudinal del valle ha hecho necesario que cada predio sea regado por varios canales. Por esta razón, los derechos de aprovechamiento (Cuadro 2.10) están referidos a las fuentes de agua, en este caso, a los caudales superficiales del río Alicahue que escurren en el lugar denominado Colliguay, en el cual está ubicada la bocatoma del canal Trapiche que constituye el primer tramo del canal Matriz de Alicahue.

En época de abundancia, los regantes que tienen drechos sobre las aguas del río la toman directamente de éste, a través de los canales existentes sin ceñirse estrictamente a los derechos establecidos. En períodos de riego normal o de escasez, las aguas del río Alicahue en Colliguay se someten a un turno de 11 días (264 horas de riego) y se distribuyen a través del canal Matriz, entregándose la totalidad de las aguas a cada sector durante un período de tiempo proporcional a los derechos que posea. Este turno se establece cada vez que alguno de los regantes lo solicita. Esta misma proporción se aplica a los caudales de la Laguna de Chepical cuando éstos se utilizan.

En los sectores inferiores, vale decir los ubicados aguas abajo de la desembocadura del estero Los Angeles, las pendientes del valle son bastante menores, lo cual permite que un canal riegue sectores más extensos. A esto hay que agregar que, en esta zona, los recursos captados por los canales provienen de los caudales superficiales escurrentes en el río y de los afloramientos de vertientes localizadas tanto en el cauce principal como en zonas adyacentes a él y que tienen su origen en aportes netos del acuífero y en retornos de riego. Es por ello que, en estos sectores, los derechos aparecen referidos a los canales de riego y, en la mayoría de los casos, se ejercen sobre el total del caudal que escurre o aflora en el lugar en el que el canal tiene emplazada su bocatoma. Sólo en los casos de los canales Los Puentes y La Mora, con bocatoma en el estero Los Angeles, y del Bajo y La Laja, en el río Ligua, los derechos de cada canal corresponden al 50 por ciento de los caudales disponibles en bocatoma.

A raíz del proceso de Reforma Agraria, los derechos de aprovechamiento pertenecientes a los fundos, fueron redistribuídos entre los asentamientos y reservas. En la actualidad algunos de estos asentamientos operan aún en forma colectiva, otra proporción ha sido entregada a propietarios individuales, aún cuando no han sido asignados legalmente y, por último, existen superficies importantes en poder de los dueños primitivos, tanto en las reservas como en virtud de una restitución parcial a los antiguos propietarios de los predios expropiados. Tal situación ha complicado el problema de las aguas. Así es como, en algunos casos, se han constituído organismos de hecho en que se agrupan y organizan los usuarios. En otros simplemente no hay ningún tipo de organización y cada vez que se produce algún problema en la distribución del recurso, se solicita la intervención de la Dirección General de Aguas, la que de este modo ha ido fijando, en forma paulatina, roles provisionales de regantes por canal o sector, las acciones y votos por usuario y designando además, la directiva de la organización correspondiente. Organizaciones de este último tipo se han creado en los canales:

- Canal del Bajo
- Canal del Medio
- Canal Montegrande
- Canal La Laja
- Canal Los Loros
- Canal Agua del Monte
- Canal Lobino.

En resumen, en el río Ligua no existe ningún canal que cuente con Asociación de Canalistas legalmente constituída, así como tampoco hay Junta de Vigilancia en ninguno de sus tramos. En consecuencia, en los períodos de máxima escasez, se hace necesaria la intervención del río para distribuir las aguas.

2.3.6 Situación Legal en el Río Petorca

En el río Petorca, al igual que en el río Ligua, la situación legal de distribución del agua se ha visto afectada en forma importante por el origen y utilización de los recursos en cada sector y por la pendiente longitudinal del valle.

En el valle del río Sobrante y en la parte superior del río Pedernal, la fuerte pendiente longitudinal del valle ha hecho necesario que cada predio se riegue a través de uno o más canales. Por esta razón, los derechos de aprovechamiento (Cuadro 2.11) aparecen referidos a las fuentes de agua, las que están constituídas principalmente por los aportes superficiales de los ríos Sobrante y Pedernal. Los caudales del río Sobrante se dividen en la zona de la bocatoma del canal del Indio entre el Asentamiento El Sobrante, al cual también le corresponde el total de los volúmenes almacenados en la Laguna del Sobrante, y la Asociación del canal Chincolco. La distribución en períodos de escasez se efectúa en un turno de 14 días, el que se establece cada vez que los comuneros de Chincolco lo solicitan. En el río Pedernal, el Asentamiento Pedernal, ubicado en la cabecera, tiene derechos sobre el 50 por ciento de las aguas del río, debiendo dejar pasar el resto hacia abajo.

En los sectores inferiores, es decir los ubicados aguas abajo de la confluencia de los ríos Pedernal y Sobrante y el sector inferior del río Pedernal, la menor pendiente longitudinal del valle ha permitido que un canal riegue varios predios. A esto hay que agregar el hecho de que a los caudales superficiales disponibles se suman los aportes de vertientes que afloran en diversos puntos del cauce. Esto ha ocasionado que los derechos de aprovechamiento estén referidos a los canales de riego y correspondan al total o a una fracción del caudal que escurre o aflora en el río en el punto en el cual el canal tiene emplazada su bocatoma.

En el valle del río Petorca una proporción importante de los terrenos bajo canal que fueron expropiados se mantiene en poder los asentamientos y sólo se ha asignado un 22 por ciento de la superficie de riego

expropiada; por otra parte, las áreas de riego aún en poder de los dueños primitivos es muy pequeña. Tal esquema de tenencia de la tierra no ha alterado fundamentalmente la distribución tradicional de las aguas en los sectores superiores, en los que subsisten los asentamientos. En los sectores inferiores, en cambio, en los que se encuentran los predios asignados a propietarios individuales, los usuarios se han constituído, en algunos casos, en organizaciones de hecho para administrar las aguas. En otros, simplemente carecen de organización, debiendo intervenir la Dirección General de Aguas en caso de problemas de distribución. De esta última forma se han creado organizaciones provisionales, al igual que en el río Ligua, para los siguientes canales:

- Canal Chimba - Sur Oriente
- Canal La Polcura
- Canal del Pueblo de Petorca
- Canal Donosino
- Canal Zapallar
- Canal Santa Ana
- Canal Lobino
- Pozo Los Rulos

En el valle el único canal que cuenta con una Asociación de Canalistas legalmente constituída es el canal Chincolco. Tampoco existe Junta de Vigilancia, por lo cual en períodos de escasez se hace necesaria la intervención del río.

CUADRO 2.10 Derechos sobre el río Alicahue en Colliguay.

Nombre del Predio	Derechos %	Horas de Turno
Asentamiento Alicahue	12.122	32.0
Reserva Casas de Alicahue	6.061	16.0
Cooperativa El Crucero Ltda.	2.273	6.0
Reserva Paihuén	4.924	13.0
Asentamiento Bartolillo	11.743	31.0
Reserva Bartolillo	1.894	5.0
Asentamiento Pililen	4.546	12.0
Asentamiento Unión Aconcagua	20.077	53.0
Reserva I	1.326	3.5
Reserva II	1.326	3.5
Asentamiento La Vega	18.182	48.0
Reserva I	1.136	3.0
Reserva II	1.515	4.0
Reserva III	1.894	5.0
TOTAL	100.000	264.0

CUADRO 2.11 Derechos sobre ríos Sobrante y Pedernal.

Nombre del Predio	Derechos		Observaciones
	%	Días	
Río Sobrante			
Asentamiento Sobrante Reserva Sobrante	28.5	4	Turno de 14 días
Asoc. Canal Chincolco	71.5	10	1218 acciones
Río Pedernal			
Asentamiento Pedernal Reserva Pedernal	50		
Canal Las Marías Canal La Chacra Canal Hda. Chalaco Canal Calle Larga Canal El Sauce	50		

CAPITULO 3

Modelo de Simulacion del Sistema

CAPITULO 3

MODELO DE SIMULACION DEL SISTEMA DE RECURSOS HIDRAULICOS

		Pág.
3.1	INTRODUCCION	3.1
3.2	REPRESENTACION DEL SISTEMA	3.2
3.2.1	Esquema Adoptado	3.2
3.2.2	Representación de los Elementos	3.4
3.2.3	Operación Integral del Sistema	3.17
3.3	METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE BENEFICIOS	3.31
3.3.1	Introducción	3.31
3.3.2	Hipótesis Básica	3.32
3.3.3	Metodología	3.34
3.3.4	Presentación de Resultados	3.41
3.3.5	Usos Alternativos de la Metodología	3.44
3.3.6	Utilidad de la Metodología en este Estudio	3.49
3.4	DESCRIPCION DEL PROGRAMA DE COMPUTACION	3.52
3.4.1	Estructura del Programa	3.52
3.4.2	Subprogramas Incluidos	3.55
3.4.3	Estructura de los Datos	3.58
3.4.4	Estructura de los Resultados	3.59
3.5	APLICACIONES DEL MODELO	3.60
3.5.1	Situación Actual	3.60
3.5.2	Alternativas Futuras	3.71

3. MODELO DE SIMULACION DEL SISTEMA DE RECURSOS HIDRAULICOS

3.1 INTRODUCCION

Para el aprovechamiento conjunto de los recursos hidráulicos de los valles Aconcagua, Putaendo, Ligua y Petorca se ha planteado una gran cantidad de alternativas de solución que incluyen embalses de regulación, canales de trasvase y explotación de aguas subterráneas. Es necesario determinar el dimensionamiento y las reglas de operación más convenientes para cada alternativa y evaluar sus correspondientes beneficios económicos, así como sus probables efectos sobre el régimen hidrológico del río en que se ubica cada alternativa. También es necesario manejar un gran volúmen de datos que deben ser procesados repetidas veces. Todo lo anterior llevó a la construcción de un modelo matemático para simular el sistema de recursos hidráulicos de estos valles.

El Modelo de Simulación ha sido utilizado como la herramienta fundamental para caracterizar la situación actual del regadío, en términos de la magnitud y frecuencia de los déficit mensuales de agua, así como de los beneficios económicos actuales, que son la base de medida para los beneficios atribuíbles a los proyectos estudiados. También se ha utilizado para evaluar el efecto de introducir mejoras en el uso del agua para riego y cambios en los patrones de cultivo. De igual manera, ha sido el medio para determinar capacidades de embalses, de canales de trasvase y de explotaciones subterráneas.

El sistema de recursos hidráulicos de los tres valles se ha estudiado y analizado llegando a esquematizarlo como un conjunto de elementos fundamentales, regidos por la ecuación de continuidad y vinculados entre sí a través de sus respectivas entradas y salidas. Estos elementos comprenden los sectores de riego en que se dividió el área bajo canal, los embalses subterráneos, los embalses superficiales, los tramos de río y nodos de distribución y los canales de trasvase.

La metodología empleada en la simulación de los sectores de riego, los embalses subterráneos y los tramos de río ha permitido generar el caudal en diversos puntos de interés de ríos y esteros. En los sectores de riego, se han incluído procesos tales como el reuso de los derrames de riego que implican una mayor eficiencia a nivel de sector. Las percolaciones obtenidas en los sectores de riego, en los canales y en los tramos de ríos y esteros constituyen recargas para los embalses subterráneos cuyas descargas son simuladas como las salidas de un embalse de tipo lineal.

Los retornos de los sectores de riego, las descargas de los embalses subterráneos, junto con los caudales que pueden ser transmitidos por el acuífero en determinados lugares del valle, han permitido representar adecuadamente el complejo fenómeno de las recuperaciones del río, problema fundamental para una correcta evaluación de los recursos de agua disponibles.

El carácter interdisciplinario del estudio tuvo particular incidencia en lo relacionado con el modelo, ya que el estudio hidrogeológico incluyó especialmente la determinación de funciones para evaluar el efecto, en magnitud y en tiempo, de los caudales bombeados desde el acuífero, sobre sus descargas naturales. Dicho estudio entregó también la información relativa a la capacidad de transmisión del acuífero en diversas secciones del río, la cual permitió simular los afloramientos. En igual forma, los estudios de economía y agronomía incluyeron la elaboración de una metodología para la evaluación de los beneficios anuales en los sectores de riego, la cual, al incluir un análisis por cultivo y una estrategia para el uso del agua cuando ocurre un déficit, conduce a una evaluación más realista de los beneficios, que obviamente son fundamentales para una correcta evaluación de proyectos. Análogamente, el estudio hidrológico, fuera de entregar las estadísticas básicas disponibles, previo análisis y corrección, entregó las estadísticas de caudales en todas las cuencas sin control requeridas para evaluar la totalidad del recurso disponible.

Dada la gran cantidad de alternativas que se han planteado como posibles soluciones al problema del regadío en los cuatro valles, se eliminaron algunas sobre la base de costos preliminares, de modo que el modelo incluye solamente las que quedaron después de la primera selección. El modelo abarca la totalidad del Sistema Aconcagua-Putaendo-Ligua-Petorca para permitir el estudio del aprovechamiento integral de los recursos de los cuatro valles; sin embargo, es posible simular cada valle por separado o efectuar diversas combinaciones de ellos.

3.2 REPRESENTACION DEL SISTEMA

3.2.1 Esquema Adoptado

El sistema de recursos hidráulicos de los valles de Aconcagua, Putaendo, Ligua y Petorca se analizó y estudió llegando a representarlo como un conjunto de elementos o subsistemas vinculados entre sí que permiten simular el flujo de agua a través de él. Los elementos fundamentales identificados fueron los sectores de riego, los embalses de regulación, los

embalses subterráneos o acuíferos, los tramos de río con sus respectivos nodos y los canales de trasvase.

Cada elemento queda regido por la ecuación de continuidad que establece que el caudal de entrada menos el de salida debe ser igual a la variación de almacenamiento ocurrida en el elemento en el intervalo de tiempo considerado, en este caso, un mes. En algunos elementos, como los embalses, la variación de almacenamiento es significativa, pero en otros, como los tramos de río, es despreciable, con lo cual la continuidad se convierte en la igualdad de entradas y salidas. Los elementos que componen el sistema se vinculan entre sí a través de sus entradas y salidas, es decir, la salida de uno o más elementos pasa a ser la entrada de otro, y, de este modo, un elemento queda conectado con varios otros a través de sus entradas y también lo estará a través de sus salidas, que son entradas para otro.

Los sectores de riego identificados se obtuvieron después de un análisis detallado de la actual red de canales. La delimitación se realizó tratando siempre que ella permitiera una adecuada representación del agua disponible para el sector tanto en la situación actual como en las futuras por estudiar. Con este fin, se tuvo presente la división legal del río, la ubicación de bocatomas de canales de riego, las zonas de pérdidas y recuperaciones del río, la ubicación de embalses, captaciones y entregas de canales de trasvase existentes y propuestos, al igual que los posibles desarrollos de agua subterránea.

Simultáneamente, y en armonía con lo anterior, se dividió el río y los esteros en tramos con nodos en sus extremos, los que se utilizan para representar puntos donde interesa conocer el caudal disponible para un sector de riego, para un canal de trasvase, para un embalse o bien para comparar con valores históricamente observados.

La sectorización efectuada en el área de riego, al igual que los demás elementos considerados, salvo los acuíferos, se presenta en la Figura 3.1 que permite una visión general y de conjunto de todo el sistema en estudio.

La Figura 3.2 presenta el sistema en su versión esquemática mostrando todos los elementos incluídos y sus vínculos. Este esquema constituye el fundamento a partir del cual se construye el modelo matemático que simula el flujo de agua a través del sistema.

3.2.2 Representación de los Elementos

A continuación, se presenta la base conceptual y metodológica que permite determinar las variables involucradas en los procesos considerados en los diferentes elementos del sistema.

3.2.2.1 Sectores de Riego.

Estos elementos poseen tres entradas constituídas por el aporte de canales (QCR), la lluvia sobre el sector (LL) y el caudal bombeado desde el agua subterránea (QBR). A su vez las salidas comprenden la evapotranspiración (ET), la percolación del riego (QPR), la percolación de canales (QPC), los derrames de riego no aprovechados en el sector mismo (QDR) y los excesos captados por los canales (QEXC).

Las demandas de agua de los sectores de riego consideran que una proporción (FRUD) de los derrames y otra (FRUP) de las percolaciones pueden volver a usarse dentro del mismo sector.

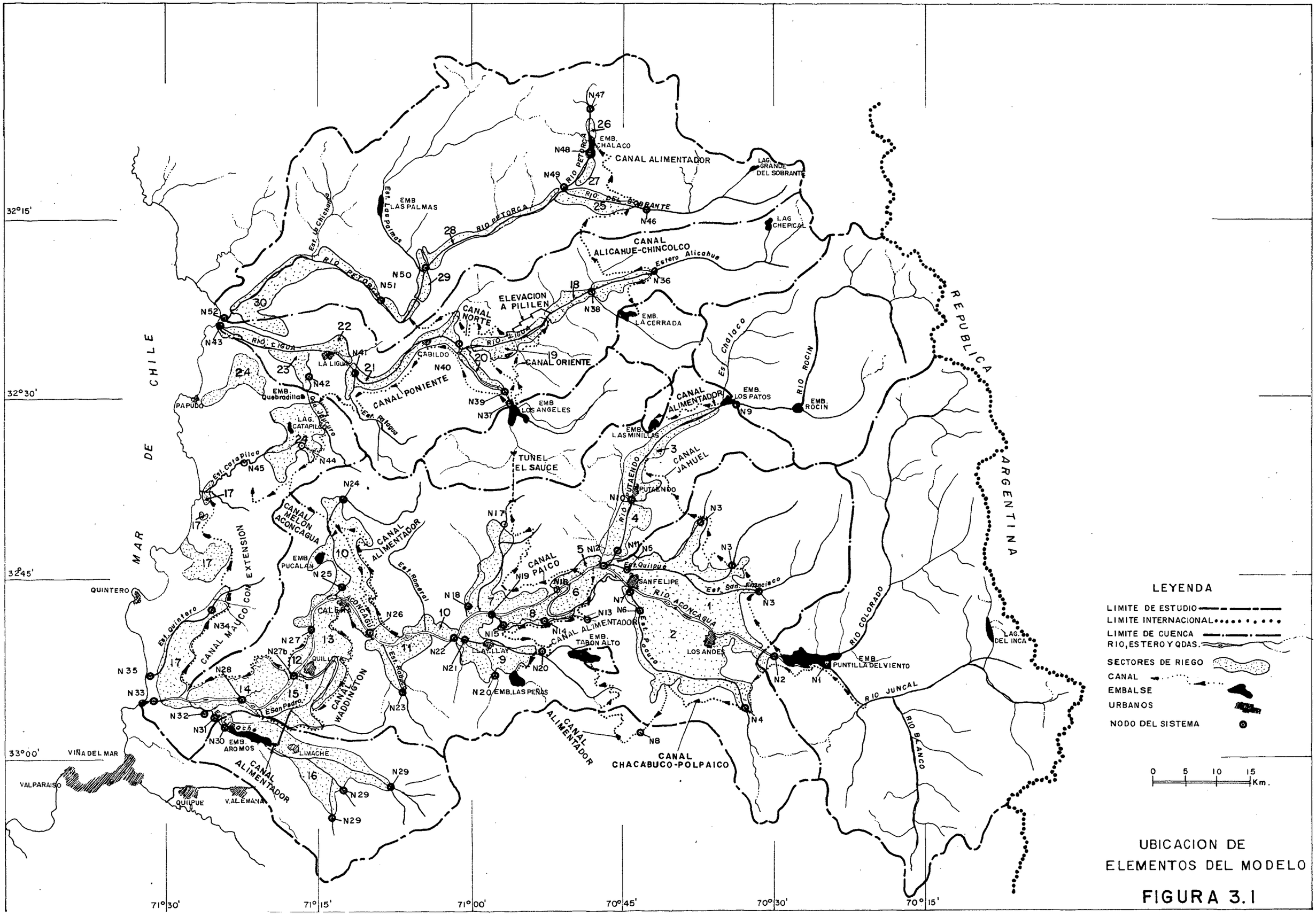
Esto tiene el objeto de reflejar el hecho de que, dentro de los predios, es posible cierto aprovechamiento de los derrames y también que dentro de un sector hay áreas más bajas regadas con derrames de áreas más altas, los que son captados en esteros que los colectan. Además, existen algunos sectores con áreas regadas con aguas de esteros que son en realidad un flujo base proveniente de la percolación del riego de un área que drena a este estero, de manera que es lógico considerar un posible reuso de la percolación del riego en estos casos.

La demanda a nivel predial, considerando los reusos de derrames y percolación, es:

$$DMNP = AC \times ET / (EFP \times FRUI)$$

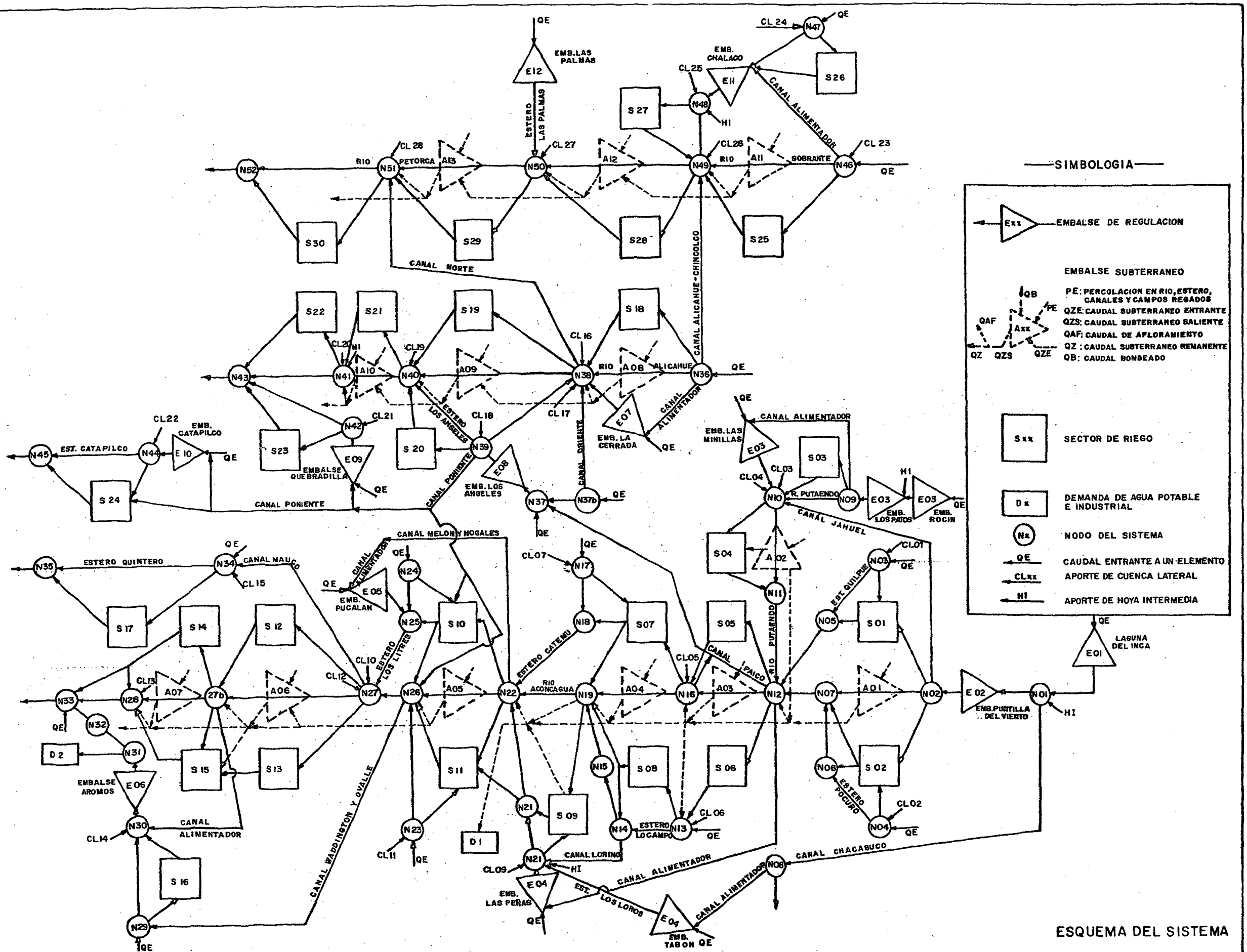
en que:

DMNP	es la demanda a nivel predial en (m3/seg)
AC	es el área neta cultivada en (ha x 10^3)
ET	es la evapotranspiración potencial en (lts/seg/ha)
EFP	es la eficiencia del riego predial en (° /1)
FRUI	es el factor de reuso interno en (°/1)



UBICACION DE ELEMENTOS DEL MODELO

FIGURA 3.1


SIMBOLOGIA
Exx EMBALSE DE REGULACION
EMBALSE SUBTERRANEO
PE: PERCOLACION EN RIO, ESTERO, CANALES Y CAMPOS REGADOS
QZE: CAUDAL SUBTERRANEO ENTRANTE
QZS: CAUDAL SUBTERRANEO SALIENTE
QAF: CAUDAL DE AFLORAMIENTO
QZ : CAUDAL SUBTERRANEO REMANENTE
QB: CAUDAL BOMBEADO
Sxx SECTOR DE RIEGO
Dx DEMANDA DE AGUA POTABLE E INDUSTRIAL
Nx NODO DEL SISTEMA
QE CAUDAL ENTRANTE A UN ELEMENTO
CLxx APORTE DE CUENCA LATERAL
HI APORTE DE HOYA INTERMEDIA
EMB.LAS PALMAS
EMB. CHALACO
CANAL ALIMENTADOR
ESTERO LAS PALMAS
RIO PETORCA
SOBRANTE
CANAL NORTE
CANAL ALICAHUE-CHINCOLCO
RIO ALICAHUE
ESTERO LOS ANGELES
EMB. LA CERRADA
CANAL ORIENTE
EMB. LAS MINILLAS
EST. CATAPILCO
EMB. CATAPILCO
EMBALSE QUEBRADILLA
CANAL PONIENTE
EMB. LOS ANGELES
CANAL MELON Y NOGALES
CANAL MAUCO
ESTERO QUINTERO
EMB. PUCALAN
ESTERO LOS LIRIES
RIO ACONCAGUA
ESTERO CATEMU
CANAL PAICO
RIO PUTAENDO
R. PUTAENDO
CANAL JAHUEL
EST. QUILPUE
LAGUNA DEL INCA
EMB. PUNTILLA DEL VIENTO
EMB. LOS PATOS
EMB. ROCIN
EMBALSE AROMOS
CANAL WADDINGTON Y OVALLE
CANAL LORINO
ESTERO LOCAMPO
ESTERO POCURO
CANAL CHACABUCO
EST. LOS LOROS
EMB. LAS PEÑAS
EMB. TABON
ESQUEMA DEL SISTEMA
FIGURA 3.2

El factor de reuso interno se obtiene a partir de las proporciones de reuso de derrames y percolaciones, como se muestra a continuación:

Expresando los términos en unidades por hectárea, la tasa de riego a nivel predial (TRNP) será:

$$TRNP = ET/EFP$$

A nivel de sector se produce un ahorro de magnitud:

$$AS = TRNP \times CDR \times FRUD + TRNP \times CPR \times FRUP$$

siendo:

AS	el ahorro a nivel de sector
CDR	el coeficiente de derrames en (°/1)
CPR	el coeficiente de percolación en (°/1)
FRUD	el factor de reuso de derrames en (°/1)
FRUP	el factor de reuso de percolación en (°/1)

Se cumple obviamente que:

$$CDR + CPR = 1 - EFP$$

El ahorro generado por el reuso interno implica que la tasa a nivel de sector (TRNS) será:

$$TRNS = TRNP - AS$$
$$TRNS = TRNP \times (1 - CDR \times FRUD - CPR \times FRUP).$$

Por otro lado se define el factor de reuso interno como:

$$FRUI = TRNP/TRNS$$

Combinando esta definición con la expresión para la tasa a nivel de sector se llega a que:

$$FRUI = 1/(1 - CDR \times FRUD - CPR \times FRUP)$$

El derrame no aprovechado es:

$$(1 - FRUD) \times CDR \times TRNP$$

Y la percolación no utilizada será:

$$(1 - FRUP) \times CPR \times TRNP$$

La demanda del sector a nivel de bocatoma se obtiene aumentando la demanda a nivel predial anterior por concepto de las pérdidas en la conducción y por las horas en que no se puede aprovechar el recurso por falta de regulación nocturna. La demanda en bocatoma es entonces:

$$DMBT = DMNP/(EFC \times ALFA)$$

en que:

DMBT	es la demanda en bocatoma
DMNP	es la demanda a nivel predial con reuso interno
EFC	es la eficiencia de conducción en canales
ALFA	es la proporción entre las horas de riego y las horas posibles en el día, esto es, 24

El caudal disponible para el sector queda definido como un porcentaje del afluente al nodo desde el cual se abastece el sector. El caudal efectivamente captado (QCR) se define entonces como el menor valor entre dicho caudal disponible y la capacidad de los canales.

El caudal neto disponible para el riego (QENC) es:

$$QENC = QCR \times EFC \times ALFA$$

mientras que la percolación de canales (QPC) es:

$$QPC = (1 - EFC) \times QCR$$

El caudal neto de canales se compara con la demanda a nivel predial del sector (DMNP) para definir el caudal a bombear desde el acuífero, si es que procede.

El bombeo efectuado (QBR) es entonces:

$$QBR = \min (QBMX, DMNP - \min (QENC, DMNP))$$

donde:

QBMX	es la capacidad máxima de bombeo permitido para el sector
min	es la operación de tomar el menor valor de las expresiones entre paréntesis

El déficit a nivel predial en el sector (DFNP) será entonces:

$$DFNP = máx\ (DMNP - QENC - QBR,\ 0.)$$

donde ahora:

máx es la operación de tomar el mayor valor de las expresiones entre paréntesis

Este eventual déficit determina la superficie regada en el sector en el mes analizado de acuerdo con la "estrategia de uso del agua" la cual se explica en el Capítulo 3.3. En síntesis, la estrategia consiste en tomar una o más acciones para ajustarse al recurso disponible. En primer lugar se reduce la tasa hasta en un 20 por ciento de todos los cultivos que sea necesario siempre y cuando no hayan experimentado reducciones en meses previos. La segunda acción, si la primera fuera insuficiente, es reducir el área por regar en los cultivos que poseen demandas en el mes en cuestión. Según se detalla en el Capítulo 3.3, la reducción de área se efectúa de acuerdo con un orden establecido sobre la base de las rentabilidades de los cultivos. Teniendo las áreas regadas por cultivos, la del sector es la suma de ellas.

El área regada en el sector (AR) permite obtener la percolación y los derrames no reusados internamente.

La percolación no reusada (QPR) será:

$$QPR = (1 - FRUP) \times TRNP \times CPR \times AR$$

A su vez, los derrames no reutilizados (QDR) serán:

$$QDR = (1 - FRUD) \times TRNP \times CDR \times AR$$

Estos derrames, junto con el excedente captado por los canales y el escurrimiento que eventualmente provoca la lluvia sobre el sector, constituyen el caudal superficial de salida del sector.

El excedente captado por los canales QEXC se obtiene con la expresión:

$$QEXC = (1 - ALFA) \times QCR \times EFC + máx\ (ALFA \times QCR \times EFC - DMNP,\ 0.)$$

La escorrentía provocada por la lluvia sobre el sector se obtiene a partir de una curva de precipitación "efectiva" desarrollada por el U. S. Bureau of Reclamation 1/ que entrega el agua infiltrada según el monto de la lluvia. Los valores que definen esta relación son:

Lluvia (mm)	Infiltración (mm)
25	22.50
50	43.75
75	62.50
100	75.00
125	82.50
150 y más	85.00

La escorrentía provocada por la lluvia resulta de restarle la infiltración según la curva mencionada. Para estos efectos, se considera que la lluvia cae homogéneamente sobre el área total del sector. Aquella parte de la lluvia que se infiltra y queda retenida en el suelo ha sido ya tomada en cuenta en el cálculo de las tasas netas de los cultivos, las cuales corresponden a sus necesidades evapotranspirativas menos la humedad disponible a inicio de la temporada y acumulada durante la época de lluvias. No se considera percolación profunda proveniente de la lluvia pues un análisis de lluvias diarias en el año 1972 indicó su escasa importancia.

Llamando QELL la escorrentía generada por la lluvia, el caudal superficial total que retorna (QRET) al río o al estero es:

$$QRET = QDR + QEXC + QELL$$

3.2.2.2 Embalses Subterráneos.

Estos elementos permiten representar los afloramientos que aparecen en ciertas zonas y que son importantes en la evaluación de los recursos para el riego. Al mismo tiempo estos elementos admiten una posible explotación de sus recursos a través de bombeos con lo cual es posible estudiar los desarrollos de agua subterránea propuestos.

1/: "Las necesidades de agua de los cultivos", FAO 1976.

Los embalses subterráneos se han representado concibiéndolos como embalses de comportamiento lineal, tratamiento que permite obtener el caudal de salida natural a partir de las entradas y el estado inicial del embalse en el mes analizado. El caudal bombeado en determinado mes produce una disminución del caudal de salida natural del acuífero tanto de ese mes como de los venideros. Dicho efecto se representa mediante una función unitaria desarrollada especialmente con este propósito en el estudio hidrogeológico. La función entrega la disminución del caudal de salida por unidad de caudal bombeado.

La hipótesis de embalse lineal establece que

$$V = KS$$

en que:

V es el volúmen instantáneo acumulado
S es el caudal instantáneo de salida
K es una constante con dimensiones de tiempo

La ecuación de continuidad puede escribirse como:

$$E - S = \frac{dV}{dt}$$

siendo:

E el caudal instantáneo de entrada
t la variable tiempo

Aceptando que E es constante durante el intervalo (0, t), la integración de la ecuación de continuidad conduce a:

$$S = E + (So - E)\ e^{-t/K}$$

en que:

So es el caudal de salida en t = 0

Puesto que se trabaja con valores medios mensuales, es necesario integrar la expresión para S a fin de obtener su valor medio $\bar{S}$. La integración entrega:

$$\bar{S} = \bar{E} + (So - \bar{E}) \times (1 - e^{-T/K}) \times K/T$$

en que:

T es el intervalo correspondiente a un mes

$\bar{E}$ es el valor medio de E, igual a E dada su constancia

Para un mes dado, conocido el almacenamiento inicial Vo, la entrada media $\bar{E}$ y la constante K, se obtendrá la salida media $\bar{S}$ y el estado final V_f de la siguiente manera:

a) $So = Vo/K$

b) $\bar{S} = \bar{E} + (So - \bar{E}) \times (1 - e^{-T/K}) \times K/T$; T = 1 mes

c) $V_f = Vo + T \times (\bar{E} - \bar{S})$

Cuando existe un bombeo, el estado final se calcula considerando el bombeo como una nueva salida y tomando en cuenta la disminución que provoca el bombeo en el caudal natural de salida.

La función unitaria que evalúa los efectos del bombeo posee una rama ascendente, que se define por sus ordenadas, y una rama descendente definida por una curva de la forma:

$$ae^{-bxt}$$

A modo de ejemplo, la función unitaria obtenida para el campo de sondajes de Curimón es:

a) Rama ascendente función unitaria (f.u.)

t	1	2	3	4
f.u.	0.0064	0.0251	0.0292	0.0286

b) Rama descendente función unitaria

$$f.u. = 0.0259 \; e^{-0.067\,(t-4)} \; ; \; t \geq 5$$

Este ejemplo muestra que si se realizara un bombeo de 100 lt/seg. en un solo mes, el caudal natural de salida disminuiría en 0.64 lt/seg. el primer mes, 2.51 el segundo, 2.92 el tercero y 2.86 el cuarto. A partir del quinto mes las disminuciones serían las de la rama descendente que se extenderían indefinidamente pero siendo cada vez menores.

Cuando existan varios bombeos en diferentes meses, es necesario superponer las disminuciones inducidas por todos los bombeos anteriores y la del mes en cuestión.

3.2.2.3 Embalses Superficiales.

En estos elementos se aplica directamente la ecuación de continuidad. Conociendo su estado al principio de cada mes, el caudal medio afluente, la demanda a satisfacer, la capacidad útil máxima, la tasa mensual de evaporación y la curva de superficie inundada versus el volúmen almacenado, se determina el caudal entregado, la pérdida por evaporación, el caudal vertido y el estado final.

La pérdida por evaporación se obtiene con la tasa mensual de evaporación determinada para el embalse y con la superficie inundada correspondiente a un volumen promedio entre el estado inicial y uno final aproximado que se tendría si no hubiese evaporación. La superficie inundada correspondiente al volumen promedio se obtiene por interpolación cuadrática.

Las demandas por satisfacer con un embalse se establecen considerando los sectores que beneficia pero basándose, no en la suma de los déficits que ellos presentan sino más bien en el caudal que se requiere en determinado punto del río ya que, a lo largo de éste, existe una reutilización del recurso que implica, para un conjunto de sectores, una demanda inferior a la suma de demandas por sector.

3.2.2.4 Tramos de Río y Nodos de Distribución.

Estos elementos corresponden a divisiones del río principal y de los esteros que es necesario efectuar para representar los caudales disponibles en diferentes lugares de interés. Cada tramo comienza y termina con un nodo en el cual se concentra el caudal disponible. Ciertos nodos han sido introducidos con el propósito de efectuar comparaciones con caudales

observados históricamente, lo cual ha generado algunos tramos adicionales a los realmente requeridos.

El caudal que llega a un nodo debe ser distribuído entre los diferentes usuarios que se abastezcan de él, es decir, sectores de riego y canales de trasvase ya sea internos o externos de la cuenca considerada. El caudal se reparte según porcentajes predeterminados y considerando las capacidades de los canales. El caudal remanente en el nodo, una vez descontados los aportes a cada usuario, se emplea para obtener la percolación a lo largo del tramo. Ello se obtiene con una expresión del tipo:

$$y = \min (ax^b, x)$$

en que:

y	es la percolación resultante
x	representa el caudal remanente en el nodo
a y b	son constantes propias para cada tramo

El caudal remanente, disminuído en la percolación determinada en esta forma, se agrega a las otras entradas del nodo terminal del tramo analizado.

Para los canales de trasvase, que alimentan al embalse Los Angeles y al embalse Aromos, se ha considerado un coeficiente de reducción o castigo con el objeto de representar más precisamente el caudal medio mensual que captaría el canal, ya que, al trabajar con valores medios mensuales y limitar a capacidades de canal, se sobre estima el caudal medio captado por el canal, dada la variación diaria de los caudales del río. Se hizo un análisis de caudales medios diarios que permitió establecer una relación que entrega el caudal medio mensual captado, expresado como porcentaje del caudal medio mensual disponible en el río, en función de la capacidad del canal también expresada como porcentaje del caudal medio mensual del río.

3.2.2.5 Trasvases.

Estos elementos corresponden a canales que captan el agua en un cierto nodo para llevarla a otro sitio tal como un embalse o un área de riego. En los trasvases propuestos interesa especialmente contar con los caudales que podrían transportarse para poder determinar sus capacidades. El caudal que captan queda definido por la operación del nodo

correspondiente, considerando el coeficiente de castigo en los casos que procede. El caudal que capta el trasvase se reduce por concepto de pérdidas en la conducción afectándolo por un coeficiente que refleja la eficiencia de conducción.

3.2.3 Operación Integral del Sistema

A continuación se presenta una descripción de la secuencia de cálculos incluídos en la operación del sistema, que permite comprender mejor la interrelación entre los elementos considerados, sobre todo si se tiene presente el esquema del sistema presentado en la Figura 3.2. Durante los meses de Mayo a Agosto se considera que los sectores de riego sólo pueden captar hasta un 10 por ciento de la capacidad de sus propios canales. Para los meses restantes no se considera dicha restricción.

3.2.3.1 Valle del Río Aconcagua.

El valle se opera empezando por la Laguna del Inca. En todos los casos estudiados en el Modelo de Simulación, no se incluyó este embalse como un proyecto, de manera que su operación se realizó para demandas nulas y partiendo con embalse lleno, con lo cual el caudal de entrada sale como caudal vertido quedando la laguna siempre llena. El caudal que sale de la laguna se agrega al aporte de la hoya intermedia entre la laguna y el nodo 1 para definir así el afluente a este último. La ubicación del nodo 1 corresponde muy aproximadamente a la de la estación Aconcagua en Río Blanco y desde ahí se considera captando el canal Chacabuco. Del afluente al nodo 1 se descuenta el caudal captado por el canal Chacabuco que se ha ingresado como dato. El caudal restante se suma con el aporte de la hoya intermedia entre Chacabuquito y Aconcagua en Río Blanco para formar el caudal de entrada al embalse Puntilla del Viento. La operación de este embalse (demandas y capacidad nula cuando no se considera) determina el caudal entregado para satisfacer las demandas y el caudal eventualmente vertido los que, en conjunto, definen el afluente al nodo 2 cuya ubicación corresponde aproximadamente a Chacabuquito.

Con el afluente al nodo 2 se determinan los caudales captados desde el río por los sectores SO1 y SO2, para ello se aplican los porcentajes de distribución asignados a dichos sectores limitando el aporte a las respectivas capacidades de canal. Desde este nodo, se considera que sale el canal Jahuel que llegaría hasta el valle de Putaendo. El caudal que capta este canal se define como el excedente por sobre el caudal requerido en el nodo 2 y se limita a su capacidad que será cero si no se considera este trasvase. El caudal remanente en el nodo 2 se emplea para calcular la percolación del río de acuerdo con la expresión ya mencionada para estos efectos y el caudal restante llega al nodo 7 que corresponde a la estación Aconcagua en San Felipe.

Los sectores SO1 y SO2 también se abastecen de los esteros, por lo que se operan estos a continuación. El nodo 3 es ficticio y en él se concentran la suma de los aportes de los esteros San Francisco, El Cobre y Jahuel que conforman el estero Quilpué y los aportes de la cuenca lateral del sector SO1. El caudal de los canales de estero del sector SO1 es todo el afluente al nodo 3 pero limitado a la capacidad de estos canales. El caudal no utilizado se emplea para determinar la percolación del estero en la forma mencionada y el saldo se carga a las entradas del nodo 5 que corresponde al estero Quilpué en su desembocadura.

El nodo 4 representa el estero Pocuro a la entrada del valle y corresponde a la estación Pocuro en el sifón, más la cuenca lateral del sector SO2. Los aportes del nodo 4 se utilizan para definir el caudal captado por los canales de estero del sector SO2 que pueden captar todo el afluente pero limitado a su capacidad. El caudal no captado permite determinar la percolación del estero y el resto se carga a los aportes del nodo 6 que corresponde a Pocuro en desembocadura.

Tanto el nodo 5 como el nodo 6 reciben los caudales superficiales que salen de los sectores de riego SO1 y SO2 respectivamente, por ello el siguiente paso es operar estos sectores de riego. El caudal total captado por sus canales es la suma de las captaciones en río y estero. La operación de cada sector de riego entrega, entre otros, los caudales superficiales de retorno, es decir, excedentes captados por canales, derrames no aprovechados y eventual escorrentía causada por la lluvia. Con ello quedan definidos todos los aportes a los nodos 5 y 6. El nodo 7 recibe todo el nodo 6 y el caudal sobrante del nodo 2, descontada la percolación.

Todo lo anterior permite obtener las recargas del acuífero AO1 ubicado en la primera sección legal del río. La recarga comprende la percolación del río determinada en el nodo 2, las percolaciones de los esteros Quilpué y Pocuro obtenidas en los nodos 3 y 4 y las percolaciones generadas en los sectores de riego SO1 y SO2. Estas últimas están formadas por la percolación proveniente del riego y por la percolación de canales, de la cual sólo se considera la mitad pues el resto se asimila a pérdidas hacia la atmósfera. En armonía con los estudios hidrogeológicos y considerando la profundidad de los niveles de agua subterránea (alta en Los Andes y baja en San Felipe), es necesario que la recarga efectiva del mes en cuestión se obtenga como un promedio ponderado de las recargas del mes y de meses anteriores con el objeto de representar el tiempo de desfase entre la ocurrencia de la percolación y el momento en que se manifiesta en el acuífero. La recarga efectiva se compone de dos términos, una recarga que proviene de las áreas regadas y otra que proviene del río y de los esteros. La recarga efectiva proveniente del riego es igual al 25 por ciento de la recarga del riego del mes más un 39 por ciento de la del mes anterior y un 36 por ciento de la del mes subanterior. A su vez la recarga efectiva proveniente del río y esteros es un 55.5 por ciento de la recarga del río y esteros en el mes más un 44.5 por ciento de la del mes anterior. Estos porcentajes se obtuvieron en el estudio hidrogeológico.

Definida la recarga efectiva del mes se opera este acuífero con lo cual quedan determinados el caudal saliente y su estado final. Si se está considerando su explotación, existirá un bombeo por satisfacer que hará disminuir el caudal natural de salida, de acuerdo con la función unitaria y el estado final. El caudal bombeado se suma total o parcialmente al nodo 12, cabecera de la segunda sección legal, dependiendo de la alternativa en estudio como se verá más adelante.

Como la segunda sección recibe los aportes superficiales y subterráneos del valle del río Putaendo, se opera éste a continuación.

En este valle se incluyeron los tres posibles embalses Rocín, Los Patos y Minillas, pero solamente uno de ellos puede considerarse en operación.

Con este fin fue necesario separar los caudales de Putaendo en Resguardo Los Patos en dos estadísticas, los afluentes al embalse Rocín y la hoya intermedia entre él y Resguardo Los Patos. Si se analiza el embalse Rocín, se opera con los afluentes ya indicados para satisfacer sus demandas planteadas. El afluente al nodo 9 es entonces el caudal entregado y el eventualmente vertido más la hoya intermedia. Si se estudia el embalse Los

Patos, se opera con afluentes iguales a la suma de los afluentes a Rocín más la hoya intermedia, tratando de satisfacer las demandas que se le hayan planteado. El afluente al nodo 9, en este caso corresponde al caudal entregado más el vertido por el embalse Los Patos. Si el embalse Minillas es el que se estudia, entonces los afluentes al nodo 9 corresponden a la suma de los afluentes a Rocín más la hoya intermedia.

Definido el afluente al nodo 9, se asigna al sector SO3 un porcentaje del caudal, limitándolo a la capacidad de sus canales. El caudal restante, limitado a 4.5 m3/s, constituye un flujo que se agrega a los afluentes del nodo 10 con el objeto de representar el Canal Unificado. El caudal sobrante en el nodo 9 se capta para el embalse Minillas limitándolo a la capacidad de su canal alimentador. Efectuada esta distribución de los afluentes al nodo 9, queda eventualmente un saldo que es empleado para determinar la percolación del río Putaendo en ese primer tramo. Descontada ella, el saldo se agrega al nodo 10 que además recibe, como ya se dijo, el aporte que representa el Canal Unificado, los retornos superficiales del sector SO3 previa operación del mismo, el aporte del canal Jahuel, si se ha considerado esta alternativa y las cuencas laterales de SO3 y SO4. Estos aportes al nodo 10 y la demanda en bocatoma del sector SO4 permiten definir el eventual déficit de este sector que deberá ser entregado desde el embalse Minillas, si se incluye esta alternativa. Una vez operado este embalse, se cargan sus salidas al nodo 10 desde el cual se entrega al sector SO4 un porcentaje de los afluentes totales limitado a la capacidad de sus canales. A continuación se opera el sector SO4 que también puede efectuar bombeos desde el acuífero AO2 si el agua superficial es insuficiente. El caudal a bombear se genera internamente en la operación del sector y está limitado al bombeo máximo permitido para el sector.

Los sobrantes del nodo 10 se usan para calcular la percolación del río en este tramo. El saldo, junto con los retornos superficiales del sector SO4 forman los afluentes al nodo 11 que corresponde al río Putaendo en desembocadura.

Ahora se opera el acuífero AO2 cuyas recargas quedan definidas por la percolación determinada en los nodos 9 y 10, por la mitad de las pérdidas de canales de los sectores SO3 y SO4 y por la percolación proveniente del riego en dichos sectores. El acuífero se opera considerando el bombeo del sector SO4, si se incluye esta posibilidad y valorando los efectos del bombeo con la función unitaria respectiva.

El caudal de salida de este acuífero, junto con el del acuífero AO1 se emplean para definir al caudal subterráneo que ingresa a la segunda sección, el cual no puede superar los 9 m3/s dadas las transmisibilidades y gradientes que se tienen en este lugar (Ver Tomo II, Capítulo 6). El exceso sobre 9 m3/s se suma entonces al nodo 12 y representa así un afloramiento o recuperación del río.

El nodo 12 recibe además los afluentes de los nodos 7, 5 y 11 y una parte o la totalidad del caudal bombeado en el acuífero AO1, como se mencionó anteriormente. La parte del caudal bombeado en el acuífero AO1 que recibe el nodo 12 depende de la alternativa que se considera. Se puede considerar el bombeo dedicado entero para el valle Aconcagua, entero para Ligua y Petorca todo el año, entero para Ligua y Petorca solamente de Mayo a Agosto o bien compartiéndolo entre Aconcagua y Ligua y Petorca. En este último caso, la repartición del caudal bombeado se realiza de manera que Aconcagua y Ligua y Petorca queden con un mismo porcentaje de demanda suplida. Esto exige conocer las demandas y déficit del conjunto de sectores beneficiados con el bombeo. Estas demandas y déficit no deben obtenerse simplemente por la suma de sus componentes, ya que existe un aprovechamiento de los retornos de riego de los sectores y, además, hay recursos intermedios por considerar. En consecuencia, las demandas y déficits son variables mes a mes y año a año; sin embargo, las demandas de un mismo mes no varían tanto de año en año y por ello se definieron como las correspondientes a un año relativamente seco. Esta simplificación hizo que el citado criterio de repartir el caudal bombeado en el mismo porcentaje no se lograra completamente.

El canal Paico, que permitiría transportar recursos del río Aconcagua a la cuenca del río Ligua, se considera captando desde el nodo 12. Este canal de trasvase puede conducir los excedentes que tenga Aconcagua y el bombeo del acuífero AO1 que se destine a Ligua y Petorca. Para definir los excedentes en el nodo 12, se determinó el caudal mensual mínimo que requiere el valle Aconcagua en el nodo 12 para satisfacer las demandas de todos los sectores aguas abajo de este nodo. Este caudal mínimo se determinó externamente tomando en cuenta el reaprovechamiento de los retornos de riego y los aportes propios de aguas abajo en un año relativamente seco (se usó el año 1970/71 que corresponde a un año 85% de probabilidad de excedencia del caudal medio anual en la estación Chacabuquito). El afluente al nodo 12 se compara con las necesidades de los sectores SO5 y SO6 en primer lugar pues ellos no tienen otra fuente que dicho nodo 12, mientras que el resto puede aprovechar el caudal subterráneo entrante que aflora aguas abajo. Se determina el caudal superficial que requieren los demás sectores descontando la contribución del caudal subterráneo entrante. Esta demanda, junto con la de los sectores SO5 y SO6, permite definir los excedentes superficiales en el nodo 12. Al mismo tiempo, es posible definir

los excedentes y eventuales déficit del valle Aconcagua aguas abajo del nodo 12. Los excedentes determinados en esta forma son empleados para definir el caudal que llevaría el canal Paico considerando su capacidad y la función que castiga por trabajar con valores medios mensuales. Alternativamente, dichos excedentes pueden llevarse al posible embalse Las Peñas a través de su canal alimentador.

El caudal no captado en el nodo 12 se distribuye entre los sectores SO5 y SO6 de acuerdo con sus porcentajes y capacidades de canales. El caudal sobrante se utiliza para determinar la percolación del tramo de río. No obstante, desde el nodo 12 y hasta la desembocadura del valle Aconcagua se ha considerado una percolación nula en los tramos de ríos y esteros, como es efectivamente el caso. El modelo se implementó considerando estas percolaciones pero ha sido operado siempre con datos de coeficientes que anulan la percolación, de modo que se omite la mención a las percolaciones de río y estero en lo que sigue.

A continuación, se operan los sectores SO5 y SO6 con lo cual se obtienen las percolaciones del riego y de canales que recargan al acuífero AO3. Operado este acuífero, se suma su descarga al caudal que ingresó subterráneamente a la segunda sección y que no podía exceder de 9 m3/s. El exceso ahora sobre 2.8 m3/s no puede ser transmitido y debe aflorar destinándose un 71 por ciento al río y el 29 por ciento restante al estero Lo Campo, cifras que también fueron obtenidas en el estudio hidrogeológico. El sobrante del nodo 12, los retornos del sector SO5, el 71 por ciento que aflora y la cuenca lateral de SO5 constituyen los afluentes al nodo 16 desde el cual se abastece también el sector SO7. Desde este nodo, se considera un bombeo directo desde el río al canal Paico con un máximo de 2.5 m3/s y limitado a la huelga del canal siempre y cuando el caudal del nodo 16 supere el requerido por el valle Aconcagua de este nodo hacia aguas abajo.

El 29 por ciento del exceso sobre 2.8 m3/s, junto con los retornos del sector SO6 y la cuenca lateral del mismo sector SO6 más el pequeño aporte de la cuenca alta del estero Lo Campo, definen el afluente al nodo 13 desde el cual se alimenta el sector SO8, captando todo lo que necesita pero limitado a la capacidad de sus canales. El sobrante del nodo 13 más el 90 por ciento de los retornos del sector SO8 definen el afluente al nodo 14 donde capta el canal Lorino que riega en el valle de Llay-Llay. En todos los casos en que fue necesario dividir los retornos de riego de un sector, se consideraron las áreas tributarias a sus cauces de drenaje para determinar los correspondientes porcentajes de retorno. El nodo 15 corresponde al estero Lo Campo en desembocadura y su aporte es el sobrante del nodo 14.

El sector SO7 capta desde el nodo 16 de acuerdo con su porcentaje y su capacidad de canales y además desde el nodo 17, cuyos recursos son los de la hoya alta del estero Catemu más la cuenca lateral del propio sector SO7. El caudal sobrante en el nodo 17 más un 70 por ciento de los retornos del sector SO7 son los afluentes al nodo 18, desembocadura del estero Catemu.

Operados los sectores SO7 y SO8, se conocen las percolaciones que recargan al acuífero AO4. La recarga proveniente de los sectores es la percolación del riego más la mitad de la percolación de canales pero, en el sector SO7, se toma sólo un 30 por ciento que corresponde al área que drena hacia el valle Aconcagua. Operado este acuífero, su descarga se suma al caudal pasante, que fue limitado a 2.8 m3/s. El caudal que puede ser transmitido es solamente 1.1 m3/s de modo que el exceso sobre este valor aflora al río y se carga al nodo 19 que recibe además el sobrante del nodo 16, el 30 por ciento restante de los retornos del sector SO7, el 10 por ciento restante de los retornos del sector SO8 y los afluentes del nodo 15. Desde el nodo 19, capta el sector SO9 según su porcentaje y su capacidad y, del caudal sobrante, se capta un máximo de 0.5 m3/s para el acueducto de Las Vegas que, además, recibe otros aportes como se verá más adelante.

El sector SO9 es dominado por los posibles embalses Tabón y Las Peñas que han sido incluídos en el modelo como alternativas excluyentes. Si se considera el embalse Tabón sus afluentes son los de su hoya propia más una proporción del caudal transportado por el canal Chacabuco la que se aplica en el nodo 8 que se ha incluído con este objeto. Al considerar esta alternativa debe definirse un criterio de captación en el nodo 1 desde donde sale el canal Chacabuco. El embalse se opera para las demandas planteadas y sus entregas y eventual caudal vertido se suman con los afluentes al embalse Las Peñas, que tendrá demandas y capacidad nulas en este caso y con el aporte del canal Lorino, disminuído en un 10 por ciento por pérdidas en el camino y con la cuenca lateral del sector SO9 y la hoya intermedia aguas abajo de Tabón para obtener el afluente al nodo 20.

Si se considera el embalse Las Peñas, sus afluentes son los propios más el aporte de su canal alimentador. Después de operado Las Peñas se tienen sus salidas totales. El afluente al nodo 20 es ahora la salida total de Las Peñas más los afluentes propios de Tabón, ahora con capacidad y demandas nulas, más el aporte del canal Lorino, la cuenca lateral de SO9 y la hoya intermedia aguas abajo de Tabón.

El sector SO9 capta en el nodo 20 de acuerdo con un porcentaje y con su capacidad de canales de estero. Se tiene entonces el caudal total de este sector y se procede a su operación. El sobrante del nodo 20 más los retornos superficiales del sector SO9 son los afluentes del nodo 21 que corresponde al estero Los Loros en desembocadura y desde el cual se considera captando el canal Rabuco con un máximo de 2 m3/seg.

El caudal que capta el acueducto de Las Vegas se determina de la siguiente manera. El caudal subterráneo pasante que no afloró en el nodo 19 se suma a la mitad de la percolación de canales y a la percolación del riego en el Sector SO9; además, se agrega el 70 por ciento restante de las percolaciones del Sector SO7, el caudal captado en el nodo 19 para el acueducto Las Vegas y la mitad de la percolación del canal Lorino. Este caudal se limita a 2.5 m3/seg. que es la capacidad considerada para el acueducto Las Vegas y el resto aflora al nodo 22 que, además, recibe el sobrante de los nodos 19 y 21 y el caudal del nodo 18.

El nodo 22 puede ser asimilado a Aconcagua en Romeral representando así la entrada a la tercera sección del río. Desde él captan el sector S10, el Sector S11 y el alimentador del posible embalse Pucalán. Los caudales captados se obtienen de la manera ya vista usando los porcentajes asignados y las capacidades de canal y queda un sobrante en el nodo.

En el nodo 23 se concentran los aportes de la hoya alta del estero Rabuco y la cuenca lateral del sector S11 que usa los recursos de este estero. El caudal total del sector S11 es entonces el captado en el nodo 22 más el captado en el nodo 23, más el captado en el nodo 21 con el canal Rabuco. Los retornos del sector S11 junto con los sobrantes del nodo 23 llegan al nodo 26 que corresponde a la confluencia del estero Rabuco con el río Aconcagua.

El sector S10 aprovecha también los recursos del estero Los Litres cuyos aportes son los afluentes al nodo 24 desde el cual se capta entonces para dicho sector en la forma ya vista. Después del sector S10 se opera el embalse Pucalán (capacidad y demandas nulas si no se considera). El afluente al nodo 25, que corresponde al estero Los Litres en desembocadura, se define entonces por los sobrantes del nodo 24, la salida total del embalse Pucalán, un 62 por ciento de los retornos del sector S10 y por un 25 por ciento de las percolaciones del sector S10.

El acuífero AO5 se opera con las recargas provenientes del sector S11 y con el 75 por ciento restante de las del sector S10. La descarga de este acuífero que exceda de 0.13 m3/seg aflora al nodo 26 y el resto sigue subterráneamente.

El total de aportes al nodo 26 es entonces el sobrante del nodo 22, más el 38 por ciento restante de los retornos del sector S10, más los retornos del sector S11, más los sobrantes del nodo 23 y más el afloramiento indicado. Además se ha considerado que a este nodo 26 llegarían los eventuales aportes del embalse Los Angeles cuando se considera el trasvase de retorno, de modo que, al incluir esta posibilidad, el nodo 26 recibe también dichos aportes pero reducidos por efecto de pérdidas en la conducción.

En el nodo 26 se ha ubicado la captación de los canales Waddington y Ovalle en la parte que se destina al riego del valle del estero Limache. Este trasvase capta según su porcentaje asignado y limitado a su capacidad.

El nodo 27 corresponde al río Aconcagua en junta con el estero Los Litres y recibe por lo tanto todo el afluente del nodo 25, el afluente del nodo 26, una vez descontada la captación de Waddington y Ovalle y los aportes de las cuencas laterales de los sectores S10, S12 y S14. Desde este nodo captan los sectores S12, S13 y el canal Mauco en la parte que se destina al riego del sector S17 ubicado en la zona costera. El recurso se distribuye de acuerdo con los porcentajes asignados y limitando los aportes a las respectivas capacidades.

A continuación se operan los sectores S12 y S13 y luego el acuífero AO6 con las recargas provenientes de estos sectores. La descarga de este acuífero se suma con el caudal subterráneo pasante que no podía exceder de 0.13 m3/seg. En esta zona el caudal subterráneo no puede exceder de 0.275 m3/seg de modo que el exceso sobre esta cifra aflora. Se considera que un 61 por ciento aparece en el estero Pocochay y el resto en el río al nodo 27b cuya ubicación corresponde a la de la bocatoma del canal Rautén. Este nodo recibe además los sobrantes del nodo 27 y los retornos del sector S12. Sus recursos se emplean para abastecer a los sectores S14 y S15 y el canal alimentador del embalse Aromos que capta lo que no requieren estos dos últimos sectores.

El sector S15 aprovecha también los retornos del sector S13, el 61 por ciento del afloramiento que aparece en el estero Pocochay y la mitad de la percolación de los canales Waddington y Ovalle.

Luego se operan los sectores S14 y S15 y con sus percolaciones el acuífero A07 cuya descarga se suma con el caudal subterráneo pasante que no podía exceder 0.275 m^3/seg.

En esta zona el acuífero es capaz de transmitir solamente 0.135 m^3/seg así que el caudal por encima de este valor debe aflorar. Se considera que aparece en el nodo 28 cuya ubicación corresponde a Aconcagua en Tabolango. Este nodo recibe además los sobrantes del nodo 27b, un 80 por ciento de los retornos del sector S14, los excedentes del estero Pocochay no usados por el sector S15, los retornos de este último y los aportes de las cuencas laterales de los sectores S13 y S15.

En seguida se pasa al valle del estero Limache cuyos aportes en cabecera se cargan al nodo 29 junto con el aporte de los canales Waddington y Ovalle disminuídos en un 30 por ciento por efecto de pérdidas en la conducción. El sector S16 se considera captando desde este nodo y limitado solamente a su capacidad de canales. Operado este sector sus retornos y percolaciones se cargan al nodo 30 que representa la entrada al embalse Aromos, el cual recibe también el aporte de su alimentador, los sobrantes del nodo 29, y los aportes de la cuenca lateral del sector S16. Una vez determinados estos afluentes se opera el embalse Aromos que debe satisfacer las demandas de agua potable que le plantean Valparaíso y Viña del Mar. La salida total del embalse pasa a ser el afluente al nodo 31 desde donde se captan los recursos necesarios para Valparaíso y Viña del Mar. El caudal sobrante llega al nodo 32 que corresponde al estero Limache en su junta con el río Aconcagua.

El nodo final del río Aconcagua es el nodo 33 que recibe el sobrante del nodo 28, todo el afluente al nodo 32, el 20 por ciento restante de los retornos del sector S14 y los caudales de la quebrada Lajarilla.

Finalmente se opera el sector S17 que se considera captando en el nodo 34 al cual llegan los aportes del canal Mauco, los del estero Quintero en cabecera y los de su propia cuenca lateral. El nodo 35, que representa la desembocadura del estero Quintero recibe entonces los sobrantes del nodo 34 y los retornos y percolaciones del sector S17.

3.2.3.2 Valle del río Ligua

La operación de este valle se inicia en el nodo 36 que corresponde a Alicahue en Colliguay. Desde él se considera que capta el sector S18, el posible trasvase Alicahue-Chincolco y el canal alimentador del posible embalse La Cerrada. El caudal se distribuye de acuerdo con los porcentajes asignados y limitando a las respectivas capacidades. El saldo se emplea para determinar la percolación del tramo y el resto llega al nodo 38 que corresponde a Alicahue en su junta con la quebrada La Cerrada.

Las percolaciones del sector S18 y la determinada en el nodo 36 recargan al acuífero A08 cuyas descargas se hacen aflorar en el nodo 38. Luego se opera el embalse La Cerrada (capacidad nula si no se considera) con los aportes que provienen de su propia cuenca y los de su canal alimentador. Sus salidas llegan al nodo 38, que además recibe los retornos del sector S18 y el eventual aporte del posible canal Oriente que nace en el estero Los Angeles en el nodo 37 b. Este nodo recibe parte de los aportes de la hoya propia del embalse Los Angeles (cuenca del tributario oriental) y el caudal del trasvase desde el río Putaendo cuando éste se considera. El canal Oriente capta un porcentaje de los afluentes a este nodo, limitado a su capacidad y el resto llega al embalse Los Angeles.

A continuación se calculan las demandas al embalse Los Angeles mediante operación preliminar de los sectores de riego que abastece. Con las demandas calculadas se determinan los porcentajes de distribución correspondientes al mes en operación.

En seguida se opera el embalse Los Angeles para las demandas planteadas, que incluirán los déficit del río Aconcagua aguas abajo del nodo 26, si se considera la alternativa del canal de retorno al Aconcagua. La salida total del embalse se agrega al nodo 39 que recibe también los afloramientos que ocurren en el estero Los Angeles, determinados sobre la base de las precipitaciones según se explica en 3.5.1 Situación Actual; además a este nodo también se suman los aportes de la cuenca lateral del sector S20. El aporte total al nodo 39 se distribuye entre el sector S20, el canal norte y el canal Poniente según los porcentajes calculados para cada uno. Cuando se incluye el trasvase de retorno al Aconcagua, se da prioridad a la satisfacción de los déficit del Aconcagua.

El canal Norte está destinado a llevar aguas para el valle del río Petorca pero además incluye un derivado, abastecido mediante bombas, que permite dominar el sector S19. Esto se ha representado haciendo

llegar el canal Norte al nodo 38 y de ahí llevándolo a Petorca. El total de aportes al nodo 38 es entonces el sobrante del nodo 36 disminuído en la percolación del tramo, más los retornos del sector S18,más la salida total del embalse La Cerrada,más el aporte del canal Oriente,más los afloramientos provenientes del acuífero A08,más la contribución de la cuenca lateral de los sectores S18 y S19 y más el aporte del canal norte disminuído en un 5 por ciento por efecto de pérdidas en la conducción. Con los aportes al nodo 38 se determina lo que sigue llevando el canal norte hacia Petorca, aplicando para ello el porcentaje que se le asignó y limitando su captación a la capacidad. El resto del caudal está disponible para el sector S19 que capta todo lo necesario pero limitado a su capacidad. El caudal sobrante se emplea para obtener la percolación del tramo. Luego se opera el sector S19 y el acuífero A09 con la percolación del tramo que nace en el nodo 39 y la generada en el sector S19. En seguida se determinan los afluentes al nodo 40, que corresponde a la junta de Alicahue con el estero Los Angeles, como la suma de los sobrantes del nodo 38, descontada la percolación, más los retornos del sector S19, más los sobrantes del nodo 39, más los retornos y percolación generados en el sector S20, más la descarga del acuífero A09 y más el aporte de la cuenca lateral del sector S21. El caudal del nodo 40 es la fuente para el sector S21 que capta todo lo que necesita limitado a su capacidad. El caudal restante permite obtener la percolación del tramo y el sobrante se traslada al nodo 41. La percolación del sector S21 y la del tramo que nace en el nodo 40 forman la recarga del acuífero A10 cuyas descargas se hacen aflorar en el nodo 41, el cual recibe además los retornos del sector S21, el sobrante del nodo 40 y los aportes de la cuenca lateral del sector S22 y de la quebrada La Patagua. El sector S22 capta de este nodo 41 todo lo que necesite, limitado a su capacidad de canales.

A continuación se operan los embalses Quebradilla y Catapilco considerando los aportes del canal Poniente cuando esta alternativa se incluye. Los aportes del canal Poniente se reducen por efecto de las pérdidas de conducción y el caudal neto se distribuye entre Quebradilla y Catapilco según porcentajes predeterminados. El embalse Quebradilla recibe una parte del canal Poniente además de sus recursos propios y luego se opera para satisfacer las necesidades del sector S23. La salida total del embalse se suma al nodo 42 al cual también se agrega el aporte de la cuenca lateral del sector S23. Una vez abastecido este sector se agrega el sobrante del nodo 42 al nodo 43, que corresponde a Ligua en desembocadura y que recibe también los retornos y percolaciones producidas en los sectores S22 y S23 y el sobrante del nodo 41. El embalse Catapilco recibe los recursos de su propia hoya y el aporte del canal Poniente y se opera para satisfacer las necesidades del sector S24. La

salida del embalse Catapilco se suma al nodo 44 que también recibe el aporte de la cuenca lateral del sector S24. Desde este nodo se abastece el sector S24 cuyos retornos y percolaciones se agregan al sobrante del nodo 44 para obtener el afluente al nodo 45, desembocadura del estero Catapilco.

3.2.3.3 Valle del río Petorca

La operación de este valle se inicia en el nodo 46 que corresponde a Sobrante en Peñadero y al cual se cargan también los aportes de la cuenca lateral del sector S25 que se abastece de este nodo. El recurso total se distribuye entre dicho sector y el canal alimentador del posible embalse Chalaco de acuerdo con los porcentajes de cada cual. Ejecutado el reparto, el caudal sobrante permite calcular la percolación del tramo que junto con las del sector S25 constituyen la recarga del acuífero A11. Luego se opera el nodo 47 ubicado en el río Pedernal a la entrada del área de riego. Sus recursos son los propios más los de la cuenca lateral del sector S26 que capta en este nodo. Operado este sector es posible obtener los afluentes al embalse Chalaco como los sobrantes del nodo 47, más los retornos y percolaciones del sector S26 y el aporte de su canal alimentador. La salida total de Chalaco se carga al nodo 48 que también recibe la cuenca lateral del sector S27 que se abastece desde este nodo. El nodo 49 representa la confluencia del río Sobrante con el río Pedernal por lo que recibe los sobrantes del nodo 46, descontada la percolación del tramo, los retornos del sector S25, las percolaciones y retornos del sector S27, el afloramiento del acuífero A11, el aporte del trasvase Alicahue-Chincolco y el aporte de la cuenca lateral del sector S28.

Con los recursos de este nodo se abastece el sector S28 de acuerdo con su porcentaje pero no más allá de su capacidad. El sobrante permite determinar la percolación de este nuevo tramo que junto con las del sector S28 recargan el acuífero A12. Operados el sector S28 y el acuífero A12 se opera el embalse Las Palmas cuya salida se carga al nodo 50 confluencia del estero Las Palmas con el río Petorca. Este nodo recibe también el afloramiento del acuífero A12, el sobrante del nodo 49, descontada la percolación del tramo, los retornos del sector S28 y el aporte de la cuenca lateral del sector S29. Desde este nodo 50 se entrega el agua para el sector S29 según el porcentaje asignado y limitado a su capacidad. El sobrante se usa para determinar la percolación de este tramo y el saldo llega al nodo 51. Se opera el sector S29 y el acuífero A13 y se define el aporte total al nodo 51 como el saldo del nodo 50 más la

descarga del acuífero A13, más los retornos del sector S29, más la cuenca lateral del sector S30 y más el aporte del canal norte disminuído en un 15 por ciento debido a las pérdidas. El sector S30 recibe su aporte desde el nodo 51 y luego se opera. El nodo 52, Petorca en desembocadura, recibe finalmente el sobrante del nodo 51 y los retornos y percolaciones del sector S30.

3.3 METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE BENEFICIOS

3.3.1 Introducción

Los beneficios atribuíbles a un proyecto de regadío están constituídos por la diferencia entre los beneficios que resultan de la situación con el proyecto y los que se producen sin él. Para una correcta evaluación de los beneficios del proyecto, es muy importante, en ambos casos, determinar lo más precisamente posible los beneficios agrícolas anuales, pues en ellos se apoya todo el análisis económico posterior. En años abundantes en agua, no es difícil evaluar el beneficio agrícola, ya que se regará toda el área; en cambio, en años de escasez, la evaluación del beneficio agrícola constituye una tarea mucho más ardua pues los beneficios dependerán del área cultivada que sea posible cosechar, la que depende a su vez de la adecuación en tiempo y magnitud entre los recursos y las necesidades de agua de los diferentes cultivos.

Normalmente este problema se ha abordado considerando el área regada en el mes más crítico como el área regada en el año, para luego obtener el beneficio anual extendiendo a esa área regada su ingreso neto por hectárea. Esto implica, obviamente, una relación lineal entre el beneficio y la superficie regada.

Este criterio, si bien tiene la ventaja de su sencillez, presenta algunos inconvenientes para la evaluación de los beneficios agrícolas de cada año. En primer lugar, al adoptar la superficie del mes más crítico, se puede incurrir en una subestimación del beneficio, ya que pueden existir cultivos que hayan terminado su período de demandas de riego antes del mes crítico y otros que aún no lo hayan iniciado, lo que significa mayores beneficios reales. Para ilustrar, cabe señalar que esta última situación puede presentarse en el valle del río Maipo cuyo régimen de caudales es tal que, frecuentemente, el mes más crítico resulta ser Octubre.

En segundo lugar, y aún cuando la manera de definir la superficie regada no ofreciera reparos, la relación lineal entre beneficio y superficie regada, consecuencia de adoptar un ingreso neto por hectárea constante, conduce también a una subestimación del beneficio en años con déficits moderados. Por el contrario, en años extremadamente secos, los beneficios estimados resultan mayores que los reales.

Por las razones anteriores, los consultores han estudiado el problema llegando a definir una metodología relativamente simple en su concepción que permite una valoración más realista de los beneficios anuales y, por ende, de los beneficios asociados a un proyecto de regadío. Además, ella puede contribuir positivamente a la resolución de algunos problemas de interés.

La metodología desarrollada presupone que los agricultores planifican sus siembras de cultivos anuales de acuerdo con sus estimaciones de la disponibilidad de agua para regadío a lo largo de la temporada, dejando en barbecho los terrenos que creen que no podrán regar por falta de agua. Además, se supone que una vez realizada la siembra y enfrentado a un déficit mayor que el previsto, el agricultor reacciona sacrificando los cultivos de acuerdo con una prioridad establecida sobre la base de sus rentabilidades relativas, es decir, defiende los más rentables.

Los supuestos anteriores permiten determinar para cada año la superficie sembrada y cosechada en cada cultivo y, a partir de ellas, el beneficio obtenido, el cual, en años deficitarios, no sólo se verá disminuído por la menor área cosechada, sino que también bajará como consecuencia de las pérdidas de insumos generados en las áreas sembradas, pero no cosechadas por falta de agua. La superficie cosechada todavía se define como la correspondiente al mes más crítico, pero, ella se establece cultivo por cultivo y dentro del período en que éste tiene necesidad de riego. No hay entonces un sólo mes crítico, sino que varios, dependiendo del cultivo, lo que es más real.

3.3.2 Hipótesis Básicas

La metodología desarrollada para evaluar los beneficios anuales parte de las siguientes hipótesis:

a) Se cuenta con un medio,el Modelo de Simulación del Sistema, para definir la disponibilidad mensual de agua de riego en cada uno de los sectores de riego del Sistema.

b) Es posible representar razonablemente bien el comportamiento de los agricultores en años relativamente secos, cuando deben decidir qué extensión de terreno sembrar con cultivos estacionales y, luego, qué cultivos dejar de regar al verse enfrentados a un déficit superior al previsto.

c) Los agricultores del área en estudio son racionales en la distribución del riego entre los diferentes cultivos que comprende su patrón actual, sacrificando en los años secos aquellos que ofrezcan un menor retorno al agua. Este retorno es función del margen bruto, costo de operación y demanda de agua del cultivo en cuestión.

d) La posibilidad de predecir con alguna certeza la cantidad de agua para riego que estará disponible durante el período de primavera y verano (es función de las características del invierno precedente) impulsa a los agricultores a modificar sus patrones de cultivo anualmente.

e) La predicción, por parte de los agricultores, de los flujos futuros de agua es imperfecta; incurren en pérdidas en los años extremadamente secos (por ejemplo, 1968/69) y desaprovechan agua en los húmedos (año 1972/73).

f) Los cultivos admiten cierta reducción en el abastecimiento de sus demandas mensuales de riego; por lo tanto, la satisfacción de las mismas en sólo un 80 por ciento, en un mes específico, previamente identificado como no crítico, no afectaría su rendimiento.

g) Un mismo cultivo puede soportar sólo una reducción en su riego sin presentar pérdidas de rendimiento.

h) Un cultivo que no es totalmente regado en alguno de sus meses críticos o, alternativamente, es afectado por una reducción del riego superior al 20 por ciento de su demanda en los otros meses, presentará pérdidas de la producción además de la correspondiente a los costos de operación en él invertidos.

i) El monto de las pérdidas correspondientes a insumos y trabajo invertidos en un cultivo que se seca corresponde a aquellos incurridos hasta el momento de la pérdida del producto. Sin embargo, a modo de simplificación y considerando que los meses más críticos en términos de efecto por escasez de agua para riego son los de Diciembre y Enero, lo que corresponde al período intermedio en la vida de la mayoría de los cultivos del área del proyecto, se utiliza un costo por concepto de pérdidas de cultivo equivalente a la mitad de los costos variables del mismo.

j) Las praderas naturales, a diferencia de los otros cultivos, no generan pérdidas sino que un menor ingreso cuando carecen de riego. Estas se clasifican en tres estratos de acuerdo al riego que reciban: riego total; riego eventual (sólo en un mes no se satisface la demanda) y de secano.

k) El efecto de reducir el riego a los frutales es disminuir su rendimiento pero, exceptuando el caso extremo en que éstos no reciben riego alguno, el árbol no se seca.

3.3.3 Metodología

El Modelo de Simulación se procesa para la alternativa que se desea estudiar con lo cual quedan determinados, para cada año simulado los caudales mensuales que es posible suministrar a cada sector de riego del sistema.

El uso del agua en cada sector de riego se obtiene a partir de las reglas de comportamiento del agricultor, establecidas en "la estrategia de uso del agua", y del ajuste del patrón de cultivos a las "expectativas hidrológicas".

a) Estrategia de uso del agua.

Para los agricultores, el valor de un cultivo en un mes específico es similar al ingreso bruto que genera menos los costos de operación aún no efectuados. Esto equivale al margen bruto[1/] + costos de operación ya acumulados.

Sobre la base del cuociente de esos valores y de la demanda mensual de agua se obtiene, para cada cultivo, el retorno mensual de agua (RMA):

$$RMA = \frac{\text{Valor del cultivo en el mes}}{\text{Demanda mensual de agua}}$$

Este valor indica el monto máximo de dinero que un productor pagaría durante la vida vegetativa de un cultivo, por tener una unidad más de agua para regarlo.

La estructura relativa de RMA determina entonces la estrategia de uso del agua, la cual señala prioridades en la asignación del riego mensual por cultivo, identificando cuáles se dejarían de regar en los meses deficitarios. En rigor esta estructura relativa de RMA puede variar mes a mes, sin embargo, por razones de simplicidad se eligió la correspondiente al mes más crítico.[2/]

1/ : Margen Bruto = Ingreso bruto - Costos de operación.

2/ : La prioridad de riego de los diferentes cultivos es: frutales, otros cultivos permanentes, cultivos anuales y praderas.

b) Ajustes a las expectativas hidrológicas.

Los cultivos anuales, exceptuando los cereales y hortalizas de invierno, se siembran durante los meses de Octubre y Noviembre. Habiendo en ese entonces terminado el período de lluvias y de acumulación de reservas nivales, el agricultor puede predecir con cierta certeza si enfrentará un año agrícola (Octubre-Abril) relativamente abundante, normal o deficitario en recursos hídricos. Esta predicción es reforzada por organismos oficiales del sector agrícola en los años de extrema sequía (por ejemplo, el año 1968/69).

El ajuste del patrón de cultivo a las expectativas de años secos se realiza principalmente disminuyendo esos cultivos anuales, es decir, se siembra un área más reducida que la correspondiente a un año hidrológico normal. Una vez realizado ese ajuste, los agricultores normalmente sólo regarán esos terrenos si cuentan con excedentes de agua después de haber satisfacho la demanda del resto de los cultivos. Y, en el caso de que, a pesar de haber reducido su área sembrada, enfrentaran déficit, se aplica la estrategia de uso del agua, dejando de regar los cultivos menos rentables.

Es indudable que la flexibilidad en el proceso de ajuste varía entre un estrato de tamaño predial y otro y también entre los distintos sistemas prediales: el pequeño propietario, con menos de 5 ha y con cultivos anuales solamente, mantendrá prácticamente constante su patrón de cultivos, mientras que el gran propietario con plantaciones frutales estará dispuesto a reducir prácticamente la totalidad de sus cultivos de verano para ahorrar agua y destinarla a los permanentes.

Como no se dispone de estadísticas que permitan determinar el monto del ajuste, se examinó cuál sería el efecto de suponer 3 valores diferentes que señalen la proporción del área total con cultivos anuales que puede reducirse en el momento de la siembra.

El análisis de los resultados indicó que la mejor de las alternativas investigadas (40, 50 y 60 por ciento) consiste en que, en términos agregados por sector de riego, aproximadamente la mitad del área con cultivos anuales varía en función de las expectativas. Dicho en otros términos, en los años con inviernos extremadamente secos, la siembra de primavera podría reducirse hasta la mitad del área normal.

c) Superficie sembrada y cosechada anualmente.

La estrategia de uso del agua y el ajuste del patrón de cultivos a las expectativas hidrológicas determinan la superficie que se riega mensualmente en un sector y también la superficie sembrada y cosechada anualmente de cada cultivo.

Como la superficie regada mensualmente influye en la percolación y en los retornos de riego de un sector y que, por lo tanto, influencia en cierta medida la disponibilidad de agua de sectores de aguas abajo, se incorporó la estrategia de uso del agua y el ajuste del patrón de cultivos a las expectativas hidrológicas en la subrutina SECRIE que simula dichos procesos.

Interesa conocer la superficie regada mensualmente, pues ella influencia los recursos de agua, como ya se indicó. En cambio, la superficie sembrada y cosechada interesa anualmente, pues determinan el ingreso anual obtenido en el sector, como se verá más adelante.

En términos generales dichas superficies se obtienen de la siguiente manera:

Para cada sector de riego se ha determinado un patrón de cultivos que define su demanda en función de las necesidades evapotranspirativas y la eficiencia de riego global del sector.

En un mes de la temporada de riego, se cuenta con un cierto caudal disponible para el sector, obtenido de la simulación del sistema. En el caso de que este caudal sea inferior a la necesidad del sector, entra a operar la mencionada 'estrategia de uso del agua'.

La primera acción consiste en reducir la tasa de riego, un 20 por ciento como máximo, en los cultivos no críticos que sea necesario. Un cultivo se halla en estado no crítico según la fase en que se encuentre en su período vegetativo y siempre que no haya sufrido ninguna reducción de tasa en los meses anteriores. La reducción de tasa se aplica en orden creciente de rentabilidad, esto es, primero pastos naturales, luego el primer cultivo menos rentable y así hasta donde sea necesario. El último cultivo afectado, el más rentable, puede quedar con una reducción inferior al 20 por ciento si con ello basta para cubrir el déficit.

La segunda acción consiste en reducir el área regada, si la reducción de tasa no fue suficiente. Igual que antes, esta reducción se realiza de acuerdo con el orden de sacrificio establecido. En primer lugar se reduce el área de praderas, en cuanto sea necesario para ajustarse al déficit remanente que dejó la reducción de tasa. Si aún persiste un déficit, se reduce el área de cultivos anuales pero sólo en un 50 por ciento en una primera vuelta. Si con esto no basta, se reduce el otro 50 por ciento del área de cultivos anuales pero siempre respetando el criterio de prioridades, esto es, los más rentables al final. Si esto tampoco es suficiente, se comienza a sacrificar los cultivos permanentes dejando también para el final los más rentables.

La aplicación de este procedimiento en cada mes de la temporada de riego define el área regada mensualmente en cada cultivo y por lo tanto en el sector. Para cada cultivo, se define su superficie anual cosechada como la menor superficie regada durante la temporada pero, considerando solamente los meses en que demanda agua.

La superficie anual sembrada de un cultivo se define como el área máxima del cultivo en el patrón propio del sector, salvo para cultivos anuales en los que puede variar según la disponibilidad de agua en la temporada.

En los cultivos anuales se define la superficie sembrada como el 50 por ciento de su área máxima en el patrón, si la superficie cosechada resultó inferior a la mitad del área máxima. Esto con el objeto de considerar el ajuste a las expectativas hidrológicas , es decir, la capacidad de predicción de los agricultores pues, si se obtiene una cosecha inferior al 50 por ciento del área máxima, es probable que los agricultores hayan sido capaces de prever este hecho en cierta medida y por ello hayan reducido el área sembrada de esos cultivos. Se asimila a pastos naturales el otro 50 por ciento no sembrado que quedó en barbecho. Por otra parte, si el área cosechada excede el 50 por ciento del área máxima, se define el área sembrada igual a la cosechada.

Al mismo tiempo, el procedimiento permite clasificar las praderas en tres tipos de acuerdo con la frecuencia con que es posible satisfacer sus demandas. Serán permanentes si no presentan ningún déficit; eventuales, si presentan un mes con déficit y de secano, si presentan dos o más meses con déficit.

Por último, es posible establecer las áreas que permitirán evaluar los costos de falla en los cultivos cuando ocurren déficit. En los cultivos anuales se considera un área perdida sólo si el área cosechada es inferior al 50 por ciento del área máxima. El área con pérdida es la diferencia entre dicho 50 por ciento y el área cosechada. Esto equivale al error que habría cometido el agricultor en su predicción. En cultivos permanentes el área con pérdida es la diferencia entre el área máxima y el área cosechada. En praderas naturales no se considera pérdida.

d) Cálculo del ingreso agrícola.

El ingreso agrícola de un sector de riego, asociado a un proyecto específico, se expresa como valor presente de un flujo de 50 años.

Ese beneficio se compone de dos factores que son:

i) El ingreso que generan las hectáreas cosechadas y
ii) La pérdida asociada al área sembrada y no cosechada.

Mientras que el ingreso neto/ha se obtiene directamente de los márgenes por cultivo (Tomo III, Capítulo 3), el costo de falla depende del mes en que se deja de cultivar un área específica. Es decir, la falla será igual a los costos de operación en que se ha incurrido hasta el momento en que se toma la decisión de "sacrificar" un cultivo debido a la escasez de agua.

Sin embargo, a modo de simplificación y debido a que los meses críticos en cuanto a riego son Diciembre y Enero, se ha adoptado un costo de falla por cultivo equivalente a la mitad de sus costos variables.

Un último cálculo previo a la estimación del ingreso agrícola de cada sector es el que tiene por objeto obviar el problema del sesgo que introduce en el valor presente la secuencia en el tiempo que presentan los recursos hídricos y, en consecuencia, área sembrada y cosechada resultante de la corrida del Modelo de Simulación. 1/

1/ : Si en la simulación ocurren años secos al comienzo de la serie de tiempo, el valor presente será inferior al que resultaría si esos años deficitarios ocurrieran al final de la serie.

Como es imposible proyectar la secuencia real de esos recursos, se optó por emplear para cada sector una serie con un ingreso agrícola anual constante igual a su valor esperado, el que se calcula como el promedio aritmético de los ingresos agrícolas anuales obtenidos en la corrida correspondiente del Modelo de Simulación.

El ingreso agrícola anual es la suma de los ingresos anuales en los cultivos que componen el patrón de un sector. El ingreso anual de un cultivo se define como la diferencia entre su ingreso neto y el costo de falla. El ingreso neto del cultivo es el producto de la superficie cosechada por el ingreso neto por hectárea. A su vez el costo de falla es el producto de la superficie sembrada pero no cosechada por el costo de falla por hectárea.

El valor presente del ingreso agrícola en cada sector se obtiene actualizando el valor esperado del ingreso agrícola anual como una anualidad constante durante 50 años y a la tasa de interés elegida.

e) Evaluación de beneficios del proyecto.

El beneficio económico asociado a un proyecto de ingeniería y área específica (sector de riego) será igual al valor presente de los ingresos futuros (con proyecto) menos el correspondiente a la situación actual (sin proyecto).

Esos valores actualizados corresponden a los calculados por el Modelo de Simulación del Sistema al operar primero con el patrón de cultivos actual (CP0) y sistema de riego actual y luego, con el patrón de cultivos futuro (CP2) asociado a una mayor disponibilidad de agua, resultante de la construcción de obras de riego.

La cronología comprendida en estos cambios depende de las características del proyecto y monto del cambio (ver Tomo VI, Capítulo 4); sin embargo, como regla general, se puede considerar que el patrón de cultivos futuro CP2 se alcanza en un lapso de cinco años a partir del término de las obras de riego involucradas en ese proyecto.

A modo de ejemplo, si se cumple la cronología recientemente detallada y si se supone que la construcción de obras de ingeniería demora cuatro años, la evolución del flujo de ingreso agrícola tendría la siguiente forma:

CRONOLOGIA DE LOS BENEFICIOS AGRICOLAS

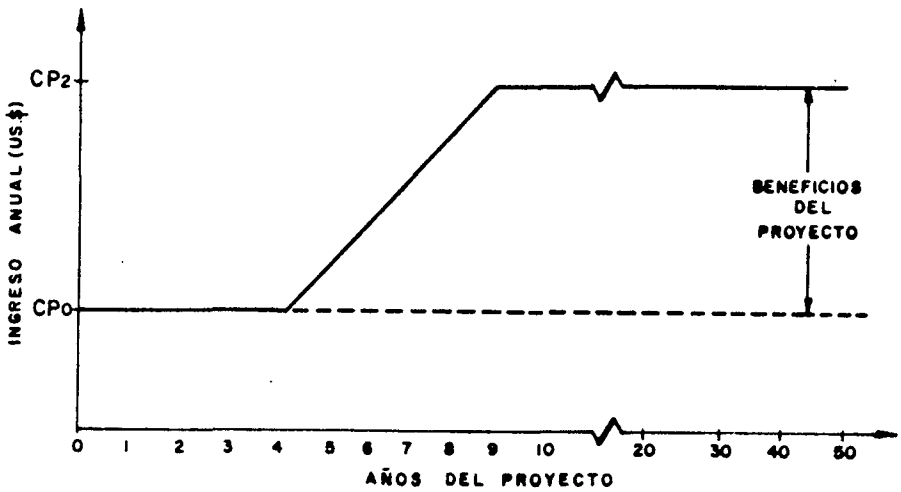


FIGURA 3.3

Según se explica en los Tomos III, Capítulo 2,y IV, Capítulo 2 respectivamente, una segunda fuente de beneficios del sector se encuentra en la incorporación de tecnología predial y desarrollo de la capacidad empresarial de los agricultores.

El proceso de cambio de un nivel tecnológico a otro es complejo. Se requiere una inversión adicional de capital en los predios, la introducción de nuevas especies y variedades, la mejor selección y posterior aplicación de insumos y, por último, el desarrollo de un criterio económico en la toma de decisiones que involucra la explotación agrícola. En conjunto, estos factores determinan un ritmo lento de desarrollo e indudablemente más incierto que el relativo a obras de regadío.

El método propuesto para lograr estos avances tecnológicos corresponde a la creación de un sistema corporativo analizado en detalle en el Tomo VI, Capítulo 2, el cual tiene como objetivo primordial cubrir las necesidades crediticias, de comercialización, provisión de insumos y,principalmente, las de extensión y asesoría a los medianos y pequeños productores.

Los supuestos sobre el ritmo al cual los agricultores adoptarán los adelantos tecnológicos varían de acuerdo con las características socio-

económicas de los mismos (ver Tomo VI, Capítulo 2). Sin embargo, nuevamente,se puede señalar que en promedio transcurren 10 años antes de alcanzar el nivel de tecnología predial futuro.

Los beneficios se calculan introduciendo los márgenes brutos por cultivo y los costos de falla correspondientes a un nivel tecnológico futuro (F1). Es decir, si se evalúa un proyecto sólo de riego, el nivel futuro de ingresos se calcula con el patrón de cultivos futuro CP2 y márgenes por cultivo con tecnología actual (F0); y, si el proyecto combina tecnología y riego, ese beneficio futuro se evalúa sobre la base de CP2 y F1 (margen por cultivo con tecnología mejorada).

3.3.4 Presentación de Resultados

En el Cuadro 3.1 se presenta una fotocopia del formato diseñado para la impresión de los resultados agrícolas obtenidos de la operación del Modelo.

La primera fila del Cuadro indica el área máxima ocupada por cada cultivo del patrón tipo . Las filas restantes muestran el área sembrada y la efectivamente cosechada por cultivo durante cada año de simulación.

En la segunda y tercera columna se presenta para cada año de simulación, el área de praderas naturales efectivamente cosechada señalando, en la columna siguiente, sus condiciones de riego:

1 : riego permanente
2 : riego eventual
3 : secano

El ingreso agrícola asociado a la información anterior se presenta para cada año de simulación y como valor presente del período. El Cuadro 3.2 indica la forma en que se imprime esa información, correspondiendo los tres valores presentes (VP) al valor actualizado del ingreso anual esperado sobre un período de 35 años considerando una tasa de descuento de 8, 12 y 16 por ciento anual respectivamente.

CUADRO 3.1 Areas Sembradas y Cosechadas

ecom

SECTOR 7 AREA (MILES HA) 5.195 CP2

ANO	P.PER	P.EOS	T	CHIG	MAIZ	LIMN	PAPA	CBDA	TRGO	ALFL	TMTE	OBRT	CBLL	CNMO	ABCO	AJOS	CHR	HPRN	HCDC	VERR
	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1942	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1943	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1944	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1945	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1946	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1947	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1948	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1949	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1950	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1951	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1952	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1953	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1954	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1955	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1956	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1957	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1958	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1959	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1960	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1961	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1962	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1963	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1964	0.73			0.03	0.28	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.00	0.93	3	0.03	0.28	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1965	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1966	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1967	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.34	0.39	2	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1968	0.73			0.03	0.22	0.04	0.02	0.05	0.24	0.58	0.02	0.06	0.09	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.00	1.77	3	0.03	0.22	0.04	0.02	0.05	0.24	0.58	0.02	0.06	0.09	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1969	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1970	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1971	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1972	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1973	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1974	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1975	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
1976	0.73			0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18
	0.73	0.0	1	0.07	0.45	0.08	0.03	0.05	0.24	1.15	0.04	0.13	0.17	0.02	0.23	0.09	0.79	0.22	0.54	0.18

ecom

CUADRO 3.2 Flujo de Beneficios (Económicos o Financiero).

VALLE LIGUA

FLUJO DE BENEFICIOS FINANCIEROS (MILL. US $) CP2

	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24
1942	0.626	1.307	0.299	1.112	1.045	0.608	1.427
1943	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1944	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1945	0.442	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1946	0.383	1.047	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1947	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1948	0.626	1.307	0.305	1.112	1.045	0.608	1.427
1949	0.512	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1950	0.623	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1951	0.512	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1952	0.623	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1953	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1954	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1955	0.606	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1956	0.408	1.248	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1957	0.626	1.307	0.327	1.112	1.045	0.608	1.427
1958	0.515	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1959	0.580	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1960	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1961	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1962	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1963	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1964	0.487	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1965	0.626	1.307	0.302	1.112	1.045	0.608	1.427
1966	0.626	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1967	0.551	1.303	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1968	0.263	1.025	0.313	1.032	1.045	0.608	1.180
1969	0.260	0.751	0.351	1.109	1.045	0.608	1.402
1970	0.456	0.753	0.242	0.742	1.045	0.484	0.959
1971	0.346	0.646	0.238	0.555	1.045	0.129	0.439
1972	0.626	1.307	0.295	1.112	1.045	0.608	1.427
1973	0.624	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1974	0.608	1.307	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1975	0.469	1.306	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
1976	0.544	1.295	0.351	1.112	1.045	0.608	1.427
VP 1	6.395	14.437	3.924	12.629	12.184	6.886	16.056
VP 2	4.486	10.127	2.753	8.856	8.547	4.830	11.263
VP 3	3.411	7.699	2.093	6.733	6.498	3.672	8.562

3.3.5 Usos Alternativos de la Metodología

La gran cantidad de datos procesados, el nivel de detalle de los resultados y la fácil modificación del valor que toman las variables exógenas del Modelo de Simulación, permiten, dependiendo de los valores asignados a estas últimas, estimar una serie de relaciones de particular interés y utilidad en el campo de las evaluaciones de proyectos de desarrollo agrícola.

a) El problema de determinar el tamaño más conveniente de un proyecto de regadío. Esto puede lograrse a través de una maximización del beneficio neto actualizado del proyecto para lo cual la correcta evaluación de los beneficios anuales es evidentemente fundamental. Adicionalmente, la resolución de este problema permitirá obtener, como consecuencia, la seguridad de riego más conveniente desde el punto de vista económico, en lugar de establecerla a priori en un cierto valor, como ha sido tradicional. Por cierto, puede darse el caso de que la seguridad de riego óptima obtenida en esta forma deba subirse a un valor más alto para evitar posibles pérdidas de cultivos permanentes que hayan sido incluídos en el proyecto.

b) El problema del tamaño más adecuado de un programa de asistencia técnica. Al igual que antes, dicho tamaño puede encontrarse maximizando el beneficio neto actualizado del área beneficiada. La variable de decisión puede ser en este caso, el valor de la inversión o bien la cantidad de recurso humano medida en hombres-mes.

c) El problema de la distribución de los recursos de agua entre dos sectores de riego que comparten el agua del río en una misma sección. En este caso, teóricamente, puede buscarse la proporción de reparto que maximice el beneficio neto actualizado del conjunto de los dos sectores.

Además la metodología permite obtener algunas relaciones que son de utilidad para la evaluación de proyectos de desarrollo agrícola, como por ejemplo, la relación entre el ingreso agrícola anual y la disponibilidad de agua.

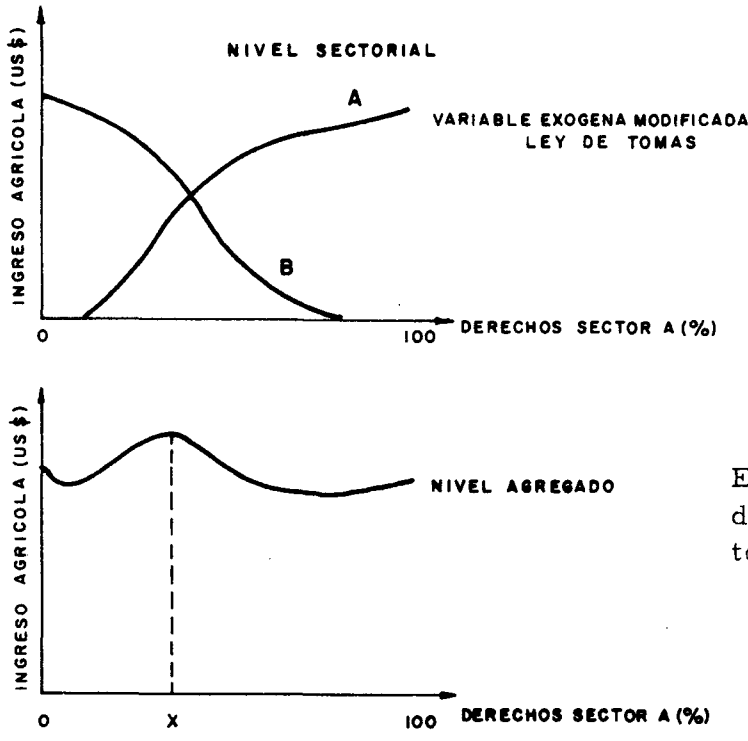
Los estudios mencionados exceden la cobertura de este proyecto; sin embargo, con el propósito de señalar algunos que son particularmente valiosos para los organismos e instituciones relacionados al sector, se consigna a continuación un resumen gráfico de los mismos, señalando las variables exógenas que deben ser modificadas en cada caso.

a) Eficiencia en la distribución de los derechos de agua de la red de canales.

La finalidad de este análisis es identificar la estructura de derechos de agua que genera el mayor nivel de ingresos agrícolas determinando, en consecuencia, la eficiencia de la distribución actual.

Se consideran, a modo de ejemplo, dos sectores de riego (A y B) regados por canales diferentes y con derechos compartidos sobre un mismo caudal principal. Si se altera, en este caso, la estructura relativa de derechos (variables exógenas) aumentando la del sector "A" y disminuyendo, en igual proporción, la del otro, se observará un cambio en el valor presente de sus respectivos ingresos agrícolas, incrementándose el del primer sector y bajando el del sector "B".

Esta situación se resume en la Figura 3.4, mostrando, en el primer gráfico, la situación a nivel sectorial y, en el segundo, a nivel agregado de A y B. En ambos casos se indica el ingreso agrícola en el eje de las ordenadas y la distribución de derechos, medida como porcentaje del total asignado al sector A (la diferencia entre ese valor y 100 por ciento equivale a los derechos proporcionales del sector B), en el eje de las abscisas.



Eficiencia en la distribución de derechos de agua entre dos sectores de riego.

FIGURA 3.4

Se observa en este ejmplo que, si el objetivo es maximizar el valor presente del conjunto, la distribución de derechos deseable corresponde a aquella que otorga X % al sector A y (100 - X)% al sector B.

b) Tamaño óptimo de obras de riego.

El tamaño "ideal" de un proyecto depende, obviamente, del criterio maximizador que se le imponga. Es decir, si se intenta alcanzar el mayor nivel de producto sin generar pérdidas económicas, las inversiones en riego deberán realizarse hasta que el valor presente neto de todas ellas en conjunto se iguale a cero (las inversiones marginales tendrán retornos negativos). En cambio, si el objetivo es lograr el mayor retorno neto, el tamaño óptimo será menor que el anterior, correspondiendo a aquél en que la inversión marginal tiene un valor presente neto igual a cero o, alternativamente, una tasa interna de retorno equivalente a la de descuento.

Ambas alternativas se incluyen en la Figura 3.5, correspondiendo la primera de ellas al punto X2 y, la que maximiza el Beneficio Neto actualizado al tamaño Xl.

La curva de beneficios se estima utilizando el Modelo de Simulación del Sistema del cual se obtienen los puntos necesarios al variar los datos sobre patrones de cultivo (se suponen más intensivos cuando mayores son las obras de ingeniería) y las capacidades de las obras de riego.

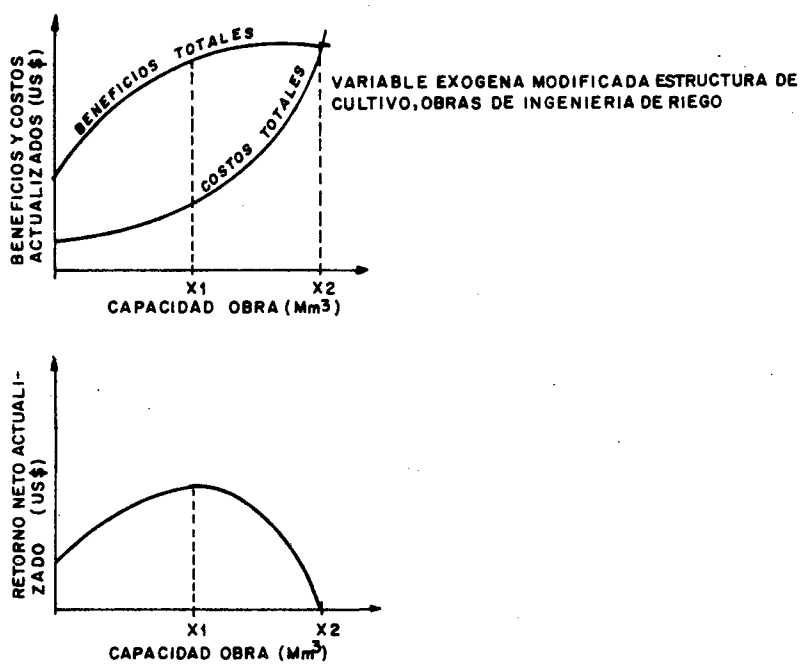


FIGURA 3.5

La seguridad de riego que resulta con el tamaño óptimo de la obra corresponde entonces a la seguridad de riego más económica la cual, como se ve, se obtiene como consecuencia del método y no se establece a priori como una restricción. Como se mencionó al comienzo, el patrón de cultivos considerado puede obligar a subir la seguridad obtenida, si ésta no es compatible con la requerida por el patrón de cultivos. Es de advertir, sin embargo, que persiste la restricción en cuanto a la seguridad mínima que los agricultores requieren para implantar el patrón de cultivos en función del cual se han determinado los beneficios.

En forma análoga se puede estimar el tamaño deseable de un programa de asistencia técnica, en cuyo caso en el eje de las abscisas se presentaría el tamaño del programa de capacitación medido en hombres/mes o en el valor de la inversión (en este último caso, la curva costos correspondería a una recta de 45°).

Para obtener la curva de beneficios se debe variar el nivel de ingreso por hectárea de cada cultivo incluído en los patrones de cultivo, reflejando de esa manera el aumento de la productividad que generaría la asistencia tecnológica.

c) Productividad del agua.

Existe una vasta literatura en la que se ha analizado el problema de la productividad del agua, presentando, en la mayoría de los casos, resultados de investigaciones empíricas orientadas a determinar la relación entre cantidad de agua y rendimiento de cultivos específicos. Sin embargo, hasta donde se tiene conocimiento, ninguna de esas investigaciones ha logrado obtener conclusiones que puedan aplicarse a otros cultivos o incluso al mismo, cuando se cultiva bajo otras condiciones.

Por lo tanto, un significativo aporte de esta metodología al campo de la evaluación de proyectos sería el permitir estimar la función que relaciona el ingreso agrícola con la dotación de agua para riego.

Habiéndose desechado la posibilidad de estimar la función de producción del agua a nivel individual de cada cultivo, la metodología se estableció sobre la base de una relación entre el nivel de riego y el rendimiento de una estructura de cultivos, medido este último en términos económicos. Concretamente, las instrucciones contenidas en la "estrategia de uso del agua" definen cuál es la forma en que debe asignarse el agua durante los años deficitarios, sacrificando los cultivos en función de sus retornos económicos.

La operación del Modelo de Simulación entrega una serie de datos que permiten relacionar niveles de ingreso con flujo de agua (un par de valores por cada año de simulación), lo cual hace posible estimar la productividad del agua.

Además de esa relación, se puede determinar cuál es la relación entre seguridad de riego y nivel de ingresos o hectáreas efectivamente cosechadas. Estas relaciones se presentan en forma gráfica a continuación:

Demanda suplida, ingreso agrícola y seguridad de riego.

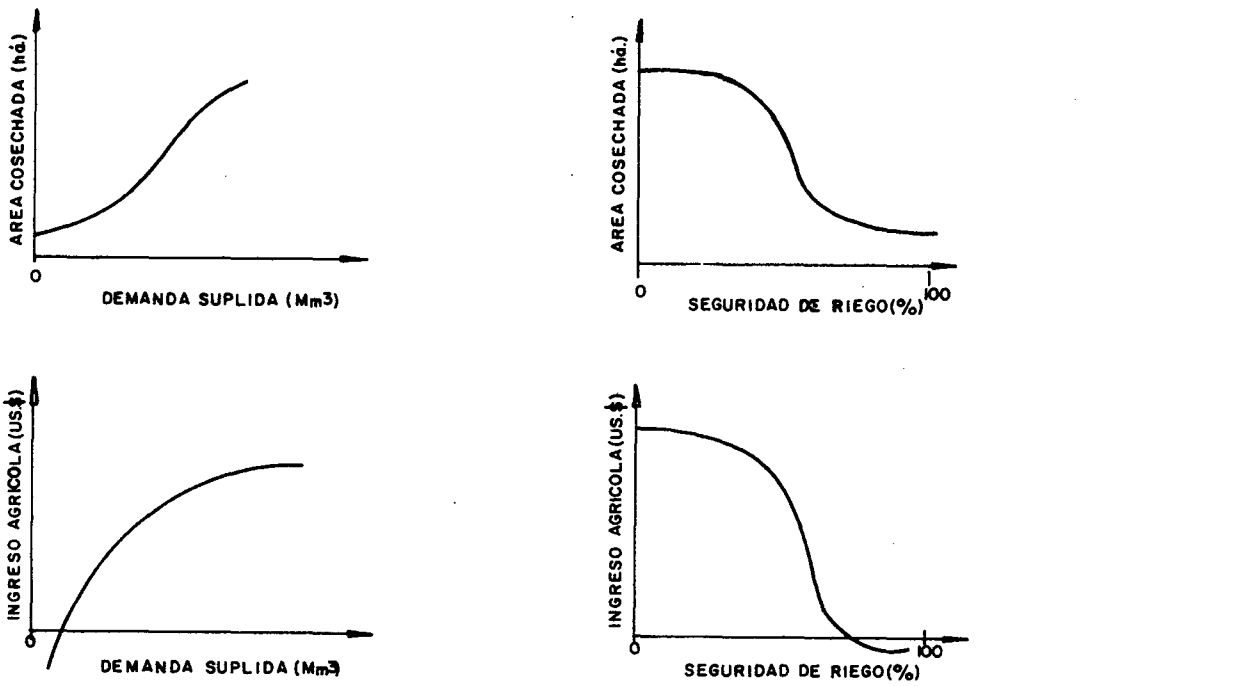


FIGURA 3.6

En resumen, la metodología desarrollada por los consultores se prestaría para interesantes aplicaciones que van más allá de su función en el proyecto. En principio, estas aplicaciones permitirían lograr avances importantes en la evaluación de proyectos de desarrollo agrícola, tesis que debería ser probada con una investigación más cabal sobre el tema.

3.3.6 Utilidad de la Metodología en este Estudio

De las secciones anteriores, se desprende que el Modelo de Simulación es una herramienta poderosa para la planificación del desarrollo de la Agricultura de riego. Sin embargo, es importante reconocer sus limitaciones, las que dicen relación con la falta de precisión de algunos datos disponibles y con la dificultad de predecir la conducta de los agricultores, ya sea como grupo o como individuos, frente a cambios en las condiciones físicas. Por ejemplo, los caudales medios mensuales simulados no pueden ser más precisos que los caudales de las estadísticas fluviométricas usadas como datos de entrada. Además debe considerarse el error inherente al modelo mismo que no puede reproducir exactamente los caudales reales aunque los datos de entrada fuesen rigurosamente exactos. Por lo tanto, estos errores se propagarán a los beneficios agrícolas anuales calculados. Simultáneamente, se supone que los agricultores adoptan una estrategia racional de uso del agua basada en una evaluación de los retornos marginales del agua para cada cultivo durante los distintos meses. Se sabe que los agricultores reaccionan en forma lógica ante variaciones en la oferta de agua, mas es dudoso que lo hagan con la precisión supuesta en la metodología.

No obstante, la metodología es apropiada y se mantiene como una herramienta eficaz y de mayor precisión que los métodos tradicionales cuando se pretende obtener el incremento probable de los retornos agrícolas atribuíbles a determinado proyecto de ingeniería.

En efecto, la metodología no supone un ingreso neto por hectárea constante e independiente del área cosechada, sino que éste varía con el área cosechada ya que se supone que el agricultor, enfrentado a un déficit de agua, actúa racionalmente sacrificando los cultivos menos rentables lo cual le hace incurrir en pérdidas de insumo que se evalúan como costos de falla. Además, la superficie cosechada se determina para cada cultivo como la menor superficie regada dentro del período en que el cultivo tiene demandas de riego. Esto conduce a una valoración más real de los beneficios que la que se obtiene con el criterio usual de considerar un cultivo promedio para toda el área y definir la superficie cosechada como la superficie regada en el mes más crítico de la temporada.

Estas diferencias se ilustran en la Figura 3.7 siguiente. La Figura 3.7 A muestra la variación de los beneficios con la superficie cosechada de un cierto cultivo. La Figura 3.7 B muestra la relación entre beneficios y probabilidad de excedencia. Esta relación se obtiene combinando

la curva de beneficios versus área cosechada con la probabilidad de excedencia del área cosechada. El área cosechada coincide en ambos criterios pues se trata de un sólo cultivo, pero lógicamente diferirá si se considera un mayor número de cultivos.

La curva de beneficios en función de la probabilidad de excedencia indica que en años con déficits moderados el criterio usual entrega beneficios menores que los reales, situación que se invierte en años extremadamente secos.

Es en este aspecto que la metodología ha sido muy útil y de gran valor pues ha permitido evaluar más precisamente las consecuencias de una falla parcial en el abastecimiento de la demanda de agua para regadío en zonas actualmente bajo canal ya sea que esta falla corresponda a la disponibilidad actual o a la que se tendría si determinado proyecto estuviese en servicio.

En este último sentido ha sido muy conveniente incorporar la metodología en el Modelo de Simulación ya que este último entrega los caudales disponibles y la metodología evalúa las consecuencias. Por ejemplo, la explotación del agua subterránea en el área de Curimón provoca una disminución de los afloramientos en la segunda sección del río Aconcagua y eventuales déficit en los sectores de aguas abajo los cuales pudieron ser cuantificados y evaluados en términos económicos gracias a la incorporación de la metodología en el Modelo de Simulación.

Beneficios, Area Cosechada y Probabilidad de Excedencia.

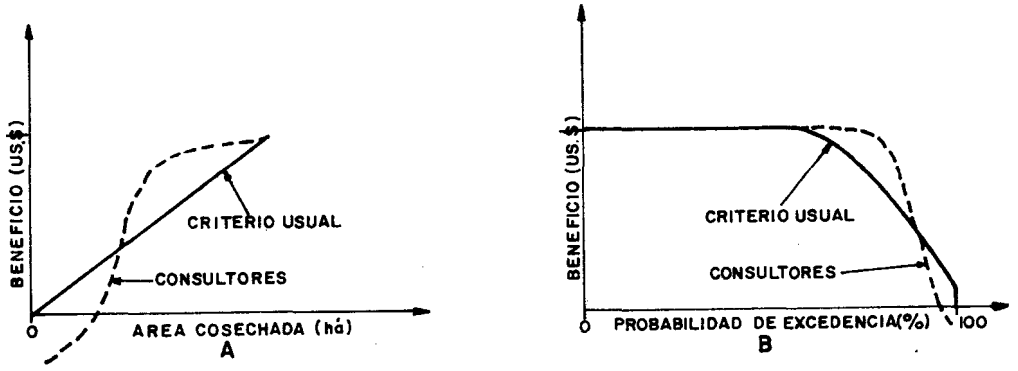


FIGURA 3.7

Desde un punto de vista netamente práctico, el Modelo de Simulación con la metodología de evaluación incorporada permitió evaluar rápidamente las consecuencias económicas de algunos proyectos de ingeniería potenciales, haciendo posible descartar ciertas alternativas, sugerir otras y estimar el incremento de beneficios asociados a la expansión del área bajo canal. De manera que el Modelo de Simulación con la metodología de evaluación desempeñó el papel de una práctica herramienta de planificación de los recursos hidráulicos permitiendo caracterizar y estimar las bondades de diferentes alternativas de solución al problema del regadío en los tres valles.

3.4 DESCRIPCION DEL PROGRAMA DE COMPUTACION

Esta sección tiene por objeto presentar la organización interna del programa de computación desarrollado para implementar el Modelo de Simulación del Sistema. Se destacan sus posibilidades en cuanto a las diferentes alternativas que es posible simular, se describe su estructura, los subprogramas que lo integran y la organización de datos y resultados obtenidos. El programa se escribió en FORTRAN IV G y fue compilado y procesado en un IBM 370/148 bajo el sistema CMS del VM 370.

3.4.1 Estructura del Programa

El programa consta de un programa principal y de varios subprogramas invocados por el primero o bien por otro subprograma de mayor jerarquía.

Los subprogramas desarrollados pueden clasificarse en cuatro grupos atendiendo a la función que desempeñan. El primer grupo comprende los subprogramas ACONCA, LIGUA y PETOR que permiten efectuar la simulación del sistema por valle. El segundo grupo incluye los subprogramas SECRIE, EMBALS, ACUIF y FPER que simulan los procesos en los principales elementos del sistema. El tercer grupo corresponde al de los subprogramas que realizan procesos numéricos, aquí se incluyen los subprogramas FINT, ORDEN, PRINT, QCNL y KINYFI. El cuarto grupo abarca los subprogramas DATALT, IDENTI, DETALL y RESUME que controlan la lectura de datos y la impresión de resultados.

Con el objeto de manejar más eficientemente el gran volumen de información requerido por el modelo, se crearon nueve tipos de archivos de datos, lo cual permite que el programa lea solamente de los archivos necesarios para la corrida deseada.

El programa principal dirige y controla la ejecución de los subprogramas, realiza la lectura de datos básicos, efectúa ciertos cálculos auxiliares, evalúa los beneficios que resultan de la simulación e imprime ciertos cuadros de resultados. En la Figura 3.8 siguiente se presenta un diagrama de flujo del programa principal indicando sus funciones.

A continuación se explican algunos nombres de parámetros y subprogramas para una mejor comprensión de este diagrama.

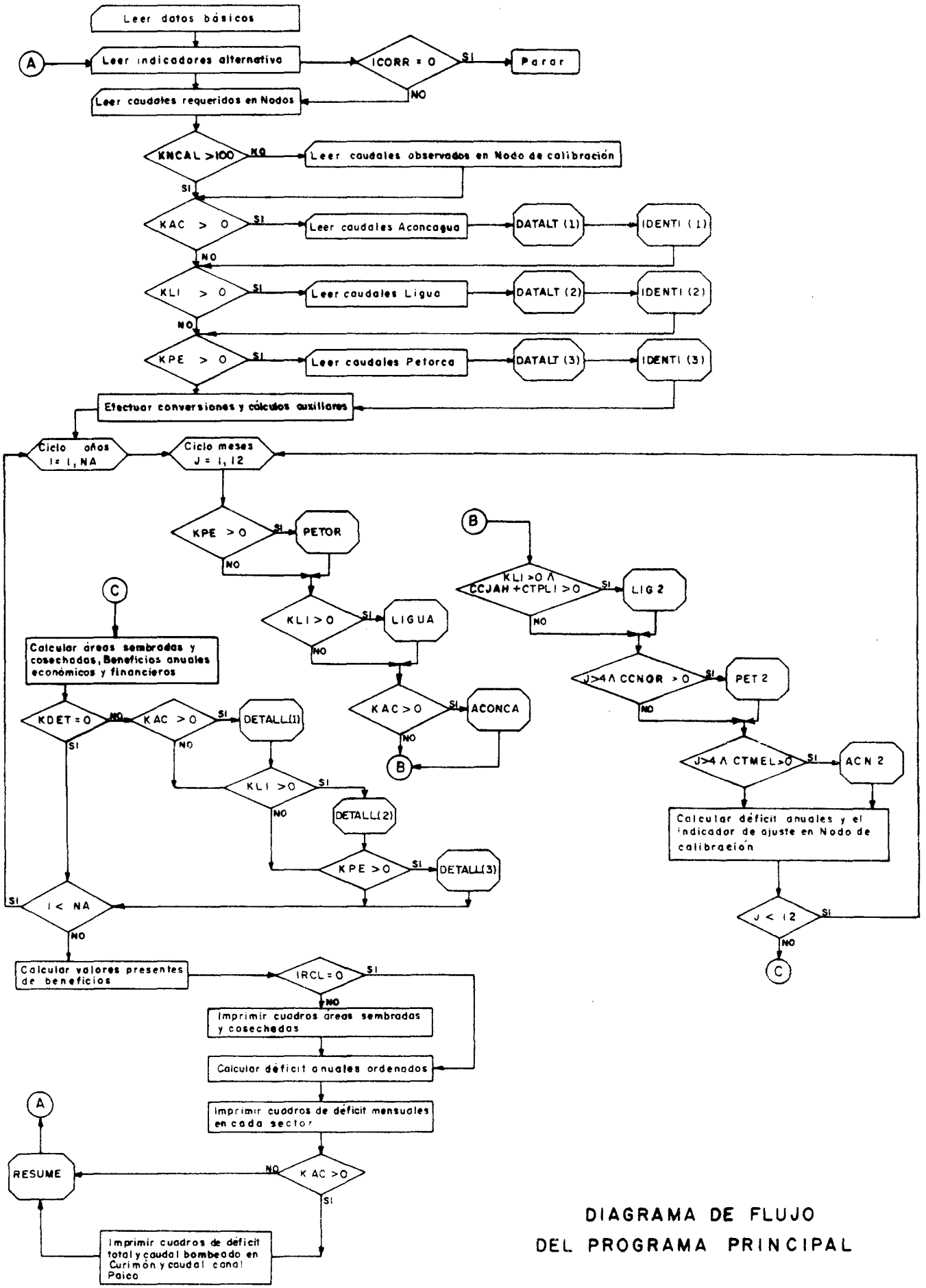


DIAGRAMA DE FLUJO
DEL PROGRAMA PRINCIPAL

FIGURA 3.8

El indicador ICORR se lee junto con los demás indicadores para controlar la cantidad de alternativas que se procesan en una misma corrida del programa. KNCAL es el número del nodo que se desea usar para calibrar. Los indicadores KAC, KLI y KPE controlan la ejecución de procesos relacionados con los valles Aconcagua, Ligua y Petorca, respectivamente. DATALT es el nombre de la subrutina que lee los datos de la alternativa a simular. IDENTI es la subrutina que imprime los datos que identifican la alternativa. ACONCA, LIGUA y PETOR son las subrutinas que efectúan la simulación de los valles Aconcagua, Ligua y Petorca respectivamente. CTMEL es la variable empleada para definir la capacidad del canal Melón-Aconcagua que trae los recursos enviados por el embalse Los Angeles. ACN2 es el nombre del punto de entrada a la subrutina ACONCA que se utiliza solamente con la alternativa del canal Melón-Aconcagua. DETALL es la subrutina que realiza la impresión detallada de los resultados de la simulación para cada año, la cual permite conocer todas las variables involucradas. Su utilización es controlada con el indicador KDET. El indicador IRCL, a su vez, controla la impresión de los cuadros de áreas sembradas y cosechadas por cultivos y por sector. Finalmente, RESUME es una subrutina que imprime varios cuadros que resumen los resultados de la simulación efectuada.

3.4.2 Subprogramas Incluídos

A continuación se describe los aspectos prińcipales de los subprogramas mencionados.

Los subprogramas ACONCA, LIGUA y PETOR han sido creados para simular cada valle por separado para lograr una mayor flexibilidad en el programa y poder procesar fácilmente diferentes combinaciones de valles.

En la sección 3.2.3 se presenta una descripción detallada de la operación de cada valle que corresponde exactamente a lo que realizan estas subrutinas y por ello se remite a esa sección.

Los subprogramas SECRIE, EMBALS, ACUIF y FPER simulan los sectores de riego, los embalses superficiales, los acuíferos y la percolación en los tramos de río respectivamente.

La metodología empleada para simular estos elementos se describe en la Sección 3.2.2 y corresponde a lo que realizan estos subprogramas.

El subprograma FINT se ha desarrollado para efectuar interpolaciones lineales o no lineales empleando para ello el polinomio interpolador de Lagrange. Los argumentos requeridos son el grado de la interpolación, el valor de la variable independiente para el cual se desea obtener la interpolación, el vector con los valores de la variable independiente, el vector con los valores de la variable dependiente y el número de elementos de estos vectores que deben estar en orden creciente. El subprograma ha sido usado para obtener la superficie inundada correspondiente al volumen embalsado con el fin de determinar la evaporación. Además se ha empleado para interpolar las demandas del embalse Los Angeles las cuales fueron determinadas sólo para algunos años de ciertas probabilidades de excedencia.

La subrutina ORDEN permite ordenar decrecientemente los elementos de un vector. Ha sido empleada para ordenar los déficits anuales de los sectores de riego y facilitar así la asignación de probabilidades de excedencia.

La subrutina PRINT realiza la impresión de un cuadro estadístico de una matriz con los 12 valores mensuales de cada uno de los "n" años que la componen. Determina e imprime los promedios de cada año, los de cada mes y el general.

La subrutina KINYFI es un auxiliar solamente para definir las coordenadas iniciales y finales de los diferentes elementos de cada valle. Para cada elemento, independientemente del valle en que se encuentra, se tiene una matriz tridimensional cuya primera dimensión indica el mes, la segunda el elemento y la tercera el tipo de variable asociado al elemento, y esto para cada año, con el objeto de facilitar la programación de la impresión detallada de cada año.

El subprograma QCNL es el que permite determinar los coeficientes de reducción que deben aplicarse al caudal captado por un canal de trasvase para obtener el valor medio mensual efectivamente captado dados el caudal medio mensual disponible y la capacidad del canal.

La subrutina DATALT permite efectuar la lectura de la información requerida por la alternativa a considerar. Los datos se leen desde los archivos donde se encuentran; en este caso, solamente dos archivos. El primer archivo contiene los datos de capacidades de embalses y canales de trasvase, todos los datos y parámetros de cada sector de riego, los datos de acuíferos y los datos de porcentajes de distribución de cada nodo que los requiere. El segundo archivo contiene para cada sector de

riego, las áreas de cada cultivo, sus tasas mensuales y los beneficios y costos asociados con cada cultivo.

La subrutina IDENTI realiza la impresión de los datos que caracterizan a una alternativa, es decir, volúmenes de embalses, capacidades de canales, todos los datos de sectores de riego, los datos de acuíferos, los porcentajes de distribución de los diferentes usuarios de nodos y los datos de área y tasas de cultivos y beneficios y costos. Este último grupo de datos por cultivos se imprime opcionalmente.

La subrutina DETALL realiza la impresión detallada de los resultados de la simulación de cada año en cada valle simulado. Se imprimen los 12 valores de cada variable asociada con cada elemento de embalse, acuífero, sector de riego, canales y nodos. Para los embalses se imprimen 6 variables, afluentes, evaporación, demandas, entregas, caudal vertido y estado final. Para los acuíferos se imprime los afluentes, bombeo, efluente y estado final. Para los sectores de riego se imprimen el caudal captado en bocatoma, la lluvia del mes, el caudal bombeado desde el acuífero, la percolación de canales, la demanda a nivel predial, la demanda suplida, la percolación del riego, los retornos totales, el déficit en bocatoma, el déficit en bocatoma si no se hubiese aplicado el criterio de reducción y el área regada. Para los canales de trasvase se imprime el caudal captado. Para los nodos se imprime el caudal afluente.

La subrutina RESUME imprime para cada valle un cuadro con los beneficios anuales en cada sector a lo largo de los años simulados junto con el valor presente del beneficio anual esperado para las tasas de interés de 8, 12 y 16 por ciento. Este cuadro se imprime tanto para los beneficios financieros como para los económicos. Ambos tipos de cuadros se imprimen para todos los niveles de tecnología considerados con un máximo de tres. Luego se imprime un cuadro con los déficits anuales de cada sector para todos los años considerados. Luego se imprime el mismo cuadro pero con la serie ordenada decrecientemente.

Por último, se imprime, para cada embalse de capacidad no nula, un cuadro estadístico con su estado al final de cada mes.

3.4.3 Estructura de los Datos

La información requerida ha sido organizada en nueve tipos de archivos de datos que se describen a continuación.

El primer tipo de archivo, contiene los datos fijos que son comunes a cualquier alternativa. Su lectura se realiza en el programa principal. Es un solo archivo que incluye siete estadísticas de lluvia mensual que son las empleadas en los sectores de riego, incluye también los vectores que definen las curvas de embalse y las tasas mensuales de evaporación en los 12 sitios de embalse considerados.

El segundo tipo comprende varios archivos que contienen las estadísticas de caudales medios mensuales de las estaciones fluviométricas usadas en el proceso de calibración.

El tercer tipo comprende todos los archivos con la información de cultivos que abarca los datos de área, tasas, beneficios y costos en cada sector.

El cuarto tipo de archivo contiene los datos de caudales requeridos mensualmente en cada nodo del sistema. Es un sólo archivo.

El quinto tipo contiene los datos que caracterizan a cada alternativa, las capacidades de embalses y canales, los datos de cada sector, los datos de acuíferos y los porcentajes de distribución en los nodos.

El sexto tipo es un archivo con todas las estadísticas de caudales de entrada requeridas por el valle Aconcagua, en total 27 estadísticas.

El séptimo tipo es análogo al anterior pero para el valle Ligua, incluye 11 estadísticas.

El octavo tipo es análogo a los dos anteriores pero para el valle Petorca e incluye 7 estadísticas.

El noveno tipo es un archivo con la estadística de caudales a bombear desde el acuífero A01.

3.4.4 Estructura de los Resultados

Los resultados se han organizado de la manera que se explica a continuación.

En primer lugar se presentan los datos que identifican cada alternativa, esto para cada valle simulado. Esta función es realizada por la subrutina IDENTI.

Luego viene la información detallada con los resultados de la simulación de cada año en cada valle, función desempeñada por la subrutina DETALL. Esta información es extensa y por ello se presenta solamente cuando es requerida.

En seguida se presentan los cuadros con las áreas sembradas y cosechadas anualmente en cada sector de riego; esto es opcional. Después vienen los cuadros con las estadísticas de déficits mensuales en cada sector de riego, luego las estadísticas del caudal bombeado en Curimón y del caudal transportado por el canal Paico, sólo si se ha incluído el valle Aconcagua. Luego vienen los cuadros de beneficios anuales en los sectores, económicos y financieros y para los niveles especificados, los cuadros con los déficits anuales por sector según la serie de años y ordenados decrecientemente y los estados finales en los embalses de capacidad no nula. Toda esta información se presenta completa para un valle primero antes de pasar al siguiente.

Por último, si se ha especificado, se presenta un cuadro con la estadística de caudales observados y otro con los simulados en el nodo utilizado para calibración.

3.5 APLICACIONES DEL MODELO

La primera aplicación del modelo consistió en la caracterización de la situación actual en cada valle en términos hidrológicos y económicos. Para ello se efectuaron procesos separados de cada valle con el período histórico de 35 años que se inicia con el año hidrológico 1942/43. Dichos procesos permitieron obtener la magnitud y frecuencia de los déficit mensuales así como los beneficios anuales en cada sector de riego, beneficios que sirvieron como base para la evaluación económica de los proyectos estudiados.

La segunda aplicación del modelo consistió en la evaluación de los beneficios atribuíbles a los diferentes proyectos concebidos para remediar los problemas detectados en la caracterización de la situación actual.

3.5.1 Situación Actual

Esta etapa exigió una gran cantidad de procesos y análisis en los cuales se variaron los parámetros de los sectores de riego y otras magnitudes, como la percolación del río, para poder llegar a una representación razonable de la situación actual del regadío en el área del Proyecto. En algunos casos fue posible determinar estos parámetros como los que conducían a una mejor reproducción de caudales observados, en otros casos, la escasez y poca confianza en los datos disponibles, obligó a estimaciones y adopción de valores prudentes.

a) Valle Aconcagua

El estudio se inició con la primera zona que comprende los dos primeros sectores de riego S01 y S02. Un análisis de los caudales captados por los canales, según las corridas de aforo, indicó que, con buena aproximación, los canales de la ribera norte, sector S01, captan en total un 36% del caudal en Chacabuquito, mientras que los del sector S02, ribera sur, captan un 44 por ciento de dicho caudal. No se observó variación estacional en estos porcentajes, así que ellos se mantuvieron fijos para todos los meses, sólo que en invierno se limitó la captación a un 10 por ciento de la capacidad de canales.

En seguida se inició una investigación de la combinación de parámetros de los sectores de riego y coeficientes de la expresión para la percolación de río y esteros que producía un mejor ajuste entre los caudales simulados y los correspondientes a la suma de los observados en las estaciones fluviométricas de San Felipe y Canal Parry N° 2 durante los años 1969/70 a 1973/74, período que se adoptó porque permitía también verificar la simulación del acuífero A01 comparando con el estudio hidrogeológico.

El método de búsqueda consistió en fijar todos los parámetros en sus valores iniciales para luego variar uno hasta encontrar el mejor valor, mientras los demás se mantenían fijos en sus valores iniciales. La función objetivo a minimizar fue la sumatoria de las diferencias de cuadrados entre los valores simulados y los observados. Encontrado el mejor valor de un parámetro se le mantenía fijo en ese valor y se variaba el siguiente. Así, sucesivamente hasta abarcarlos todos. Terminada esta fase se efectuaba un análisis gráfico de los caudales simulados. Se iniciaba en seguida una nueva fase de búsqueda con nuevos valores de partida diferentes de los de la fase anterior. Finalmente se llegó a una combinación de parámetros aceptable con la cual se procesó el período 1967/70 a 1976/77 tomando los últimos tres años como período de validación. Los resultados fueron satisfactorios y por ello se adoptaron como representativos de la situación actual. No se hizo distinción de parámetros entre estos dos sectores pues están en la misma zona. Los valores finalmente adoptados fueron los siguientes:

EFC	=	0.91	FRUD	=	0.80
EFP	=	0.49	FRUP	=	0.00
CDR	=	0.22	ALFA	=	0.80
CPR	=	0.29			

Percolación del río : $y = 4.0\, x^{0.2}$
Percolación estero Pocuro : $y = 0$
Percolación estero Quilpué : $y = 4.0\, x^{0.2}$

en que

y es la percolación en $m^3/seg.$
x es el caudal disponible en $m^3/seg.$

El acuífero A01 fue representado como embalse lineal con una constante K = 23 meses la cual se obtuvo analizando las variaciones de volumen embalsado en el acuífero, para períodos de aproximadamente seis meses durante los años 1969 a 1973, junto con las descargas al final de cada uno de estos períodos de seis meses. Estos datos fueron elaborados en el estudio hidrogeológico. Las figuras 3.9 y 3.10 muestran los caudales simulados y los de comparación tanto superficiales como subterráneos.

En el valle del río Putaendo no se pudo realizar un proceso similar al anterior. De acuerdo con los antecedentes disponibles el agua se distribuye en proporción al área de modo que así se repartió el caudal de Resguardo Los Patos. Para la sectorización original, definida principalmente por la llegada del canal Jahuel, el sector S03 capta un 24 por ciento de dicho caudal. Para la sectorización final, definida por la ubicación de los sondajes del proyecto que considera la explotación del agua subterránea de este valle, el sector S03 capta un 58 por ciento. Los parámetros de los sectores de riego S03 y S04 se fijaron a la luz de los de la primera sección pero considerando las características propias del valle. Los valores adoptados fueron los siguientes:

EFC	=	0.80	FRUD	=	0.80
EFP	=	0.40	FRUP	=	0.00
CDR	=	0.20	ALFA	=	0.90
CPR	=	0.40			

Manteniendo estos parámetros en los valores indicados se variaron los coeficientes de la percolación del río y la constante del acuífero de este valle buscando un ajuste con los caudales de salida estimados para este acuífero en el estudio hidrogeológico. Se consideró el período 1969/70 a 1976/77. Los resultados de cada proceso se compararon gráficamente con los caudales estimados en el estudio hidrogeológico, análisis que indicaba los cambios a efectuar. Finalmente se adoptaron los siguientes coeficientes:

Percolación del río : $y = 0.6\, x^{0.7}$

Constante del acuífero : $K = 9$

La Figura 3.11 muestra los resultados obtenidos.

Para los sectores S05 a S09, que se ubican en la segunda sección legal, se adoptaron parámetros comunes para los sectores de riego y coeficientes que anulan la percolación en los tramos de río y estero. Las

ACONCAGUA EN SAN FELIPE + CANAL PARRY N°2

CAUDAL MEDIO MENSUAL (m^3/s)

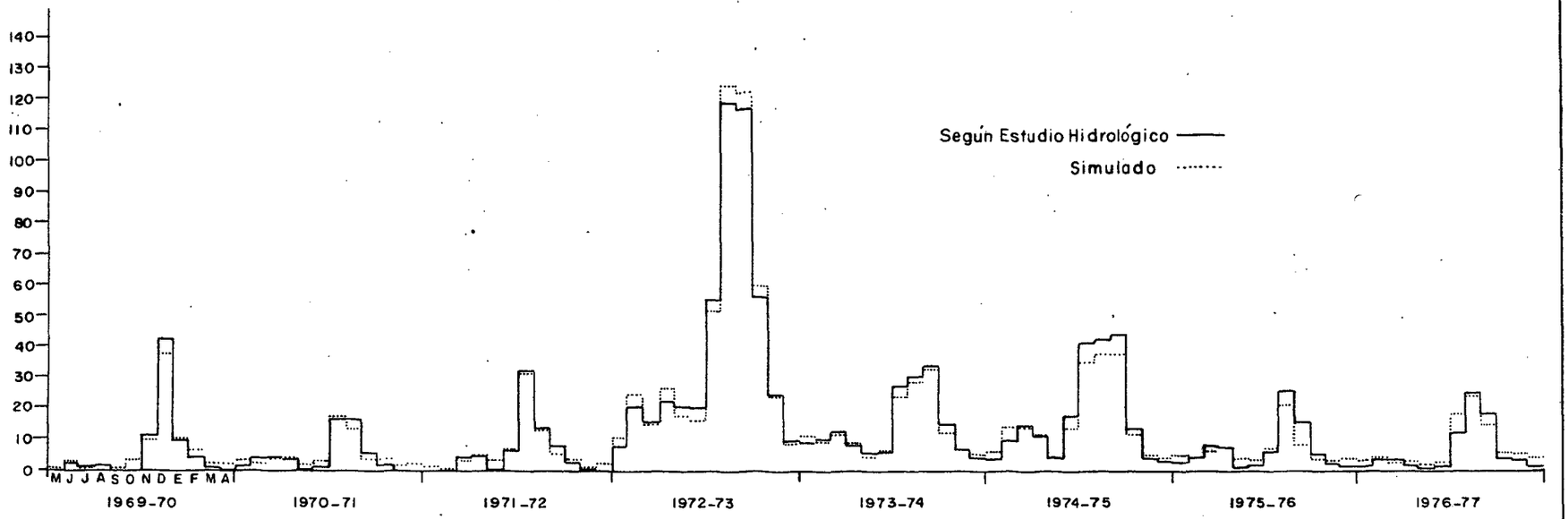


FIGURA 3.9

ACUIFERO 1ª SECCION VALLE ACONCAGUA

CAUDAL MEDIO MENSUAL DE SALIDA (m^3/s)

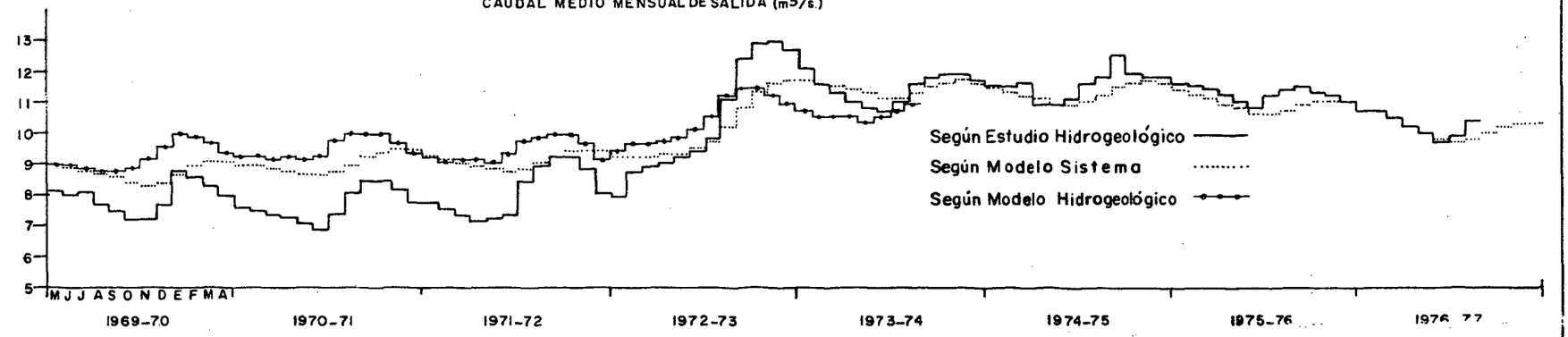


FIGURA 3.10

ACUIFERO VALLE PUTAENDO

CAUDAL MEDIO MENSUAL DE SALIDA (m^3/s)

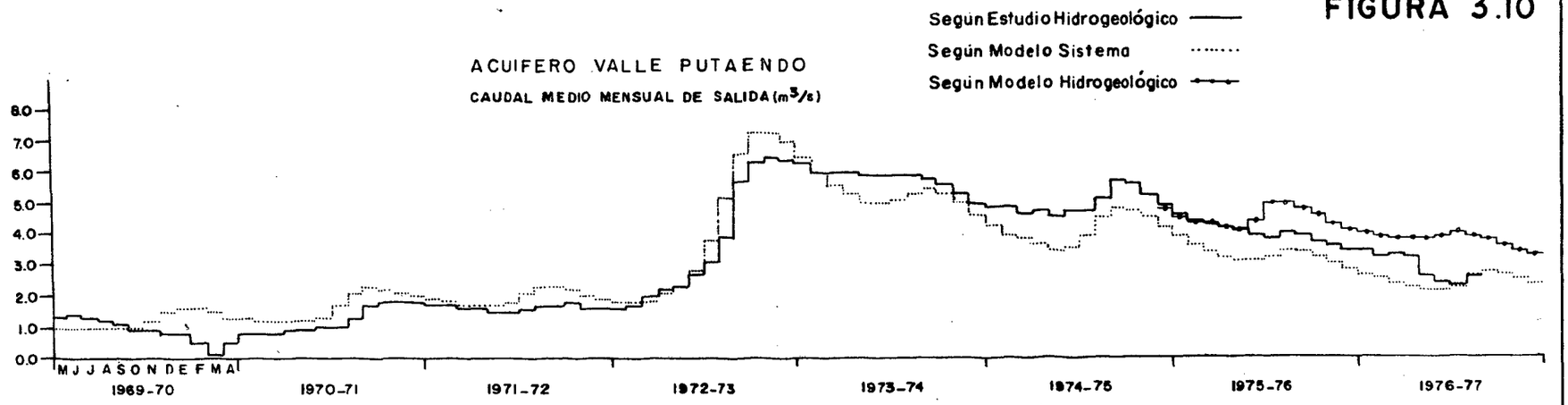


FIGURA 3.11

constantes de los acuíferos A03 y A04 se obtuvieron a partir de datos simulados en el estudio hidrogeológico. Los valores empleados son los siguientes:

EFC	= 0.90	FRUD	= 0.50
EFP	= 0.50	FRUP	= 0.00
CDR	= 0.20	ALFA	= 0.708
CPR	= 0.30		

En los sectores S07 y S09 se consideró un FRUP = 0.25 para considerar las percolaciones que aparecen en los esteros Catemu y Llay-Llay respectivamente. Además en el sector S09 se considera EFC = 0.92; CDR = 0.30 y CPR = 0.20.

Los acuíferos A03 y A04 reciben solamente la percolación generada en los sectores de riego. En ambos acuíferos se usó una constante K = 1.5 meses.

La Figura 3.12 permite comparar el caudal simulado en el nodo 22 con el caudal observado en Romeral.

Para los sectores aguas abajo de Romeral, sectores S10 a S17, se emplearon los siguientes valores de parámetros:

Sector	EFC	EFP	CDR	CPR	FRUD	FRUP	ALFA
S10	0.95	0.50	0.20	0.30	0.800	0.600	0.680
S11	0.95	0.50	0.20	0.30	0.800	0.200	0.680
S12	0.95	0.50	0.20	0.30	0.800	0.800	0.680
S13	0.95	0.50	0.20	0.30	0.800	0.250	0.720
S14	0.95	0.50	0.20	0.30	0.800	0.500	0.800
S15	0.95	0.50	0.20	0.30	0.800	0.900	0.680
S16	0.95	0.50	0.30	0.20	0.720	0.500	0.760
S17	0.90	0.50	0.20	0.30	0.640	0.000	0.800

Es necesario indicar que con posterioridad a la construcción del modelo se decidió incluir las pérdidas por evapotranspiración que ocurren en los lechos de ríos y esteros. Para no cambiar toda la estructura del programa, se optó por considerar estas pérdidas incluyendo en

todos los sectores de riego un cultivo ficticio denominada "caja de río" que demanda agua según tasa de pastos pero no produce beneficios ni pérdidas. La inclusión de estos cultivos ficticios hace que algunos parámetros no sean del todo reales, es el caso del parámetro FRUP que considera la proporción de la percolación que es reusada en el sector.

Los caudales captados por los sectores quedan determinados por porcentajes que se aplican al caudal del nodo desde el cual se abastecen, porcentajes que se han obtenido con los antecedentes de las corridas de aforo. Del nodo 22, el sector S10 tiene derecho a un 40 por ciento mientras que el sector S11 sólo un 5 por ciento. Los canales Waddington y Ovalle, en la parte que se destina al valle de Limache, se consideraron captando del nodo 26 con derecho a un 20 por ciento del caudal. Del nodo 27 captan los sectores S12 y S13 y el canal Mauco en la parte que riega el sector S17 con derechos a 5.4 por ciento, 53 por ciento y 1 por ciento respectivamente. Más abajo, del nodo 27b captan los sectores S14 y S15 con derechos a 31 por ciento y 35 por ciento respectivamente.

La Figura 3.13 permite comparar el caudal simulado en el nodo 28 con el correspondiente a Tabolango estimado en el estudio hidrológico.

Los resultados de déficit anuales y número de años con ingresos inferiores al máximo por sector se presentan para los tres valles en el Diagnóstico de la Situación Actual (Tomo V, Cap. 4.4).

b) Valle Ligua

En este valle y también en el de Petorca fue necesario adoptar valores para los parámetros y coeficientes que permitieran reflejar la situación del riego en el año 1970/71 obtenida en el análisis de Ingeniería de Riego. Los parámetros adoptados fueron los siguientes:

Sector	EFC	EFP	CDR	CPR	FRUD	FRUP	ALFA
S18	0.92	0.50	0.25	0.25	0.80	0.90	1.000
S19	0.92	0.50	0.30	0.20	0.80	0.90	0.833
S20	0.90	0.50	0.30	0.20	0.80	0.90	0.708
S21	0.90	0.50	0.30	0.20	0.80	0.90	1.000
S22	0.90	0.50	0.35	0.15	0.80	0.90	1.000
S23	0.90	0.50	0.30	0.20	0.80	0.90	1.000
S24	0.90	0.50	0.30	0.20	0.80	0.90	1.000

ACONCAGUA EN ROMERAL

CAUDAL MEDIO MENSUAL (m^3/s)

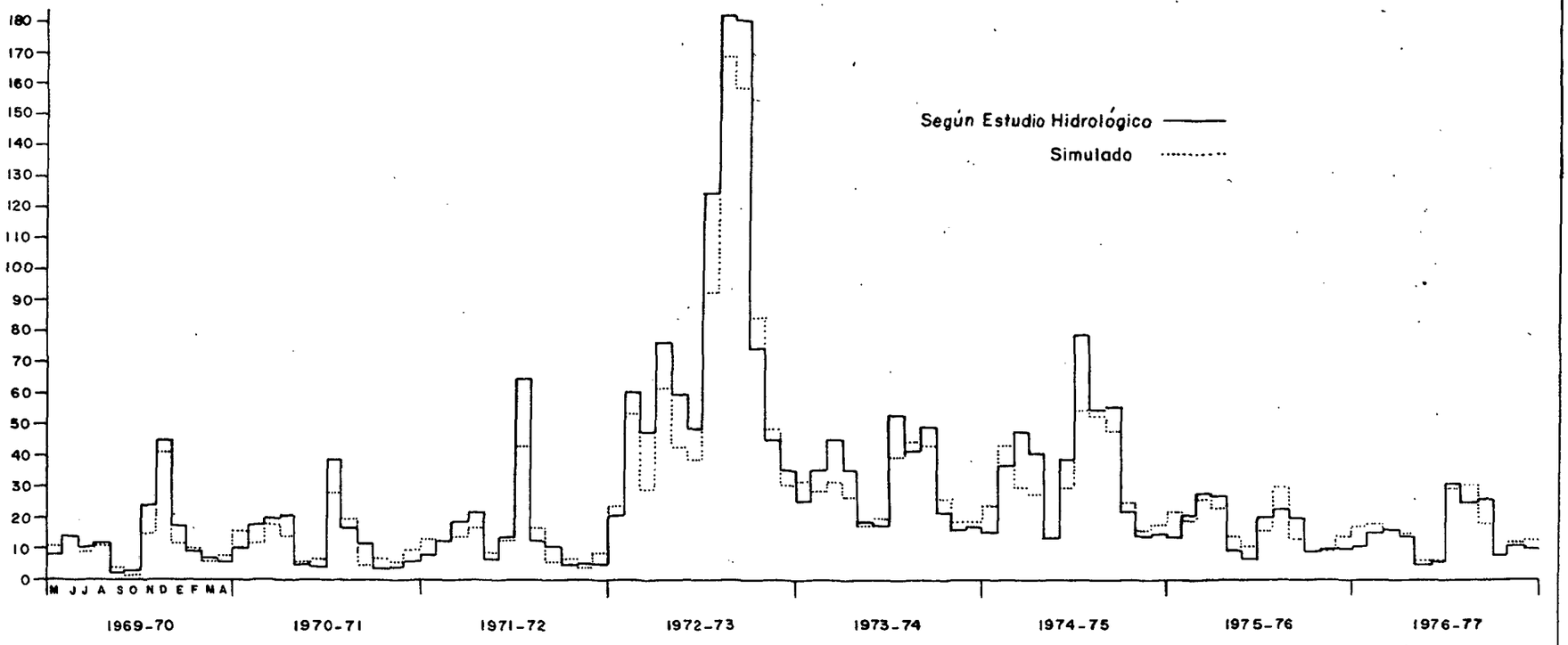


FIGURA 3.12

ACONCAGUA EN TABOLANGO

CAUDAL MEDIO MENSUAL (m^3/s)

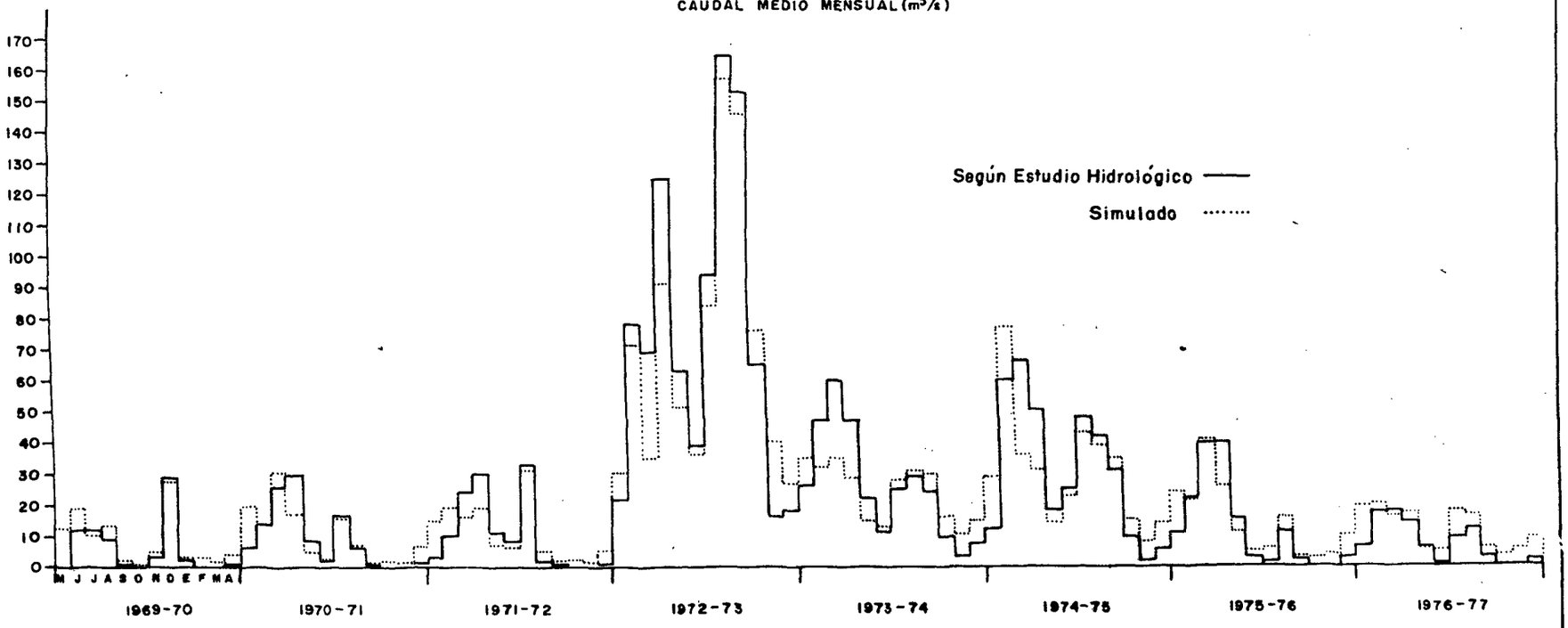


FIGURA 3.13

A lo largo del río Ligua existen afloramientos que son aprovechados por los canales del sector, por ello se ha usado un valor de 0.90 para FRUP.

Se consideró que el sector S18 sólo puede captar un 18 por ciento del caudal afluente al nodo 36 debiendo dejar pasar el resto. Los demás sectores captan todo lo que necesitan.

En el valle del estero Los Angeles fue necesario agregar un afloramiento para poder reproducir mejor la disponibilidad de agua indicada por las corridas de aforo disponibles. El estudio de Ingeniería de Riego permitió representar estos afloramientos en función de la precipitación de invierno. De Mayo a Agosto no se considera afloramiento, en Septiembre y Octubre se considera el mismo afloramiento dado por la expresión:

$$y = 10,876\ x^{0,583}$$

en la cual:

x representa la lluvia de Mayo a Agosto en (mm)
y el afloramiento en (lt/seg.)

De Noviembre en adelante el afloramiento va bajando según la expresión:

$$y = 10,876\ x^{0.583} - 3,75\ J^2 + 2,5\ J$$

en que:

J representa el número del mes con Noviembre = 1.

El estudio hidrogeológico proporcionó información que permitió estimar las constantes de los acuíferos, considerados como embalses lineales y la magnitud de sus descargas. Las constantes estimadas para los acuíferos A08, A09 y A10 fueron, respectivamente, 7.0, 15.5 y 75.0 meses.

Los coeficientes usados para obtener la percolación del río, que recarga también los acuíferos, fueron los siguientes:

Nodo	Destino	Fórmula
36	A08	$y = 0.20\ x^{1.00}$
38	A09	$y = 0.90\ x^{0.80}$
40	A10	$y = 0.85\ x^{0.60}$

c) Valle Petorca

En este valle se adoptaron los siguientes valores para todos los sectores.

EFC	= 0.90	FRUD	= 0.50
EFP	= 0.40	FRUP	= 0.90
CDR	= 0.40	ALFA	= 0.708
CPR	= 0.20		

Excepción a lo anterior la constituyen los sectores S28 y S29. Para el primero EFP = 0.50 y CDR = 0.30 quedando inalterados los demás. Para el segundo sólo varía EFC a 0.92.

Los acuíferos fueron representados como embalses lineales con una constante K = 2 meses.

Las percolaciones del río se representaron como porcentajes del caudal disponible. Los valores usados son los siguientes:

Nodo	Destino	%
46	A11	20
49	A12	30
50	A13	20

Los resultados de déficits y beneficios, como ya se dijo, se presentan en el Diagnóstico de la Situación Actual.

3.5.2 Alternativas Futuras

Esta etapa abarcó las aplicaciones del modelo que permitieron caracterizar las diferentes alternativas consideradas como posibles soluciones al problema del regadío en los tres valles.

Se modificaron algunos parámetros de los sectores de riego para representar un mejor uso del agua (Ver Tomo V, Capítulo 6) y se cambiaron los patrones de cultivo a los recomendados para el futuro (patrón CP2).

También fue necesario estudiar nuevos porcentajes de distribución del agua, los cuales se establecieron de acuerdo con las necesidades en bocatoma de los sectores y considerando los retornos de riego y aportes intermedios que son aprovechados por sectores más bajos. Esto permitió establecer los caudales mínimos requeridos mensualmente en cada nodo para satisfacer las necesidades de los sectores aguas abajo del nodo. Con estos requerimientos también fue posible determinar los excedentes del río en un nodo que estarían disponibles para ser exportados, como es el caso del canal Paico.

En las alternativas que incluyeron el embalse Los Angeles, fue necesario determinar sus demandas mensuales, las cuales se determinan internamente en el Modelo del Sistema para cada mes de cada año simulado mediante la operación de los sectores de riego abastecidos por el embalse considerando los demás recursos de agua con que ellos cuentan. Los años 1946/47, 1956/57, 1968/69, 1969/70 y 1971/72 son bastante secos, la probabilidad de excedencia del caudal medio anual de Alicahue en Colliguay es superior al 90 por ciento y por ello se efectuaron entregas reducidas desde el embalse en esos años. El año 1968/69 se entregó solamente un 70 por ciento de las demandas y los otros cuatro años secos, un 90 por ciento de la demanda.

La capacidad de embalse requerido en Los Angeles, para los diferentes proyectos que lo incluyeron, se determinó con la secuencia de años críticos de 1967/68 a 1971/72. Para ello se hizo primero una corrida con los 35 años de estadística con embalse de capacidad muy grande y se examinó la variación de estados en dicho período crítico, lo cual indicó el volumen útil requerido. Mediante un último proceso con la serie de 35 años se verificó la capacidad requerida.

Más detalles respecto a estas aplicaciones se encuentran en las aplicaciones específicas a cada proyecto estudiado.

CAPITULO 4

Situacion Actual de Riego

CAPITULO 4

SITUACION ACTUAL DE RIEGO

		Pág.
4.1	INTRODUCCION	4. 1
4.2	METODOLOGIA DE ANALISIS	4. 2
4.2.1	Generalidades	4. 2
4.2.2	Balance General de Aguas	4. 3
4.2.3	Modelo de Riego	4. 9
4.3	ANALISIS DEL RIEGO ACTUAL EN EL AREA DEL PROYECTO	4.19
4.3.1	Información Disponible	4.19
4.3.2	Análisis de los caudales en el Río y Sistemas de Canales	4.20
4.3.3	Aplicación Directa de las Ecuaciones de Balance	4.29
4.4.	DIAGNOSTICO DE LA SITUACION ACTUAL DE RIEGO	4.43
4.4.1	Antecedentes	4.43
4.4.2	Ubicación Espacial y Temporal de los Déficit	4.44
4.4.3	Caracterización de las Areas Deficitarias	4.44
4.4.4	Conclusiones	4.47
	Cuadros 4.1 al 4.6	4.49

4. SITUACION ACTUAL DE RIEGO

4.1 INTRODUCCION

Por situación actual se entiende el estado del regadío en el área del proyecto en las actuales condiciones de infraestructura, distribución de las aguas, métodos de riego, etc., la que se contrapone a la situación futura en la que tales condiciones se modificarían por el efecto de los posibles proyectos. Debe tenerse presente que muchas de las características del área del proyecto varían con el tiempo, razón por la cual lo que se persigue es una caracterización típica o representativa de sistema y no la reconstitución de la realidad en un período dado.

Lo que se pretende es llegar a caracterizar la situación del riego a través de un balance entre necesidades y recursos de agua disponibles, llegando a establecer para el período histórico de análisis, la frecuencia y magnitud de los déficits, así como la seguridad de riego en los sectores en que se ha dividido el área dominada por la red de canales.

Lo anterior exige, obviamente, la determinación de las necesidades de agua y de los recursos disponibles en cada sector. Para las primeras se necesita conocer el patrón de cultivos representativo de las prácticas usuales de los agricultores junto con sus tasas de uso-consumo, las eficiencias de riego, las pérdidas de conducción en la red, las horas de aprovechamiento del agua de los canales, al igual que la magnitud del reuso de las aguas de riego que pueda existir en el sector. La evaluación de los recursos disponibles para un sector de riego implica el poder determinar el caudal medio mensual en todos aquellos lugares del río desde los cuales se consideran captando los canales que riegan un sector. Para esto resulta necesario contar con un procedimiento que permita evaluar las pérdidas que se producen en el lecho del río, los afloramientos provenientes de la napa subterránea, los retornos de riego, las extracciones de canales y los aportes propios de la hoya intermedia que naturalmente determinan el caudal a lo largo del río.

Las razones anteriores, como también la necesidad de efectuar un análisis similar para otras configuraciones del sistema, que incluyen proyectos cuya influencia sobre los recursos de agua es importante evaluar, justifican el empleo del Modelo de Simulación del Sistema con dicho propósito.

La aplicación de este modelo exige efectuar una serie de análisis previos de la información disponible, tendientes a la obtención de relaciones y parámetros requeridos de acuerdo con el planteamiento adoptado en la simulación del sistema. Esta etapa de análisis es de por sí de gran valor por cuanto no sólo ayuda en la obtención de relaciones y parámetros necesarios, sino que también permite una mayor comprensión de las variaciones que experimenta el caudal a lo largo del río, conocimiento que es fundamental para una representación más real del sistema y para la evaluación de los recursos disponibles.

Los análisis efectuados han permitido caracterizar el régimen de pérdida y recuperaciones en los ríos y, confirmando en general lo que ya se sabía al respecto, determinar en algunas zonas relaciones que representan el fenómeno. Tal es el caso de la primera sección legal del río Aconcagua, en que se pudo establecer una relación para la percolación del río en su lecho, la cual en conjunto con valores razonables de eficiencias de riego, coeficientes de derrame y percolación, horas de aprovechamiento y reuso de derrames para la ribera sur, permitió reproducir satisfactoriamente los caudales de la estación Aconcagua en San Felipe. Una relación similar se estableció para la percolación del río en el valle de Putaendo y, en el estero Los Angeles se obtuvo una relación para estimar los afloramientos que en él ocurren. Asimismo se determinaron en algunas zonas relaciones que permiten estimar el caudal captado por los canales de un sector y fijar órdenes de magnitud para las pérdidas en la red de canales.

Cabe destacar la decisiva influencia de estos análisis en el estudio hidrológico por cuanto facilitaron la revisión de estadísticas fluviométricas al proporcionar valores de comparación obtenidos por otras vías. Incluso fue posible cuestionar la calidad de la estadística fluviométrica Pocuro en desembocadura comprobándose este hecho posteriormente con mediciones y visitas a terreno.

4.2 METODOLOGIA DE ANALISIS

4.2.1 Generalidades

Punto de partida en la caracterización de la situación actual de riego fue el análisis de la información disponible a fin de obtener los parámetros y relaciones requeridos por el Modelo de Simulación del Sistema. La metodología empleada para ello consistió sencillamente en la aplicación de la

ecuación de continuidad o balance de aguas a los subsistemas que se pueden identificar en una zona o sección del valle. La ecuación se aplica discretizándola para un intervalo de tiempo de un mes. Dependiendo de lo que se desea obtener y de los datos de que se disponga, se aplica al subsistema río, al subsistema sector de riego, al subsistema canales, al subsistema acuífero o bien a combinaciones de subsistemas que se desee analizar.

Como complemento de esto y ante la necesidad de tener una herramienta de análisis del regadío a un nivel más desagregado se elaboró un modelo que permite simular la operación del regadío por canales o grupos de canales, al que en lo sucesivo denominaremos Modelo de Riego. A través de éste se obtuvieron valores para algunas de las variables involucradas en las ecuaciones de balance y se simuló la situación del riego en algunos sectores, en ciertos años del período histórico de análisis, a fin de proporcionar punto de apoyo en la calibración del Modelo de Simulación del Sistema.

Una vez obtenidas las relaciones y parámetros requeridos estos fueron incorporados al Modelo de Simulación del Sistema y se procedió a la calibración del mismo (3.5.1 Situación Actual). La representación de la situación actual del riego en el área del proyecto permitió establecer la magnitud y distribución tanto espacial como temporal de los déficits en las actuales condiciones y asimismo señalar los distintos niveles de seguridad de riego asociados a cada uno de los sectores en los que se dividió el área.

4.2.2 Balance General de Aguas

4.2.2.1 Planteamiento General.

El balance general de las aguas es una útil herramienta para el análisis hidrológico del sistema ya que permite clasificar y cuantificar las aguas de acuerdo a su origen y destino. Su utilidad alcanza además a objetivos más específicos como son la comprobación de algunos de los antecedentes disponibles y el cálculo de ciertos parámetros que fijan las relaciones entre las variables involucradas en el ciclo hidrológico.

El balance de aguas que se plantea a continuación señala los diversos destinos del agua en un sector de riego e identifica todos los elementos que en él intervienen, relacionándolas a través de las ecuaciones de continuidad. Es de carácter general y por ello aplicable a cualquier sector en forma total o parcial a uno o varios de los subsistemas involucrados: río, acuífero, canales, esteros, etc., dependiendo de lo que se persiga obtener.

Las variables consideradas deben ser obtenidas en su gran mayoría por métodos indirectos, por cuanto, como se aprecia a continuación, son bastante superiores en número a las ecuaciones disponibles. La interrelación entre los elementos considerados aparece en la Figura 4.1.

A) Variables Consideradas.

Qen	$\overline{r}$	Caudales entrantes por	río
	c		canales
	e		estero
	$\overline{z}$		acuífero
Qsa	$\overline{r}$	Caudales salientes por	río
	c		canales
	e		estero
	$\overline{z}$		acuífero
Qll	$\overline{r}$	Caudal equivalente a la lluvia caída en	río
	c		canales
	e		estero
	$\overline{sr}$		sector de riego
Qet	$\overline{r}$	Caudal equivalente a la evapotranspiración en	río
	c		canales
	e		estero
	sr		sector de riego
	$\overline{z}$		acuífero
Qza	$\overline{r}$	Caudal proveniente del acuífero aflorado en	río
	c		canales
	e		estero
	$\overline{sr}$		sector de riego
Qper	$\overline{r}$	Caudal percolado hacia el acuífero proveniente	río
	c		canales
	e		estero
	$\overline{sr}$		sector de riego

ESQUEMA DESCRIPTIVO DE LOS ELEMENTOS Y DE LAS VARIABLES QUE INTERVIENEN EN EL BALANCE DE AGUAS

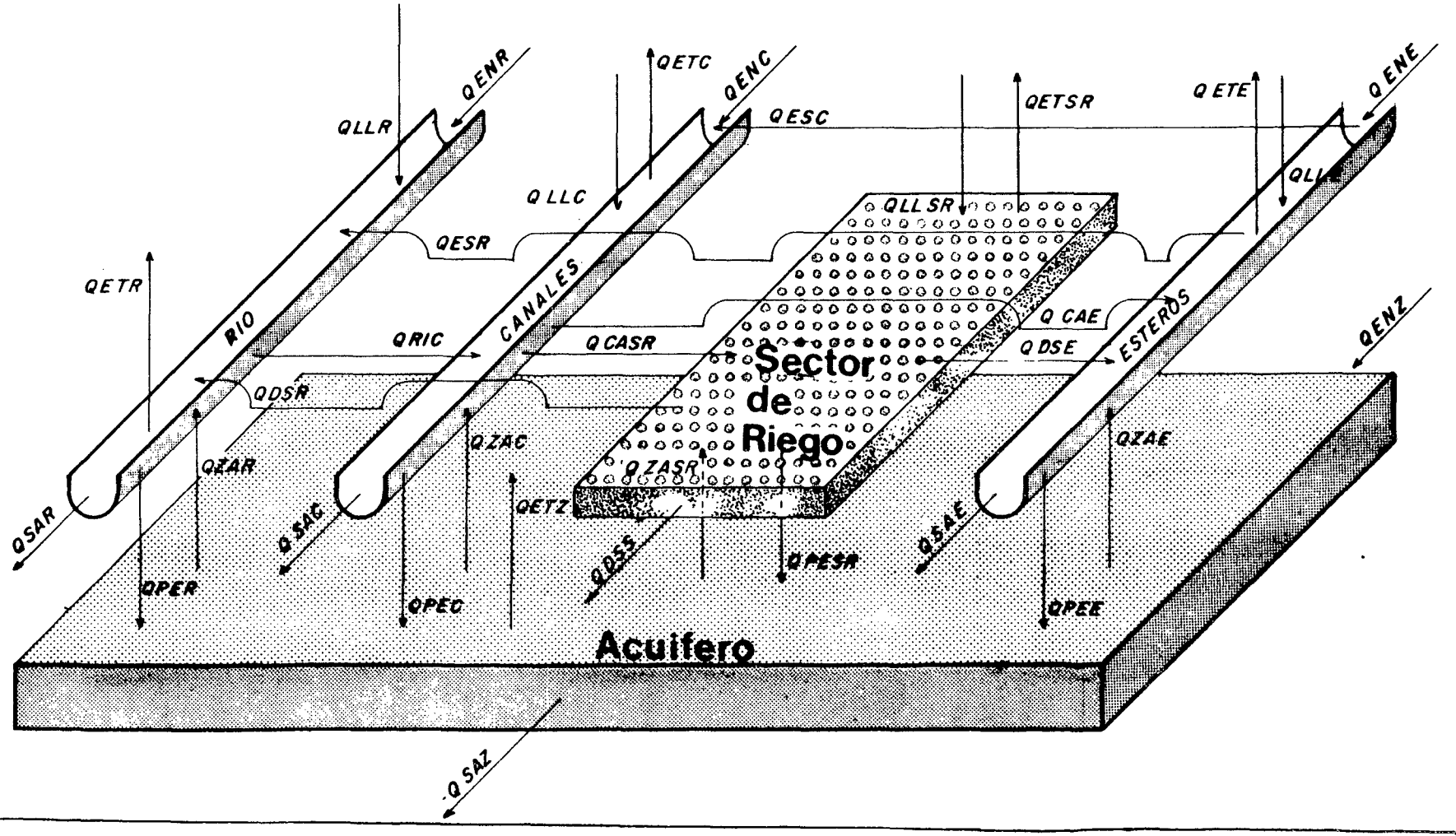


FIGURA 4.1

Qds	r	Caudal de derrames provenientes del sector de riego que fluye hacia	río
	e		estero saliente del sector
Qes	r	Caudal del estero derivado hacia	río
	c		canales
Qca	e	Caudal de los canales derivado hacia el	estero
	sr		sector de riego
$\frac{\Delta V}{\Delta t}$	r	Variación del almacenamiento en	río
	c		canales
	e		estero
	sr		sector de riego
	Z		acuífero.

B) Ecuaciones.

1) ECUACION DE BALANCE PARA EL RIO

$$Qenr + Qllr + Qesr + Qdsr + Qzar =$$

$$Qsar + Qetr + Qper + Qric + \frac{\Delta Vr}{\Delta t}$$

2) ECUACION DE BALANCE PARA LOS CANALES

$$Qenc + Qllc + Qesc + Qric + Qzac =$$

$$Qsac + Qetc + Qcae + Qpec + Qcasr + \frac{\Delta Vc}{\Delta t}$$

3) ECUACION DE BALANCE PARA EL SECTOR DE RIEGO

$$Qcasr + Qllsr + Qzasr =$$

$$Qdss + Qdse + Qdsr + Qpesr + Qetsr + \frac{\Delta Vsr}{\Delta t}$$

4) ECUACION DE BALANCE PARA EL ESTERO

$$Qene + Qlle + Qzae + Qdse + Qcae = Qsae + Qpee + Qete + Qesr + Qesc + \frac{\Delta Ve}{\Delta t}$$

5) ECUACION DE BALANCE PARA EL ACUIFERO

$$Qenz + Qper + Qpec + Qpesr + Qpee = Qsaz + Qetz + Qzar + Qzac + Qzasr + Qzae + \frac{\Delta Vz}{\Delta t}$$

6) ECUACION DE BALANCE SUPERFICIAL

$$(Qenr + Qenc + Qene) + (Qllr + Qllc + Qllsr + Qlle) + (Qzar + Qzac + Qzasr + Qzae) = (Qsar + Qsac + Qdss + Qsae) + (Qetr + Qetc + Qetsr + Qete) + (Qper + Qpec + Qpesr + Qpee) + \left(\frac{\Delta Vr}{\Delta t} + \frac{\Delta Vc}{\Delta t} + \frac{\Delta Vsr}{\Delta t} + \frac{\Delta Ve}{\Delta t}\right)$$

7) ECUACION GENERAL DEL SISTEMA

$$(Qenr + Qenc + Qene + Qenz) + (Qllr + Qllc + Qllsr + Qlle) = (Qsar + Qsac + Qdss + Qsae + Qsaz) + (Qetr + Qetc + Qetsr + Qete + Qetz) + \frac{\Delta Vr}{\Delta t} + \frac{\Delta Vc}{\Delta t} + \frac{\Delta Vsr}{\Delta t} + \frac{\Delta Ve}{\Delta t} + \frac{\Delta Vz}{\Delta t}$$

4.2.2.2 Condiciones de Aplicación.

El esquema planteado considera las siguientes condiciones para su aplicación:

a) Los caudales de los esteros sólo pueden ser aprovechados en los sectores de riego a través de los canales que captan en ellos.

b) Supone la existencia de un sobrante de riego que llega a los esteros sin entrar al sector de riego.

c) Los caudales bombeados desde el acuífero ingresan al sector de riego sólo a través de los canales.

d) La aplicación no considera, por tratarse de variables de segundo orden:

- las variaciones de almacenamiento superficial
- la evapotranspiración de canales
- las precipitaciones caídas sobre los canales.

4.2.3 Modelo de Riego

4.2.3.1 Introducción.

La evaluación general del área regada por un sistema de canales en una cuenca determinada, requiere del conocimiento de los recursos disponibles para el área, de la tasa de uso consumo, de la rotación de cultivos considerados y de la eficiencia global de riego. Una vez determinados estos parámetros, es posible establecer la situación del sistema de riego en un período dado. En principio, existen tres enfoques diferentes para abordar el problema:

a) Por cuencas: este procedimiento presenta el inconveniente de no señalar la distribución espacial de las zonas deficitarias. Esto es importante, ya que puede darse el caso de que en una cuenca coexistan sectores con exceso de recursos y otros con déficit. Aún cuando un análisis global no señale la presencia de tales déficits pueden deberse a una deficiente distribución interna del recurso.

Es por ello que este enfoque sólo brinda una visión preliminar del riego en una cuenca. Por lo tanto, los resultados así obtenidos serán generales y deberán considerarse en esos términos.

b) Por sectores de riego: en este caso, se reduce la unidad de análisis para detectar la distribución espacial de los déficit. El tamaño y límites del sector deriva generalmente de consideraciones hidrológicas y topográficas.

La efectividad de este enfoque depende fundamentalmente del tipo y tamaño del sector que se adopte. Con el objeto de relacionar los sectores para su comprobación posterior con el recurso utilizado, el conocimiento de la influencia de uno sobre otro es básico. En la medida en que estos estén mejor definidos y se tenga buena información sobre la eficiencia de riego, los recursos aprovechables y su interrelación con otros sectores, tendrá menor importancia el desconocimiento de los caudales salientes de cada uno. En caso contrario, la única forma de comprobación será el conocimiento de dichos caudales.

c) Por canales: la utilización de este enfoque requiere contar con información sobre el funcionamiento del riego a nivel predial y la interrelación entre las áreas dominadas por cada canal. Consiste en la reducción del sector a la unidad siguiente, representada por el área bajo cada canal.

La calibración del Modelo de Simulación del Sistema, formulado en términos de sectores de riego, y la necesidad de obtener valores por métodos indirectos para las variables involucradas en las ecuaciones de balance, hizo necesario en algunos casos el análisis del regadío a nivel de canales lo cual condujo al planteamiento de un simple modelo computacional, denominado Modelo de Riego, que tuvo como propósito facilitar dicho análisis.

Utilizando el Modelo de Riego se determinaron valores para variables tales como la percolación de riego y canales y derrames de riego en los diferentes sectores en que se aplicó la metodología de balance, asimismo se determinaron a través de él las recargas necesarias en los estudios hidrogeológicos de la Primera y Tercera Sección del río Aconcagua. También se le usó en la determinación de las reglas de distribución del agua necesarias en la representación del sistema en el Modelo de Simulación. En los valles de Ligua y Petorca se analizó, además, la situación de riego del año 1970/71 a fin de proporcionar un punto de apoyo en la calibración del Modelo de Simulación del Sistema.

4.2.3.2 Representación del Sistema.

El Modelo de Riego es un modelo matemático compuesto por una serie de elementos interrelacionados entre sí a través de ecuaciones y expresiones matemáticas simples. Corresponde a una abstracción o versión simplificada del sistema real, a un nivel más desagregado, compatible con una razonable representación de sus aspectos más relevantes.

Los elementos que constituyen el modelo son, en este caso, el río, los canales de riego y las áreas asociadas a ellos. Las relaciones entre tales elementos son las generadas en el análisis de la información disponible.

Por tratarse de un modelo cuyo objetivo es esencialmente facilitar el análisis del regadío y servir de apoyo al Modelo de Simulación General, se ha trabajado con una escala de tiempo mensual como en este último, y con parámetros concentrados en el espacio, es decir, se han considerado concentrados en un punto procesos hidrológicos que ocurren en un elemento.

Los sectores de riego analizados a través de este modelo han sido sólo aquellos regados por grupos de canales para los cuales ha sido posible, en base a la información disponible, determinar algún tipo de regla de operación en lo que a captación de recursos se refiere.

Así por ejemplo, en la Primera Sección del río Aconcagua, se analizaron los dos sectores definidos en el Modelo de Simulación del Sistema, uno en la ribera norte (SO1), cuyos suelos drenan hacia el estero Quilpué y el otro en la ribera sur (SO2), en el que los derrames caen hacia el estero Pocuro. Del análisis de las corridas de aforo se obtuvo una ley de distribución del agua para cada uno de los canales de los sectores mencionados.

La Segunda Sección del río Aconcagua no fue procesada por este modelo, por no existir en ella reglas de distribución del agua entre los canales, ya que éstos captan libremente según las necesidades de cada uno.

Para la Tercera y Cuarta Sección del río Aconcagua, se obtuvo también una función de la distribución del agua entre los canales del sector. Por esta razón se consideraron ambas secciones como una sola agrupación; sin embargo, debido a la gran extensión que sirven algunos canales fue necesario segmentarlos, a fin de lograr áreas de riego de características más homogéneas.

En los ríos Ligua y Petorca, en los que los sistemas de distribución por medio de turnos hacen imposible un análisis canal por canal como el realizado en el valle del río Aconcagua, el elemento básico considerado en el modelo fue el sector de riego, correspondiente al área regada por un grupo de canales, y no por un canal individual. Estos sectores de riego se definieron en base a aquellos considerados en las corridas de aforo ya que, en general, el agua correspondiente a un sector la captan los canales del mismo, distribuyéndola entre ellos de acuerdo a turnos establecidos.

En los demás sectores del área del proyecto el modelo de riego no se aplicó, por no contarse con la información necesaria o bien porque su empleo no fue necesario, ya que pudo trabajarse directamente con el Modelo de Simulación.

Los diferentes elementos del sistema aparecen vinculados entre sí por flechas que señalan la dirección de escurrimiento de las aguas. Estas flechas son de tres tipos, unas que corresponden al canal que lleva el agua hasta el sector de riego, algunas que comprenden los escurrimientos superficiales y subsuperficiales de derrames de riego y otras que señalan el origen y destino de las percolaciones de riego y de canales.

En el río Aconcagua, la extensión del valle permite que los derrames del área regada por un canal sean aprovechados en los sectores inferiores. Tal situación hizo necesario precisar la magnitud y la dirección de escurrimiento de los derrames superficiales a fin de representar en forma aceptable la situación al nivel de los canales de riego.

El procedimiento consistió en definir un esquema de derrames analizando la red de drenaje natural y la red de canales secundarios. Para ello, se consideró como unidad productora de derrames el área dominada por la red del canal principal y sus ramales, midiendo su perímetro de drenaje, el que se define como la longitud de la sección en la cual se producen escurrimientos fuera de la zona dominada por el canal.

La relación entre el perímetro de drenaje total y el perímetro de contacto con el área de un canal inferior, determina la proporción de los derrames totales captados por dicho canal. Esta proporción se ve alterada en ocasiones por la existencia de cauces naturales importantes o de altas densidades de canales secundarios que drenan gran parte del caudal por un sector reducido.

En los valles de los ríos Ligua y Petorca no fue necesario realizar un análisis de este tipo ya que estos valles son bastante angostos y los derrames de riego vuelven al río, desde donde son captados por canales de aguas abajo.

4.2.3.3 Descripción del Modelo.

El procedimiento empleado por el modelo es el siguiente:

a) Calcula el caudal captado en bocatoma por cada canal o grupo de canales, en términos de caudales medios mensuales, empleando para ello las leyes de toma obtenidas del análisis de las corridas de aforo.

b) Determina el caudal disponible a nivel predial, que incluye los caudales captados del río y los derrames y recuperaciones que llegan al sector, descontando del caudal captado en bocatoma las pérdidas por conducción, las que se evalúan según la expresión de Moritz. Estas pérdidas constituyen aportes directos al acuífero o bien se les asigna otra dirección de acuerdo con la geometría del sector.

c) Determina la demanda de agua por canal, considerando las necesidades de los cultivos, la eficiencia de riego y el tiempo de utilización del agua. Si no existe regulación nocturna, el caudal que escurre en la noche no se utiliza en el riego del sector, sino que se convierte en derrames que son aprovechados por los sectores de aguas abajo o bien se incorporan a los caudales superficiales de ríos y esteros. Esto implica una reducción del tiempo de utilización del agua, que dependerá de la capacidad de regulación nocturna del área regada por el canal.

d) Compara las demandas con el caudal disponible; si hay déficit de agua, éste se evalúa en términos del volúmen de déficit mensual y del área regada, si por el contrario, hay sobrantes, se considera que se aprovechan en el área de riego del canal de cota inferior. De esta forma, el caudal que retorna a los ríos y esteros se compone del exceso de recurso en los canales de un sobrante de riego y de los derrames que no se reusan.

El reuso de derrames a nivel predial se incrementa en caso de escasez de agua, por cuanto en tales casos el manejo del recurso es más cuidadoso.

e) Determina para cada canal el área regada, el volumen de déficit, el caudal evapotranspirado, el caudal percolado en el riego, los derrames que salen del sector y las pérdidas por conducción.

4.2.3.4 Consideraciones Generales en Relación al Riego y su Representación en el Modelo.

El objeto del análisis del regadío es el de determinar el destino del recurso aplicado con tal propósito, ya que además del agua destinada a satisfacer el uso-consumo de los cultivos es necesario considerar ciertos

volúmenes adicionales que constituyen percolación profunda o superficial y derrames que escurren superficialmente.

La relación entre el uso-consumo de los cultivos y el volúmen aplicado para el riego normalmente se define como eficiencia de riego. El exceso sobre la evapotranspiración del agua aplicada a los cultivos queda generalmente disponible, en sectores inferiores de la cuenca, en forma de escurrimiento superficial o de recuperaciones del agua subterránea. Es por esto que los parámetros que determinan cada una de estas cantidades son muy variables dentro de la cuenca y dependen esencialmente del manejo del recurso y de condiciones físicas tales como el clima, los suelos, la extensión y la topografía del sector, etc.

a) Percolación

La infiltración en un suelo puede dar origen, según las características del mismo, a una percolación en profundidad hasta alcanzar el nivel de saturación (nivel de aguas subterráneas) o un escurrimiento subsuperficial del total o parte del agua infiltrada. Este último se manifiesta generalmente a corta distancia del punto de infiltración, como recuperación. Por la cercanía y el poco desfase de tiempo en relación con la percolación profunda, su comportamiento puede asimilarse al de los derrames, a modo de simplificación.

Las características físicas y parámetros de mayor incidencia en la percolación, además del área considerada, son:

i) Capacidad de infiltración y permeabilidad del suelo
ii) Capacidad de almacenamiento del suelo
iii) Métodos y duración del riego.

b) Derrames

Los derrames tienen su origen en el escurrimiento superficial excedente del agua aplicada para el regadío. Con los métodos habituales de riego usados en Chile, el derrame es prácticamente inevitable si se quiere lograr la infiltración necesaria a lo largo de todo el paño, surco o borde (Tomo III, Capítulo 1).

Los derrames pueden ir reduciéndose en función del manejo que se haga del agua. Así, el riego por surco es más eficiente que el por tendido y a su vez la dosificación por sifones resulta aún mejor. En sistemas más sofisticados como los de aspersión y goteo los derrames pueden llegar a ser nulos.

c) Eficiencia de Riego

Siendo los caudales de los ríos esencialmente variables, los canales de riego que captan una proporción de dicho caudal sufren la misma variación hasta completar su capacidad.

La eficiencia de riego, por lo tanto, sólo puede definirse para épocas de déficit, tomando en cuenta el número de horas efectivamente regadas, como la razón entre el volúmen utilizado por las plantas y el volúmen aplicado. La diferencia entre ambos volúmenes corresponde a las pérdidas por derrames y percolación lo cual, por su reuso, define una eficiencia a nivel predial y otra a nivel de canal o de sector.

Manteniendo este concepto de eficiencia, en las épocas de abundancia existirá un exceso que se define como sobrante, el cual se suma a los derrames para ser usados en el sector o, incrementando el caudal del río, servir a canales de aguas abajo.

4.2.3.5 Antecedentes Disponibles y Adoptados.

Como ya se ha señalado, algunos de los factores que inciden en la magnitud de los derrames y las percolaciones de riego son susceptibles de determinarse con igual seguridad como el área de riego, el agua disponible y la tasa de evapotranspiración. Otros, en cambio, sólo pueden establecerse mediante una adecuada información tales como las características hídricas del suelo, la topografía del terreno, etc. En último término están aquellos factores que son modificados por el hombre tales como la práctica del riego, la frecuencia y el caudal de manejo.

Respecto de las características hídricas del suelo y de los métodos de riego, se tomó como base el estudio realizado sobre la situación del riego predial (Tomo III, Capítulo 1). En él se señala que el riego por tendido y el riego por surcos rectos constituyen los únicos métodos de importancia utilizados en el área del proyecto y que se ha observado que la cantidad de agua aplicada inicialmente al terreno es del orden del doble de la cantidad requerida para cubrir el uso-consumo. En Petorca está más generalizado el uso del tendido, lo que disminuye la eficiencia media de riego a nivel predial, llegando hasta valores de 0.30.

Los valores de percolación profunda y derrames están relacionados con las duraciones y superficies de riego por una parte y con la profundidad

de los suelos. En suelos muy permeables y poco profundos se requiere un riego muy corto y con mayor caudal ya que están expuestos a grandes pérdidas por percolación profunda. A la inversa, en terrenos poco permeables, hay que regar con poco caudal y mayor tiempo, ya que pueden producirse grandes pérdidas por derrames.

De acuerdo con el mismo análisis del riego predial y con la experiencia de estudios anteriores en suelos similares, se ha estimado que la percolación profunda fluctúa entre un 30 y un 20 por ciento del agua aplicada, siendo los derrames el 20 o 30 por ciento que completa las pérdidas. En la Primera Sección del río Aconcagua, en suelos profundos aunque en general poco permeables, se adoptó un valor de 30 por ciento, en cambio,en el valle del río Petorca se llegó en algunos sectores al 20 por ciento.

Aunque se ha observado que el reuso de derrames es bajo a nivel predial, al considerar áreas mayores normalmente se produce un reaprovechamiento que disminuye las pérdidas netas por derrames, mejorando la eficiencia global de riego. Esta reutilización puede no ser posible, como se ha señalado especialmente, si las áreas no son lo suficientemente extensas en el sentido del escurrimiento, o si el área considerada se encuentra completamente regada, y por lo tanto, no hay necesidad de aprovechar los derrames, o si no existe capacidad de regulación nocturna, de modo que durante la noche u otras horas en que no se está regando, el agua disponible escurre a través del área.

Se ha estimado para la situación actual que en los casos más favorables se puede llegar a reaprovechar hasta un 80 por ciento de los derrames totales, dependiendo de la geometría y el tamaño del sector.

Cuando no se cuenta con embalses de noche, se ha considerado un riego diurno de 10 horas, estimándose que, durante las 14 horas restantes, el aprovechamiento efectivo se reduce a la mitad, lo cual se traduce en adoptar un período de utilización de 17 horas diarias. En caso de existir regulación diaria este período de utilización se incrementa en función de la capacidad de regulación.

Con respecto a los caudales captados por los canales o grupos de canales, se han adoptado las reglas de distribución que se señalan en el punto 4.3.2, y que resultan del análisis de la información disponible, fundamentalmente de las corridas de aforo.

Para estimar las pérdidas en los canales se empleó la fórmula de Moritz, la cual fue modificada a fin de considerar la variación instantánea del caudal quedando como sigue:

$$P = Qo - \left(\sqrt{Qo} - \frac{K \cdot C \cdot L}{2\sqrt{v}} \right)^2$$

P = Pérdida por unidad de longitud
Qo = Caudal inicial del tramo
L = Longitud del tramo
K = Parámetro que depende de la forma del canal y de las unidades de las variables
C = Velocidad de infiltración
v = Velocidad del agua en el canal.

Un análisis de sensibilidad para distintas secciones y velocidades establece los límites de $K/\sqrt{v}$ entre 3.52×10^{-4} y 2.82×10^{-4}, toda vez que se expresen los valores C en cms/día, de L en kilómetros y de P y Qo en m3/seg. La velocidad de infiltración se estimó, de acuerdo con los resultados obtenidos en las pruebas de infiltrometría, para cada sector.

Dicha expresión fue verificada mediante experiencias en terreno, consistentes en el control, mediante aforos, de las pérdidas en varios canales de la zona. Se presentan a continuación los aforos realizados en el Canal Comunero o Ucúquer y en el Canal Lorino, así como los resultados de la aplicación de la Fórmula de Moritz en ellos.

A) Canal Comunero - Ucúquer

1	2	3	4	5	6	7
0			1.830		1.830	1.830
2.4	0.027		1.803	0.080	1.723	1.730
3.7	0.014	0.020	1.689	0.030	1.659	
4.2	0.005	0.030	1.624	0.100	1.554	
5.1	0.009		1.545	0.015	1.530	
6.0	0.009		1.521	0.384	1.137	1.140
8.0	0.018		1.119	0.050	1.069	
8.7	0.006		1.013	0.290	0.773	
9.0	0.002		0.771	0.015	0.756	
10.0	0.007		0.749		0.749	

(Continúa)

(continuación)

1	2	3	4	5	6	7
10.0	Estero Los Loros +		0.515		1.264	
11.0	0.009		1.255	0.231	1.024	
13.5	0.007		1.017	0.178	0.839	
15.0	0.005		0.834	0.112	0.722	0.740
16.0	0.007		0.715	0.300	0.415	0.430
16.8	0.004		0.411	0.170	0.241	0.250

B) Canal Lorino II

1	2	3	4	5	6	7
0			1.550		1.550	1.550
1.4	0.015		1.535	0.030	1.505	
3.2	0.019		1.486	0.030	1.456	
4.5	0.013		1.443	0.100	1.343	
7.0	0.024		1.319	0.030	1.289	1.320
22.4	0.144		1.145	0.030	1.115	
23.5	0.010		1.105	0.030	1.075	
24.3	0.018		1.057	0.010	1.047	
24.8	0.008		1.039	0.030	1.009	
25.7	0.008		1.001	0.130	0.871	0.850
28.0	0.018		0.853	0.010	0.842	
29.0	0.008		0.835	0.150	0.685	
30.8	0.013		0.672	0.120	0.552	0.520
31.0	0.001		0.551	0.070	0.481	0.430
32.0	0.006		0.475	0.120	0.355	0.315
35.0	0.009		0.346	0.190	0.156	0.131

siendo:

1 = km
2 = Pérdidas según Moritz
3 = Filtraciones aforadas
4 = Caudal entrante al tramo (teórico)
5 = Saques en el tramo (aforados)
6 = Caudal pasante (teórico)
7 = Caudal pasante (aforado)

4.3 ANALISIS DEL RIEGO ACTUAL EN EL AREA DEL PROYECTO

4.3.1 Información Disponible

Además de la información disponible acerca de la infraestructura de control y distribución de las aguas, de su organización legal y de las características del riego predial en cada sector, se dispuso de información relativa a los caudales involucrados en la forma de corridas de aforo y estadística de caudales medios mensuales.

Se dispuso de un total de 59 corridas de aforo en el río Aconcagua, 12 en el río Putaendo, 12 en el río Ligua y 8 en el Petorca. Los esteros de la cuenca del río Aconcagua son los únicos que cuentan con corridas de aforo, 19 en el estero Lo Campo, ubicado en la zona de Panquehue, y un menor número en los esteros Catemu, Rabuco, Romeral y Los Loros o Vichiculén.

Las corridas de aforo fueron realizadas por CORFO a través del Departamento de Recursos Hidráulicos y por la Dirección General de Aguas, dependiente del Ministerio de Obras Públicas.

En el río Aconcagua esas corridas cubren el período comprendido entre los años 1969 y 1976. Su punto de partida fue la estación de aforo de Aconcagua en Chacabuquito, para continuar aforando todos los canales con bocatoma en el río, los esteros en su desembocadura y el río en ciertos lugares a modo de cierres parciales.

Las corridas del río Putaendo se realizaron entre el Resguardo de Los Patos y El Baden. Sin embargo, tales datos sólo tienen validez para representar la situación histórica, ya que el régimen actual está modificado por la utilización del Canal Unificado de Putaendo.

En los ríos Ligua y Petorca las corridas de aforo cubren el período comprendido entre los años 1966 y 1974. En cada corrida se aforaron los ríos, subdivididos en sectores, algunos correspondientes al valle principal y otros a valles laterales. Para cada uno de estos sectores, se midieron los caudales salientes y entrantes al río, los caudales captados por los canales de riego del sector y los aportes provenientes de quebradas laterales, drenes, vertientes, etc.

Cabe señalar que las corridas de aforo, especialmente las correspondientes a los ríos Ligua y Petorca, adolecen de deficiencias, principalmente por ser poco homogéneas en su calidad y poco consistentes entre sí, con respecto a los lugares de cierre de los sectores.

La estadística de caudales medios mensuales utilizada es la que aparece en el Tomo II, Capítulo 5 y que corresponde a las mediciones de las estaciones limnimétricas y limnigráficas, habiéndose corregido y rellenado.

4.3.2 Análisis de los Caudales en el Río y Sistemas de Canales

Sobre la base de la información disponible, tanto fluviométrica como de corridas de aforo, se establecieron relaciones que permiten estimar el caudal captado por los canales en función de alguna variable independiente. Tales relaciones permiten representar en el Modelo de Riego y en el de Simulación del Sistema la distribución actual del agua entre los canales.

En el río Aconcagua, ello fue posible sólo en la Primera y Tercera Sección Legal del río, en las que la distribución del agua está sujeta a reglamentación. En la Segunda Sección los canales captan a voluntad, razón por la cual la búsqueda de relaciones de toma no tiene sentido.

En la Primera Sección del río Aconcagua se estableció una ley de toma para la totalidad de los canales de riego ubicados entre Chacabuquito y San Felipe, teniendo como variable explicativa el caudal medido en el río en el primero de los puntos mencionados. La expresión que se obtuvo es la siguiente:

$$Q_{RIC} = 1.35\ (Q_{Chac})^{0.834}\ (m3/s) \quad \text{para} \quad 6\ (m3/s) \leq Q_{Chac} < 47\ (m3/s)$$

$$Q_{RIC} = 33.5\ (m3/s) \quad \text{para} \quad Q_{Chac} \geq 47\ (m3/s)$$

La hora en que se realizaba el aforo del río en Chacabuquito y el análisis de los limnigramas de dicha estación permiten considerar tal caudal instantáneo como representativo del caudal medio diario. Además, dado que se cuenta con aforos para un amplio rango de caudales en el río y en los canales, y que los puntos del ajuste tienen poca dispersión, es posible suponer que esta relación es válida para la situación media mensual.

Al estudiar la distribución entre las dos riberas, del caudal total captado por los canales, se obtuvieron las siguientes expresiones:

(Ribera Norte) $Q_{RICN} = 0.448 \quad Q_{RIC} + 0.27$

(Ribera Sur) $Q_{RICS} = 0.552 \quad Q_{RIC} - 0.27$

Se analizó, asimismo, la distribución del agua entre los canales para el período 1969-1976. En dicho análisis se pudo constatar el hecho de que, si bien existen algunos canales que captan de acuerdo a sus derechos sobre el río, otros lo hacen de acuerdo a la superficie que cubren, y existe un tercer grupo que capta sus recursos sin ceñirse a ninguno de los dos criterios señalados. A modo de ejemplo del sistema empleado en la Figura 4.2, se muestra el caso de los canales Salero, Quilpué y San Miguel.

En la Tercera Sección del río Aconcagua, se efectuó un análisis similar, agregando además los canales correspondientes a la Cuarta Sección por estimarse conveniente analizarlos en conjunto, ya que no existe diferencia desde el punto de vista de los recursos.

La ley de toma de los canales se estableció en función de los caudales del río medidos en Romeral y se estima representativa de la situación media mensual en razón a que, en los períodos de estiaje, los recursos del río provienen principalmente de las recuperaciones de la Segunda Sección, las que no están sujetas a grandes variaciones horarias. Su expresión matemática es la siguiente:

$Q_{RIC} = Q_{Rom} \ (1.94 - 0.034 \ Q_{Rom})$ (m3/s) para $Q_{Rom} \leqslant 16.4$ m3/s

$Q_{RIC} = 23$ m3/s para $Q_{Rom} > 16.4$ m3/s

La existencia de recuperaciones importantes en este tramo queda de manifiesto en esta relación, ya que el caudal total captado por los canales es mayor que el caudal entrante al sector por el río en la estación de Romeral. Estas recuperaciones están compuestas por retornos de riego y afloramientos de aguas subterráneas.

El análisis de la distribución del agua entre los canales en el período 1969-1976, arrojó similares resultados a los de la Primera Sección y a modo de ejemplo se muestra el caso de los canales Ovalle, Waddington y Purutún en la Figura 4.2.

Los canales del río Putaendo fueron considerados en un único grupo. Ello obedece a que los sectores definidos en él durante los turnos no son independientes entre sí, en sus relaciones con el río, sino que conforman un todo.

Del análisis de las corridas de aforo se obtuvo la siguiente relación en función del caudal entrante medido en el Resguardo de Los Patos.

$Q_{RIC} = 0.68 \times Q_{Resguardo}$ (m3/s) para $Q_{Resguardo} \leq 11.8$ m3/s

$Q_{RIC} = 8$ (m3/s) para $Q_{Resguardo} > 11.8$ m3/s

Esa relación se ha estimado válida para caudales medios mensuales en razón a la baja dispersión de los puntos y a la ausencia de otros antecedentes.

En los valles de Ligua y Petorca, el régimen del río en turno, que rige la distribución de las aguas en casi todos los sectores durante gran parte de la temporada de riego, hace imposible la determinación de leyes de toma en cada canal. No obstante, dado el hecho de que los canales de un sector pueden agotar los caudales superficiales del mismo y de que el turno sólo afecta la distribución de los caudales dentro del sector, se obtuvieron relaciones, del tipo de las mostradas en las Figuras 4.3 y 4.4, entre el caudal captado por los canales de un sector y los caudales que ingresan a la cuenca en cabecera, siendo estos últimos los únicos que cuentan con estadística de caudales medios mensuales en ambos valles. En el río Ligua, se consideró como caudal entrante a la cuenca el medido en el río Alicahue en Colliguay y, en el río Petorca, se emplearon los caudales medidos en el río Sobrante en Piñadero y en el río Pedernal en Tejada. Los aportes de las cuencas laterales no se consideraron por tratarse de cuencas de régimen netamente pluvial, en las cuales los escurrimientos superficiales son prácticamente nulos en la temporada de riego.

En las Figuras 4.3 y 4.4, se observa que, si bien las relaciones no son concluyentes, permiten acotar el problema y determinar el orden de magnitud de los caudales involucrados en el regadío de cada sector, en función de un cierto caudal entrante en cabecera.

En el único sector en que no fue posible un análisis de este tipo, fue en el sector superior de Alicahue, en el río Ligua, por no permitirlo el sistema existente de distribución por turnos con el sector siguiente. Por ello se usó una relación basada en los derechos de aprovechamiento existentes.

DISTRIBUCION DE CAUDALES ENTRE CANALES

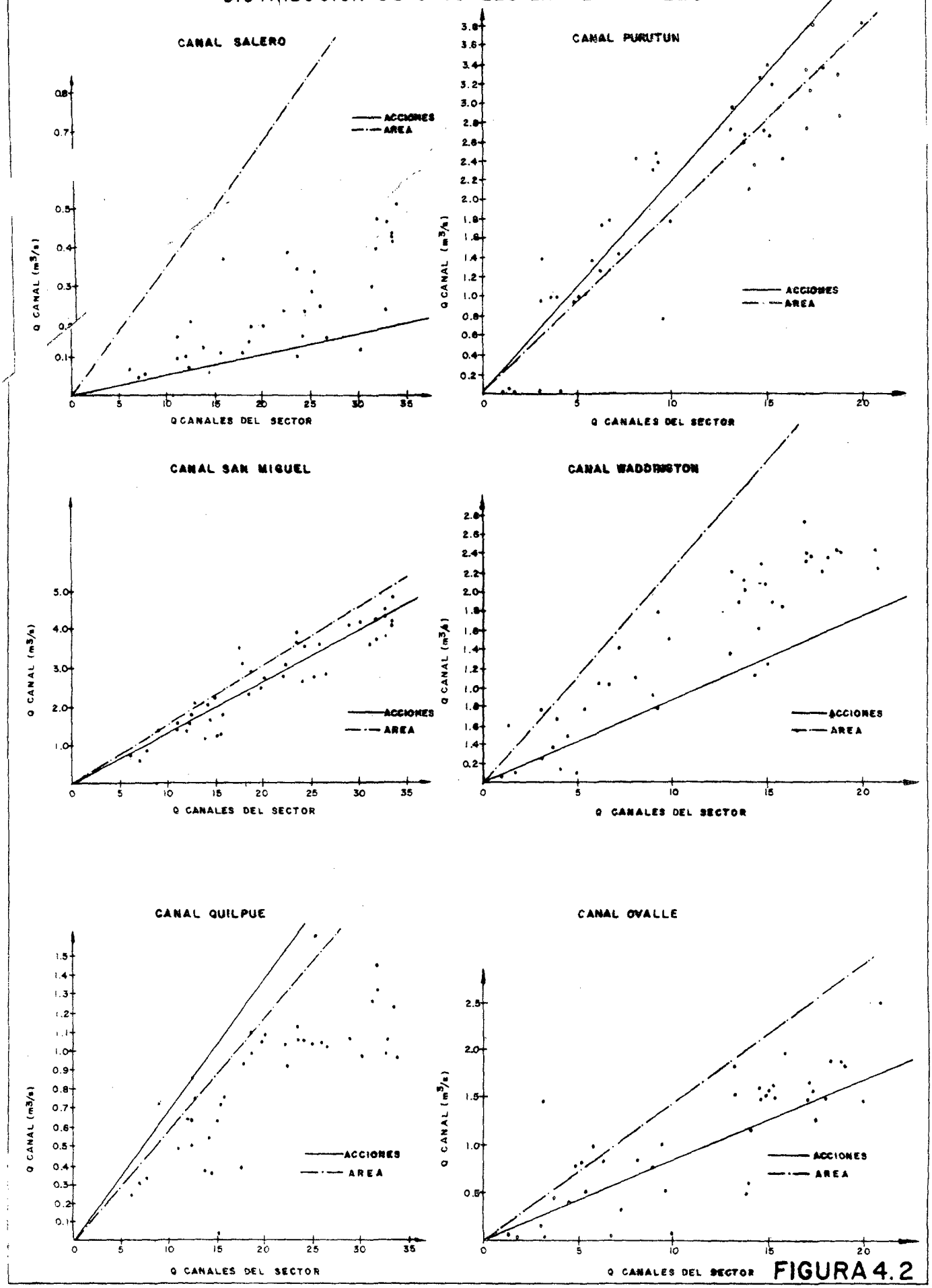
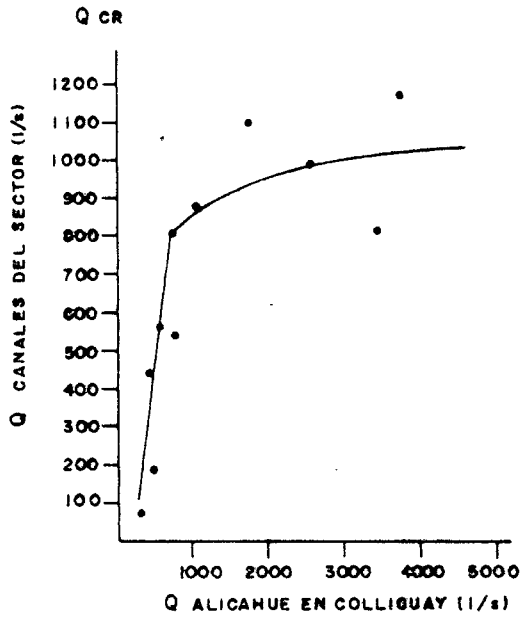


FIGURA 4.2

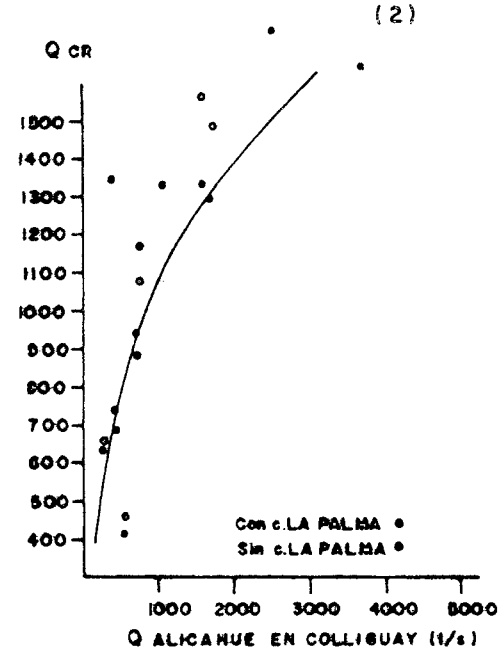
LEYES DE TOMA VALLE DE LIGUA

RIO LIGUA 3°SECTOR
(1)



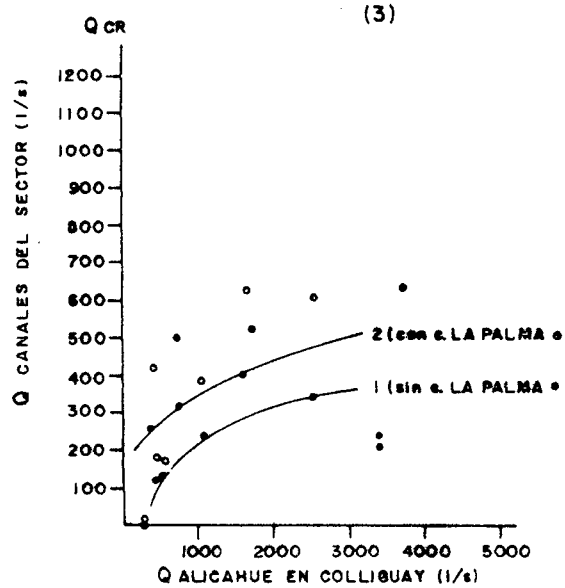
(1) DESDE AGUAS ARRIBA DE LA TOMA DE LA ARENA HASTA AGUAS ARRIBA DE LA JUNTA CON EL ESTERO LOS ANGELES

RIO LIGUA 4°SECTOR
(2)



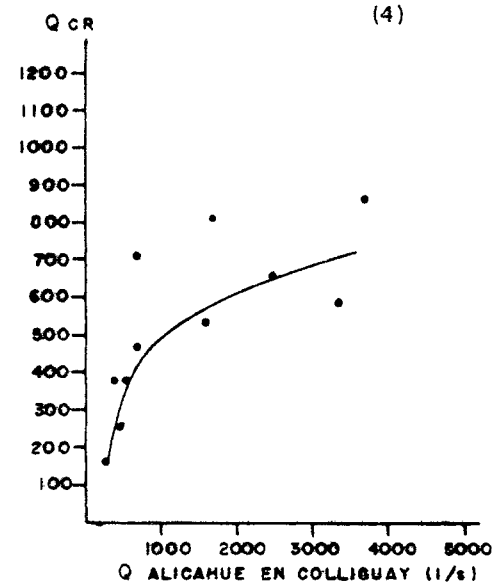
(2) DESDE AGUAS ARRIBA DE LA JUNTA EN EL ESTERO LOS ANGELES HASTA AGUAS ARRIBA DE LA BOCATOMA DEL CANAL LOS LOROS

RIO LIGUA 6°SECTOR
(3)



(3) DESDE AGUAS ARRIBA DE LA BOCATOMA DEL CANAL LOS LOROS HASTA AGUAS ARRIBA DE LA BOCATOMA DEL CANAL LOBINO

RIO LIGUA 7°SECTOR
(4)

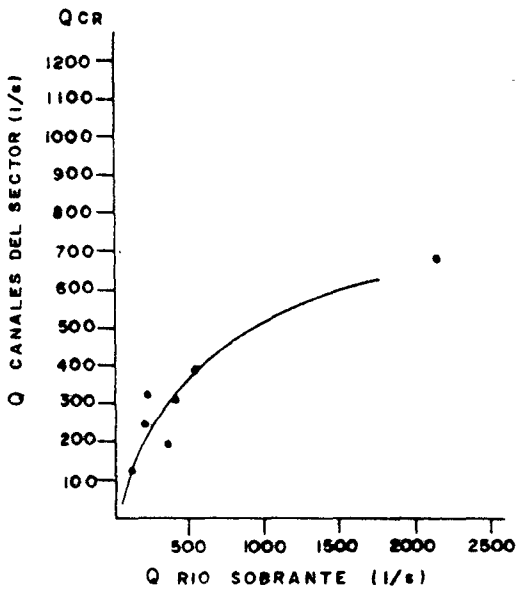


(4) DESDE AGUAS ARRIBA DE LA BOCATOMA DEL CANAL LOBINO HASTA JUNTA CON EL ESTERO JAURURO

FIGURA 4.3

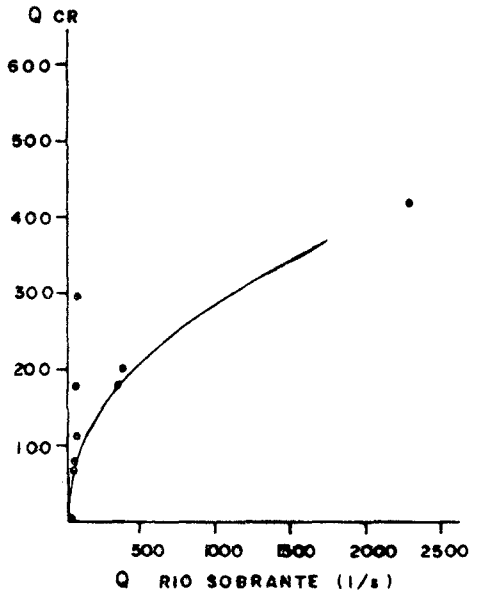
LEYES DE TOMA VALLE DE PETORCA

RIO PETORCA 1° SECTOR
(1)



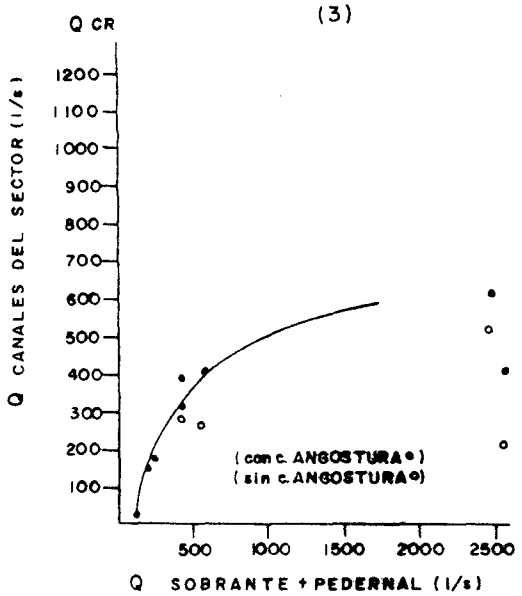
(1) DESDE EL RIO SOBRANTE EN PIÑADERO HASTA AGUAS ARRIBA DE LA JUNTA CON EL RIO PEDERNAL

RIO PETORCA 3°SECTOR
(2)



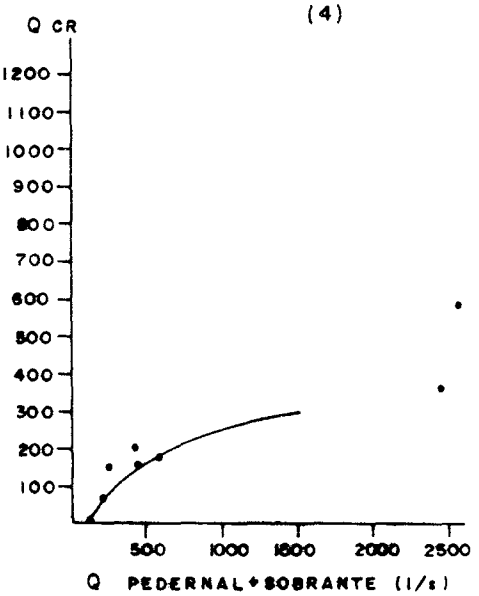
(2) DESDE EL RIO PEDERNAL EN TEJADA HASTA AGUAS ARRIBA DE LA JUNTA CON EL RIO SOBRANTE

RIO PETORCA 7°SECTOR
(3)



(3) DESDE EL RIO PETORCA EN PUENTE PETORCA HASTA EL RIO PETORCA AGUAS ARRIBA DE LA JUNTA CON EL ESTERO LAS PALMAS

RIO PETORCA 8°SECTOR
(4)



(4) DESDE EL RIO PETORCA AGUAS ABAJO DEL ESTERO LAS PALMAS HASTA EL RIO PETORCA AGUAS ARRIBA BOCATOMA CANAL CANELA

FIGURA 4.4

4.3.3 Aplicación Directa de las Ecuaciones de Balance

La aplicación de esta metodología a los valles considerados en el área del proyecto permitió la caracterización del régimen de pérdidas y recuperaciones en los ríos y la determinación de algunas relaciones que representan el fenómeno en ciertos sectores, lo cual permite representar el sistema en forma más realista a través del Modelo de Simulación del Sistema.

Como información básica se utilizó la estadística de caudales medios mensuales obtenida en las estaciones fluviométricas de la zona del proyecto. Se dispuso además de corridas de aforo en los ríos Aconcagua, Putaendo, Ligua y Petorca, como también de la información de precipitaciones correspondiente a los registros de las estaciones pluviométricas del área estudiada.

Los caudales evapotranspirados en cada sector se determinaron en función de las tasas mensuales de evapotranspiración, cuyo cálculo aparece detallado en el Tomo III, Capítulo 1.

4.3.3.1 Ríos Aconcagua y Putaendo.

En el río Aconcagua, la aplicación de la metodología se hizo por sectores definidos según el uso y origen de los recursos. Tales sectores coinciden con las secciones legales del río Aconcagua, salvo en el caso de la Tercera y Cuarta que se analizaron en conjunto.

a) Primera Sección

El análisis de este sector reviste especial interés por cuanto sus características físicas, geometría y volúmen de información disponible tanto agrícola, hidrológica e hidrogeológica, hacen posible mediante la metodología antes explicada, evaluar los diversos destinos del agua en el área.

El río divide la Primera Sección en dos sectores, sur y norte, que poseen una configuración geométrica bien definida. Son áreas alimentadas por un sistema de canales que captan sus recursos en el río y drenan cada uno hacia un cauce natural que, en el sector norte, es el estero Quilpué, formado por los esteros Jahuel, San Francisco y El Cobre, y en el sector sur, es el estero Pocuro. Los aportes de las cuencas propias de esos

esteros son prácticamente nulos a la entrada de cada sector de riego analizado, por cuanto sus recursos se utilizan hacia aguas arriba de estos. Sólo sirven de colectores de derrames que en parte se reaprovechan en el riego del sector a través de algunos canales que los captan.

En los esteros San Francisco, Jahuel y El Cobre no existen estaciones fluviométricas y, por lo tanto, los datos de caudales entrantes al sector han sido generados por Hidrología. El estero Quilpué, en la desembocadura al río Aconcagua, aguas abajo de San Felipe, sólo cuenta con registros incompletos y de dudosa calidad. El estero Pocuro, en cambio, cuenta con registros limnimétricos tanto a la entrada del sector como en su desembocadura al río. A esto hay que agregar los caudales medidos en la estación limnigráfica de San Felipe, los cuales están constituídos por el caudal sobrante en el río luego de que han captado los caudales de riego y los derrames colectados por el estero Pocuro, que desemboca un poco hacia aguas arriba de San Felipe.

Es preciso señalar que al aplicar las ecuaciones de balance de agua, considerando los aportes del estero Pocuro, se detectaron serias anomalías en la estadística por cuanto los valores generados a través del Modelo de Riego para la estación Pocuro en desembocadura diferían en forma sistemática con los medidos y por otro lado la aceptación de dichos resultados significaba adoptar valores inaceptables para otras variables como la percolación del río.

Por esta razón se efectuó una experiencia de terreno con aforos cada hora durante un período de tres días. Los resultados indicaron que el caudal del estero experimenta fuertes variaciones horarias con un máximo a las 8 horas y un mínimo a las 18 horas tal cual se había deducido en el estudio de limnigramas que explicaba tales variaciones por los sobrantes y derrames nocturnos. Durante esta experiencia se pudo conocer también que las lecturas del limnímetro no siempre se efectuaban a las horas debidas aunque sí se registraban como realizadas en esas horas. Esto último permitió explicar las diferencias entre los caudales generados y los de la estadística. Por estos motivos se descartaron los valores de esta estadística.

Esta situación condujo a aplicar para el sector de riego sur, al que se le agrega el río, las ecuaciones de balance superficial, utilizando sólo los datos medidos en San Felipe. De este modo, se determinó la percolación total y por simple diferencia con las percolaciones de riego, canales y esteros, obtenidos a través del Modelo de Riego, se llegó a la percolación del río (QPER). Esta se representó en función de los caudales sobrantes en el río, vale decir, los caudales entrantes en el río (Q_{ENR}) menos los captados por los canales desde el río (Q_{RIC}):

$$Q_{PER} = 4.8\left[\log (Q_{ENR} - Q_{RIC})\right]^{0.7} \quad (m3/s) \text{ para } Q_{ENR} \leqslant 30 \ (m3/s$$

La percolación de los canales (Q_{PEC}) se ajustó a las siguientes relaciones:

$$Q_{PEC} = 0.242 \times (Q_{RICN})^{0.528} \quad \text{(Sector Norte)}$$

$$Q_{PEC} = 0.192 \times (Q_{RICS})^{0.515} \quad \text{(Sector Sur)}$$

Del análisis realizado se desprende que la Primera Sección del río Aconcagua es una zona de recarga o pérdidas netas, en la que las pérdidas en el lecho del río constituyen, junto con la percolación de riego, los elementos básicos de recarga. Se observó que el río percola hacia el acuífero en montos que varían en función del caudal escurrente, con máximos entre los meses de Noviembre y Enero, que corresponde al período de deshielo y, por lo tanto, al de ocurrencia de los caudales superficiales máximos. La percolación de riego varía en la temporada con las demandas de agua de los cultivos y oscila entre 1 m3/s y 8,4 m3/s. La percolación del río, en cambio, varía con los caudales superficiales escurrentes por él y, para caudales sobrantes de hasta 30 m3/s, alcanza valores del orden de 7 m3/s. Para caudales sobrantes superiores, alcanza valores mayores, como queda de manifiesto en el análisis de la variación del nivel estático del acuífero luego de la crecida del río y el ascenso de ese nivel en el año 1972, el cual, a pesar de mostrar un sistemático descenso a partir de esa fecha aún no ha descendido al nivel inicial. Sin embargo, la falta de antecedentes para este rango de caudales no permite representar el fenómeno.

La percolación producida en el riego, se manifiesta en caudales medios mensuales muy similares entre sí para diferentes temporadas de riego. Esto permite concluir que, siempre que no exista una limitación en el recurso, el único factor influyente en sus variaciones mensuales lo constituye las necesidades de los cultivos.

La contribución de los esteros a la recarga no fue posible cuantificarla por la carencia de información al respecto. Se estimó, sin embargo, que no era comparable a la originada en el regadío y el río, por cuanto sus recursos están constituídos básicamente por retornos de riego y los cauces presentan un alto grado de embancamiento, en especial el del estero Pocuro.

b) Segunda Sección.

La Segunda Sección del río Aconcagua recibe importantes recuperaciones, tanto en el lecho del río como en los sectores de riego, que se traducen en este segundo caso en afloramientos y en problemas de drenaje originados por la baja profundidad de los niveles estáticos del acuífero.

Las recuperaciones en el río cobran especial importancia a comienzos y a fines de la temporada de riego, cuando los caudales superficiales que escurren en el río, a la altura de la ciudad de San Felipe, son escasos. En este período, la magnitud de dichas recuperaciones determina el caudal superficial disponible para esta sección.

Las recuperaciones se dividen en afloramientos de agua subterránea y en retornos de riego. Las primeras se producen a lo largo del sector y provienen de los caudales subterráneos originados en los sectores de Los Andes - San Felipe y en el valle de Putaendo, y en menor grado, en los aportes de los valles de Catemu y Llay-Llay. Los retornos de riego se descomponen en derrames que escurren superficialmente y en las infiltraciones de subsuperficie, que aún cuando pueden ingresar al acuífero, dadas las características de los suelos y el nivel general de saturación del acuífero, son rápidamente recolectadas por los cursos de agua superficial,incrementando así los recursos disponibles para las áreas de riego ubicadas aguas abajo.

Las recuperaciones en el lecho del río, correspondientes a la incorporación del caudal subterráneo al flujo superficial por un paulatino deterioro de la capacidad de transmisión del relleno sedimentario, comienzan a producirse aguas abajo de San Felipe. La aplicación de la ecuación de balance del río y la información proporcionada por las corridas de aforo permitió determinar la distribución histórica de las recuperaciones en el lecho del río en el período 1969-1976. Se distinguen dentro de ese período tres fases, una correspondiente a los años 1969 a 1971 en que las recuperaciones son bastante constantes y del orden de los 8 m3/s, produciéndose un fuerte incremento el año 1972 en que alcanzan a los 15 m3/s, observándose posteriormente un descenso lento pero sostenido para llegar en 1976 a caudales del orden de los 12 m3/s.

La extensión de las ecuaciones de balance al sistema completo arrojó como resultado una distribución similar de las recuperaciones, aunque con un caudal de 10 m3/s en los primeros tres años, con un incremento a 18 m3/s el año 1972 y un descenso posterior a unos 13 m3/s.

Las diferencias son imputables a aquella parte de las recuperaciones que se origina en el regadío y aparece en los esteros de la zona.

En los sectores de riego, la aplicación de balances superficiales sólo permitió definir el régimen del sector y el rango de los caudales involucrados. En general dichos sectores están definidos por un área de riego, una red de canales que captan sus aguas en el río y una red de drenaje que comprende un estero que desemboca en el río. Se identifican cuatro sectores: el sector de Panquehue, el sector frente a Panquehue en la ribera norte del río, el valle de Catemu y el valle de Llay-Llay. En los sectores frente a Panquehue y de Llay-Llay se advirtieron infiltraciones netas entre 1.0 y 2.1 m3/s en el primero y entre 0.8 m3/s y 2.0 m3/s en el segundo. El sector de Panquehue y el valle de Catemu muestran recuperaciones netas de 0.8 m3/s a 2.6 m3/s, el primero, y 0.6 m3/s a 2.1 m3/s, el segundo.

El método se empleó también en el análisis de la estadística de caudales medios mensuales medidos en la estación de Romeral, en la que no se detectaron errores sistemáticos para caudales medios o bajos, aunque si para caudales altos, debido a deficiencias de la estación. Hay que recalcar que la confiabilidad de los aforos es baja y que los esteros tienen importantes variaciones horarias, debido a lo cual es posible que sobre ellos gravite el mismo error que sobre el estero Pocuro en desembocadura.

c) Tercera y Cuarta Sección.

En la Tercera y Cuarta Sección del río Aconcagua la posibilidad de formular balances de agua se vió entorpecida por la escasa información disponible, ya que no existe estadística completa de caudales medios mensuales en ningún cauce natural y la estación que posee registros más completos es la del río en Romeral cuya confiabilidad ya fue analizada.

Desde Romeral hasta prácticamente el sector de Tabolango, el valle de Aconcagua presenta un sólo acuífero, el que se encuentra en condiciones freáticas y en general, a plena capacidad. El río se encuentra hidrogeológicamente conectado al acuífero mostrando pérdidas o recuperaciones según la profundidad del agua subterránea, la cual presenta variaciones, tanto local como estacionalmente. En general, se advierten recuperaciones en aquellos períodos en que los caudales superficiales decrecen en los sectores con niveles freáticos altos.

Del balance en el río se desprende que entre Romeral y Calera el río presenta un régimen de equilibrio en el que no hay ni pérdidas ni recuperaciones. En el tramo entre Calera y Tabolango, en cambio, existe un aporte neto del acuífero que fluctúa entre 1 m3/s y 1,5 m3/s.

Las recuperaciones en este sector corresponden fundamentalmente a retornos de riego los que se dividen en derrames superficiales y en percolaciones de riego, las que dados los niveles freáticos altos que caracterizan el sector, aparecen luego en los cauces superficiales. Cabe señalar en ese sentido la importancia del estero Pocochay, el que actúa de dren de una extensa área.

La reutilización de retornos de riego en este sector queda de manifiesto al analizar la distribución de los recursos entre los canales del sector. De este examen se desprende que el caudal total captado por los canales es consistentemente superior al caudal que ingresa al sector por el río en Romeral.

d) Putaendo.

En el valle de Putaendo el análisis se enfocó básicamente a determinar la percolación que se produce en el lecho del río. Cabe señalar que este fenómeno ha experimentado alteraciones importantes debido a la construcción de un canal unificado revestido, cuya finalidad es la de evitar tales pérdidas, razón por la cual las relaciones obtenidas sólo tienen valor para representar el fenómeno histórico en forma aproximada.

Tramo Resguardo-Baden $Q_{PERC} = 0,32 \times Q_{Resguardo}$

$Q_{Resguardo} \leqslant 18$ m3/s

Tramo Resguardo-Tres Puentes $Q_{PERC} = 0,21 \times Q_{Resguardo}$

$Q_{Resguardo} > 18$ m3/s

El análisis realizado destaca la importancia de la percolación en el lecho del río, la que, para las condiciones señaladas, alcanza valores de hasta 6 m3/s entre Resguardo de Los Patos y el Baden. De este modo, el valle del río Putaendo queda definido como un sector de pérdidas netas importantes.

e) Conclusiones.

Del análisis descrito se desprende que:

i) Las recuperaciones que se observan en la Segunda Sección del río Aconcagua corresponden a un fenómeno de alta incidencia en los recursos del valle. En el período histórico 1969-1976 fluctúan entre 10 y 18 m3/s a nivel del valle.

ii) Las recuperaciones tienen fundamentalmente su origen en los caudales infiltrados, tanto en el río Putaendo como en la Primera Sección del río Aconcagua, las cuales aparecen con un cierto retardo en la Segunda Sección. A esto se agregan los retornos de riego del sector.

iii) La recarga del acuífero del río Putaendo se origina básicamente en la infiltración de los caudales que escurren por el río, la cual ha disminuído por el uso del Canal Unificado.

iv) La recarga del acuífero de la Primera Sección se origina tanto en la percolación del río como en la de riego. Siendo muy importante la primera en las grandes crecidas del río como queda de manifiesto el año 1972.

v) Las recuperaciones en la Tercera y Cuarta Sección derivan fundamentalmente de los retornos de riego del sector, los que incluyen tanto derrames superficiales como percolaciones de regadío que aparecen en cauces colectores como el Estero Pocochay.

4.3.3.2 Ríos Ligua y Petorca.

Los valles de los ríos Ligua y Petorca presentan características similares entre sí, tanto hidrológicas como hidrogeológicas. Ambos son valles estrechos con recursos escasos y acuíferos de pequeña potencia, con alta permeabilidad de las capas superiores, niveles estáticos superficiales y un continuo intercambio río-acuífero. Dichas condiciones se traducen en la presencia de pérdidas y recuperaciones a lo largo del río, constituídas estas últimas por aportes netos de los acuíferos existentes y aportes provenientes de pérdidas en los canales y retornos de riego.

Ambos valles presentan limitaciones para su análisis, debidas no sólo a la escasa información existente, sino también a la calidad de ella. Sólo se dispone de estadística medida de caudales medios mensuales en las cabeceras de los valles, estando el resto de la información fluviométrica constituída por 12 corridas de aforo en Ligua y 8 en Petorca, las cuales adolecen de serias deficiencias. Respecto de la información hidrogeológica, el valle de Ligua cuenta con la mayor información, con una densidad de sondajes y medidas aceptables en algunos períodos; en el valle de Petorca, en cambio, la información es escasa y concentrada en la parte baja del valle.

No obstante, la aplicación de las ecuaciones de balance y el Modelo de Riego hizo posible caracterizar cuantitativamente los diferentes sectores de ambos valles desde el punto de vista de los intercambios netos de agua entre los escurrimientos superficiales y subterráneos. La sectorización adoptada en el análisis corresponde a la de las corridas de aforo.

a) Río Ligua.

Desde el punto de vista hidrogeológico el valle del río Ligua se encuentra caracterizado por la existencia de un acuífero freático de escaso espesor y alta permeabilidad, que se desarrolla a lo largo del valle en forma continua y sin singularidades que lo interrumpan. Estas características se traducen en un muy buen contacto acuífero-río que constituye el principal factor de recarga.

El valle del río Ligua muestra a lo largo de todo su desarrollo un continuo proceso de recarga y descarga. De hecho, prácticamente no existe desfase entre ambos fenómenos y, a lo largo del río, puede afirmarse que la recarga acaecida en un sector aparece en el mismo como descarga.

Del examen de las pérdidas y recuperaciones, en las corridas de aforo, se desprende que las mayores pérdidas o infiltraciones, en los sectores en que estas son relevantes, coinciden con los períodos de mayores caudales, es decir, en el período de invierno y el de deshielo. Al disminuir el caudal superficial en el río, se manifiesta una disminución importante de las pérdidas y la aparición de recuperaciones netas en algunos sectores.

Además pudo constatarse que, si bien la contribución del regadío y de las pérdidas en los canales no es despreciable, es claramente inferior a la influencia del río. Estas apreciaciones son consistentes con la existencia de sedimentos poco permeables en los flancos del valle lo que dificulta la comunicación superficie-acuífero, debiendo escurrir el agua hacia el río en forma subsuperficial.

Los resultados del análisis en el valle del Ligua son los siguientes:

1er. Sector: Desde el río Alicahue en Colliguay hasta el río Alicahue inmediatamente aguas arriba de la bocatoma del canal Arboleda. En este sector se registran recuperaciones netas que son del orden de los 0.2 m3/s. Las que decrecen en los períodos secos hasta los 0.03 m3/s.

2° Sector: Desde el río Alicahue antes de la bocatoma del canal Arboleda hasta el río Alicahue aguas arriba de la Toma de La Arena.

Este sector puede caracterizarse como una zona de infiltraciones netas en el que se advierten recargas importantes en los meses de crecida, es decir Octubre y Noviembre, las que son del orden de 0,8 m3/s. En los meses subsiguientes las pérdidas disminuyen junto con los caudales del río, llegando a ser del orden de 0.1 a 0.2 m3/s.

3er. Sector: Desde el río Alicahue, aguas arriba de la Toma de La Arena, hasta el río Alicahue aguas arriba de la junta con el estero Los Angeles.

En este sector se registran recuperaciones importantes que llegan a ser del orden de los 0.8 m3/s, en los meses de Octubre y Noviembre, para posteriormente disminuir y llegar a unos 0.2 a 0.4 m3/s en los restantes meses de la temporada de riego.

4° Sector: Desde el río Alicahue aguas arriba de la junta con el estero Los Angeles hasta el río Ligua aguas arriba de la bocatoma del canal Los Loros.

Esta es una zona de recuperaciones netas en el período de Octubre a Marzo, las que fluctúan entre los 0.1 a 0.4 m3/s. En la temporada invernal, de Mayo a Septiembre, se registran pérdidas netas de un orden similar: 0.1 a 0.4 m3/s. Sin embargo, los períodos de deshielo, en que hay caudales superficiales importantes, se detectan también pérdidas netas en los meses de Octubre y Noviembre. Esto se explica por la inundación de zonas adyacentes al cauce dentro de la caja del río en estos períodos, lo cual, dadas las buenas condiciones de permeabilidad de estos terrenos, favorece la infiltración.

5° Sector: Desde el río Ligua aguas arriba de la bocatoma del canal Los Loros, hasta el río Ligua aguas arriba de la bocatoma del canal Lobino.

Este es un sector en el que se advierten pérdidas netas del orden de 0.1 a 0.5 m3/s en los meses de Mayo a Noviembre. Estas disminuyen en el período de verano, siendo casi insignificantes en los meses con escasos caudales superficiales.

6° Sector: Desde el río Ligua aguas arriba de la toma del canal Lobino hasta el río Ligua en junta con el estero Jaururo (Panamericana).

Esta es una zona de recuperaciones netas, que fluctúan entre los 0.15 m3/s y 0.45 m3/s.

En el análisis de las corridas de aforo del Estero Los Angeles, se constató que los canales captan, en forma consistente, más agua que los caudales disponibles en el estero a la entrada del sector de riego, lo cual indica la existencia de recuperaciones de cierta importancia.

Los estudios hidrogeológicos realizados señalan la presencia de un acuífero de una potencia media levemente inferior al existente en Ligua, pero la falta de sondajes con fines hidrogeológicos no permitió cuantificar su comportamiento.

Los análisis realizados señalaron una relación (Figura 4.5) entre las recuperaciones observadas y las precipitaciones caídas en la hoya durante el invierno. Esa conclusión tiene limitaciones por la calidad de la información disponible pero da un orden de magnitud de los caudales involucrados.

Precipitaciones y Recuperación Neta.

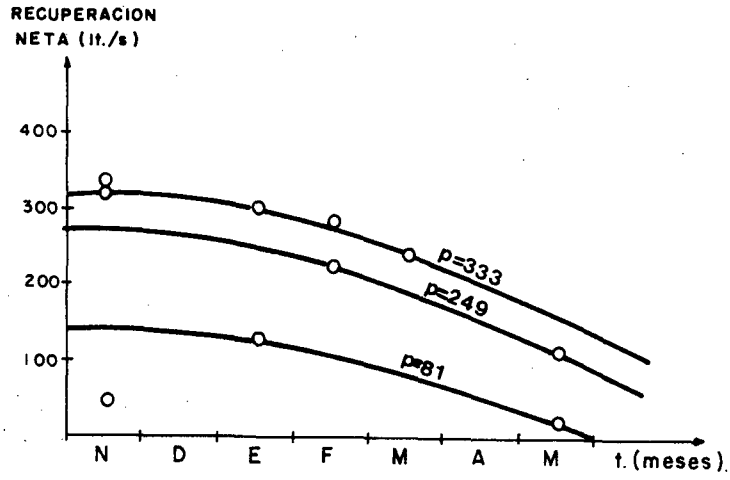


FIGURA 4.5

$$Rn = -3.75 \times m^2 + 2.5\ m + C$$

$$C = 10.876\ p^{0.583}$$

en que:

Rn (lt/s) = recuperaciones netas de los meses de Noviembre a Abril.

C (lt/s) = recuperaciones netas de Septiembre y Octubre.

m = N° de orden de los meses (m = 1 para Noviembre).

p (mm) = precipitaciones.

De este modo se determinó que los caudales disponibles para el riego, en cada mes de la temporada, están constituídos por los aportes superficiales a la entrada del sector de riego más los aportes netos del acuífero.

b) Río Petorca.

El río Petorca desde el punto de vista hidrogeológico se caracteriza por la existencia de un acuífero freático de una potencia media no superior a los 10 m y que, a diferencia del existente en Ligua, no constituye una unidad indivisible a lo largo del valle sino que está formado por fracciones más o menos independientes, las que están determinadas por angostamientos del valle o por un sensible deterioro de las condiciones transmisivas de los sedimentos permeables.

Las zonas más permeables de este acuífero se ubican en la caja del río, próximas a la superficie. Esto se traduce en un estrecho contacto entre el acuífero y el río, lo que lo hace sensible al estado de saturación de los sedimentos, existiendo una tendencia constante a la nivelación de la superficie freática con el río, produciendo así infiltraciones o afloramientos de agua según el caso.

El análisis de las pérdidas y recuperaciones determinadas a partir de las corridas de aforo señalan que los intercambios netos de agua son de un orden de magnitud inferior a los registrados en Ligua. Por otra parte, se advierte que las mayores pérdidas o infiltraciones también aparecen asociadas a los períodos de mayores caudales en el río, es decir algunos meses de invierno y aquellos correspondientes al deshielo. Esto confirma que el caudal escurrente por el río constituye el principal factor de recarga del acuífero.

La recarga originada por el riego es de menor importancia comparativa debido a que las terrazas aluviales dejadas por el río están cubiertas por una capa de suelo poco permeable que disminuye fuertemente las posibilidades de recarga proveniente del regadío, pérdidas de canales o precipitaciones. No obstante, en algunos meses y en algunos sectores puede ser proporcionalmente mayor que la producida por el río.

Los resultados del análisis en el río Petorca son los siguientes:

1er. Sector: Desde el río Sobrante en Peñadero hasta el río Sobrante aguas arriba de la junta con el río Pedernal.

Es esta una zona de pérdidas netas, las que fluctúan entre 0.05 a 0.4 m3/s. Se observa que las mayores pérdidas se presentan en los meses de deshielo, declinando a continuación.

2° Sector: Desde el río Pedernal en Tejada hasta el río Pedernal aguas arriba de la junta con el río Sobrante.

Esta es también una zona de pérdidas netas, aunque los caudales involucrados son algo menores, fluctuando entre 0.01 y 0.25 m3/s. Al igual que en el sector precedente, el máximo se produce en el período de deshielo.

3er. Sector: Desde el río Petorca aguas abajo de la junta de los ríos Pedernal y Sobrante hasta el río Petorca en Puente Petorca.

Este es un sector en el que se advierten recuperaciones netas del orden de 0.05 a 0.1 m3/s. No obstante, en los períodos de grandes caudales de deshielo, se detectan infiltraciones de cierta importancia.

4° Sector: Desde el río Petorca en el Puente Petorca hasta el río Petorca aguas arriba de la junta con el estero Las Palmas.

Es un sector en el que se registran recuperaciones netas que varían entre 0.03 y 0.23 m3/s, pudiendo observarse pérdidas de cierta importancia asociadas a los grandes caudales escurrentes en el período del deshielo.

5° Sector: Desde el río Petorca en el Puente Petorca hasta el río Petorca aguas arriba de la bocatoma del canal Canela.

Es éste un sector en el que se advierten recuperaciones netas del orden de 0.05 m3/s. Al igual que en los sectores superiores se registran pérdidas netas de cierta importancia en el período de deshielo.

6° Sector: Desde el río Petorca aguas arriba de la bocatoma del Canal Canela hasta el río Petorca aguas arriba de la Quebrada La Chicharra.

En este sector se observaron pérdidas netas que fluctúan entre 0.02 y 5 m3/s. Estas tienen un máximo en los meses de Noviembre y Diciembre para después declinar, siendo casi insignificante en los meses de Marzo y Abril y volviendo a crecer los meses de invierno.

7° Sector: Desde el río Petorca aguas arriba de la Quebrada La Chicharra hasta el río Petorca en Longotoma.

En este sector se registran recuperaciones netas que fluctúan entre 0.04 y 0.4 m3/s. Se observa en general que el máximo se produce en el mes de Noviembre para ir decreciendo paulatinamente en los meses siguientes.

c) Conclusiones.

Del análisis descrito se observa que:

i) Las recuperaciones que se observan en los ríos Ligua y Petorca constituyen un fenómeno de alta incidencia en los recursos de cada uno de los valles, siendo más importante en el valle del río Ligua por los mayores caudales involucrados.

ii) Ambos valles presentan similitudes en cuanto a sus características hidrogeológicas tales como la reducida potencia del acuífero, niveles estáticos superficiales, la alta permeabilidad de los estratos superiores y el continuo intercambio río-acuífero. Esto se traduce en recuperaciones que aparecen a lo largo de ellos.

iii) Del análisis de las pérdidas netas, se desprende que el elemento básico en la recarga del acuífero lo constituye el río. Esta recarga ocurre principalmente en invierno y en el período de deshielo, cuando los caudales del río son importantes. En el verano se observa un drenaje paulatino del acuífero que se manifiesta en forma de recuperaciones netas.

l iv) La recarga originada en el riego y en las pérdidas de canales es de menor importancia relativa en términos globales. No obstante, en la temporada de riego, y en ciertos tramos de ambos ríos esta recarga adquiere importancia llegando a ser exclusiva frente a otras fuentes.

v) En el Estero Los Angeles, por ser una cuenca de régimen netamente pluvial, las recuperaciones están relacionadas con las precipitaciones ocurridas en el invierno y la recarga se produce por la infiltración en el lecho de los caudales generados por éstas.

4.4 DIAGNOSTICO DE LA SITUACION ACTUAL DE RIEGO

4.4.1 Antecedentes

La definición de la situación actual de riego en términos de la distribución y magnitud de los déficit en la zona, en las condiciones en cuanto a patrones de cultivo, infraestructura de riego y disponibilidad de recursos, contribuye a establecer la situación sin proyecto, base en la evaluación de obras destinadas al mejoramiento del regadío en la zona.

La determinación de los déficit en la situación actual, en los sectores de riego, se realizó con la ayuda del Modelo de Simulación del Sistema (Tomo V, Capítulo 3). Con este propósito se simuló a través de él, el regadío durante un período 35 años, empleando para ello los caudales históricos ocurridos entre los años 1942 y 1976.

La correcta representación de la situación actual se verificó en el proceso de calibración del modelo, y los valores finales de los parámetros corresponden a aquel conjunto de valores que permitió un mayor ajuste entre aquellas variables observadas y las simuladas.

Los resultados obtenidos están estrechamente ligados al patrón actual de cultivo, a la infraestructura de riego y al régimen de distribución actual, de manera que no necesariamente deben coincidir con situaciones observadas en el pasado para las cuales no se presentaron estas mismas condiciones. Por esta razón este análisis histórico debe considerarse más bien como el comportamiento del sistema actual provisto de los recursos hídricos del período mencionado.

Los déficit en las condiciones actuales no corresponden a los requerimientos de nuevos recursos de los proyectos y la utilidad de conocer su magnitud y distribución, radica principalmente en las conclusiones que de ellos se desprenden acerca de la seguridad de riego y de la importancia del recurso agua como factor limitante al desarrollo de la zona.

Debe tenerse presente que los déficit a nivel de valle, zona o conjunto de sectores, no corresponde a la suma de los déficit de los sectores involucrados, por cuanto al ser cubierto el déficit de un sector se generan derrames y percolaciones que están disponibles para otros sectores ubicados aguas abajo, de tal manera que el caudal necesario para cubrir el déficit de una unidad que incluya varios sectores de riego, es inferior a la

suma de los caudales necesarios para suplir el déficit particular de cada uno de los sectores incluídos. La incidencia que este fenómeno tiene sobre la magnitud de los déficit de un conjunto de sectores varía de un caso a otro y es función del tamaño de los sectores, su ubicación e interrelación entre ellos.

4.4.2 Ubicación Espacial y Temporal de los Déficits

Los déficit anuales para cada uno de los sectores definidos en el Modelo de Simulación del Sistema, en cada uno de los años del período considerado se presentan en los Cuadros 4.1 a 4.6. Tales déficits están expresados como caudales continuos (m3/seg) durante un mes y basta multiplicarlos por los 2.628×10^6 segundos que tiene el mes promedio, para obtener el volumen de déficit durante la temporada de riego.

En los Cuadros 4.1 a 4.6 se presenta además, para cada sector, los déficit expresados en la forma antes descrita, ordenados de mayor a menor. De estos cuadros se obtiene la distribución de frecuencia de los déficit por sector.

4.4.3 Caracterización de las Areas Deficitarias

a) Valle de Aconcagua.

i) Primera Sección: Sectores 1 y 2

Corresponden a sectores de cabecera con una alta seguridad de riego, por cuanto pueden usar todos los caudales disponibles en el río para ellos. Del examen de la situación en el período se advierte que, no obstante, hay 11 años (S1) y 7 años (S2) con déficit de agua. Sin embargo, sólo en 3 y 4 años respectivamente se detectan fallas en términos económicos.

Tal situación sólo hace necesario un mejoramiento en la infraestructura de riego en términos de obras menores y embalses de regulación nocturna.

ii) Segunda Sección: Sectores 5 al 9

Corresponde a sectores ubicados en la hoya intermedia del río Aconcagua cuyos recursos provienen fundamentalmente de las recuperaciones que se producen tanto en el lecho del río como en sectores adyacentes, radicando en ello la importancia de dichas recuperaciones.

Son sectores con una muy alta seguridad de riego, pues aunque se advierten algunos sectores con déficit de agua, 3 años en S5 y 1 año en S7 y S9, sólo en 1 año aparecen fallas en los beneficios del sector S5.

Debe tenerse presente que no se representa bien la sequía, ya que en ella se altera el régimen natural al intervenir el río y obligar a dejar pasar agua hacia los sectores inferiores. Sin embargo, el agua no es una limitante al desarrollo de dichos sectores.

iii) Tercera y Cuarta Sección: Sectores 10 al 17

Los sectores considerados presentan una baja seguridad de riego la que se manifiesta en reiteradas fallas en los beneficios a través del período.

Sector	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17
N° años déficit	22	19	14	13	23	10	35	35
N° años falla económica	15	7	10	10	16	7	34	35
V.P. Ben.Econ. 12% (MUS$)	16.351	3.567	1.826	30.501	1.669	16.835	6.711	0.412
Nivel Benef.(%)	83.0	99.8	90.0	90.0	80.0	96.0	65.0	47.0

Se advierte el hecho de que existen zonas, tales como Limache y Mauco Costero, que presentan déficit de agua permanente y otras, como los terrenos regados por los canales Melón y Mauco (primera parte), que tienen serios problemas derivado de su condición de derecho eventual.

En años secos el caudal saliente al mar es nulo, lo cual estaría indicando un aprovechamiento total del agua disponible. Esto significa que el problema radica en la falta de recursos para estos sectores, lo que efectivamente es una limitante al desarrollo agrícola de ellos.

b) Valle de Putaendo: Sectores 3 y 4

En tales sectores la seguridad de riego es baja, observándose además que en años extremos la pérdida es casi total, por lo que el recurso agua se ha convertido en una limitante para el desarrollo agrícola del valle.

Sectores	S3	S4
N° años de déficit	18	24
N° años falla económica	14	15
V. P. Ben. Econ. 12% (MUS$)	4.766	4.060
Nivel Beneficios (%)	87.0	87.0

El problema básico lo constituye la falta de recursos suficientes, y aunque también será necesario un mejoramiento de la infraestructura de riego y la construcción de embalses nocturnos, esto no basta para suplir el déficit.

c) Valle de Ligua: Sectores 18 a 24

En el valle de Ligua se observan tres zonas con características un poco diferentes, ellas son el valle de Ligua propiamente tal, que cubre los sectores 18 a 22, y los sectores de Quebradilla (S23) y Catapilco (S24). En los sectores del valle de Ligua se advierte una muy baja seguridad de riego, ocasionada por falta de recursos, la cual se traduce en pérdidas económicas importantes. Cabe señalar que en años secos no sale agua al mar, lo cual estaría indicando un aprovechamiento total de los recursos disponibles.

En el sector de Quebradilla (S23) se observa una alta seguridad para el área actualmente regada por el embalse Quebradilla, con sólo 5 años con déficit de agua y 5 fallas económicas. No obstante, no podrían incorporarse al regadío nuevas áreas con aptitud agrícola existente, con una seguridad adecuada, de no contarse con recursos adicionales.

En el sector de Catapilco (S24) la situación es mucho menos favorable, por cuanto el embalse es insuficiente y proporciona una baja seguridad de riego para el área dominada por sus canales, ya que en el período se detectan 19 años con déficit y en los años de falla (19) se producen pérdidas totales. Se necesitan, por lo tanto, nuevos recursos para cubrir los déficit actuales y poder incorporar con seguridad adecuada, nuevas áreas existentes al regadío.

Sector	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24
N° años déficit	28	30	29	29	28	5	19
N° años falla económica	24	29	26	28	27	5	19
V.P. Ben. Econ. 12% (MUS$)	1.790	2.501	0.751	3.196	4.312	0.387	0.397
Nivel Beneficios (%)	91.6	79.9	93.7	89.5	91.4	87.7	46.2

d) Valle de Petorca: Sectores 25 a 30

La situación del regadío en este valle es particularmente crítica ya que aún en los años más favorables desde el punto de vista de los recursos se producen déficit y fallas.

En los sectores 25 y 27, la falta de regulación nocturna en los canales ocasiona fallas en los beneficios aún en los años más lluviosos. Asimismo en los sectores 25, 28 y 30 las pérdidas económicas en los años muy secos son totales.

La escasez de recursos actual no permite el riego de las nuevas áreas de Canela-Lital.

La eficiencia de riego a nivel predial resultó ser la más baja de la zona del proyecto; sin embargo, aunque puede ser mejorada a fin de tener un mejor aprovechamiento a nivel de sector, esto no influye a nivel de valle, ya que el aprovechamiento es total por cuanto no sale agua al mar.

Sector	S25	S26	S27	S28	S29	S30
N° años de déficit	35	3	35	28	8	33
N° años falla económica	32	-	35	27	26	30
V.P. Ben. Econ. 12% (MUS$)	0.803	0.008	0.186	1.091	0.175	1.079
Nivel Beneficios (%)	75.6	97.9	78.5	83.9	97.3	41.8

4.4.4 Conclusiones

Del análisis realizado para la situación actual se desprende que no obstante el que la agricultura a nivel global haya adaptado su estructura y por ende sus requerimientos a la distribución del recurso agua en los diferentes sectores, tanto espacial como temporal, y que el reuso del agua a nivel de valle es significativo por tratarse de valles largos y angostos, existen zonas importantes en las que la escasez del recurso agua se constituye en una seria limitante para el desarrollo agrícola, la que se manifiesta en una baja seguridad de riego que limita la posibilidad de cambio en las rotaciones de cultivo, ya que indudablemente existe una aversión al riesgo por parte del agricultor.

Este es el caso de la Tercera Sección en el valle de Aconcagua, del valle de Putaendo y de los valles de Ligua y Petorca,en los que la existencia de recursos superficiales escasos, la inadecuada infraestructura de riego y deficiencias serias en el regadío predial en la mayoría de los casos, configuran un cuadro de déficit y fallas económicas a lo largo del período considerado.

Tal situación señala la evidente necesidad de incrementar los recursos disponibles y lograr un mejor aprovechamiento de los mismos a través de un mejoramiento tanto de la infraestructura de regulación, control y distribución del agua como de la red de canales.

Derivado de lo anterior, puede decirse, con bastante seguridad que en los sectores con déficit de agua importante resulta muy difícil pensar en introducir tecnología o apoyo crediticio que permita aumentar significativamente la producción, de manera que en parte importante los beneficios de la tecnología van unidos a la solución de riego.

CUADRO 4.1

Valle Aconcagua : Déficit Anual Acumulado (m^3/seg.)

Sector / Año	S 1	S 2	S 3	S 4	S 5	S 6	S 7	S 8	S 9
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1945	-	-	1.279	2.777	-	-	-	-	-
1946	0.428	0.681	3.600	5.439	-	-	-	-	-
1947	-	-	-	0.090	-	-	-	-	-
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1949	1.443	0.480	0.754	2.871	-	-	-	-	-
1950	-	-	-	0.295	-	-	-	-	-
1951	-	-	-	0.746	-	-	-	-	-
1952	-	-	-	0.642	-	-	-	-	-
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1954	-	-	0.120	0.625	-	-	-	-	-
1955	-	-	0.442	1.984	-	-	-	-	-
1956	0.984	-	2.710	4.530	-	-	-	-	-
1957	-	-	-	0.143	-	-	-	-	-
1958	1.028	0.032	1.951	3.297	-	-	-	-	-
1959	-	-	0.269	1.936	-	-	-	-	-
1960	-	-	0.217	0.706	-	-	-	-	-
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	0.378	-	-	-	-	-
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	8.901	7.940	2.047	3.455	-	-	-	-	-
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1967	3.526	3.267	3.924	5.598	-	-	-	-	-
1968	23.533	20.638	11.133	12.283	1.279	-	1.986	-	0.638
1969	2.122	3.396	5.874	7.165	0.269	-	-	-	-
1970	0.902	-	1.266	2.714	-	-	-	-	-
1971	0.573	-	3.695	5.377	0.077	-	-	-	-
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	0.012	0.589	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	0.873	2.399	-	-	-	-	-
1976	0.156	-	0.849	2.472	-	-	-	-	-

(Continúa)

CUADRO 4.1 (continuación)

Valle Aconcagua : Déficit Anual Acumulado (m^3/seg) (Continuación).

Sector / Año	S 10	S 11	S 12	S 13	S 14	S 15	S 16	S 17	
1942	-	-	-	-	-	-	5.865	7.146	
1943	-	-	-	-	-	-	10.262	8.964	
1944	-	-	-	-	-	-	2.626	5.318	
1945	3.435	0.693	0.020	0.021	0.975	-	12.312	9.235	
1946	13.476	1.345	0.217	1.507	3.513	0.238	18.463	9.879	
1947	0.437	0.202	-	-	0.501	-	11.133	9.340	
1948	-	-	-	-	-	-	6.565	8.649	
1949	9.935	1.177	0.217	1.851	2.884	0.812	14.713	9.483	
1950	1.934	0.330	-	-	1.106	-	9.205	9.419	
1951	1.297	-	-	-	0.798	-	12.252	9.149	
1952	0.025	0.107	-	-	0.281	-	9.908	8.309	
1953	-	-	-	-	-	-	5.948	7.483	
1954	-	-	-	-	0.118	-	9.445	8.915	
1955	3.391	0.574	0.034	0.150	1.271	-	14.266	9.392	
1956	13.672	1.462	0.347	3.032	3.529	1.251	14.941	9.836	
1957	0.028	-	-	-	0.520	-	10.024	8.240	
1958	7.193	0.834	0.206	1.840	2.337	0.798	12.631	8.632	
1959	0.612	-	-	-	0.656	-	9.844	9.351	
1960	0.109	0.134	-	-	0.242	-	9.238	9.316	
1961	-	-	-	-	-	-	7.153	8.508	
1962	3.555	0.604	0.052	0.334	1.294	-	12.912	9.410	
1963	-	-	-	-	-	-	4.833	5.680	
1964	21.478	2.097	0.653	5.599	5.323	2.661	20.468	9.887	
1965	-	-	-	-	-	-	6.810	6.877	
1966	-	-	-	-	-	-	8.499	8.206	
1967	21.625	1.813	0.615	4.911	5.340	1.902	18.568	9.913	
1968	33.525	3.316	1.580	14.207	7.972	7.547	26.203	10.251	
1969	13.269	0.610	0.312	2.398	3.675	0.682	18.441	9.910	
1970	14.189	1.244	0.466	3.605	3.761	1.366	18.283	9.532	
1971	13.707	1.345	0.489	3.833	3.751	1.295	18.284	9.818	
1972	-	-	-	-	-	-	5.542	6.740	
1973	-	-	-	-	-	-	10.231	8.976	
1974	-	-	-	-	-	-	8.858	8.496	
1975	7.651	0.595	0.056	-	2.363	-	14.422	9.649	
1976	5.066	0.282	-	-	1.450	-	10.191	9.441	

CUADRO 4.2

Valle Aconcagua : Déficit Anual Acumulado y Ordenado (m3/seg).

Sector / Año	S 1	S 2	S 3	S 4	S 5	S 6	S 7	S 8	S 9
1	23.533	20.638	11.133	12.283	1.279	-	1.986	-	0.638
2	8.901	7.940	5.874	7.165	0.269	-	-	-	-
3	3.526	3.396	3.924	5.598	0.077	-	-	-	-
4	2.122	3.267	3.695	5.439	-	-	-	-	-
5	1.443	0.681	3.600	5.377	-	-	-	-	-
6	1.028	0.480	2.710	4.530	-	-	-	-	-
7	0.984	0.032	2.047	3.455	-	-	-	-	-
8	0.902	-	1.951	3.297	-	-	-	-	-
9	0.573	-	1.279	2.871	-	-	-	-	-
10	0.428	-	1.266	2.777	-	-	-	-	-
11	0.156	-	0.873	2.714	-	-	-	-	-
12	-	-	0.849	2.472	-	-	-	-	-
13	-	-	0.754	3.399	-	-	-	-	-
14	-	-	0.442	1.984	-	-	-	-	-
15	-	-	0.269	1.936	-	-	-	-	-
16	-	-	0.217	0.746	-	-	-	-	-
17	-	-	0.120	0.706	-	-	-	-	-
18	-	-	0.012	0.642	-	-	-	-	-
19	-	-	-	0.625	-	-	-	-	-
20	-	-	-	0.589	-	-	-	-	-
21	-	-	-	0.378	-	-	-	-	-
22	-	-	-	0.295	-	-	-	-	-
23	-	-	-	0.143	-	-	-	-	-
24	-	-	-	0.090	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
34	-	-	-	-	-	-	-	-	-
35	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Continúa)

CUADRO 4.2 (continuación)

Valle Aconcagua : Déficit Anual Acumulado y Ordenado (m3/seg) (Cont.)

Sector / Año	S 10	S 11	S 12	S 13	S 14	S 15	S 16	S 17	
1	33.525	3.316	1.580	14.207	7.972	7.547	26.203	10.251	
2	21.625	2.097	0.653	5.599	5.340	2.661	20.468	9.913	
3	21.478	1.813	0.615	4.911	5.323	1.902	18.568	9.910	
4	14.189	1.462	0.489	3.833	3.761	1.366	18.463	9.887	
5	13.707	1.345	0.466	3.605	3.751	1.295	18.441	9.879	
6	13.672	1.345	0.347	3.032	3.675	1.251	18.284	9.836	
7	13.476	1.244	0.312	2.398	3.529	0.812	18.283	9.818	
8	13.269	1.177	0.217	1.851	3.513	0.798	14.941	9.649	
9	9.935	0.834	0.217	1.840	2.884	0.682	14.713	9.532	
10	7.651	0.693	0.206	1.507	2.363	0.238	14.422	9.483	
11	7.193	0.610	0.056	0.334	2.337	-	14.266	9.441	
12	5.066	0.604	0.052	0.150	1.450	-	12.912	9.419	
13	3.555	0.595	0.034	0.021	1.294	-	12.631	9.410	
14	3.435	0.574	0.020	-	1.271	-	12.312	9.392	
15	3.391	0.330	-	-	1.106	-	12.252	9.351	
16	1.934	0.282	-	-	0.975	-	11.133	9.340	
17	1.297	0.202	-	-	0.798	-	10.262	9.316	
18	0.612	0.134	-	-	0.656	-	10.231	9.235	
19	0.437	0.107	-	-	0.520	-	10.191	9.149	
20	0.109	-	-	-	0.501	-	10.024	8.976	
21	0.028	-	-	-	0.281	-	9.908	8.964	
22	0.025	-	-	-	0.242	-	9.844	8.915	
23	-	-	-	-	0.118	-	9.445	8.649	
24	-	-	-	-	-	-	9.238	8.632	
25	-	-	-	-	-	-	9.205	8.508	
26	-	-	-	-	-	-	8.858	8.496	
27	-	-	-	-	-	-	8.499	8.309	
28	-	-	-	-	-	-	7.153	8.240	
29	-	-	-	-	-	-	6.810	8.206	
30	-	-	-	-	-	-	6.565	7.483	
31	-	-	-	-	-	-	5.948	7.146	
32	-	-	-	-	-	-	5.865	6.877	
33	-	-	-	-	-	-	5.542	6.740	
34	-	-	-	-	-	-	4.833	5.680	
35	-	-	-	-	-	-	2.626	5.318	

CUADRO 4.3

Valle Ligua : Déficit Anual Acumulado (m3/seg.)

Sector / Año	S 18	S 19	S 20	S 21	S 22	S 23	S 24		
1942	-	-	-	-	-	-	-		
1943	0.200	2.167	0.876	0.563	0.509	-	-		
1944	-	0.060	-	-	-	-	-		
1945	1.076	3.657	1.405	1.104	0.263	-	-		
1946	1.541	5.254	1.112	2.573	0.553	-	0.171		
1947	0.321	2.766	0.373	2.117	0.486	-	0.839		
1948	0.104	1.336	0.238	0.980	0.123	-	0.464		
1949	0.884	3.172	0.537	2.239	0.841	0.193	0.868		
1950	0.435	2.805	0.682	2.363	0.828	0.257	0.749		
1951	0.782	3.107	0.261	2.163	0.709	-	0.264		
1952	0.477	2.388	0.414	2.094	0.952	-	0.199		
1953	-	-	-	-	-	-	-		
1954	0.440	2.562	0.685	0.879	0.517	-	-		
1955	0.465	2.495	0.670	1.593	0.738	-	0.439		
1956	1.415	5.085	0.953	3.204	1.040	-	0.884		
1957	0.049	1.252	0.067	0.987	0.216	-	-		
1958	0.830	2.938	0.302	2.043	0.766	-	-		
1959	0.618	2.653	0.401	2.053	1.051	-	0.469		
1960	0.405	2.291	0.583	1.954	0.815	-	0.899		
1961	-	0.667	0.309	0.898	0.599	-	0.567		
1962	0.332	2.296	0.655	1.784	0.930	0.249	0.893		
1963	-	-	-	-	-	-	-		
1964	0.842	3.588	0.839	2.164	0.967	-	-		
1965	-	-	-	-	-	-	-		
1966	0.067	1.743	0.036	0.101	-	-	-		
1967	0.961	4.262	1.153	2.141	0.603	-	-		
1968	2.399	5.865	1.711	3.891	0.874	-	0.670		
1969	2.441	6.186	1.136	4.337	1.059	-	0.942		
1970	0.912	4.598	0.542	3.545	1.117	0.182	0.850		
1971	1.607	5.439	0.897	4.234	1.350	0.345	0.918		
1972	-	-	-	-	-	-	-		
1973	0.423	2.244	0.736	1.340	0.875	-	-		
1974	0.381	2.513	0.285	1.609	0.573	-	-		
1975	0.960	4.230	0.473	2.530	1.040	-	0.458		
1976	0.793	4.172	1.104	3.280	1.082	-	0.835		

CUADRO 4.4

Valle Ligua : Déficit Anual Acumulado y Ordenado (m3/seg.)

Sector / Año	S 18	S 19	S 20	S 21	S 22	S 23	S 24		
1	2.441	6.186	1.711	4.337	1.350	0.345	0.942		
2	2.399	5.866	1.405	4.234	1.117	0.257	0.918		
3	1.607	5.439	1.153	3.891	1.082	0.249	0.899		
4	1.541	5.254	1.136	3.545	1.059	0.193	0.893		
5	1.415	5.085	1.112	3.280	1.051	0.182	0.884		
6	1.076	4.598	1.104	3.204	1.040	-	0.868		
7	0.961	4.262	0.953	2.573	1.040	-	0.850		
8	0.960	4.230	0.897	2.530	0.967	-	0.839		
9	0.912	4.172	0.876	2.363	0.952	-	0.835		
10	0.884	3.657	0.839	2.239	0.930	-	0.749		
11	0.842	3.583	0.736	2.164	0.875	-	0.670		
12	0.830	3.172	0.685	2.163	0.874	-	0.567		
13	0.793	3.107	0.682	2.141	0.841	-	0.469		
14	0.782	2.938	0.670	2.117	0.828	-	0.464		
15	0.618	2.805	0.655	2.094	0.815	-	0.458		
16	0.477	2.766	0.583	2.053	0.766	-	0.439		
17	0.465	2.653	0.542	2.043	0.738	-	0.264		
18	0.440	2.562	0.537	1.954	0.709	-	0.199		
19	0.435	2.513	0.473	1.784	0.603	-	0.171		
20	0.423	2.495	0.414	1.609	0.599	-	-		
21	0.405	2.388	0.401	1.593	0.573	-	-		
22	0.381	2.296	0.373	1.340	0.553	-	-		
23	0.332	2.291	0.309	1.104	0.517	-	-		
24	0.321	2.244	0.302	0.987	0.509	-	-		
25	0.200	2.167	0.285	0.980	0.486	-	-		
26	0.104	1.743	0.261	0.898	0.263	-	-		
27	0.067	1.336	0.238	0.879	0.216	-	-		
28	0.049	1.252	0.067	0.563	0.123	-	-		
29	-	0.667	0.036	0.101	-	-	-		
30	-	0.060	-	-	-	-	-		
31	-	-	-	-	-	-	-		
32	-	-	-	-	-	-	-		
33	-	-	-	-	-	-	-		
34	-	-	-	-	-	-	-		
35	-	-	-	-	-	-	-		

CUADRO 4.5

Valle Petorca : Déficit Anual Acumulado (m3/seg.)

Sector / Año	S 25	S 26	S 27	S 28	S 29	S 30			
1942	0.702	-	0.442	-	-	1.362			
1943	3.549	-	1.052	1.044	-	6.649			
1944	0.653	-	0.294	-	-	0.277			
1945	5.143	-	1.267	1.871	0.011	8.079			
1946	6.184	0.009	1.510	2.600	0.199	9.148			
1947	3.119	-	1.102	0.957	-	5.128			
1948	1.808	-	0.878	0.289	-	3.577			
1949	4.211	-	1.204	1.519	-	6.629			
1950	3.493	-	1.117	1.040	-	7.207			
1951	4.048	-	1.315	1.489	-	7.071			
1952	3.263	-	1.052	1.084	-	5.889			
1953	0.022	-	0.268	-	-	0.016			
1954	3.539	-	1.045	1.104	-	6.896			
1955	3.245	-	1.159	0.939	-	6.830			
1956	5.683	-	1.515	2.129	0.133	8.625			
1957	1.676	-	0.174	-	-	1.337			
1958	3.955	-	0.670	1.029	-	5.823			
1959	3.390	-	1.068	1.036	-	6.012			
1960	3.226	-	1.016	0.910	-	5.289			
1961	1.579	-	0.724	0.121	-	3.459			
1962	3.162	-	0.748	0.774	-	6.086			
1963	0.102	-	0.286	-	-	0.057			
1964	5.005	-	1.245	1.754	0.010	8.124			
1965	0.273	-	0.174	-	-	-			
1966	2.287	-	0.238	0.159	-	3.421			
1967	5.240	-	1.135	1.740	0.001	8.438			
1968	7.198	0.017	1.977	3.432	0.453	9.457			
1969	7.321	0.025	2.118	3.718	0.506	9.736			
1970	5.256	-	1.167	1.568	-	7.436			
1971	6.248	-	1.694	2.804	0.237	9.187			
1972	0.022	-	0.182	-	-	-			
1973	3.764	-	0.959	1.122	-	6.626			
1974	3.410	-	0.804	0.913	-	5.616			
1975	4.993	-	1.202	1.630	-	7.574			
1976	4.993	-	1.444	1.630	0.012	7.879			

CUADRO 4.6

Valle Petorca : Déficit Anual Acumulado y Ordenado (m3/seg.)

Sector / Año	S 25	S 26	S 27	S 28	S 29	S 30
1	7.321	0.025	2.118	3.718	0.506	9.736
2	7.198	0.017	1.977	3.432	0.453	9.457
3	6.248	0.009	1.694	2.804	0.237	9.187
4	6.184	-	1.515	2.600	0.199	9.148
5	5.683	-	1.510	2.129	0.133	8.625
6	5.256	-	1.444	1.871	0.012	8.438
7	5.240	-	1.315	1.754	0.011	8.124
8	5.143	-	1.267	1.740	0.010	8.079
9	5.005	-	1.245	1.630	0.001	7.879
10	4.993	-	1.204	1.630	-	7.574
11	4.993	-	1.202	1.568	-	7.436
12	4.211	-	1.167	1.519	-	7.207
13	4.048	-	1.159	1.489	-	7.071
14	3.955	-	1.135	1.122	-	6.896
15	3.764	-	1.117	1.104	-	6.830
16	3.649	-	1.102	1.084	-	6.649
17	3.539	-	1.068	1.044	-	6.629
18	3.493	-	1.052	1.040	-	6.626
19	3.410	-	1.052	1.036	-	6.086
20	3.390	-	1.045	1.029	-	6.012
21	3.263	-	1.016	0.957	-	5.889
22	3.245	-	0.959	0.939	-	5.823
23	3.226	-	0.878	0.913	-	5.616
24	3.162	-	0.804	0.910	-	5.289
25	3.119	-	0.748	0.774	-	5.128
26	2.287	-	0.724	0.289	-	3.577
27	1.806	-	0.670	0.159	-	3.459
28	1.676	-	0.442	0.121	-	3.421
29	1.579	-	0.294	-	-	1.362
30	0.702	-	0.286	-	-	1.337
31	0.653	-	0.268	-	-	0.277
32	0.273	-	0.238	-	-	0.057
33	0.102	-	0.182	-	-	0.016
34	0.022	-	0.174	-	-	-
35	0.022	-	0.174	-	-	-

CAPITULO 5

Seleccion de Alternativas

CAPITULO 5

SELECCION DE ALTERNATIVAS

		Pág.
5.1	INTRODUCCION	5.1
5.2	METODOLOGIA	5.2
5.3	PROYECTOS CONSIDERADOS	5.4
5.3.1	Embalses	5.4
5.3.2	Canales	5.12
5.3.3	Explotación del Agua Subterránea	5.13
5.4	SELECCION TECNICA DE PROYECTOS	5.14
5.5	ANALISIS PRELIMINAR DE COSTOS	5.25
	Características Físicas de los Embalses (Cuadros 5.1 al 5.6)	5.28
5.6	SELECCION DE ESQUEMAS ALTERNATIVOS POR MINIMO COSTO	5.36
5.6.1	Equivalencia del déficit de riego para un año tipo 85% expresado en hectáreas	5.36
5.6.2	Equivalencia del déficit de riego para un año tipo 85% expresado en Mm3/año	5.39
5.6.3	Alternativas que sirven de base a la selección	5.40
5.6.4	Proyectos seleccionados para su estudio de factibilidad	5.45
5.6.5	Criterio de distribución de costos por objetivo	5.47
	Figuras 5.1, 5.2 y 5.3	5.52

5. SELECCION DE ALTERNATIVAS

5.1 INTRODUCCION

El diagnóstico de la situación actual del regadío en la zona del proyecto hizo necesario enfrentar la situación deficitaria derivada de fallas en la distribución espacial y temporal del recurso y de la insuficiente disponibilidad anual de agua, tanto a nivel global como en sectores específicos.

Con este propósito se generó una serie de alternativas técnicas de solución, procurando identificar todas aquellas alternativas relevantes y sus posibles combinaciones en el espacio. Posteriormente se analizaron las combinaciones posibles en el tiempo, en especial aquellas que significan una postergación o disminución de inversiones cuantiosas.

Las alternativas formuladas debían permitir asegurar:

a) El desarrollo individual de cada valle, o parte de él, o

b) El desarrollo de las cuencas de los ríos Aconcagua, Putaendo, Ligua y Petorca, consideradas como áreas interrelacionadas, con transferencias de recursos hídricos entre ellas.

Asimismo y dentro de este contexto, se estimó que cada una de las alternativas planteadas deberá cumplir con al menos uno de los siguientes objetivos específicos:

i) Proporcionar un suministro de agua regular y seguro al área considerada, eliminando los déficits de agua existentes.

ii) Mejorar las condiciones de uso y control del agua en las áreas actualmente regadas.

iii) Incorporar al riego áreas que actualmente carecen de él.

El elevado número y la compleja interrelación entre las alternativas generadas, hizo necesario el diseño de una metodología de selección que permitiera, en base a una caracterización preliminar, tanto técnica como económica de cada una de ellas, señalar aquellas claramente más convenientes frente a un objetivo específico, logrando de este modo una significativa reducción de las alternativas identificadas en un principio. Sobre

aquellas seleccionadas, a través de este procedimiento, se hizo una completa evaluación tanto técnica como económica, empleándose para ello el Modelo de Simulación a fin de determinar su factibilidad.

El enfoque adoptado permite evaluar, con adecuada precisión, múltiples alternativas técnicas de solución de los problemas detectados en el regadío, destacando aquellos proyectos más atractivos tanto bajo el punto de vista técnico como económico, proveyendo las bases para una correcta evaluación económica de los mismos.

5.2 METODOLOGIA

El examen de los recursos existentes, tanto superficiales como subterráneos, en relación a los requerimientos de agua de la zona del proyecto permitió extraer una serie de conclusiones generales respecto de la situación del riego en los diferentes sectores. De este modo se observó:

a) Aconcagua

- La importancia del acuífero existente en la Primera Sección del río, como elemento de regulación interanual.

- La particular distribución del recurso a lo largo del río, lo que ocasiona que en la Primera Sección el déficit de agua sea pequeño, mejorando la tecnología de riego, nulo en la Segunda y de consideración en la Tercera Sección aún con buena eficiencia. La Cuarta Sección, de reducida superficie, no tiene normalmente déficit.

b) Putaendo

- La existencia de recursos superficiales escasos que no permiten el riego total de la superficie bajo canal.

- La existencia de un acuífero de cierta importancia en la parte inferior del valle, el que es alimentado por una importante percolación del río.

- Un trasvase de recurso desde el valle Aconcagua resulta costoso por su longitud y trazado.

c) Ligua y Petorca

- Ambos valles presentan recursos escasos que no alcanzan para satisfacer los requerimientos del área total.

- Su ubicación geográfica hace que el trasvase de recursos desde cuencas vecinas sea de alto costo.

d) Areas Nuevas

- La existencia de áreas no regadas, cuya eventual incorporación al regadío constituye uno de los objetivos del proyecto.

Tales consideraciones generales condujeron a separar el problema en términos de varios objetivos básicos, los que pueden ser alcanzados en forma individual o conjunta . Los objetivos fueron los siguientes (Figura 5.3):

i) Evitar los déficits en el valle de Aconcagua
ii) Evitar los déficits en el valle de Putaendo
iii) Evitar los déficits en las partes bajas de los valles de Ligua y Petorca
iv) Evitar los déficits en las partes altas de los valles de Ligua y Petorca
v) Regar áreas nuevas
   a) Zona de Quintero y Puchuncaví
   b) Zona de Papudo, Catapilco, Quebradilla y Canela
   c) Rinconadas
vi) Trasvase Chacabuco-Polpaico.

Para alcanzar las metas propuestas se consideró una serie de proyectos de ingeniería que fueron sometidos a un análisis técnico preliminar. En este proceso fueron examinados los sitios de embalse y la posible explotación de los acuíferos existentes en la zona del proyecto, por considerarse que tales obras serían elementos fundamentales en cualquier esquema destinado a lograr un óptimo aprovechamiento de los recursos hídricos disponibles. Como producto de este examen fueron descartados aquellos proyectos cuyas características técnicas los hacían menos atractivos que otros con propósitos similares.

Con los proyectos restantes se generaron una serie de esquemas de solución o combinaciones de proyectos teniendo cada uno de éstos, como meta, uno o varios de los objetivos generales en los que se desglosó el problema. Los esquemas planteados son de dos tipos: aquellos que

permiten alcanzar sólo un objetivo y los que permiten alcanzar dos o más objetivos en forma simultánea.

De este modo se asoció a cada objetivo una serie de esquemas alternativos de solución que permitan alcanzarlos. Sobre dichos esquemas se realizó un estudio preliminar de costos que permitió seleccionar, para cada objetivo, el o los esquemas de mínimo costo.

Los proyectos o combinaciones de proyectos seleccionados a través de este procedimiento fueron sometidos a un análisis detallado de factibilidad técnica y económica, empleándose como herramienta para ello el Modelo de Simulación.

5.3 PROYECTOS CONSIDERADOS

5.3.1 Embalses

5.3.1.1 Generalidades.

Tal como se ha señalado en el punto anterior, se procedió en primer término al estudio de las posibles ubicaciones de embalses. Con este fin se elaboró un catastro de sitios de embalse en el área del proyecto, en base a la recopilación y evaluación de antecedentes al respecto contenidos en estudios anteriores y a un análisis detallado de la cartografía disponible. De este modo fueron identificados un total de 37 localizaciones posibles (Figura 5.1), entre los que se consideraba la ampliación o mejoramiento de algunos embalses existentes tales como los de Quebradilla, Catapilco, Laguna del Inca, Laguna de Chepical, etc. Es preciso señalar que varios de los sitios de embalse del Catastro son alternativos unos de otros, o bien sirven para propósitos similares, ya sea que se consideren las cuencas de los ríos Aconcagua, Ligua y Petorca integralmente o en forma individual.

De los sitios considerados, Puntilla del Viento en la cuenca del Aconcagua y Los Angeles en la del Ligua, fueron estudiados respecto de su factibilidad física por otros consultores para la Dirección de Riego, estando los resultados de ellos disponibles para su utilización en el presente estudio.

En los restantes emplazamientos se realizaron estudios a nivel de prefactibilidad, que sirvieron de base para:

a) La selección del sitio más favorable, en aquellos casos en que desde el punto de vista de ingeniería existen opciones alternativas o que sirven propósitos similares.

b) Evaluación preliminar del costo.

c) La planificación del estudio de factibilidad del sitio.

Estos estudios se refieren a la geología superficial de los lugares en que se ubicarán las diversas obras de los embalses, a consideraciones de ingeniería preliminar de tales obras y a las características hidrológicas de las cuencas afluentes.

Los factores considerados en la selección preliminar de sitios de embalses son los siguientes:

a) Geomorfología

i) Forma del valle
ii) Formación del río
iii) Laderas.

b) Geología

i) Tipo de roca
ii) Estructura geológica
iii) Depósitos sedimentarios superficiales.

c) Consideraciones Preliminares de Ingeniería

i) Ingeniería preliminar
- Relaciones de embalse
- Presa
- Vertedero
- Desvío temporal.

ii) Materiales
- Filtros y agregados
- Espaldones
- Relleno permeable
- Enrocado.

d) Hidrología

i) Precipitaciones medias anuales
ii) Caudales medios anuales afluentes
iii) Caudales de crecidas
iv) Arrastre de sedimentos.

e) Acceso y Servicios Existentes

Los factores señalados fueron examinados en cada uno de los emplazamientos identificados, lo cual permitió en cada caso detectar las posibilidades y limitaciones que ellas presentaban. Los antecedentes relevantes que permiten caracterizar en forma preliminar cada ubicación aparecen resumidos en los Cuadros 5.1 a 5.4.

5.3.1.2 Geología de los Sitios de Embalse.

Un aspecto importante en el estudio de los sitios de embalse fue el examen de la geología de éstos, basado en la evaluación y análisis de la información disponible al respecto, y en reconocimientos de terreno.

Este análisis preliminar tuvo como propósito central el determinar el tipo de presa más adecuado para cada ubicación y detectar las principales limitantes desde el punto de vista geotécnico, señalando la presencia de problemas de fundaciones, la presencia de fallas y zonas de fracturamiento que afectan la presa, problemas de inestabilidad de taludes, etc.

La elección del tipo de presa está condicionada entre otros, en gran medida por la forma del valle y el tipo del material de la fundación, correspondiendo presas de tierra a los valles anchos con suelos aluviales como lo son en su mayoría los de la zona del proyecto, mientras que para las gargantas angostas como los de Puntilla del Viento, Tabón Alto y Minillas, son más bien apropiados los muros de hormigón o enrocado.

A continuación se presentan en forma resumida aquellos aspectos geológicos relevantes de cada uno de los sitios de embalse considerados. Han sido omitidos aquellos que no presentan inconvenientes desde este punto de vista tales como Quebradilla, Catapilco, etc.

Laguna del Inca : Laguna de origen glaciar en la cabecera del río Aconcagua.

- Filtraciones importantes a través de la morrena terminal de la laguna.
- Posibles deslizamientos de una o dos laderas de los cerros que rodean la laguna por estratificación o diaclasamiento.

Puntilla del Viento : Ubicado en una angosta garganta del valle de Aconcagua, hacia aguas arriba de la ciudad de Los Andes.

- Existencia de zonas de fallamiento y diaclasamiento intenso.
- En el apoyo sur existen diaclasas que comprometen la estabilidad de los taludes de las laderas.

Tabón Bajo : Ubicado sobre la Carretera Panamericana, en el sector de la cuesta de Las Chilcas antes de bajar al valle de Llay-Llay.

- Inestabilidad de las laderas del apoyo Oeste, causada por la existencia de estratos de limos que conforman planos de deslizamiento.
- Posibilidad de filtraciones importantes a través de la roca de fundación (conglomerados).

Tabón Alto : Ubicado al oriente del anterior, en una depresión a cota 1.000 m.s.n.m., comunicada por una angosta garganta con el río Aconcagua.

- Posibles filtraciones desde el embalse por bordes estrechos al Sur y Sur-Oeste de la zona de inundación.
- En el sector no hay material adecuado para el relleno permeable del muro.

Las Peñas : Ubicado en un valle lateral del río Aconcagua, en el sector de Llay-Llay.

- Diaclasamiento importante en el apoyo Oeste.

- Serios problemas de filtración bajo la presa debido a la existencia de sedimentos aluviales y coluviales muy potentes (200 m).

Catemu : Ubicado en la cabecera del valle de Catemu, en la quebrada de Gómez.

- Agrietamiento en el apoyo Norte.
- Sedimentos aluviales de una potencia estimada de 100 m. que requeriría obras de control de filtraciones bajo el muro.
- Escasez de material de relleno de baja permeabilidad.

Rabuco : Ubicado en el valle lateral del mismo nombre, al sur del valle de Aconcagua (3 ubicaciones).

- Sedimentos aluviales y coluviales potentes, de hasta 120 m. en todas las ubicaciones, lo cual exigiría importantes obras de control de filtraciones bajo el muro.
- Corto recorrido de filtración en los apoyos, en la ubicación superior y media.
- En la ubicación inferior, Rabuco Bajo, se advierte un intenso fracturamiento de la roca en el apoyo Este. En el apoyo Oeste, las areniscas finamente estratificadas constituyen un serio problema debido a lo cual sería necesario prolongar el núcleo impermeable a través de ellas.

Pucalán : Ubicado en un valle lateral al poniente del pueblo de Nogales, valle de Melón, en la cuenca del Aconcagua.

- Relleno aluvial de una potencia estimada de 80-100 m. que exigiría obras de control de filtraciones bajo el muro.

Rautén : Ubicado en el estero Rautén, en la ribera norte del río Aconcagua, cerca de Quillota.

- Las terrazas aluviales existentes en el costado sur del embalse podrían ocasionar fuertes pérdidas por filtración.

Rocín : Ubicado en el río Rocín, afluente de cabecera del río Putaendo.

- Sedimentos aluviales de una potencia máxima de 45 m. en la zona de la presa, lo cual exigiría obras de control de filtraciones.
- Escasez de material de baja permeabilidad para el núcleo.

Los Patos : Ubicado en el río Putaendo, inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos Rocín y el estero Chalaco.

- Sedimentos aluviales de una potencia estimada en 140 m bajo el sitio del embalse, lo cual exigiría obras para controlar las filtraciones bajo el muro.
- Apoyo izquierdo constituído por material de un cono de deyección. También requeriría obras de control de filtraciones.

Las Minillas : Hoya de cota alta, al norte y poniente del valle de Putaendo, comunica con él a través de una angosta garganta.

- Fracturamiento importante en el apoyo norte. Exigiría obras para controlar filtraciones.

Valle Alegre : Ubicado en el estero Quintero, a 7 km de su desembocadura al mar.

- Sedimentos aluviales poco permeables, pero de geometría desconocida bajo el sitio del embalse.
- Apoyos sobre material mal consolidado, desconociéndose la distancia a roca firme.

La Cerrada : Ubicado en el estero La Cerrada, 5 km aguas arriba del río Alicahue.

- Sedimentos aluviales de una potencia estimada en 40 m bajo el sitio del embalse. Se requerirían obras de control de filtraciones.

- Intenso diaclasamiento y fallamiento en el apoyo norte.
- Posibles filtraciones en el apoyo sur ocasionadas por una corta trayectoria de filtración.
- Falla geológica en el curso inferior de la quebrada La Cerrada, que podría afectar el apoyo Sur-Este de la presa.

San Lorenzo : Ubicado en la confluencia del río Alicahue y el estero Los Angeles.

- Fracturamiento intenso y paralelo al valle en el apoyo Nor-Este, lo que exigiría obras de control de filtraciones.
- Sedimentos aluviales con características acuíferas de una potencia estimada en 15 m que sobreyacen a depósitos más antiguos y menos permeables. Se requeriría de obras de control de filtraciones en el estrato superior del relleno sedimentario.

Los Angeles : Ubicado en el Estero Los Angeles, tributario del río Ligua.

- Potentes sedimentos aluviales y coluviales que exigirían obras de control de filtraciones bajo el muro.
- Roca fracturada en el apoyo Este.
- El apoyo Oeste corresponde a conos de deyección que pueden dar origen a filtraciones y subpresiones. En ambos casos se requeriría obras de control de filtraciones.
- Posible inestabilidad de laderas al quedar saturadas y luego sometidas a los efectos de un descenso brusco.

La Patagua : Ubicados en el valle La Patagua, tributario del río Ligua (2 ubicaciones).

- Sedimentos aluviales potentes en el valle, que exigirían obras de control de filtraciones.
- Grave meteorización en los apoyos.

Chincolco : Ubicado en la ribera norte del río Sobrante: tributario del Petorca.
- Fundaciones en relleno aluvial probablemente poco profundo.
- Se requeriría protección del pie del muro aguas abajo para prevenir erosión del río Sobrante.

Chalaco : Ubicados en el río Pedernal que luego de su unión con el Río Sobrante forman el Petorca (3 ubicaciones).
- Los tres sitios tienen sedimentos aluviales potentes en las fundaciones y conos de deyección coluviales potentes irrumpiendo en el valle por el este, lo que exigiría obras de control de filtraciones.
- Escasez de material de baja permeabilidad.

Las Palmas : Ubicado en el estero Las Palmas, tributario del río Petorca.
- Roca granítica descompuesta en el apoyo Nor-Este, lo que exigiría una fundación profunda.

Artificio : Ubicado en el río Petorca.
- Sedimentos aluviales potentes en el valle (80-100 m), lo cual haría necesario obras de control de filtraciones bajo el muro.
- Fracturamiento, paralelo al valle, en los apoyos.

5.3.1.3 Ingeniería Preliminar.

La falta de información cuantitativa adecuada en torno a las fundaciones, que afecta a la mayoría de los sitios identificados ha ocasionado que los diseños de presas estén limitados a la aplicación de criterios relativos a perfiles y taludes de muro, basado en la experiencia en Chile y de entidades internacionales tales como el U.S. Soil Conservation Service y el U.S. Bureau of Reclamation.

Para cada ubicación se determinaron, en base a la cartografía existente y con escalas que fluctuaban entre 1:5.000 y 1:50.000, los volúmenes de almacenamiento y de relleno necesario en el muro, tanto para su capacidad máxima como para otras menores. En la mayoría de los casos considerados la relación agua/muro (Cuadro 5.1) fluctúa entre 10 y 20, resultando para los casos más desfavorables no inferior a 4. Solamente los emplazamientos de Rabuco Bajo, Rabuco Medio, Rautén, Pucalán, Valle Alegre y Estero Catapilco presentan relaciones comparables a la de Los Angeles y Puntilla del Viento.

Las capacidades de descarga de los vertederos y de las obras de desviación se basan en estimaciones de las crecidas esperadas en uno de cada 1.000 y en uno de cada 20 años respectivamente.

5.3.1.4 Hidrología de Embalses.

En la evaluación preliminar de sitios de embalse se consideran ciertas variables hidrológicas pertinentes, tales como la precipitación media anual sobre la cuenca directamente afluente a los embalses, los caudales medios anuales afluentes, los gastos máximos de crecida, la tasa de aporte de sedimentos y los volúmenes requeridos.

A excepción de los valores de precipitación media, las otras cifras mencionadas fueron elaboradas mediante métodos aproximados, pero aplicando un criterio uniforme, con el único objeto de ilustrar el orden de magnitud de las variables y establecer criterios de comparación relativa. En aquellos sitios preseleccionados se realizaron análisis hidrológicos definitivos y de una precisión compatible con las necesidades del diseño de las obras. Tal es el caso de los embalses Los Angeles y Puntilla del Viento cuyos estudios de crecidas detallados figuran en el Documento de Trabajo sobre Estudios Hidrológicos.

5.3.2 Canales

Se consideraron 31 canales posibles entre canales alimentadores de embalse, canales de trasvase, canales de entrega y otros (Cuadro 5.5).

Para el trazado de los canales se utilizaron, en general, mapas escala 1:10.000, complementados toda vez que se hizo necesario con mapas escala 1:25.000 y 1:50.000. Los cortes y perfiles se basaron en los criterios utilizados por la Dirección de Riego y en aquellos obtenidos de experiencias internacionales. A falta de información relativa a la profundidad de la roca

y habiéndose consultado en la Propuesta Técnica sólo estudios geológicos de superficie, se propuso a la Comisión Nacional de Riego una fórmula empírica propuesta por Binnie & Partners que relaciona la profundidad de la roca con la pendiente transversal. La Dirección de Riego entregó a la Comisión Nacional de Riego una curva basada en datos tomados de resultados comprobados en la construcción de canales ejecutados bajo su supervigilancia directa, en terrenos con características muy similares a la de los trazados del estudio.

Dicha curva permitía igualmente fijar porcentajes de roca en función de las pendientes transversales y fue aceptada por los consultores, de acuerdo con la Comisión Nacional de Riego, ya que la seguridad dada por la Dirección de Riego debe acercarla al promedio real, sin ser tan pesimista para terrenos escarpados como la propuesta originalmente.

Los canales fueron diseñados para un rango de capacidades. En los casos en que los volúmenes que serían desviados del río eran cercanos al caudal total disponible, por ejemplo, para el suministro de los embalses de Los Angeles, Rabuco o Las Minillas se realizó un estudio de la variación en los caudales diarios, a fin de obtener una relación entre el tamaño del canal y la cantidad de agua desviada. Las capacidades de los canales en relación a las áreas de riego fueron seleccionadas en términos de las necesidades máximas futuras de agua previstas, de las eficiencias de riego y de las pérdidas por conducción.

5.3.3 Explotación del Agua Subterránea

En los valles abarcados por el estudio, existen zonas con acuíferos de cierta importancia para su explotación, zonas donde es posible plantear desarrollos menores y también zonas en las cuales no sería recomendable ninguna explotación del agua subterránea.

Los acuíferos, donde se estimó posible plantear una explotación de cierta envergadura, se ubican en la primera y segunda sección del valle del río Aconcagua y en la parte baja del valle de Putaendo.

En el acuífero de la primera sección, se consideraron dos posibles sectores de captaciones subterráneas. Un sector se ubicaba en la parte baja de dicha sección en las cercanías de San Felipe, el cual fue descartado por provocar deterioros importantes en las recuperaciones de la segunda sección durante la temporada de riego (Tomo V, Sección 6.2.5). Un segundo sector de captación fue ubicado hacia aguas arriba de San Felipe, a la altura del pueblo de Curimón. Este lugar aunque si bien no presentaría el inconveniente antes mencionado, requeriría incurrir en mayores costos de elevación dada la mayor profundidad del acuífero.

Se ha considerado un sector de explotación subterránea en el curso bajo del río Putaendo, que puede ser explotado para satisfacer necesidades de regadío de esta parte del valle. Con ello se liberan recursos de agua, de este río, que pueden usarse para mejorar la seguridad de riego de la zona alta del valle.

En la segunda sección del río Aconcagua no se consideraron captaciones subterráneas (Tomo V, Capítulo 6), salvo en Llay-Llay, como solución a un problema de drenaje por la presencia de un acuífero confinado.

De Romeral hasta el mar los acuíferos del río Aconcagua se encuentran más o menos en equilibrio en las actuales condiciones, es decir, las percolaciones y recuperaciones del agua subterránea están relativamente balanceadas. Estos acuíferos, al igual que los del curso inferior de los valles de los ríos Ligua y Petorca, sólo permiten explotación moderada de sus recursos.

En los cursos medio y alto de los valles de Ligua y Petorca los acuíferos son limitados por lo cual no es recomendable explotarlos a nivel de valle. En estas zonas el agua que percola en el río, en los campos regados y en los canales, reaparece hacia aguas abajo experimentando un pequeño retardo en el tiempo.

El diseño de los pozos en las diversas explotaciones de agua subterránea consideradas se basa en ls experiencia nacional al respecto.

El problema de las aguas subterráneas aparece tratado con mayor profundidad en el Tomo V, Capítulo 6.

5.4 SELECCION DE PROYECTOS CON CRITERIO TECNICO

Una vez concluída la primera etapa, de generación expansiva de alternativas de ingeniería, constituídas básicamente por embalses, captaciones de agua subterránea y canales de trasvase, se procedió a una selección preliminar de proyectos sobre bases técnicas. En el caso de embalses alternativos, o que cumplen propósitos similares se comparan características técnicas tales como relación agua/muro, condiciones de subsuelo, tasa de aporte de sedimentos, etc., a fin de seleccionar aquel embalse que presente condiciones técnicas más favorables para un mismo objetivo.

A través de este procedimiento, se descartaron algunos embalses por su baja relación agua/muro, frente a las de otras ubicaciones alternativas; por estudios disponibles sobre las condiciones del subsuelo como es el caso de Las Peñas; por la alta tasa de aporte de sedimentos y el gran volumen muerto requerido por ubicaciones como las de Los Patos y Concón. De este modo se llegó a 14 localizaciones seleccionadas (Figura 5.2) para ser consideradas en la tercera etapa de la selección de alternativas.

Respecto del agua subterránea, el procedimiento fue el de seleccionar aquellos acuíferos que permitieran la extracción de aportes importantes. De esta forma se descartó el emplazamiento de Llay-Llay como fuente importante ya que su aporte es sólo del orden de 500 lt/s; asimismo se descartó el campo de sondajes de la Tercera Sección del río Aconcagua, por cuanto se trata de un alto número de pozos de pequeño caudal ubicados entre la Puntilla de Romeral y Quillota, lo cual no hace factible su manejo como una unidad. En síntesis, se concentraron los estudios en los campos de sondajes de Curimón y Putaendo, aunque sin desechar las restantes ubicaciones como posibles soluciones a problemas locales.

En base a los embalses y acuíferos seleccionados y a los canales considerados, se generaron nuevas alternativas técnicas como combinaciones de estos elementos. Estas alternativas son las que se analizan en la etapa de selección de esquemas alternativos por mínimo costos.

La importancia tanto de los acuíferos como de embalses en los esquemas considerados los hace ser elementos centrales de ellos. Nos referiremos específicamente a los embalses, tratando en detalle todo lo relacionado con los acuíferos en el Capítulo 6.

a) Laguna del Inca.

La Laguna del Inca (Cuadro 5.1) es un lago de origen glaciar, con una superficie aproximada de 1,7 km2, situada junto al centro invernal de Portillo, en la cabecera del río Aconcagua (Figura 5.2) y a unos 2.850 m.s.n.m. Se encuentra enmarcada en un valle típicamente glacial, con forma de U, y cumbres que se elevan hasta 1.500 m sobre la laguna. El extremo sur del valle está cerrado por una morrena terminal, la que constituye una represa natural, a través de la cual el agua escurre sólo en forma subterránea hacia el río Aconcagua.

Debe tenerse presente el hecho que la Laguna del Inca forma parte del centro turístico-deportivo de Portillo, razón por la cual debe considerarse el que cualquier obra de explotación de ella no debe afectar el uso recreacional del área ni deteriorar su atractivo turístico.

Luego de estudiar las características del lugar y considerar la restricción planteada se analiza la posibilidad de extraer las aguas de la laguna mediante una estación de bombeo.

Se ha considerado esta alternativa para:

- Suplir déficit que presenta el área dominada por el Canal Chacabuco-Polpaico. Se ha considerado esta superficie, que está fuera del área del proyecto, por cuento se ha estimado que dada la gran inversión que representa el canal existente, no es razonable la subutilización en que se encuentra en la actualidad, la que va asociada a una situación deficitaria en el área dominada por él. Por este motivo se deja planteada la alternativa destinada básicamente al mejoramiento del regadío de zonas altas que quedarían fuera de las posibilidades del río Maipo.

b) Embalse Puntilla del Viento.

La historia de este proyecto se remonta al año 1929, cuando el Ingeniero don Manuel Ossa en un Informe Preliminar se refiere a la posibilidad de construir un embalse en el sitio denominado Vilcuya, ubicado sobre el río Aconcagua (Figura 5.2) doce kilómetros aguas arriba de la ciudad de Los Andes.

Posteriores estudios se sucedieron los años 1930, 1952 y 1967. En el año 1969, la Dirección de Riego del Ministerio de Obras Públicas reinició los estudios con una amplia investigación acerca de las características geotécnicas del lugar. Al año siguiente se dió comienzo a la construcción de un embalse de 150 millones de m3. Estas labores fueron paralizadas en el año 1974 por factores económicos y por no contarse con el estudio de factibilidad técnica correspondientes, el que fue posteriormente realizado ("Estudio de Factibilidad Física del embalse Puntilla del Viento. Informe Final". Electrowatt Ing. Consultores y P.A.L. Proyectistas Asociados Ltda. Febrero 1979) y cuyos resultados han sido aprovechados en el presente estudio. En él se analizaron cinco alternativas en el lugar denominado Puntilla del Viento y cuatro en Vilcuya (Cuadro 5.1).

Los objetivos para los cuales se consideró este embalse fueron:

- Suplir déficit en el valle de Aconcagua.

- Suplir déficit en el valle de Putaendo a través del canal Jahuel Alto.

- Suplir déficit en las partes bajas de los valles de Ligua y Petorca transfiriendo recursos a través del Canal Jahuel Alto, Túnel Veta del Agua, Canal Norte y Túnel Artificio.

- Suplir los déficit del área dominada por el canal Chacabuco-Polpaico en la cuenca del río Maipo al liberar recursos del río para ser trasvasados.

c) Embalse Tabón Alto.

El emplazamiento de este embalse (Figura 5.2) corresponde a una cuenca natural de alrededor de 6 km2, ubicada a 1.000 m.s.n.m., 4 kms al oriente de la Cuesta de Las Chilcas en la Carretera Panamericana. Drena hacia el valle de Aconcagua a través de una estrecha garganta.

Este embalse (Cuadro 5.1) sería alimentado desde el río Aconcagua, a través de una prolongación del Canal Chacabuco. A este respecto existen dos posibles alternativas. Una de ella es prolongar el canal a partir de la boca sur del túnel en que cruza hacia el sector de Chacabuco. Esta alternativa de embalse podrá destinarse a suplir déficits del valle de Aconcagua en su parte baja o bien a regar los sectores de Chacabuco y Polpaico en la cuenca del río Maipo.

La segunda alternativa considera la prolongación del canal Chacabuco a partir de un punto anterior a la boca del túnel antes citado, con un trazado por los cerros del lado sur de la Primera Sección del río Aconcagua. La alimentación del embalse se haría a través de un túnel-sifón que cumpliría la doble función de alimentador y evacuador de caudales para el riego, ya que el propósito en este caso sería el de suplir los déficits en la Primera Sección, producto de una alternativa en que se considera la transferencia de parte de sus recursos propios, al valle de Putaendo para suplir el déficit allí existente, o suplir déficit del Aconcagua en un proyecto combinado con pozos en Curimón.

d) Embalse Rabuco.

El embalse Rabuco estaría ubicado (Figura 5.2) en el valle del mismo nombre, tributario del Aconcagua. En él fueron considerados tres posibles emplazamientos de embalse, dos de los cuales habían sido estudiados por la Dirección de Riego en 1959.

Los dos sitios superiores (Cuadro 5.1), el primero ubicado en el Estero La Gloria a los 315 m.s.n.m. y el segundo unos 2 km aguas abajo, donde el cauce del estero está 300 m.s.n.m., presentan desfavorables condiciones geológicas ocasionadas por el profundo relleno aluvial existente en el valle, de una potencia superior a los 110 m, los que exigirían importantes obras para reducir las pérdidas por filtración. La ubicación superior presenta además, limitaciones de capacidad de embalse, lo que no ocurre en la ubicación intermedia en la que se pueden lograr capacidades de embalse de hasta 600 millones de m3.

El tercer sitio potencial de presa está cerca del punto en el cual el Estero Rabuco entra al valle de Aconcagua. El nivel del cauce del estero en el eje de la presa es de 290 m.s.n.m. Este sitio presenta varias ventajas respecto de los anteriores, entre ellas destacan una buena relación agua/muro (Cuadro 5.1), un relleno aluvial de permeabilidad menor que en los sitios superiores, similar al existente en el valle del Estero Los Angeles, y por último la posibilidad de utilizar el Canal Rabuco-Echeverría, que captaría del río Aconcagua como canal alimentador, posibilidad que sería de mucho mayor costo en los sitios superiores en razón a su mayor cota de llegada. No obstante, presenta el inconveniente de quedar acotado en su capacidad máxima a los 250 millones de m3, si se quiere aprovechar el trazado del actual canal como cauce de aducción, el cual corre en todo su recorrido al pie de la ladera escarpada.

En base a los antecedentes anteriormente expuestos se seleccionaron las ubicaciones de Rabuco Bajo y Rabuco Medio. Considerando Rabuco Bajo para requerimientos inferiores a su capacidad máxima y Rabuco Medio en el caso de necesidades superiores.

Las posibilidades de este embalse son las siguientes:

- Suplir déficits en el valle de Aconcagua en los sectores 10 y 12 a 17.

- Suplir déficits en Aconcagua e incorporar al regadío a las áreas nuevas de rinconadas, Quintero y Puchuncaví, estas dos últimas a través de la prolongación del Canal Mauco.

- Suplir déficits en el valle de Melón e incorporar al riego las áreas de Catapilco, Quebradilla y Papudo, siendo necesario para ello la ampliación y prolongación del Canal Melón cruzando en túnel hacia Catapilco.

- Prolongar este mismo canal hasta Cabildo regando la parte baja del valle de Ligua salvo los sectores 19 y 20 y cruzando en túnel hacia Artificio en Petorca, suplir los déficit de la parte baja de ese valle, incorporando al riego las áreas nuevas de Canela.

e) Embalse Pucalán.

El sitio propuesto para la presa de embalse se encuentra ubicado (Figura 5.2) al poniente de la Carretera Panamericana, atravesando a lo ancho el valle del Estero Pucalán, inmediatamente aguas arriba del pueblo de Nogales.

La hoya de Pucalán corresponde a un valle lateral al de El Melón, el cual forma parte de la cuenca del Aconcagua. Es un valle plano de poca pendiente (1 por ciento) y relativamente ancho (2.5 km), rodeado de cerros de poca altura que se alzan abruptamente unos 150-200 m sobre el nivel del piso del valle, lo que podría ser índice de un relleno aluvial potente (80-100 m).

Este embalse (Cuadro 5.1) almacenaría los caudales de invierno del río Aconcagua los que le llegarían a través del Canal Purutún o del Canal Melón. Serviría para suplir todos los déficit del Aconcagua, directamente, a través del estero Los Litres para los sectores 12, 14 y 17 más áreas costeras y a través de un nuevo canal regar parte del sector 10 y los sectores 13, 15 y 16, debiendo agregar una elevación de 5 m para alimentar el canal Waddington completando así el riego del sector 16 más sus rinconadas. Para suplir el déficit del Canal Melón, parte alta del sector 10 y riego de sus rinconadas, se aprovechan caudales que hoy se usan en los sectores que domina el embalse y que son liberados para usarlos aguas arriba de lo actual.

Resumiendo lo anterior, sus posibilidades de riego son:

- Suplir los déficit en el valle de Aconcagua en los sectores parte 10 y 12 a 17.

- Incorporar al regadío las áreas nuevas de Quintero, Puchuncaví y rinconadas del sector 16.

- Liberar aguas directas del río para sectores de aguas arriba y rinconadas del sector 10.

f) Embalse Valle Alegre.

Este sitio de embalse se ubica (Figura 5.2) en el valle del estero Quintero, a unos 8 km al sur-este del pueblo del mismo nombre y a 15 km al norte de Concón. Aprovecha un valle de laderas abruptas y fondo plano, entre los 7 km y 15 km de su desembocadura al mar y de un ancho variable que fluctúa entre los 100 m y 700 m.

El embalse se alimentaría (Cuadro 5.4) con sobrantes del río Aconcagua a través del Canal Mauco, el que debería ser ensanchado y prolongado. Mediante una elevación desde el embalse, cuya altura estaría determinada por el área que se desee cubrir, se regarían las áreas costeras de Puchuncaví.

g) Embalse Minillas.

La quebrada Las Minillas es un tributario del río Putaendo que confluye por el flanco poniente unos 10 km aguas arriba del pueblo de Putaendo.

El sitio del embalse (Figura 5.2) ocupa una amplia explanada ubicada entre las cotas 1.120 y 1.180 m.s.n.m., la cual drena a través de una angosta garganta de unos 150 m de ancho que cae con un salto de 100 m al valle de Putaendo. La presa se ubicaría inmediatamente hacia aguas arriba de esta garganta.

Por su ubicación, en el lado sur de la divisoria de aguas entre la hoya del río Aconcagua y de hoya del río Ligua permite entregar agua tanto al Aconcagua a través del Putaendo como al Ligua a través de un túnel de trasvase.

El embalse (Cuadro 5.1) almacenaría las aguas de invierno del río Putaendo mediante un canal alimentador que tendría su bocatoma en el río Rocín, aguas arriba de la confluencia con el estero Chalaco.

Las posibilidades de esta alternativa serían:

- Suplir déficits en el valle de Putaendo.

- Suplir déficits de Ligua cruzando a través de un canal de trasvase con dos túneles: el túnel Las Toscas y el túnel Toruno o bien a través de un túnel Minillas-La Cerrada.

- Suplir déficits de la parte alta de Ligua cruzando a través de las vías señaladas y empalmar al canal Alicahue-Chincolco, lo que permitiría suplir los déficits de la parte alta de Petorca.

- Regar Rinconada de San Regis con un canal que corra de Poniente a Oriente desde Putaendo.

h) Laguna de Chepical.

La laguna de Chepical está ubicada en la cabecera del río Ligua (Figura 5.2.) en la Cordillera de Los Andes a unos 3.000 m.s.n.m. En el año 1895 se realizaron trabajos destinados a lograr un aprovechamiento como embalse de riego, consistentes en un muro que no fue terminado y obras de entrega y evacuación de crecidas. El muro de 75 m de longitud se proyectó de una altura de 16 m sobre el nivel de desague natural de la laguna, quedando luego sólo con 9 m de altura y 50 m de ancho de coronamiento. La capacidad proyectada, en aquel entonces, era de 8 millones de m3, en circunstancias que en la actualidad sólo dispone de 3.7 millones de m3.

En el proyecto actual (Cuadro 5.2) se ha considerado peraltar el muro a fin de obtener una capacidad de embalse de 12 millones de m3. Para ello se ha analizado la posibilidad de ampliar la propia cuenca estimada de 7.9 km2 con el trasvase de recursos de las cuencas vecinas de Los Piuquenes y El Barro, que suman un área aportante de 16.6 km2.

Este embalse serviría para suplir los déficit de la parte alta del río Ligua correspondiente al sector 18 del Modelo de Simulación.

i) Embalse Los Perales.

El sitio de la presa de Los Perales, estudiado por el Ingeniero don Jorge Silva M. ("Embalse Los Perales". Jorge Silva M. Tesis Ingeniero Civil U. de Chile, Noviembre 1961), se encuentra (Figura 5.2) en la confluencia de la Quebrada del Embrollo con el río Alicahue. En este lugar existe un muro de tierra a medio construir, en el que colocaron unos 50 mil m3 de relleno entre los años 1939 y 1946. La construcción se paralizó indefinidamente por temor a problemas de fundaciones y filtraciones de agua subterránea. Posteriormente se excavaron varios pozos de reconocimiento constatando la existencia de capas impermeables a profundidades razonables para fundar el núcleo de arcilla. Ello dio orígen a la tesis del Ing. Jorge Silva M.

En el lugar propuesto para la presa, la Quebrada del Embrollo tiene un ancho aproximado de 350 m con una pendiente longitudinal de 3 por ciento y se encuentra rellenada por sedimentos aluviales, los cuales tienen una potencia estimada de 30 m.

Este embalse (Cuadro 5.2) estaría destinado a suplir los déficit de la parte alta del valle de Ligua y se alimentaría desde el río Alicahue a través de un canal y con recursos propios de la quebrada.

j) La Cerrada.

El sitio de la presa de La Cerrada, propuesto por el Ingeniero don Jorge Silva Matte, se encuentra (Figura 5.2) en la Quebrada La Cerrada, aproximadamente a 4 km de su confluencia con el río Alicahue, en una angostura. En este punto el valle tiene un ancho de 120 m en la base y laderas empinadas. Bolones y gravas aluviales rellenan al fondo y el estero corre por un cauce bien definido.

En este embalse (Cuadro 5.2) se almacenarían recursos provenientes del río Alicahue y de la propia hoya de la quebrada, y serviría para suplir los déficit de la parte alta del valle de Ligua.

k) Embalse Los Angeles.

El embalse Los Angeles fue planteado el año 1974 por el Ingeniero don Jorge Silva Matte y analizado en su memoria de título por el Ingeniero don Flavio Montenegro ("Anteproyecto Embalse Los Angeles",1977). El año 1978 la Dirección de Riego del Ministerio de Obras Públicas encarga el estudio de factibilidad física del embalse a la firma "Guillermo Noguera y Asociados - Ingenieros Consultores Ltda.", cuyos resultados fueron proporcionados a la firma consultora por la Dirección de Riego para ser aplicados en el presente estudio.

Según dicho proyecto el embalse Los Angeles (Figura 5.2) sería una obra de regulación situada en el estero del mismo nombre en un punto ubicado inmediatamente aguas abajo de la confluencia del estero Los Angeles con el estero Guayacán. Sería alimentado por los caudales propios del estero Los Angeles y fundamentalmente almacenaría los excedentes del río Putaendo trasvasados a través del canal El Tártaro y el Túnel Veta del Agua. En caso de construirse el Embalse Puntilla del Viento se podrían embalsar tanto caudales de invierno como de verano por cuanto la parte baja del río Putaendo se regaría con el canal Jahuel Alto.

El proyecto contemplaba los siguientes canales de riego: El canal Oriente con bocatoma en el Estero Los Angeles, aguas arriba del embalse, para regar la parte alta del valle de Ligua. El canal Norte que partiendo desde el embalse regaba el valle de Ligua a través de la red existente y cruzando a través del Túnel Artificio iba a regar la parte baja en el valle de Petorca. El canal Poniente que partía desde el embalse para ir a regar las áreas de Catapilco, Quebradilla y Papudo, además de varios embalses menores para mejorar el riego en las partes altas de Ligua y Petorca.

A partir de este proyecto original y tomando en cuenta que el lugar elegido para el embalse presenta una muy favorable relación agua/muro en comparación con la mayoría de los posibles embalses alternativos que se identificaron en el Aconcagua, se continuó analizando las ventajas que ofrecía. Se examinó la posibilidad de suplir además déficit en Aconcagua a través de una extensión del canal Poniente, contemplado en el proyecto original, pasando hacia Aconcagua por un túnel desde Catapilco a Melón.

Al no construirse el embalse Puntilla del Viento, el trasvase desde Putaendo se reduciría a los caudales de excedentes, los cuales son insuficientes para los volúmenes de embalse requerido, lo que obligó a analizar otras formas de alimentación. En este sentido se estudió la posibilidad de trasvase desde el río Aconcagua del caudal necesario, a través de un canal para el que se examinaron tres alternativas básicas:

a) La primera alternativa contempla un canal, que con bocatoma hacia aguas arriba de la ciudad de San Felipe (cota 680) se interna por el valle de Catemu, cruzando a través del Túnel El Sauce para empalmar al Canal Oriente del sistema de Los Angeles, con el cual se alcanza a regar la parte alta de Ligua, aguas abajo de La Cerrada.

El objetivo de dominar la parte alta de Ligua hasta La Cerrada, es la única razón de este emplazamiento, ya que la ubicación de su bocatoma sólo permite captar los caudales superficiales de invierno y sobrantes de crecidas en la temporada de riego.

b) La segunda alternativa contempla un canal similar al anterior pero que capta aguas abajo de San Felipe (cota 625). Este requiere un nuevo trazado del Canal Oriente y mediante una elevación de 50 m en el último tramo, alcanza también hasta La Cerrada.

Los caudales captados en este punto son similares en su origen a los de la alternativa anterior pudiendo adicionalmente recibir caudales extraídos del acuífero de la primera sección del Aconcagua.

c) La tercera alternativa considerada introduce la nueva idea de aprovechar las importantes recuperaciones del embalse subterráneo existente en la primera sección y cuya descarga al río se pierde durante los meses de invierno. El canal tiene su bocatoma aguas abajo de la desembocadura del río Putaendo, frente al Cerro El Paico (cota 555), requiere un túnel El Sauce más largo e iría a alimentar el embalse descargando sus aguas al Estero Guayacán.

Este canal como se ha dicho captaría, además de los caudales superficiales disponibles en el río Aconcagua en las alternativas anteriores, los aportes provenientes de las recuperaciones en el lecho del río lo cual permite aprovecharlas al máximo en el invierno y en el verano, respetando los requerimientos de las zonas hacia aguas abajo. De este modo se disminuye tanto el tamaño del embalse como de su canal alimentador. La bocatoma del canal se ubica dentro de la zona de recuperaciones, lo más abajo posible compatible con el desnivel disponible y con la longitud de túnel necesario para cruzar hacia Los Angeles.

A fin de lograr un mejor aprovechamiento de las recuperaciones, en esta alternativa se han incluído dos estaciones de bombeo que permiten captar aquellas producidas hacia aguas abajo de la bocatoma y elevarlas al canal.

Los caudales posibles de ser captados en esta alternativa son:

- Caudales de invierno del río Aconcagua y del río Putaendo.

- Caudales sobrantes del río en la temporada de riego.

- Caudales provenientes de recuperaciones captadas directamente y a través de dos plantas de bombeo ubicadas hacia aguas abajo.

- Caudales extraídos desde el acuífero de la Primera Sección mediante pozos entre San Felipe y Los Andes.

De acuerdo con esto, a las alternativas del proyecto original se le suman las siguientes:

- Supresión del canal Oriente en el valle de Ligua, regando parte de la superficie dominada por éste desde el canal Norte, con una elevación de 560 lts/seg hasta un canal que corre hacia el oriente dominando 510 hectáreas. Desde ese canal hay una segunda elevación de 225 l/s que domina 340 hectáreas.

- Canal Cabildo para riego de áreas nuevas de Quebradilla, Catapilco y Papudo.

- Canal Poniente con pendiente que permita cruzar de Catapilco a Melón y suplir los déficit de Aconcagua.

En esta primera aproximación (Cuadro 5.2) se analizaron tres capacidades de embalse destinadas a propósitos diferentes:

- Mejoramiento del regadío en los valles de Ligua y Petorca sin incorporar áreas nuevas, sectores 19 al 22 y 30.

- Mejora de los mismos sectores de riego de Ligua y Petorca agregando las áreas nuevas de Patagua, Quebradilla, Catapilco y Papudo en Ligua y Canela en Petorca.

- Proyecto general, supliendo además los déficit del valle de Aconcagua, incluyendo las áreas nuevas de Quintero, Puchuncaví y Rinconadas cruzando en túnel hacia Melón.

l) Embalse Chalaco.

En el valle del río Pedernal se consideraron tres sitios alternativos de embalse (Figura 5.2). Uno en Dulcinea, inmediatamente aguas arriba de la confluencia con el estero Chalaco, otro a unos 5 km aguas arriba de la confluencia del río Pedernal y el río Sobrante, y un último lugar en Puntilla de la Fuente, inmediatamente al norte de Chincolco, a unos 2.5 km de la confluencia del río Pedernal y el Sobrante.

En este embalse (Cuadro 5.3) se regularían las aguas del río Pedernal y su propósito es suplir los déficit de la parte alta del valle de Petorca.

m) Embalse Las Palmas.

Este sitio del embalse (Figura 5.2) se ubica en el estero Las Palmas, el cual es un tributario del río Petorca que desemboca a éste desde el norte. En esta parte el valle tiene forma de V, con un ancho de 50 m en la base y una pendiente longitudinal de 1 por ciento.

El propósito de este embalse (Cuadro 5.3) sería el de suplir los déficit que se producen en la parte baja del valle de Petorca y se alimentaría con los recursos de la hoya del Estero Las Palmas.

n) Laguna Sobrante.

Ubicada en el nacimiento del río Sobrante puede peraltarse con una aceptable relación de embalse. Sin embargo, como embalse multianual sólo podría asegurar el regadío de 170 hectáreas.

o) Embalse Chincolco.

Este embalse se ubica lateralmente al río Sobrante en la rinconada del Cerro Alto del Puerto inmediatamente aguas arriba de la confluencia del río Sobrante con el Pedernal. En este embalse se regularían los excedentes de los ríos Sobrante y Pedernal y de caudales trasvasados desde el río Alicahue para suplir los déficit de la parte alta del valle de Petorca.

5.5 ANALISIS PRELIMINAR DE COSTOS

La etapa siguiente fue la de estimar los costos financieros de las obras de ingeniería correspondientes a cada uno de los proyectos considerados.

En el caso de los embalses, los costos preliminares fueron estimados para un rango de capacidad, a través de curvas de costo confeccionadas en base a los valores de proyectos ya diseñados o construídos en el país y a un análisis detallado de costos unitarios a nivel de contratistas nacionales el que fue realizado por los consultores. Tales resultados fueron corroborados con curvas y fórmulas de costo empleadas por la Empresa Nacional de Electricidad (ENDESA) y con otras curvas de costos preliminares actualmente en uso en el mundo. (Documento de Trabajo "Diseño y Costos Preliminares de embalses, canales y trasvases", CICA, 1979).

Del mismo modo se realizaron estimaciones de costos, también para un rango de capacidades, para obras anexas como: canales alimentadores de trasvase, de riego, etc., obras de desviación, túneles, sifones y elevaciones.

Con tales antecedentes se construyeron curvas de costo versus volumen de relleno para cada presa de tierra, obteniéndose además una curva de costo versus capacidad para cada embalse y obras anexas consideradas en los proyectos.

Se efectuó asimismo, un análisis detallado de la proporción del costo de mano de obra, insumos locales e insumos importados de tal modo de elaborar curvas de costo económico, además de las de costo financiero, a fin de llevar a cabo la evaluación social correspondiente de acuerdo a las disposiciones de la Oficina de Planificación Nacional (ODEPLAN) actualmente vigentes.

Así pudo hacerse un primer descarte pasando luego a un estudio más completo de los embalses y red de riego de Los Angeles, Rabuco, Pucalán, Minillas, Tabón Alto, Laguna Chepical, Chalaco, etc., aplicando para ellos, un criterio similar tanto de diseño preliminar como de precios unitarios.

El costo de los canales, túneles y sifones se determinaron con un programa para una Calculadora PC 1211 que incorporaba las características hidráulicas de estas obras y los precios unitarios determinados por el Consultor para este estudio.

El costo de las obras de arte menores de los canales se introdujo aplicando un porcentaje al costo total basado en antecedentes de otros proyectos.

Las estimaciones preliminares para el aprovechamiento del agua subterránea se basaron en diseños y capacidades de pozos analizados en los estudios hidrogeológicos, a los que se aplicaron costos de sondajes de similares características realizados en el país.

CUADRO 5.1 CARACTERISTICAS FISICAS DE EMBALSES DE LOS VALLES DE ACONCAGUA Y PUTAENDO

N°	Características \ Embalse		Laguna del Inca	Puntilla del Viento		Tabón Bajo	Tabón Alto	Catemu
			CICA	Electrowatt	Electrowatt	CICA	CICA	CICA
1.	Capacidad Total de Embalse	(hm^3)	C > 80.0	202.5	452.5	48.4	53.2	75.0
2.	Capacidad Util de Embalse	(hm^3)	41.0	150.0	400.0	45.0	53.0	74.0
3.	Volumen de Muro	(hm^3)	-	8.2	17.2	2.1	2.5	6.5
4.	Relación Agua/Muro		-	18.3	23.3	21.4	21.2	11.4
5.	Coronamiento							
	- Cota	(m.s.n.m.)	2.857.0	1.091.0	1.126.0	652.0	1.052.0	597.0
	- Ancho	(m)	-	10.0	12.0	6.0	10.0	10.0
	- Longitud Muro A	(m)	-	569.0	670.0	270.0	350.0	700.00
	Muro B						380.0	
6.	Altura Máxima de Muro	(m)	-	126.0	161.0	50.0	75.0	60.0
7.	Cotas de Nivel de Agua	(m.s.n.m.)						
	- Máxima		2.857.0	1.085.0	1.120.0	650.0	1.050.0	595.0
	- Mínima		2.831.0	1.030.0	1.030.0	610.0	990.0	540.0
8.	Superficie de la Cuenca	(km^2)	45.6	2.096.0	2.096.0	80.0	16.0	50.0
9.	Superficie del Embalse	(km^2)	1.7	5.2	8.7	-	-	-
10.	Caudal Medio Anual	(m^3/s)						
	- Año 50 %		1.03	27.9	27.9	0.03	0.002	0.03
	- Año 85 %		0.83	21.2	21.2	0.01	-	0.01
11.	Caudal Máximo de Crecida	(m^3/s)						
	- 1 en 20 años		-	268.0	-	60.0	20.0	70.0
	- 1 en 1.000 años		50.0	1.082.0	1.230*	100.0	35.0	105.0
	- 1 en 10.000 años		-	1.483.0	2.570*	-	-	-
	- máxima probable		-	2.350.0	2.600*	-	-	-
12.	Tasa de Aporte de Sedimentos	(10^3 m^3/año)	48.5	960.0	1.373.0*	9.0	1.7	8.5
13.	Volumen de Pérdida por Sedimentos (50 años)	(hm^3)	1.5	43.3	62.3*	0.4	0.1	0.4
	(37.5 años)	(hm^3)	1.1	32.4	46.7*	-	-	-

* Datos elaborados por CICA

(Continúa)

CUADRO 5.1 CARACTERISTICAS FISICAS DE EMBALSES DE LOS VALLES DE ACONCAGUA Y PUTAENDO (Cont.)

Nº	Características / Embalse		Rabuco Alto		Rabuco Medio		Rabuco Bajo	
			M.O.P.	CICA	M.O.P.	CICA	CICA	CICA
1.	Capacidad Total de Embalse	(hm^3)	165.5	32.0	300.7	601.4	303.5	243.5
2.	Capacidad Util de Embalse	(hm^3)	163.3	30.0	299.3	600.0	300.0	240.0
3.	Volumen de Muro	(hm^3)	10.8	3.0	12.4	28.2	14.7	11.1
4.	Relación Agua/Muro		15.1	10.0	24.1	21.3	20.4	21.6
5.	Coronamiento							
	- Cota	(m.s.n.m.)	374.0	335.0	359.0	384.0	350.5	345.2
	- Ancho	(m)	12.0	10.0	12.0	10.0	12.0	10.0
	- Longitud	(m)	1.535.0	1.350.0	1.685.0	1.800.0	1.850.0	1.810.0
6.	Altura Máxima de Muro	(m)	59.0	20.0	59.0	84.0	55.5	50.2
7.	Cotas de Nivel de Agua	(m.s.n.m.)						
	- Máxima		370.0	350.0	355.0	380.0	346.2	341.2
	- Mínima		320.0	330.0	305.0	305.0	305.0	305.0
8.	Superficie de la Cuenca	(km^2)	128.0	128.0	134.0	134.0	140.0	140.0
9.	Superficie del Embalse	(km^2)	-	-	-	-	12.6	11.9
10.	Caudal Medio Anual	(m^3/s)						
	- Año 50 %		0.20	0.20	0.21	0.21	0.22	0.22
	- Año 85 %		0.08	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09
11.	Caudal Máximo de Crecida	(m^3/s)						
	- 1 en 20 años		125.0	-	-	-	-	-
	- 1 en 1.000 años		175.0	175.0	183.0	183.0	191.0	191.0
	- 1 en 10.000 años		-	-	-	-	-	-
	- máxima probable		-	-	-	-	-	-
12.	Tasa de Aporte de Sedimentos	(10^3 m^3/año)	24.4	25.0	26.6	26.6	27.8	27.8
13.	Volumen de Pérdida por Sedimentos (50 años)	(hm^3)	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0

(Continúa)

CUADRO 5.1 CARACTERISTICAS FISICAS DE EMBALSES DE LOS VALLES DE ACONCAGUA Y PUTAENDO (Cont.)

N°	Características / Embalse		Las Peñas	Pucalán	Rautén	Concón	Rocín	Los Patos	Las Minillas
			R, P & T	CICA	CICA	CICA	CORFO	CORFO	CICA
1.	Capacidad Total de Embalse	(hm^3)	-	45.5	42.4	219.2	28.9	39.9	23.0
2.	Capacidad Util de Embalse	(hm^3)	159.0	45.0	42.0	186.0	26.4	36.5	22.8
3.	Volumen de Muro	(hm^3)	17.0	1.7	0.8	4.3	3.0	4.4	2.6
4.	Relación Agua/Muro		9.4	26.5	-	43.3	8.8	8.3	8.8
5.	Coronamiento								
	- Cota	(m.s.n.m.)	-	236.0	92.0	34.0	1.559.0	1.234.0	1.165.0
	- Ancho	(m)	-	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	- Longitud	(m)	1.590.0	1.850.0	560.0	1.260.0	440.0	430.0	540.0
6.	Altura Máxima de Muro	(m)	58.0	18.0	32.0	32.0	60.0	66.0	55.0
7.	Cotas de Nivel de Agua	(m.s.n.m.)							
	- Máxima		472.0	233.0	90.0	30.0	1.555.0	1.230.0	1.162.0
	- Mínima		-	219.0	62.0	7.0	1.512.0	1.181.0	1.122.0
8.	Superficie de la Cuenca	(km^2)	31.0	31.2	31.0	6.600.0	559.0	842.0	21.0
9.	Superficie del Embalse	(km^2)	-	5.7	-	-	1.2	1.4	1.5
10.	Caudal Medio Anual	(m^3/s)							
	- Año 50 %		0.01	0.085	0.22	0.03	4.65	6.05	0.01
	- Año 85 %		0.00	0.043	0.09	0.01	2.70	3.47	0.00
11.	Caudal Máximo de Crecida	(m^3/s)							
	- 1 en 20 años		30.0	50.0	45.0	-	315.0	415.0	30.0
	- 1 en 1.000 años		50.0	80.0	65.0	-	475.0	780.0	45.0
	- 1 en 10.000 años		-	-	-	-	-	-	-
	- máxima probable		-	-	-	-	-	-	-
12.	Tasa de Aporte de Sedimentos	(10^3 m^3/año)	3.4*	5.2	5.1	800.0	51.2*	72.2*	3.1
13.	Volumen de Pérdida por Sedimentos (50 años)	(hm^3)	0.2	0.20	0.2	25.2	2.3*	3.3*	0.1

* Datos elaborados por CICA.

CUADRO 5.2 CARACTERISTICAS FISICAS DE EMBALSES DEL VALLE DE LIGUA

N°	Características / Embalse		Laguna de Chepical	Los Perales	La Cerrada	San Lorenzo	La Patagua Abajo (I)	La Patagua Arriba (II)
			CICA	J. Silva M.	J. Silva M.	CICA	CICA	CICA
1.	Capacidad Total de Embalse	(hm^3)	-	2.1	15.4	68.1	11.8	12.5
2.	Capacidad Util de Embalse	(hm^3)	12.0	2.0	15.0	64.0	11.2	12.0
3.	Volumen de Muro	(hm^3)	0.1	0.3	1.6	2.8	1.1	1.1
4.	Relación Agua/Muro		120.0	6.7	9.4	22.9	10.2	10.9
5.	Coronamiento							
	- Cota	(m.s.n.m.)	3.053.0	743.0	784.0	255.0	165.0	278.0
	- Ancho	(m)	4.0	6.0	10.0	10.0	6.0	8.0
	- Longitud	(m)	156.0	693.0	325.0	966.0	1.200.0	700.0
6.	Altura Máxima de Muro	(m)	24.0	21.0	60.0	38.0	20.0	27.0
7.	Cotas de Nivel de Agua	(m.s.n.m.)						
	- Máxima		3.051.0	740.7	780.0	251.0	162.0	275.0
	- Mínima		3.029.0	727.0	730.0	225.0	148.0	255.0
8.	Superficie de la Cuenca	(km^2)	21.5	18.7	119.0	1.260.0	109.0	88.0
9.	Superficie del Embalse	(km^2)	0.5	-	0.8	-	-	-
10.	Caudal Medio Anual	(m^3/s)						
	- Año 50 %		0.03	0.01	0.04	1.01	0.15	0.12
	- Año 85 %		0.02	0.00	0.01	0.20	0.05	0.04
11.	Caudal Máximo de Crecida	(m^3/s)						
	- 1 en 20 años		-	35.0	145.0	-	110.0	105.0
	- 1 en 1.000 años		21.0	55.0	240.0	1.300.0	165.0	155.0
	- 1 en 10.000 años		-	-	-	-	-	-
	- máxima probable		-	-	-	-	-	-
12.	Tasa de Aporte de Sedimentos	(10^3 m^3/año)	-	0.7*	5.7*	90.0	5.3	4.4
13.	Volumen de Pérdida por Sedimentos (50 años)	(hm^3)	-	0.03*	0.3*	3.1	0.2	0.2

* Datos elaborados por CICA.

(Continúa)

CUADRO 5.2 CARACTERISTICAS FISICAS DE EMBALSES DEL VALLE DE LIGUA (Cont.)

Nº	Características \ Embalse		Los Angeles					
			CICA	CICA	CICA	CICA	CICA'	CICA
1.	Capacidad Total de Embalse	(hm^3)	79.4	129.4	209.4	309.4	609.4	709.4
2.	Capacidad Útil de Embalse	(hm^3)	70.0	120.0	200.0	300.0	600.0	700.0
3.	Volumen de Muro	(hm^3)	4.2	5.3	8.1	12.0	22.2 -	25.5 -
4.	Relación Agua/Muro		16.7	22.6	24.7	25.0	27.0	27.5
5.	Coronamiento							
	- Cota	(m.s.n.m.)	390.0	399.1	410.3	422.4	447.0	454.0
	- Ancho	(m)	10.0	11.0	12.0	12.5	14.0	14.5
	- Longitud	(m)	782.0	805.0	845.0	892.0	998.0	1.064.0
6.	Altura Máxima de Muro	(m)	49.0	58.0	69.0	81.0	106.0	113.0
7.	Cotas de Nivel de Agua	(m.s.n.m.)						
	- Máxima		386.0	395.0	406.0	418.0	442.5	449.0
	- Mínima		360.0	360.0	360.0	360.0	360.0	360.0
8.	Superficie de la Cuenca	(km^2)	386.0	386.0	386.0	386.0	386.0	386.0
9.	Superficie del Embalse	(km^2)	4.6	6.1	8.0	10.0	14.0	15.2
10.	Caudal Medio Anual	(m^3/s)						
	- Año 50 %		0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
	- Año 85 %		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
11.	Caudal Máximo de Crecida	(m^3/s)						
	- 1 en 20 años			-				
	- 1 en 1.000 años			991.0 *				
	- 1 en 10.000 años			1.275.0*				
	- máxima probable			-				
12.	Tasa de Aporte de Sedimentos	(10^3 m^3/año)		12.1*				
13.	Volumen de Pérdida por Sedimentos (50 años)	(hm^3)		0.5*				

Nota : * Datos elaborados por CICA.

CUADRO 5.3 CARACTERISTICAS FISICAS DE EMBALSES DEL VALLE DE PETORCA.

N°	Características / Embalse		Chincolco (I)	Chincolco (II)	Chalaco Dulcinea	Chalaco La Flojera	Chalaco P.de la Fuente	Las Palmas	Artificio
			CICA	CICA	CICA	CICA	CICA	PROAS	PROAS
1.	Capacidad Total de Embalse	(hm^3)	2.5	10.0	11.8	12.0	12.1	10.1	35.3
2.	Capacidad Util de Embalse	(hm^3)	2.5	10.0	10.0	10.0	10.0	8.0	27.0
3.	Volumen de Muro	(hm^3)	0.7	2.1	1.7	1.3	1.5	0.6	1.5
4.	Relación Agua/Muro		3.6	4.8	5.9	7.7	6.7	13.3	18.0
5.	Coronamiento								
	- Cota	(m.s.n.m.)	726.0	738.5	824.0	781.0	721.0	492.0	227.5
	- Ancho	(m)	6.0	10.0	8.0	8.0	8.0	10.0	10.0
	- Longitud Muro A	(m)	947.0	1.416.0	740.0	600.0	802.0	220.0	847.0
	Muro B		184.0	243.0					
6.	Altura Máxima de Muro	(m)	21.0	34.0	40.0	38.0	28.0	40.0	35.0
7.	Cotas de Nivel de Agua	(m.s.n.m.)							
	- Máxima		724.0	736.5	821.0	778.0	718.0	490.0	223.5
	- Mínima		710.0	710.0	790.0	752.0	699.0	461.0	200.0
8.	Superficie de la Cuenca	(km^2)	2.6	2.6	215.0	304.0	331.0	360.0	1.591.0
9.	Superficie del Embalse	(km^2)	0.4	0.8	-	-	-	-	-
10.	Caudal Medio Anual	(m^3/s)							
	- Año 50 %		0.00	0.00	0.23	0.33	0.36	0.07	1.07
	- Año 85 %		-	-	0.11	0.15	0.17	0.02	0.46
11.	Caudal Máximo de Crecida	(m^3/s)							
	- 1 en 20 años		-	-	140.0	200.0	205.0	190.0	495.0
	- 1 en 1.000 años		13.3	13.3	240.0	330.0	335.0	320.0	810.0
	- 1 en 10.000 años		-	-	-	-	-	-	-
	- máxima probable		-	-	-	-	-	-	-
12.	Tasa de Aporte de Sedimentos	(10^3 m^3/año)	0.1	0.1	32.6	45.2	47.5	45.8	194.4
13.	Volumen de Pérdida por Sedimentos (50 años)	(hm^3)	-	-	1.2	1.6	1.7	1.6	6.8

CUADRO 5.4 CARACTERISTICAS FISICAS DE EMBALSES DEL SECTOR COSTERO.

N°	Características / Embalse		Valle Alegre	Laguna de Catapilco	Quebradilla	La Retamilla	Estero Catapilco	Pullalli (La Gatera)
			CICA	CICA	CICA	CICA	CICA	CICA
1	Capacidad Total de Embalse	(hm^3)	143.0	8.2	9.2	17.9	13.9	3.8
2.	Capacidad Util de Embalse	(hm^3)	142.0	8.0 (5.4)	9.0 (5.5)	17.8	13.6	3.7
3.	Volumen de Muro	(hm^3)	1.4	(0.2)	(0.4)	1.2	0.2	0.6
4.	Relación Agua/Muro		101.4	27.0	13.8	14.8	68.0	6.2
5.	Coronamiento							
	- Cota	(m.s.n.m.)	56.0	100.0	87.0	157.0	70.0	122.0
	- Ancho	(m)	10.0	6.0	5.0	10.0	8.0	6.0
	- Longitud Muro A	(m)	733.0	600.0	770.0	700.0	188.0	444.0
	Muro B			805.0	560.0			359.0
	Muro C			1.250.0	400.0			
6.	Altura Máxima de Muro	(m)	41.0	15.0	17.0	32.0	26.0	24.0
7.	Cotas de Nivel de Agua	(m.s.n.m.)						
	- Máxima		52.0	98.0	85.0	155.0	67.0	120.0
	- Mínima		20.0	87.0	71.0	127.0	46.0	103.0
8.	Superficie de la Cuenca	(km^2)	147.0	59.0	55.0	3.5	148.5	4.5
9.	Superficie del Embalse	(km^2)	10.0	1.8	1.5	1.4	2.3	0.5
10.	Caudal Medio Anual	(m^3/s)						
	- Año 50 %		0.12	0.05	0.04	0.00	0.12	0.00
	- Año 85 %		0.04	0.01	0.01	-	0.04	-
11.	Caudal Máximo de Crecida	(m^3/s)						
	- 1 en 20 años		122.0	79.0	45.0	6.0	125.0	8.0
	- 1 en 1.000 años		221.0	118.0	68.0	10.0	225.0	13 0
	- 1 en 10.000 años		-	-	-	-	-	-
	- máxima probable		-	-	-	-	-	-
12.	Tasa de Aporte de Sedimentos	(10^3 m^3/año)	6.6	2.6	2.3	0.2	6.2	0.1
13.	Volumen de Pérdida por Sedimentos (50 años)	(hm^3)	0.3	0.1	0.1	0.0	0.2	0.0

Nota : ( ) Ampliación de embalse existente : capacidad y volumen de muro adicional.

CUADRO 5.5 CANALES CONSIDERADOS EN EL ESTUDIO PRELIMINAR DE COSTOS

N°	NOMBRE DEL CANAL	DESDE	HASTA	SELECCIONADO
	Alimentador de			
1	- Embalse Tabón Alto	Canal Chacabuco	Embalse Tabón Alto	
2	- Embalse Rabuco	Río Aconcagua	Embalse Rabuco	
3	- Embalse Minillas	Río Putaendo	Embalse Minillas	
4	- Embalse Los Perales	Río Ligua	Embalse Los Perales	
5	- Embalse La Cerrada	Río Ligua	Emblase La Cerrada	
6	- Embalse Pucalán	Río Aconcagua	Embalse Pucalán	
7	- Embalse Chincolco	Río Pedernal	Embalse Chincolco	X
	Alimentador y Trasvase	Río Aconcagua		
8	i) bajo nivel	i) Canal Paico	Embalse Los Angeles	X
9	ii) alto nivel	ii) San Felipe	Embalse Los Angeles y río Ligua	
	Trasvase			
10	Canal Jahuel	Río Aconcagua o Embalse Puntilla del Viento	Río Putaendo	
11	Canal Chacabuco	Río Aconcagua	Polpaico (Maipo)	X
12	Canal Unificado de Putaendo	Embalse Las Minillas	Canal San Felipe-Ligua	
13	Canal Túnel Las Toscas	Embalse Las Minillas	Estero Los Angeles	
14	Canal Túnel Toruno	Estero Los Angeles	Estero La Cerrada	
15	Canal Túnel Alternativo	Embalse Minillas	Estero La Cerrada	
16	Canal Tártaro y Túnel Veta del Agua	Río Putaendo	Estero Los Angeles	
17	Canal Melón-Catapilco	Río Aconcagua	Embalse Pucalán y Catapilco	
18	Canal T. Carmen-Est. Los Angeles	Catapilco	Río Ligua	
19	Canal y Túnel Los Angeles-Artificio	Río Ligua	Río Petorca (Artificio)	
20	Canal Alicahue-Chincolco	Río Alicahue	Río Sobrante (Chincolco)	X
21	Canal para aumento cuenca de la Laguna de Chepical	Estero El Barro y Piuquenes	Laguna de Chepical	X
22	Canal para aumento de cuenca de la Laguna del Inca	Estero Juncalillo	Laguna del Inca	
	Entrega y Trasvase			
23	Canal Norte	Embalse Los Angeles	Río Ligua y Río Petorca	X
24	Canal Poniente	Embalse Los Angeles	Catapilco y Puchuncaví	X
25	Canal T. Melón - Waddington	Canal Poniente	Melón y Canal Waddington	X
	Entrega			
26	Canal El Cobre	Embalse Las Minillas	Sector 1 (1° Sección, Aconc.)	
27	Entrega Embalse Rabuco	Embalse Rabuco	Río Aconcagua	
28	Entrega Embalse Pucalán	Embalse Pucalán	Río Aconcagua	
29	Canal Oriente	Estero Los Angeles	Río Ligua (La Cerrada)	
30	Canal Waddington	Río Aconcagua	Sectores 13, 15 y 16	X
31	Canal Mauco	Río Aconcagua	Sector 14 y 17 a Puchuncaví	X
32	Canal Cabildo	Río Ligua	Catapilco	X
33	Canal Canela	Río Petorca	Canela	X

CUADRO 5.6 RESUMEN DEL PROCESO DE SELECCION DE EMBALSES

N°	NOMBRE DEL EMBALSE	VALLE	A	B	C	D	E
1	Laguna del Inca	Aconcagua	x				a
2	Puntilla del Viento	"	x		x		a
3	Tabón Alto	"	x				
4	Tabón Bajo	"				b	
5	Las Peñas	"				a,b	
6	Catemu	"				a	
7	Rabuco Alto	"				a	
8	Rabuco Medio	"	x				
9	Rabuco Bajo	"	x			b	
10	Pucalán	"		x			
11	Rautén	"			x	e	
12	Aromos	"			x	ag.pot.	x
13	Concón	"				e,f	
14	Rocín	Putaendo				a	
15	Los Patos	"				a,c	
16	Las Minilla	"		x			
17	Valle Alegre (3 sitios)	Quintero		x		e	
18	Laguna de Chepical	Ligua		x			a
19	Los Perales	"		x		a,d	
20	La Cerrada	"		x		a,d	
21	San Lorenzo	"				b.d.e.f	
22	Los Angeles	"	x		x		x
23	La Patagua I	"				a	
24	La Patagua II	"				a	
25	Quebradilla	"		x		a	
26	Pullalli (La Gatera)	"				a,e	
27	Laguna Catapilco	Catapilco		x			
28	Estero Catapilco	"		x		e	
29	La Retamilla	"		x		a	
30	Chincolco I	Petorca		x		a	
31	Chincolco II	"		x		a	
32	Chalaco (Dulcinea)	"		x		a	
33	(La Flojera)	"		x		a	
34	(Puntilla de la Fuente)	"	x			a	
35	Las Palmas	"				a	
36	Artificio	"				c,d,f	
37	Laguna Sobrante	"				d	a
38	Embalse Subterráneo (pozos)	Aconcagua	x				x
39	Embalse Subterráneo (pozos)	Putaendo	x				x

A = Seleccionados para estudios preliminares de costo

B B = Posibles de considerar en una etapa posterior. Se efectúa estudio preliminar.

C = Costos obtenidos de otras fuentes

D = Descartados en base a comparaciones con embalses alternativos
- a) Topografía y relación agua/muro
- b) Importancia de las propiedades, la calidad y obras de infraestructura que serían inundadas
- c) Geología
- d) Volumen de embalse insuficiente
- e) Cota baja
- f) Alta carga sedimentaria

E = Seleccionada para estudios con Modelo de Simulación del Sistema
- a) Estudio independiente

5.6 SELECCION DE ESQUEMAS ALTERNATIVOS POR MINIMO COSTO

El diagnóstico de la situación de riego generó una serie de esquemas técnicos alternativos de solución, en que los elementos básicos para alcanzar los objetivos lo constituyen los embalses, canales de trasvase y captaciones de agua subterránea.

Dentro de los esquemas considerados, algunos podrán alcanzar más de un objetivo y otros solucionar uno solo. Hay que fijar un criterio de selección que permita llegar a costos por hectárea que permitan una comparación preliminar.

Para aplicar este sistema es necesario tener una primera aproximación del número de hectáreas con déficit, los Mm3 anuales que es necesario cubrir para cada objetivo y el costo de las obras.

5.6.1 Equivalencia del déficit de riego expresado en hectáreas

A esta altura del estudio y aplicando un criterio uniforme a todas las alternativas se tomarán resultados del modelo de simulación para un año tipo , que represente una seguridad del orden de 85 por ciento, aunque posteriormente el estudio definitivo se base en los resultados económicos derivados del efecto que produce la variación de entrega de caudales a través de los 35 años de estadísticas considerados.

El modelo proporciona el caudal en bocatoma, debiendo fijarse el número de hectáreas que se pueden regar con dicho caudal tomando en cuenta las pérdidas de conducción y, para cada sector, la demanda del mes más desfavorable en las condiciones actuales de eficiencia en el aprovechamiento del recurso, pero con la demanda de la rotación futura. En la determinación de esa tasa de riego con eficiencia actual hay que tomar en cuenta las capacidades de regulación nocturna, expresadas en el modelo por el coeficiente α que determina las horas de aprovechamiento, un reuso de derrames a nivel predial y agrega las pérdidas por conducción para llegar así a la demanda o tasa de riego expresada en l/s/ha en bocatoma.

El caudal disponible dividido por la tasa da el número de hectáreas posibles de regar por sector y luego, por diferencia con la superficie neta del mismo, se obtienen las hectáreas de déficit.

Se presenta un cuadro con los datos proporcionados por el modelo y la tasa determinada, lo que se analiza para un año tipo 85 por ciento y para el mes más desfavorable (Enero de 1970 para Aconcagua, Febrero de 1971 para Putaendo y Febrero de 1970 para Ligua y Petorca).

En el mismo cuadro se presentan las superficies de nuevo riego para llegar a la primera cifra tentativa de hectáreas que se benefician.

CUADRO 5.7

a) Riego Actual Sectores Aconcagua

Sectores	10	12	13	14	15	16	17	Déficit has.
Has. Netas	7.813	384	4.520	1.769	3.412	4.438	1.627	
α	0.68	0.68	0.72	0.80	0.68	0.76	0.80	
l/s/ha B.T.	0.93	0.93	0.87	0.79	0.93	0.83	0.79	
l/s B.T.	1.866	199	1.954	523	1.497	574	43	
Has. reg.	2.006	214	2.246	662	1.610	692	54	
Has. def.	5.807	170	2.274	1.107	1.802	3.746	1.573	16.479

b) Nuevo Riego Quintero - Puchuncaví 4.143

c) Nuevo Riego Rinconadas (3a. Sección) 1.196

d) Riego Actual Sectores Ligua y Petorca

Sectores	19	20	21	22	23	24	30	
Has. Netas	1.899	549	1.946	1.990	566	1.269	2.453	
α	0.83	0.71	1.00	1.00	1.00	1.00	0.71	
l/s/ha B.T.	0.61	0.72	0.51	0.51	0.51	0.51	0.61	
l/s B.T.	172	182	255	444	-	-	97	
Has. reg.	282	253	500	870	-	-	159	
Has. def.	1.617	296	1.446	1.120	566	1.269	2.294	8.608

e) Nuevo Riego Patagua-Quebradilla-Catapilco-Papudo 7.681

f) Nuevo riego Canela 1.844

g) Riego Actual Sectores Putaendo

	3	4	
Has. Netas	3.248	2.332	
α	0.65	0.65	
l/s/ha B.T.	0.92	0.92	
l/s B.T.	1.024	858	
Has. regadas	1.113	933	
Has. déficit	2.135	1.399	3.534

h) Nuevo Riego Rinconadas (Sectores 1 y 9) 1.718

Déficit equivalente en has. año 85% 45.203

A continuación se presenta el Cuadro 5.7a similar al anterior pero referido al riego actual de sectores que serán beneficiados con el plan integral pero no directamente por los proyectos de riego.

CUADRO 5.7a

a) Riego Actual Sectores Aconcagua en Plan Integral

Sectores	1	2	5	6	7	8	9	11	Déficit has.
Has. Netas	10.951	11.162	606	2.345	4.409	1.723	4.361	2.271	
α	0.8	0.8	0.708	0.708	0.708	0.708	0.708	0.68	
l/s/ha B.T.	0.77	0.77	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.91	
l/s B.T.	7.572	7.448	640	1.842	3.376	1.380	2.750	1.703	
Has. reg.	9.834	9.673	736	2.117	3.880	1.586	3.161	1.892	
Has. def.	1.117	1.489	-	228	529	137	1.200	379	5.079

b) Nuevo Riego Rinconadas Aconcagua

Rinconadas	1.151	567	1.718

c) Riego Actual Sectores Altos Ligua y Petorca

Sectores	18	25	26	27	28	29	
Has. Netas	1.111	1.232	11	381	920	163	
α	1.0	0.708	0.708	0.708	0.708	0.708	
l/s/ha B.T.	0.51	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72	
l/s B.T.	162	17	30	37	143	112	
Has. reg.	318	24	42	51	199	155	
Has. def.	793	1.208	-	330	721	8	3.060
							9.857

La superficie con déficit equivalente a 5.079 hectáreas del grupo a) se presenta mejorando el coeficiente α para dar un aprovechamiento de 24 horas con lo cual desaparece el déficit.

Sectores	1	2	5	6	7	8	9	11
Has. Netas	10.951	11.162	606	2.345	4.409	1.723	4.361	2.271
α	1	1	1	1	1	1	1	1
l/s/ha B.T.	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62
l/s B.T.	7.572	7.448	640	1.842	3.376	1.380	2.750	1.703
Has. reg.	12.212	12.012	1.032	2.970	5.445	2.225	4.435	2.746
Has. def.	0	0	0	0	0	0	0	0

5.6.2 Equivalencia del déficit de riego para un año 85% en Mm3 año

El modelo de simulación proporciona el déficit anual ordenado para cada sector, Cuadros 4.2, 4.4 y 4.6, expresado en equivalente a m3/s mes, en que el quinto año representa, para la estadística de 35 años, una seguridad tipo 85 por ciento.

Para fijar las capacidades de los embalses, se usó como aproximación suficiente, para el objeto de preselección, la conversión de los m3/s mes del año 85 por ciento a Mm3 anuales para las áreas bajo riego actual. Para las áreas de nuevo riego se ha supuesto un volumen de regulación de 8.400 m3/ha, lo cual se justifica por la razón real de que al suplir todos los déficit del área se recuperarán derrames y percolaciones, lo que para los efectos de cálculo del déficit se ha supuesto como reducción de la demanda al 70 por ciento equivalente a suplir un 30 % de la demanda con recuperación de derrames y percolación o a reducir el volumen almacenado para cubrir los déficit de 12.000 m3/ha/año a 8.400 m3/ha/año.

CUADRO 5.8

a) Riego Actual Sectores Aconcagua								Déficit
Sectores	10	12	13	14	15	16	17	Mm3
Equiv.m3/s	13.71	0.47	3.60	3.75	1.30	18.44	9.88	
Equiv.Mm3	24.15	0.83	6.34	6.61	2.29	32.49	17.41	90.12
b) Nuevo Riego Quinteros-Puchuncaví						4.143 Has.		34.80
c) Nuevo Riego Rinconadas (3a. Sección)						1.199 Has.		10.07
d) Riego Actual Sectores Ligua y Petorca								
Sectores	19	20	21	22	23	24	30	
Equiv.m3/s	6.83	1.11	2.98	1.03	1.18	0.88	7.05	
Equiv.Mm3	12.04	1.96	5.25	1.81	2.08	1.55	12.42	37.11
e) Nuevo Riego Patagua-Quebradilla-Catapilco-Papudo						7.681 Has.		64.52
f) Nuevo Riego Canela						1.537 Has.		12.91
g) Riego Actual Sectores Putaendo				3	4			
Equiv.m3/s				3.60	5.37			
Equiv.Mm3				9.46	14.13			23.59
h) Nuevo Riego Rinconadas (1a. y 2a. Sección						1.718 Has.		14.43
Déficit año tipo 85%								287.55

5.6.3 Alternativas que sirven de base a la selección

Conforme a la metodología del punto 5.2 luego del análisis técnico preliminar se dejaron 18 esquemas de los cuales algunos suplen el déficit de agua actual y otros que además de suplir el déficit actual, riegan áreas nuevas y entre éstos algunos que cumplen un objetivo y otros que permiten alcanzar dos o más en forma simultánea.

Las características físicas de las obras y el resumen de las mismas se presenta en los Cuadros 5.1 al 5.6 fijando sus costos conforme a los sistemas indicados e interpolando para los casos intermedios.

Se acompaña un resumen de los 18 esquemas que sirven de base a la preselección:

Esquema N° 1
Objetivo: Area Actual Aconcagua y Nuevo Riego pte. Rinconadas

E. Puntilla del Viento 100 Mm3		172.700
Mejoras Mauco y Waddington		902
Tr. Noche Aconcagua		1.448
Rinconadas		2.070
	US$ x 10^3	177.120
	N° Has.	17.665
	US$/ha.	10.026

Esquema N° 2
Objetivo: Area Actual y Nuevo Riego Aconcagua. Putaendo. Ligua y Petorca

E. Puntilla del Viento 290 Mm3		225.395
C. Jahuel y Túneles		17.345
C. Tártaro y Túnel Veta del Agua		9.539
C. Cabildo y Túnel		7.293
N.R. Queb-Cat-Papudo-Patagua		6.359
C. Norte - Sifón		1.407
Elev. Pililén y Puesta Riego		444
C. Norte Sif. a/y Túnel		4.614
C. Canela y Puesta Riego		1.791
C. Mauco y Ensanche Waddington		5.232
C. Sec-Puesta Riego-T. Noche		3.097
T. Noche Aconcagua		1.448
Rinconadas		2.070
Putaendo-Mejoras red riego y T. Noche		1.434
	US$ x 10^3	287.468
	N° Has.	45.208
	US$/ha.	6.359

Esquema N° 3
Objetivo: Area Actual Ligua y Petorca (S 20 a 22 y 30)

E. Los Angeles 40 Mm3		35.000
C. Paico, B.T. y Túneles		10.141
C. Norte a/y Sifón		1.157
Elev. Pililén y Puesta Riego		444
C. Norte Sif. a/y Túnel		4.031
T. Noche y mejoras Ligua y Petorca		168
	US$ x 10^3	50.941
	N° Has.	8.608
	US$/ha.	5.918

Esquema N° 4
Objetivo: Area Actual y Nuevo Riego Ligua (S 20 a 24)

E. Los Angeles 75 Mm3		43.000
C. Paico-B.T. y Túneles		15.000
C. Cabildo		6.688
N.R. Queb-Catap-Papudo-Patagua		6.359
	US$ x 10^3	71.047
	N° Has.	12.378
	US$/ha.	5.740

Esquema N° 5
Objetivo: Area Actual y Nuevo Riego Ligua y Petorca (S 19 a 24 y 30 más Canela)

E. Los Angeles 110 Mm3		52.500
C. Paico-B.T. y Túneles		17.528
C. Cabildo		6.688
N.R. Queb-Catap-Papudo-Patagua		6.359
C. Norte a/y Sifón		1.407
Elev. y Puesta Riego Pililén		444
C. Norte Sif. a/y Túnel		4.614
C. Canela y Puesta Riego		1.791
	US$ x 10^3	91.331
	N° Has.	18.133
	US$/ha.	5.037

Esquema N° 6
Objetivo: Area Actual y Nuevo Riego Aconcagua, Ligua y Petorca (S 10-12 a 17-19 a 24-30 más Canela)

E. Los Angeles 250 Mm3		84.903
C. Paico, B.T. y Túneles		17.578
Elev. N° 1 y N° 2		1.395
C. Poniente hasta T. Melón		21.461
Túnel y Canal Melón-Waddington		13.308
C. Mauco y mejora Waddington		5.232
C. Sec-Puesta Riego-Quintero-Puchuncaví		3.097
Rinconadas		2.790
N.R. Queb-Catap-Papudo y Patagua		6.359
C. Norte a/y Sifón		1.407
Elev. y Puesta Riego Pililén		444
C. Norte Sif. a/y Túnel		4.614
C. Canela y Puesta Riego		1.791
Nota: Suprimir el ensanche y prolongación	US$ x 10^3	164.379
Mauco, reducir Túnel Melón de 17 a 13.4	N° Has.	39.951
m3/s y construir nuevo Canal por Catapil-	US$/ha.	4.114
co hacia Quintero y Concón, sube el costo		
en US$ 7.636 x 10^3.		

Esquema N° 7
Objetivo: Area Actual y Nuevo Riego Aconcagua y Ligua (S 10-12 a 17-19-24)

E. Los Angeles 250 Mm3		84.903
C. Paico, B.T. y Túneles		17.578
Elev. N° 1 y N° 2		1.395
C. Poniente hasta T. Melón (sin rev.)		11.184
Túnel y Canal Melón-Waddington (sin rev.)		11.800
Mejora Mauco-Waddington		902
Rinconadas		2.790
N.R. Queb-Catap-Papudo y Patagua (sin rev.)		5.291
Nota: Alternativa manteniendo capacidad	US$ x 10^3	135.843
embalse y secciones de los canales pero	N° Has.	30.053
postergando el revestimiento.	US$/ha.	4.520

Esquema N° 8
Objetivo: Area Actual Aconcagua y Nuevo Riego pte. Rinconadas

E. Rabuco 100 Mm3		71.900
Canal aducción y entrega y Túnel		2.276
Mejoras Mauco y Waddington		902
Rinconadas y T. Noche		2.790
	US$ x 10^3	77.868
	N° Has.	17.665
	US$/ha.	4.408

Esquema N° 9
Objetivo: Area Actual y Nuevo Riego Aconcagua, Ligua y Petorca (S 10-11 a 17-20 a 24-30 más Canela)

E. Rabuco 240 Mm3		124.996
Canal aducción y entrega y Túnel		3.858
Sifón y C. Melón		8.711
Túnel Melón		7.726
Túnel a/y Sifón Cabildo		7.169
C. Sif. a/y Túnel a Petorca		2.588
C. Mauco y Ens. Waddington		5.232
C. Sec. y Puesta Riego Quintero-Puchuncaví		3.097
Rinconadas y T. Noche		2.790
N.R. Queb-Catap-Papudo-Patagua		6.359
C. Canela y Puesta Riego		1.791
	US$ x 10^3	174.317
	N° Has.	38.028
	US$/ha.	4.584

Esquema N° 10
Objetivo: Area Actual Aconcagua y Nuevo Riego pte. Rinconadas

E. Pucalán 100 Mm3		45.000
C. Melón y Túnel a E. Pucalán		8.585
C. Entrega a/y Sifón río		1.882
Elev. y Ensanche Waddington y Mauco		1.646
Rinconadas y T. Noche		2.790
	US$ x 10^3	59.903
	N° Has.	17.665
	US$/ha.	3.391

Esquema N° 11
Objetivo: Area Actual Aconcagua

Pozos Curimón (AC) 8 m3/s		15.317
Mejoras Mauco-Waddington		902
Tranques de Noche		720
	US$ x 10^3	16.939
	N° Has.	16.469
	US$/ha.	1.028

Esquema N° 12
Objetivo: Area Actual Aconcagua y Nuevo Riego Rinconadas

Pozos Curimón (AC) 9 m3/s		17.232
Mejoras Mauco-Waddington		902
Rinconadas más T. Noche		2.790
	US$ x 10^3	20.924
	N° Has.	17.665
	US$/ha.	1.184

Esquema N° 13
Objetivo: Area Actual Aconcagua, Ligua y Petorca

Pozos Curimón (Comp) 9 m3/s		17.232
Mejoras Mauco-Waddington		902
Tranques de Noche		720
C. Paico, B.T. y Túneles		10.605
C. Norte a/y Sifón		1.157
Elev. Pililén y Riego		444
C. Norte Sif. a/y Túnel y Río		4.705
T.Noche y Mejoras Ligua y Petorca		190
	US$ x 10^3	35.955
	N° Has.	19.929
	US$/ha.	1.804

Esquema N° 14
Objetivo: Area Actual Aconcagua y Nuevo Riego Rinconadas

E. Tabón Alto 30 Mm3		17.200
Canal Alimentador y de Toma		14.100
Pozos Curimón 6 m3/s		10.700
Mejoras Mauco-Waddington		902
Rinconadas y T.Noche		2.790
	US$ x 10^3	45.692
	N° Has.	17.665
	US$/ha	2.586

Esquema N° 15
Objetivo: Area Actual Putaendo y Nuevo Riego Rinconadas

E. Minillas 34 Mm3		32.000
Canal Alimentador		7.983
Mejoras Riego Putaendo		1.434
C. Riego Rinc.		3.915
Puesta Riego-C.Sec. y T.Noche		1.580
	US$ x 10^3	46.912
	N° Has.	4.690
	US$/ha.	10.002

Esquema N° 16
Objetivo: Putaendo

Pozos Putaendo 1,5 m3/s		3.539
Embalses, Mejora Red Riego		1.434
	US$ x 10^3	4.973
	N° Has.	3.539
	US$/ha	1.405

Esquema N° 17
Objetivo: Area Actual Ligua (S 18) Petorca (S 25 a 30 más 80% Canela)

Minilla 34 Mm3		32.000
Canal Aducción y Túneles		7.983
Canal y Túneles Min.-Alicahue		11.781
Canal y Túnel Alicahue-Petorca		2.648
Canal Canela y Puesta Riego		1.791
	US$ x 10^3	56.203
	N° Has.	6.831
	US$/ha.	8.828

Esquema N° 18
Objetivo: Area Actual Ligua (86% Sectores 18 y 19)

Laguna Chepical 12 Mm3		1.048
Túnel o Canal Aducción		2.179
Camino Acceso		1.056
	US$ x 10^3	4.283
	N° Has.	2.072
	US$/ha.	2.067

5.6.4 Proyectos Seleccionados

La selección de proyectos basándose en el cuadro anterior lleva a las siguientes conclusiones:

a) Evitar déficit en área actual

Proyecto 11.- Pozos Curimón. Cubrir déficit área actual de Aconcagua
16.469 Has. US$/Ha = 1.028

Proyecto 13.- Pozos Curimón. Cubrir déficit parte área actual Aconcagua, Ligua y Petorca - Sectores 19 a 22 y 30.
19.929 Has. US$/Ha = 1.804

Proyecto 16.- Pozos Putaendo. Cubrir déficit área actual Putaendo
3.539 Has. US$/Ha = 1.405

Proyecto 18.- Laguna Chepical 12 Mm3. Cubrir 86% déficit área actual sectores 18 y 19 Ligua
2.072 Has. US$/Ha = 2.067

b) Evitar déficit en área actual y regar áreas nuevas.

Proyecto 12.- Pozos Curimón. Cubrir déficit parte del área actual de Aconcagua y Nuevo Riego Rinconadas
17.665 Has. US$/Ha = 1.184

Proyecto 6.- Los Angeles (250 Mm3) Riego actual y áreas nuevas Aconcagua más Rinconadas y zona costera
Ligua Sect. 19 a 24 más Queb-Catap-Papudo-Patagua
Petorca Sect. 30 más Canela
39.951 Has. US$/Ha = 4.114

Proyecto 9.- Rabuco (240 Mm3) Riego actual y áreas nuevas Aconcagua más Rinconadas y zona costera
Ligua Sect. 21 a 24 más Queb-Catap-Papudo-Patagua
Petorca Sect. 30 más Canela
38.028 Has. US$/Ha = 4.584

Proyecto 5.- Los Angeles (110 Mm3) Riego actual y áreas nuevas
Ligua Sect. 19 a 24 más Queb-Catap-Papudo-Patagua
Petorca Sect. 30 más Canela
18.133 Has. US$Ha = 5.037

Los pozos de 9 m3/s podrían regar 17.665 hectáreas, es decir, incluir rinconadas bastando con 8 m3/s para regar 16.469 hectáreas de déficit equivalente en Aconcagua, en cambio en el proyecto compartido con Ligua o con Ligua y Petorca las demandas no siempre coinciden en fecha y además se aprovechan sobrantes de Aconcagua, ya que estando el canal construído se conducen hacia Ligua y aumentan la superficie beneficiada a 19.929 has.

Para suplir los déficit y regar áreas nuevas como proyecto integral el de más bajo costo es el embalse Los Angeles para riego de 39.951 hectáreas seguido del embalse Rabuco para riego de 38.028 hectáreas equivalentes. Se selecciona Los Angeles porque fuera de la diferencia de costo, riega mayor superficie, ocupa terrenos de muy poco uso agrícola, lo que debe tomarse en cuenta aunque el valor del terreno esté incluído en el costo y, por último, porque el estudio de Los Angeles contó con un estudio de factibilidad física encargado a "Gmo. Noguera y Asociados", lo que da mucho mayor

seguridad que el estudio de Rabuco en que sólo pudo disponerse de antiguas perforaciones que no están ubicadas en los puntos más convenientes.

La comparación de las alternativas que tienen como objetivo mejorar la situación de riego actual de los sectores bajo canales de Aconcagua, deja en primer lugar las soluciones de los pozos de 8 y 9 m3/s en Curimón, quedando luego la alternativa combinada de Embalse Tabón y de 6 m3/s en Curimón y en tercer lugar la alternativa del embalse de Pucalán.

Para cubrir los déficit actuales de Ligua y Petorca (19 a 22 y 30) lo mejor es el proyecto compartido de pozos en Curimón, en cambio para la parte alta de Ligua, sectores 18 y 19, aparece como posible la Laguna de Chepical. Para la parte alta de Petorca, sectores 25 a 29 no hay ninguna solución rentable no obstante lo cual se presentan estudios de Chalaco, Chincolco y Laguna del Sobrante.

Se incluye también un estudio de aprovechamiento de la Laguna del Inca al mismo nivel, con la posibilidad de dar derechos permanentes al Canal Chacabuco aprovechando la gran inversión existente.

5.6.5 Criterio de distribución de costos por objetivo

Para efectuar la selección se ha planteado primero por valores promedio por hectárea beneficiada, analizando ahora la distribución por objetivos.

En este desglose por objetivos se distribuye el costo de cada item del proyecto en proporción a las hectáreas equivalentes de cada sector beneficiado ya sea en base a esa proporción en los embalses o en el agua conducida en cada tramo del canal.

Se pretende aquí resaltar las diferencias por objetivos que fijan los costos por hectárea, en que el regante más alejado, que costea proporciones de todo los tramos, llega a valores que no son económicamente factibles, bajando en cambio con su aporte los costos de regantes que estando a menor distancia toman menor proporción de los mismos.

Esto es similar a la cancelación de costos en líneas eléctricas donde se aplica un criterio de distribución de costos en que los favorecidos por ubicación pagan más que la proporción por km correspondiente, pero menos que si lo construyeran para su solo uso.

La solución final debe tomar en cuenta estos problemas, más aún si hay sectores con otras soluciones de menor costo y que conviene incluirlos en la solución general, caso éste en que no podrá pedírsele un aporte mayor que el correspondiente a su mejor proyecto alternativo.

La comparación de los proyectos 6 y 9, al ser presentados por objetivos, muestra que el costo por hectárea para Ligua y Petorca es menor en el proyecto 6 que en el 9 y a la inversa para el nuevo riego de Aconcagua es más conveniente la solución 9, y esto claramente se debe a este sistema preliminar de distribución de costos.

En la realidad y llegado el momento de que para los intereses generales del país convenga efectuar una obra de regadío, para que la obra pueda construirse, habría que bonificar a los regantes que tienen una alternativa de menor costo, y probablemente también habría que bonificar a los que tienen un costo final superior a la cuota posible de cancelar basado en su rentabilidad.

Tanto el listado del punto 5.6.3 que da el costo promedio por hectárea para cada proyecto como un todo, como el que se presenta en Cuadro 5.9. con el costo por hectárea y por objetivo, pretenden mostrar las diferencias que se producen, pero en definitiva la distribución de costos dependerá de la política del momento y debe acercarse al costo promedio bonificando al que tiene un proyecto alternativo individual de menor costo.

CUADRO 5.9 DISTRIBUCION POR OBJETIVOS

			Total	Aconc.	NRA	Ligua	NRL	Petorca	NRP	Putaendo
1.- E. Puntilla del Viento	100 Mm3	US$ x 10^3	177.120	164.108	13.012					
		N° Has.	17.665	16.469	1.196					
		US$/Ha.	10.026	9.965	10.879					
2.- E. Puntilla del Viento	290 Mm3	US$ x 10^3	287.468	83.608	46.650	40.383	61.757	17.486	15.847	21.737
		N° Has.	45.208	16.479	7.057	6.314	7.681	2.294	1.844	3.539
		US$/Ha.	6.359	5.074	6.610	6.396	8.040	1.622	8.594	6.142
3.- E. Los Angeles	40 Mm3	US$ x 10^3	50.941			38.697		15.076		
		N° Has.	8.608			6.314		2.294		
		US$/Ha.	5.918			6.129		6.751		
4.- E. Los Angeles	75 Mm3	US$ x 10^3	71.047			21.154	49.893			
		N° Has.	12.378			4.697	7.681			
		US$/Ha.	5.740			4.504	6.496			
5.- E. Los Angeles	110 Mm3	US$ x 10^3	91.331			25.564	42.918	11.100	11.749	
		N° Has.	18.133			6.314	7.681	2.294	1.844	
		US$/Ha.	5.037			4.049	5.587	4.839	6.371	
6.- E. Los Angeles	250 Mm3	US$ x 10^3	164.379	63.357	30.667	18.730	32.785	7.883	8.957	
		N° Has.	39.951	16.479	5.339	6.314	7.681	2.294	1.844	
		US$/Ha.	4.114	3.848	5.744	2.966	4.268	3.436	4.857	
7.- E. Los Angeles Revestido sólo C. Paico Sin obras ni N. R. Mauco--19-30 y Canela	250 Mm3	US$ x 10^3	135.843	78.340	8.415	15.974	33.114			
		N° Has.	30.053	16.479	1.196	4.697	7.681			
		US$/Ha.	4.520	4.757	7.036	3.401	4.311			
8.- E. Rabuco	100 Mm3	US$ x 10^3	77.868	69.995	7.873					
		N° Has.	17.665	16.469	1.196					
		US$/Ha.	4.408	4.250	6.583					
9.- E. Rabuco	240 Mm3	US$ x 10^3	174.317	63.110	24.513	22.861	42.611	10.574	10.468	
		N° Has.	38.028	16.469	5.339	4.401	7.681	2.294	1.844	
		US$/Ha.	4.584	3.832	4.591	5.195	5.547	4.609	5.677	
10.- E. Pucalán	100 Mm3	US$ x 10^3	59.903	53.380	6.523					
		N° Has.	17.665	16.469	1.196					
		US$/Ha.	3.391	3.241	5.454					
11.- Pozos Curimón	8 m3/s	US$ x 10^3	16.939	16.939						
		N° Has.	16.469	16.469						
		US$/Ha.	1.028	1.028						
12.- Pozos Curimón	9 m3/s	US$ x 10^3	20.924	18.824	2.100					
		N° Has.	17.665	16.469	1.196					
		US$/Ha.	1.184	1.143	1.756					
13.- Pozos Curimón Compart. Aconc-Ligua y Petorca	9 m3/s	US$ x 10^3	35.955	14.493		10.948		10.514		
		N° Has.	19.929	14.196		4.034		1.699		
		US$/Ha.	1.804	1.021		2.714		6.188		
14.- E. Tabón Alto Curimón	30 Mm3 6 m3/s	US$ x 10^3	45.692	41.417	4.275					
		N° Has.	17.665	16.469	1.196					
		US$/Ha.	2.586	2.515	3.574					
15.- E. Minillas	34 Mm3	US$ x 10^3	46.912		15.307					31.605
		N° Has.	4.690		1.151					3.539
		US$/Ha.	10.002		13.299					8.930
16.- Pozos Putaendo	1,5 m3/s	US$ x 10^3	4.973							4.973
		N° Has.	3.539							3.539
		US$/Ha.	1.405							1.405
17.- E. Minillas (S. 18, 25-30 y 80% Canela)	34 Mm3	US$ x 10^3	56.203			6.870		33.846	15.487	
		N° Has.	6.831			793		4.561	1.477 pte.	
		US$/Ha.	8.828			8.663		7.421	10.729	
18.- L. Chepical (86% S. 18 y 19)	12 Mm3	US$ x 10^3	4.283			4.283				
		N° Has.	2.072			2.072				
		US$/Ha.	2.067			2.067				

CUADRO 5.10 Proyectos Seleccionados.

	Objetivo	Proyecto Seleccionado
I.	Evitar los déficits en el valle de Aconcagua.	Pozos en Curimón
II.	Evitar los déficits en el valle de Putaendo.	Pozos en Putaendo
III.	Evitar los déficits en las partes bajas de los valles de Ligua y Petorca.	Embalse Los Angeles
IV.	Evitar los déficits en las partes altas de los valles de Ligua y Petorca.	Embalse Los Angeles Laguna de Chepical Embalse Chalaco
V.	Regar áreas nuevas.	Embalse Los Angeles
VI.	Trasvase a Chacabuco - Polpaico.	Laguna del Inca

Fuente: CICA, 1979.

SITIOS DE EMBALSES CONSIDERADOS

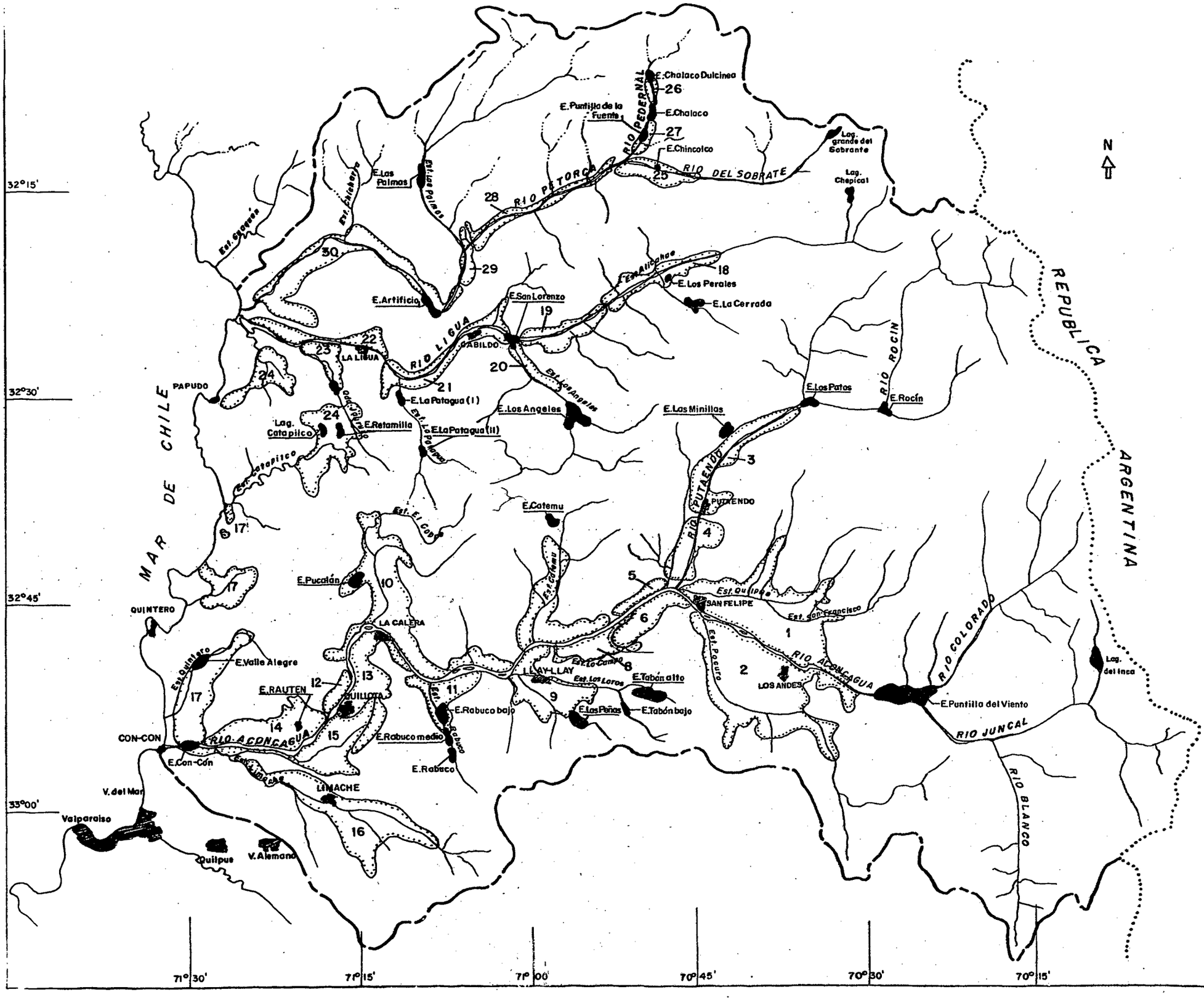


FIGURA 5.1

SITIOS DE EMBALSE SELECCIONADOS

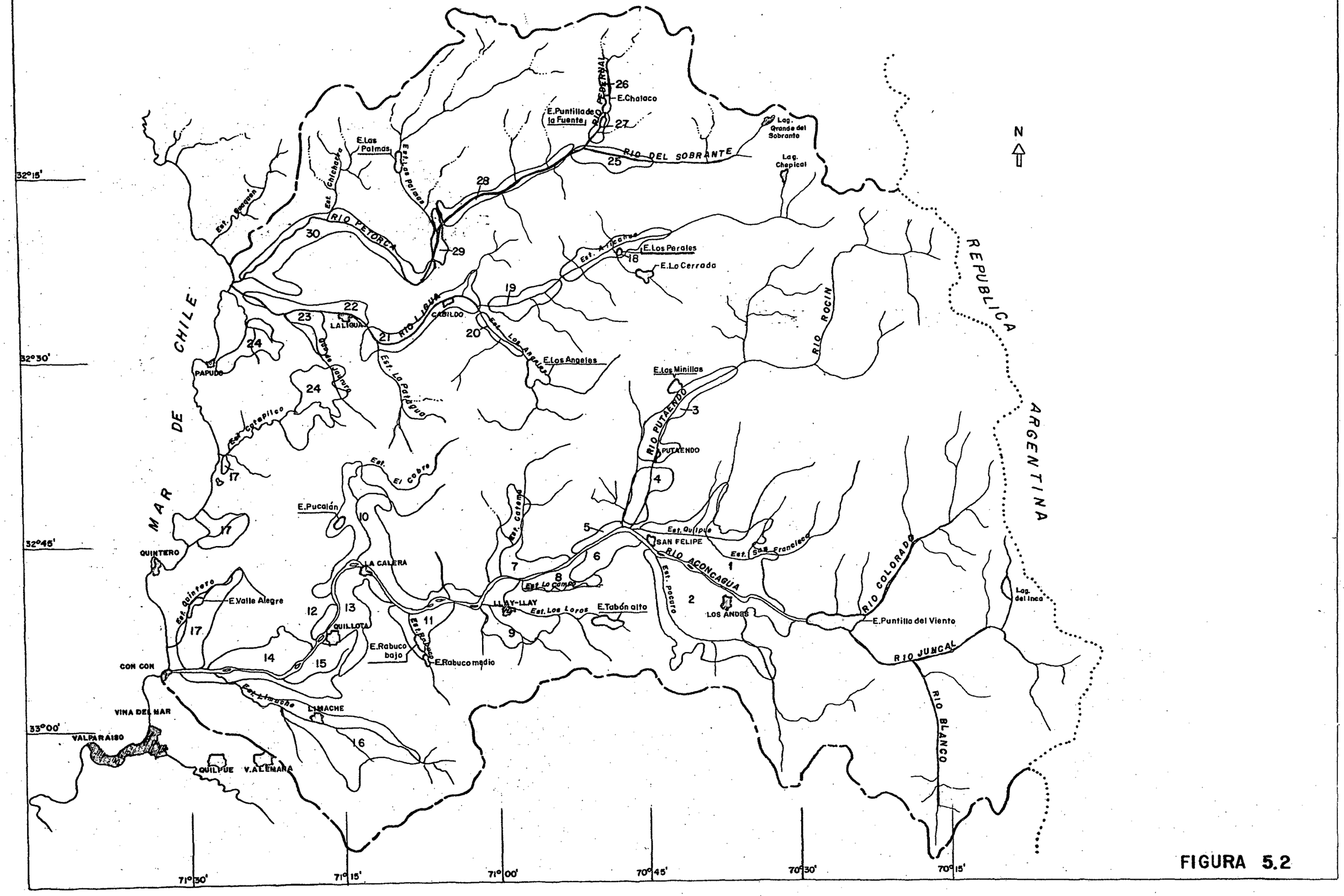


FIGURA 5.2

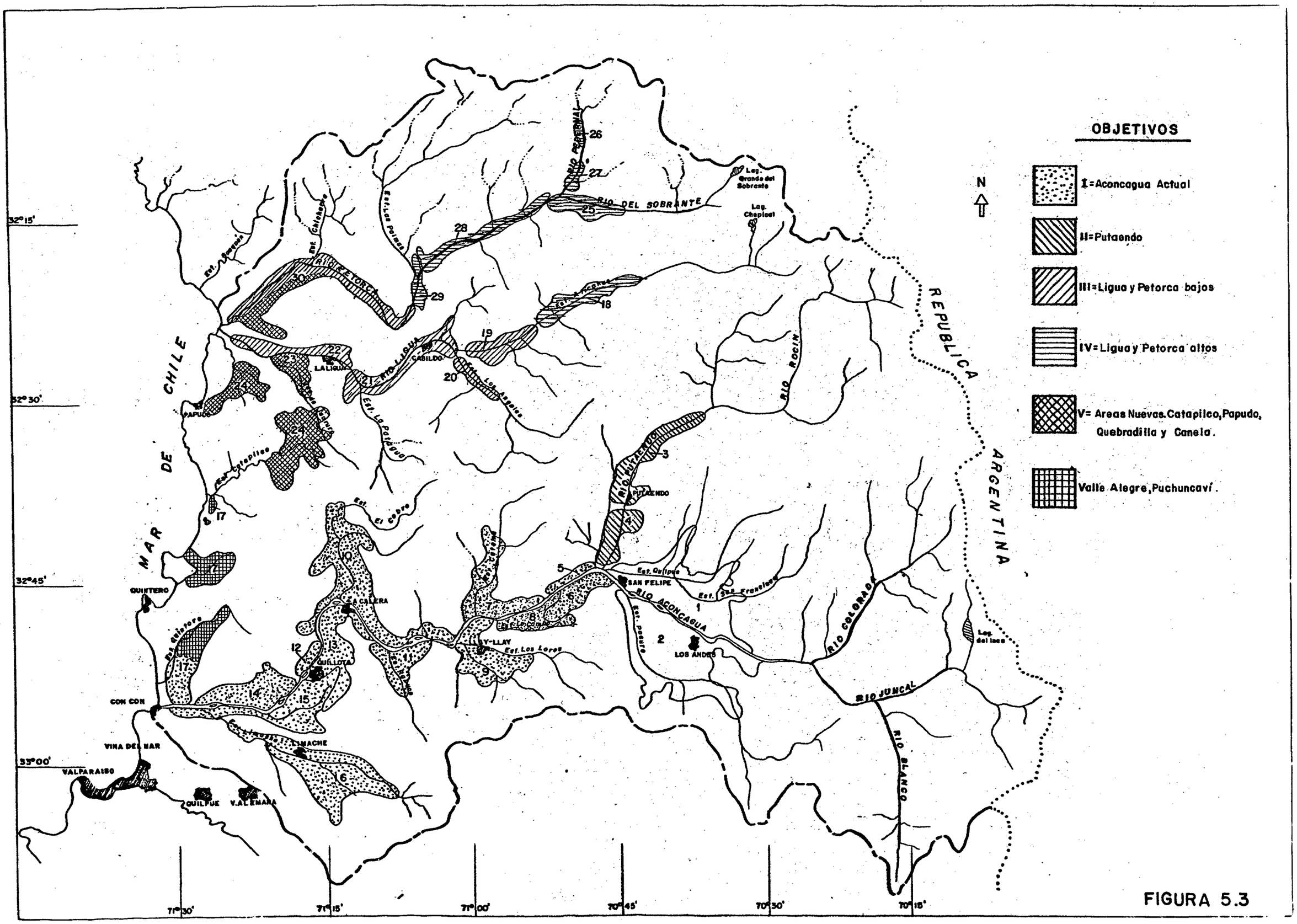
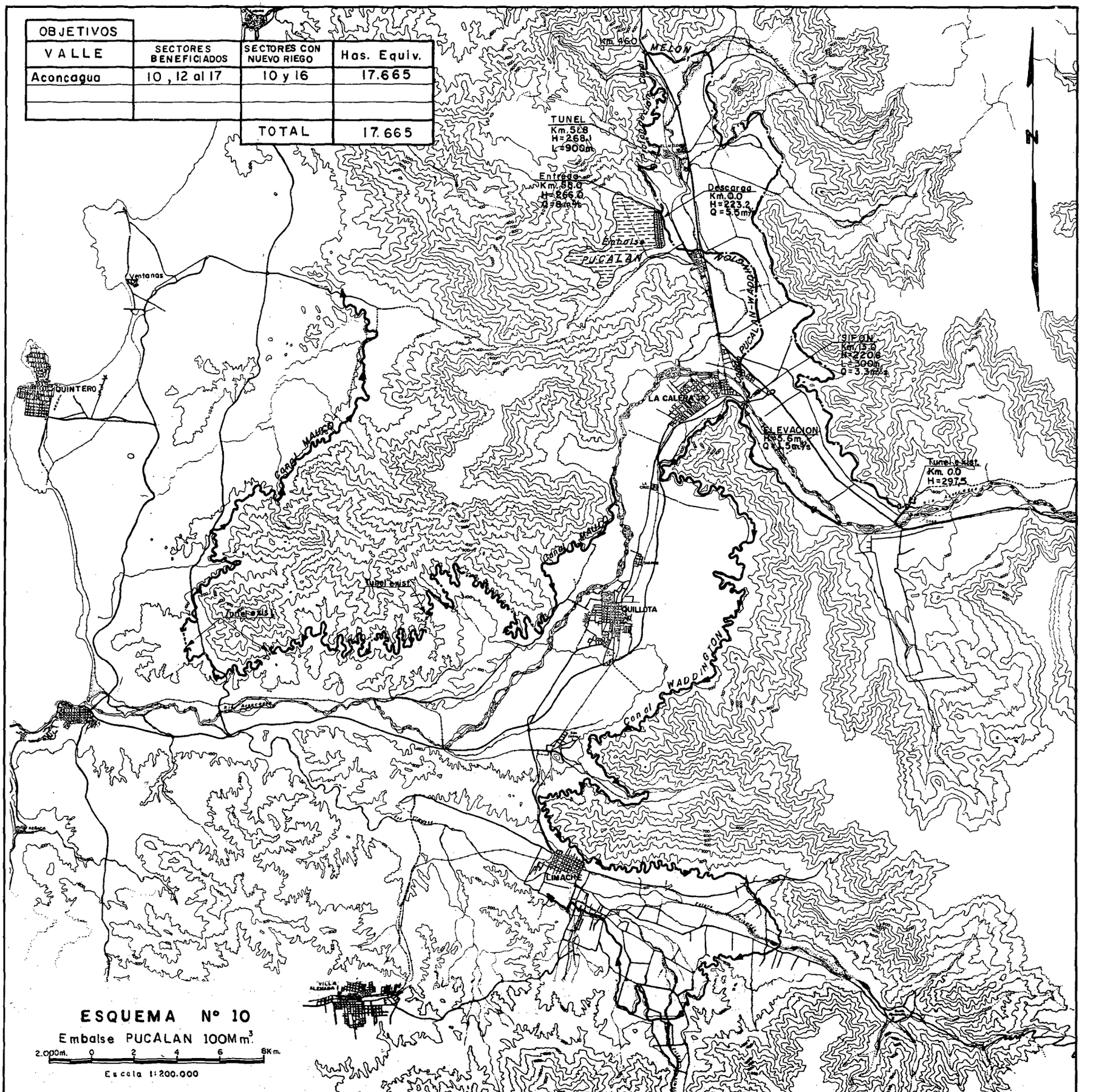
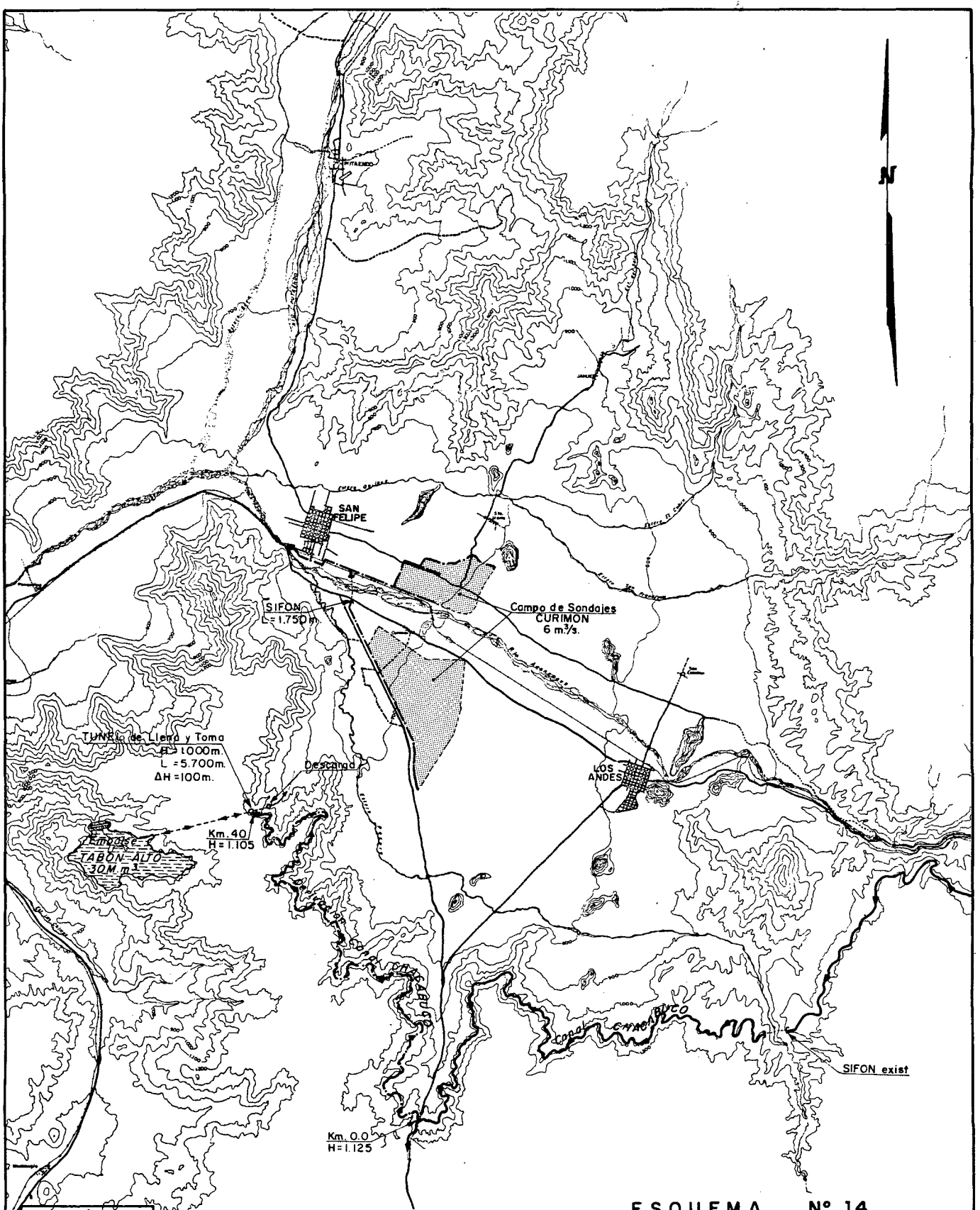

OBJETIVOS
I=Aconcagua Actual
II=Putaendo
III=Ligua y Petorca bajos
IV=Ligua y Petorca altos
V= Areas Nuevas. Catapilco, Papudo, Quebradilla y Canela.
Valle Alegre, Puchuncaví.
N
CHILE
REPUBLICA ARGENTINA
MAR DE
RIO PEDERNAL
RIO DEL SOBRANTE
Lag. Grande del Sobrante
Lag. Chepical
RIO PETORCA
RIO LIGUA
LA LIGUA
CABILDO
Est. Los Angeles
Est. La Patagua
Est. Las Palmas
Est. Chincolco
RIO PUTAENDO
PUTAENDO
RIO ACONCAGUA
SAN FELIPE
Est. Quilpue
Est. San Francisco
Est. Pocuro
LOS ANDES
RIO COLORADO
Los del Inca
RIO JUNCAL
RIO BLANCO
RIO ROCIN
Est. Las Palmas
Est. Gallegos
Est. Catapilco
Est. El Cobre
Est. Los Loros
LLAY-LLAY
LA CALERA
QUILLOTA
LIMACHE
QUINTERO
PAPUDO
CON CON
VINA DEL MAR
VALPARAISO
QUILPUE
V. ALEMANA
32°15'
32°30'
32°45'
33°00'
71°30'
71°15'
71°00'
70°45'
70°30'
70°15'

FIGURA 5.3


OBJETIVOS
VALLE
SECTORES BENEFICIADOS
SECTORES CON NUEVO RIEGO
Has. Equiv.
Aconcagua
10 , 12 al 17
10 y 16
17.665
TOTAL
17.665
Km 46.0
MELON
TUNEL
Km. 5.8
H=268.1
L=900m
Entrega
Km. 88.0
H=266.0
Q=8m³/s
Descarga
Km. 0.0
H=223.2
Q=5.5m³/s
Embalse
PUCALAN
Ventanas
QUINTERO
PUCALAN-WADDINGTON
SIFON
Km. 13.0
H=220.6
L=300m
Q=3.3m³/s
LA CALERA
ELEVACION
H=5.6m
Q=3.5m³/s
Tunel exist.
Km. 0.0
H=297.5
Canal MAURO
Tunel exist.
Tunel exist.
QUILLOTA
Canal WADDINGTON
LIMACHE
VILLA ALEMANA
N
ESQUEMA Nº 10
Embalse PUCALAN 100M m³
2.000m. 0 2 4 6 8Km.
Escala 1:200.000



OBJETIVOS			
VALLE	SECTORES BENEFICIADOS	SECTORES CON NUEVO RIEGO	Has. Equiv.
Aconcagua	10 , 12 al 17	10 y 14	17. 665
		TOTAL	17. 665

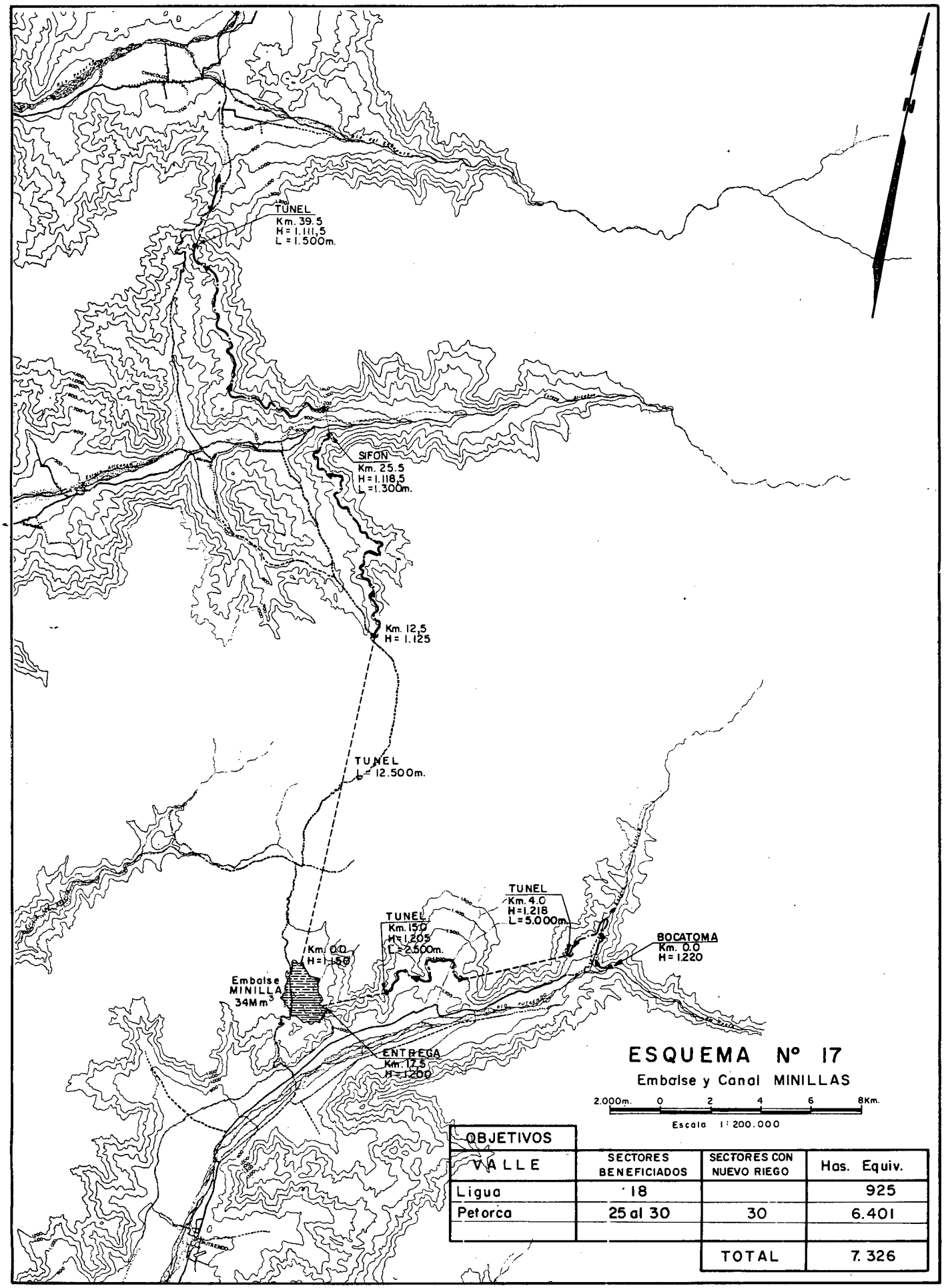
ESQUEMA N° 14

Embalse TABON ALTO Y POZOS CURIMON

2.000m 0 2 4 6 8Km.

Escala 1: 200.000

Incluye mejoras en canales Melón , Waddington y Mauco



ESQUEMA Nº 17

Embalse y Canal MINILLAS

2.000m. 0 2 4 6 8Km.

Escala 1: 200.000

OBJETIVOS			
VALLE	SECTORES BENEFICIADOS	SECTORES CON NUEVO RIEGO	Has. Equiv.
Ligua	18		925
Petorca	25 al 30	30	6.401
		TOTAL	7. 326

CAPITULO 6

Proyectos Seleccionados

CAPITULO 6

PROYECTOS SELECCIONADOS

		Pág.
6.1	INTRODUCCION	6.1
6.2	INFORMACION BASICA	6.2
6.2.1	Criterios de Diseño de Obras	6.2
6.2.2	Puesta en Riego	6.21
6.2.3	Operación y Mantención de los Sistemas	6.31
6.2.4	Mejoramiento de la Infraestructura de Riego	6.33
6.2.5	Explotación de Acuíferos	6.39
6.3	PROYECTOS SELECCIONADOS	6.63
6.3.1	Generalidades	6.63
6.3.2	Proyecto N° 1. Mejoramiento de la Seguridad de Riego de los Sectores 3 y 4 en el valle de Putaendo	6.69
6.3.3	Proyecto N° 2. Mejoramiento de la Seguridad de Riego de toda el Area existente en el valle de Aconcagua, aguas abajo de la ciudad de San Felipe	6.81
6.3.4	Proyecto N° 3. Sondajes en Curimón para los valles de Aconcagua, Ligua y Petorca	6.94
6.3.5	Proyecto N° 4. Embalse Los Angeles para los valles de Ligua y Petorca	6.115
6.3.6	Proyecto N° 5. Embalse Los Angeles y Sondajes Curimón para los valles de Aconcagua, Ligua y Petorca. Areas actuales y futuras	6.134
6.4	PROYECTOS MENORES	6.156
6.4.1	Mejoramiento Zona 1	6.156
6.4.2	Proyectos de Drenaje	6.157
6.4.3	Análisis de las Rinconadas en el valle de Aconcagua	6.202

		Pág.
6.4.4	Mejoramiento del Sector Alto del valle de Ligua	6.211
6.4.5	Mejoramiento del Sector Alto del valle de Petorca	6.220
6.4.6	Mejoramiento del Area de Riego del Canal Chacabuco-Polpaico	6.232
6.4.7	Explotación de Agua Subterránea en el valle de Llay-Llay	6.244
6.4.8	Recarga Artificial en el Sector Los Andes - San Felipe	6.253
6.4.9	Unificación de Bocatomas	6.271

6. PROYECTOS SELECCIONADOS

6.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta un análisis detallado de cada uno de los proyectos de ingeniería seleccionados que cumplen con los objetivos de mejoramiento de la seguridad de riego y drenaje de las áreas actualmente bajo canal como de riego de nuevas áreas.

Estos proyectos se pueden agrupar en dos categorías:

- Proyectos que son el soporte de un plan de desarrollo para uno o más de los valles en estudio y que corresponden a aquellos seleccionados en el Capítulo 5 de este tomo.

- Proyectos que son en algunos casos, una solución particular de un sector no cubierto por los planes de desarrollo o, en otros casos, son proyectos que pueden llevarse a cabo independientemente de los planes de desarrollo.

Cualquiera que sea la categoría a que pertenece un proyecto en particular, su presencia en este capítulo no significa que sea factible de acuerdo a los criterios de evaluación sino que se ha seleccionado por ser el de menor costo para el objetivo que cumple.

El análisis incluye el diseño preliminar de las obras, sus respectivos presupuestos calculados de acuerdo con el estudio de precios unitarios presentado en el capítulo siguiente y los estudios de factibilidad hidrológica, distinguiéndose dos tipos de ellos: el primero corresponde a aquellos para los cuales resultó indispensable el uso del Modelo de Simulación del Sistema como herramienta y el segundo dice relación con los proyectos en que bastaron ciertas consideraciones o el uso de otras técnicas, tales como generación de estadísticas con modelo nival y simulación del funcionamiento de embalses naturales y artificiales.

Por haberse considerado como información básica para el análisis de la factibilidad técnica de los proyectos, se acompañan los criterios de diseño de las obras y de explotación de los acuíferos, los estudios de puesta en riego y de mantención y operación de los sistemas.

6.2 INFORMACION BASICA

6.2.1 Criterios de Diseño de Obras

Se presentan a continuación los criterios generales utilizados para el diseño de las obras que conforman los proyectos seleccionados.

6.2.2.1 Obras Mayores.

a) Embalses

i) Capacidad

La capacidad de diseño se definió para cada embalse, con los requerimientos de regulación estacional o multianual según el caso, determinados con los resultados del modelo de planificación, sujetos a las restricciones de capacidad máxima y volumen muerto.

El volumen muerto requerido para almacenamiento de sedimentos, en cada uno de los embalses, se determinó, para un período de 50 años, sobre la base de los antecedentes de caracterización regional de tasas de producción específica de sedimentos presentados en el Documento de Trabajo "Estudios Hidrológicos" (CICA 1979).

La capacidad máxima de cada uno de los distintos embalses se determinó por las limitaciones de cota de coronamiento impuestas por las condiciones topográficas, geológicas y geotécnicas existentes en los lugares de emplazamiento de las respectivas presas.

ii) Obras de desviación

Las obras de desviación para la etapa de construcción se diseñaron para un caudal correspondiente a una crecida con probabilidad de excedencia de 1 en 20 años.

iii) Obras de entrega

Para las obras de entrega se consideró, en general, la adopción de diseños basados en el aprovechamiento de la obra de desviación como obra de entrega.

iv) Obras de evacuación de crecidas

El diseño de estas obras de seguridad se hizo considerando una crecida con probabilidad de excedencia de 1 en 1000 años y el efecto regulador del embalse.

La elección de los tipos y disposición de las obras de desviación, entrega y evacuación de crecidas se hizo sobre la base de los antecedentes hidrológicos, topográficos, geológicos y geomecánicos disponibles. Los diseños adoptados corresponden a obras y disposiciones de uso frecuente y a diseños standard, como los del U.S.B.R. para el caso de rápidos y disipadores de energía.

v) Presa

Por las condiciones geológicas y de disponibilidad de materiales, el tipo de presa elegida fue, en general, la solución de presas de tierra zonificada con núcleo central impermeable.

La elección de los taludes exteriores, revancha y enrocados de protección, se hizo siguiendo las recomendaciones del U.S.B.R.

Para las fundaciones se analizaron las alternativas de fundación con zanja y con pared moldeada.

vi) Embalse Los Angeles y Puntilla del Viento

Los criterios generales de diseño de embalses no se aplican al caso de Los Angeles y Puntilla del Viento ya que durante la negociación del contrato por el Estudio Integral de Riego de los valles de Aconcagua, Putaendo, Ligua y Petorca, la Comisión Nacional de Riego dispuso que los estudios de factibilidad física y anteproyecto de los embalses antes mencionado serían realizados por la Dirección de Riego del Ministerio de Obras Públicas, y que

la Comisión Nacional de Riego proporcionaría a los Consultores las relaciones de costo de los embalses para distintas alternativas de capacidad.

En el caso del embalse Los Angeles, las alternativas de capacidad estudiadas por la Dirección de Riego fueron 70, 120, 200 y 300 millones de m3. En el curso de los estudios se vió que era posible considerar capacidades de embalse mucho mayores y, por consiguiente, era necesario tener estimaciones de la factibilidad física y costos para capacidades de hasta 700 millones de m3.

Como consecuencia de lo anterior la Comisión Nacional de Riego entregó los presupuestos definitivos a precios de mercado para las capacidades de 70, 120, 200, 300 y 700 millones de m3 los que, de acuerdo al Contrato, el Consultor debió usar como base para efectos de la evaluación. Estos presupuestos, además de estar a precios de mercado, no incluían las partidas de imprevistos por lo que, previamente y de acuerdo con la Comisión Nacional de Riego, se incluyó una estimación de los imprevistos y se determinó el monto de estos presupuestos a precios financieros y económicos y las curvas de costo asociadas. El detalle de estos cambios se incluye en el punto 8.5.1 de este tomo.

En el caso del embalse Puntilla del Viento, el estudio de Factibilidad Física encargado por la Dirección de Riego a la firma Electrowatt-P.A.L. concluyó que difícilmente podría justificarse sólo para los fines de regadío por su alto costo de construcción. No obstante lo señalado, esta obra se consideró en algunas alternativas de uso múltiple, en cuya evaluación se usaron los presupuestos del "Estudio de Factibilidad Física del Embalse Puntilla del Viento" (Febrero 1979), los que se expresaron a precios financieros y económicos tal como se indica en el punto 8.5.2 de este tomo.

b) Criterios de diseño en canales

i) Trazados

Los trazados de los canales considerados se efectuaron en los planos topográficos a escala 1:10.000 proporcionados por la Comisión Nacional de Riego. En las áreas no cubiertas por estos planos se usaron las cartas topográficas a escalas 1:50.000 y 1:25.000 del Instituto Geográfico Militar.

En los casos en que se presentaba la alternativa de un sifón o bien de un túnel en vez del canal, se eligió la alternativa de menor costo. La pérdida de carga asignada al sifón o al túnel fué la misma que tendría el canal alternativo.

ii) Bases para cálculos hidráulicos

- La altura normal del escurrimiento se calcula con la fórmula de Manning

$$Q \times n / \sqrt{i} = A \times R^{2/3}$$

siendo

Q : el caudal de diseño en (m3/s)
n : el coeficiente de rugosidad
i : la pendiente del lecho
A : la sección de escurrimiento en (m2)
R : el radio hidráulico en (m)

- Las velocidades máximas admitidas fueron las siguientes:

Canal revestido o en roca : 3.5 m/s
Canal sin revestir : 1.5 m/s

- La velocidad mínima admitida fue de 0.2 m/s.

- Se usaron los siguientes coeficiente de rugosidad:

Canal revestido con hormigón : n = 0.015
Canal en tierra : n = 0.025
Canal en roca : n = 0.030

- La revancha se calculó como un 15 por ciento de la altura normal pero con un mínimo de 0.20 m y un máximo de 0.50 m.

- En todos los diseños se exigió un escurrimiento de río con un Bernoulli alejado por lo menos un 10 por ciento del crítico.

iii) Forma de la sección

Todos los canales se diseñaron con forma trapecial, taludes 1:1 y relación base a altura igual a la unidad.

En el caso de los canales revestidos se adoptó el talud 1:1 por razones de costo y facilidades constructivas. En el caso de canales sin revestir, el nivel del estudio no permite contar con los datos de terreno necesarios para elegir el talud. Por esta razón y como el talud 1:1 es estable para la mayoría de los terrenos, se le adoptó también para los canales sin revestir.

La relación base altura igual a la unidad se eligió después de una investigación exhaustiva de su incidencia en el costo del canal.

Mediante un programa de computación se diseñaron, cubicaron y costearon 2.520 casos de canal trapecial revestido, producto de las siguientes combinaciones:

Caudal m3/s	Base/ Altura	Pendiente del lecho o/oo	Talud terreno H:V
5	0,2	0,2	1,0
10	0,4	0,4	1,5
15	0,6	0,6	2,0
20	0,8	0,8	2,5
25	1,0	1,0	3,0
30	1,2	1,1	10,0
	1,4		30,0
	1,6		
	1,8		
	2,0		

Al analizar los costos en función de la relación base altura, tomando como parámetro las demás variables señaladas, se detectó que en un gran número de casos el mínimo costo correspondía a la relación base altura unitaria y que en los demás casos, salvo unas pocas excepciones, el costo correspondiente a la relación unitaria diferia del costo mínimo en un 1.5 por ciento como máximo. La mayor desviación fue de un 4 por ciento.

A la luz de estos resultados y por la simplicidad de cálculo, se eligió una relación base altura igual a la unidad.

iv) Bases para la cubicación

Para la cubicación del movimiento de tierras en canales se les dividió en tramos de caudal constante. A su vez, cada tramo se dividió en subtramos caracterizados por un mismo talud de la ladera del cerro.

En todos los casos se contempló la cuneta excavada, un camino de borde y otro del cerro. Para caudales inferiores a 2 m3/s el ancho del camino de borde se tomó igual a 2 m mientras que para caudales superiores el ancho es de 4 m. El ancho del camino del cerro se mantuvo siempre en 1 m.

Para pendientes de la ladera del cerro inferiores a 40°(talud H:V de 1,192) el camino de borde va en terraplén con talud 1:1. El talud del corte del cerro también es 1:1.

En cambio, cuando la ladera del cerro presenta inclinaciones mayores que 40°, el camino de borde va en corte y el talud del corte del cerro se varía a 2:10, H:V. Esto último tiene por objeto disminuir la excavación de la mesa y presupone que,para estas inclinaciones,el material será roca,capaz de soportar dicho talud.

La distinción del volumen excavado en tierra y roca se efectuó mediante la aplicación de la expresión

$$Pr = 2,5 \times e^{3,069/Mt}$$

en que

Pr es el porcentaje de roca
Mt es el talud de la ladera, H:V.

Esta expresión corresponde a la curva de mejor ajuste a datos proporcionados a la Comisión Nacional de Riego por la Dirección de Riego.

El volumen de excavación en roca así determinado se distribuyó entre la cuneta y la mesa cargándolo todo a la cuneta y si sobra, a la mesa.

Para los canales revestidos se consideraron revestimientos de hormigón con un espesor de 0.10 m cuando el caudal de diseño era superior a 2.0 m3/s. Para caudales inferiores se consultó revestimiento de hormigón de 0.07 m de espesor.

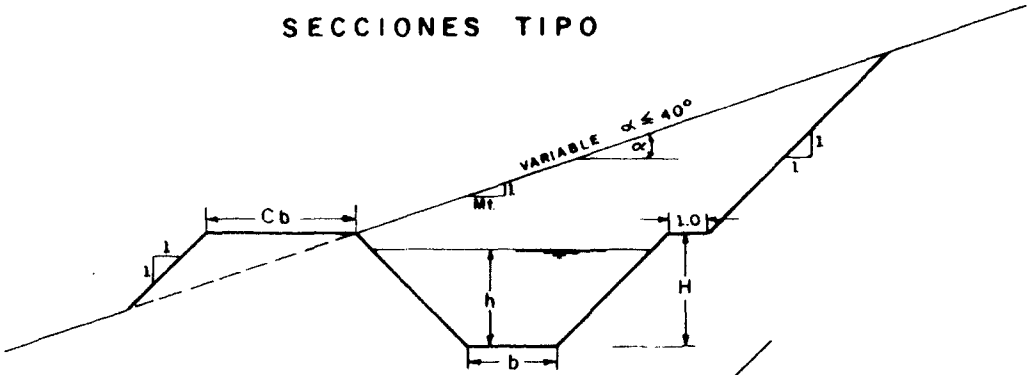
La Figura 6.1 presenta las secciones típicas de canal y los puntos con los porcentajes de roca junto con la expresión ajustada por mínimos cuadrados.

v) Pendientes óptimas

Las pendientes del lecho de los canales se determinaron en cada caso, por el conocido método gráfico que consiste en encontrar una distribución de las pérdidas de carga en los diversos tramos de canal, túneles y sifones, tal que el costo total de la conducción sea mínimo, pero sujeto a que la suma de pérdidas de carga sea igual al desnivel disponible entre la captación y el lugar de entrega.

Con este objeto se construyeron curvas de costo de cada canal en las cuales se expresa el costo por unidad de longitud en función de la pendiente llevando como parámetro el caudal de diseño. La pendiente máxima quedó fijada por la condición de alejamiento de la crisis.

SECCIONES TIPO



Q ≥ 2.0 (m³/s) ; Cb = 4.0 (m)

Q < 2.0 (m³/s) ; Cb = 2.0 (m)

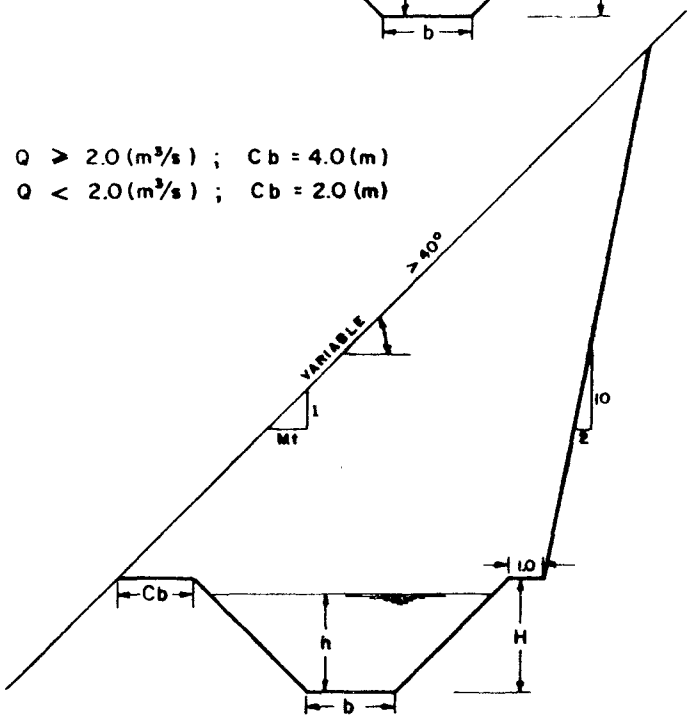
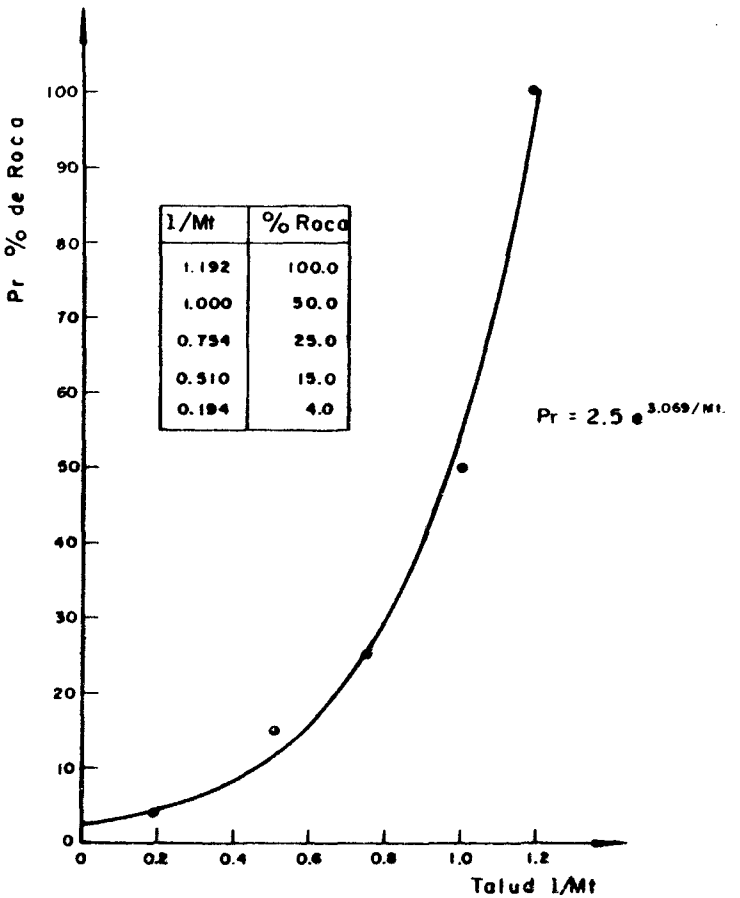


FIGURA 6.1

PORCENTAJE DE EXCAVACION EN ROCA

1/Mt	% Roca
1.192	100.0
1.000	50.0
0.754	25.0
0.510	15.0
0.194	4.0

$Pr = 2.5\, e^{3.069/Mt.}$



c) Túneles

i) Trazado

El trazado de los túneles se hizo en los planos 1:10.000 con apoyo de fotointerpretación, especialmente para la ubicación de las bocas. En general, se trató que el alineamiento del túnel en las entradas fuera normal a la ladera, con el fin de acortar los tramos en túnel falso y minimizar los escarpes en la ladera.

La longitud y la pendiente del túnel se definieron en el proceso de optimización del diseño del canal, tal como se indicó en el punto 6.2.2.1 b de este capítulo, sujetas a las restricciones de diseño hidráulico que se indican más adelante.

La profundidad de la roca se estimó con los antecedentes geológicos disponibles y apoyo de fotointerpretación. Los portales de los túneles se ubicaron de modo de asegurar una cobertura de roca sobre la clave de a lo menos 2 veces la altura piso-clave.

ii) Sección

Se estudiaron dos tipos de sección, la herradura normal y la sección con arco de medio punto. Por razones constructivas se establecieron dimensiones mínimas de los túneles de 2,40 m para el diámetro en el caso de la sección en herradura, e igual dimensión para el ancho basal y altura piso-clave para el caso de sección en arco de medio punto.

El tipo de sección se eligió por análisis de mínimo costo, estableciéndose en general que la sección en herradura es la más económica excepto para el caso de dimensiones mínimas constructivas en que la sección en arco de medio punto es más conveniente.

iii) Condiciones y restricciones hidráulicas

- Pendiente.- La pendiente se definió en el proceso de optimización del diseño del canal con un mínimo de 0,3 por mil para permitir evacuar las aguas en forma gravitacional y reducir los costos de extracción de la marina.

- Estabilidad del escurrimiento.- Para asegurar la estabilidad del escurrimiento se aceptó un Bernoulli normal a lo menos un 10 por ciento mayor que el Bernoulli crítico.

- Revancha.- Todos los túneles se diseñaron como túneles acueducto y se adoptó una revancha, para tomar en cuenta las imprecisiones en el cálculo del eje hidráulico y las variaciones de rugosidad, tal que $h \leq 0.8\ D$, en que h es la altura del escurrimiento y D la dimensión característica del túnel.

- Velocidad.- Se consideró una velocidad máxima de 3.5 m/s.

- Rugosidad.- Se consideró el revestimiento en hormigón del perímetro mojado y se adoptó para este revestimiento un coeficiente de rugosidad $n = 0.014$ en la expresión de Manning.

iv) Sostenimiento

En el ámbito del estudio no se contemplaba la ejecución de prospecciones y estudios geomecánicos específicos para el diseño del sostenimiento de cada túnel, por lo que, para los efectos del costo de estas obras, se adoptaron las siguientes partidas:

- Marcos metálicos: Se contempla un marco por metro lineal en el 20 por ciento de la longitud con un mínimo de 100 metros.

- Pernos tensores (cáncamos): Se considera colocar 3 cáncamos por metro lineal en el 20 por ciento de la longitud.

- Revestimiento estructural: Se contempla revestir la sección completa en toda la longitud sostenida con marcos, con un espesor de 0.20 m.

- Inyecciones de relleno: Se considera una cada tres metros lineales de bóveda revestida.

- Shotcrete: Se considera la aplicación de shotcrete en toda la superficie no revestida de los túneles con un espesor de 0.05 m.

d) Sifones

i) Trazado de los Sifones

Para cada sifón se trazó sobre la base del plano 1:10.000 un perfil longitudinal con el fin de determinar la longitud efectiva y la carga máxima.

ii) Secciones

Las secciones consideradas son todas circulares y se contemplan cámaras de inspección cada 500 metros lineales.

iii) Condiciones y restricciones hidráulicas

- Pérdidas de Carga: Se consideran las que siguen:

En la entrada	:	50 por ciento de la altura de velocidad en el canal aguas arriba del sifón.
En codos y curvas	:	4 por ciento de la altura de velocidad en el sifón en cada codo o curva.
A la salida	:	50 por ciento de la altura de velocidad en el sifón.
Por fricción	:	Se calcularon mediante el ábaco de Moody.
Restricciones de velocidad	:	Se procuró que la velocidad se mantuviera entre 2 y 4 m/s.

iv) Condiciones estructurales

Para el diseño de los sifones se consideraron los siguientes criterios:

- Se proyectaron de hormigón armado para cargas inferiores a 70 m.

- Se proyectaron de acero para cargas superiores a 70 m.

- En casos especiales se proyectaron sifones mixtos.

- El espesor de la tubería se calculó para cada caso fijándose un mínimo de 0.15 m para las tuberías de hormigón y para el acero un mínimo igual a (D + 500)/400 en milímetros.

e) Bocatomas

Se han considerado dos tipos de bocatoma, la primera de tipo rústico o de "patas de cabra" cuyos costos de construcción y mantenimiento se consideran incluídos en los de operación del canal. Estas bocatomas son aplicables a canales de capacidad inferior a 5 m3/s.

En el caso de caudales mayores, o cuando las condiciones naturales del cauce lo requieren, se han considerado bocatomas de tipo mixto, con un muro permanente, ubicado en forma perpendicular u oblicua al escurrimiento con un sistema de compuertas desripiadoras que mantienen limpio y operable el canal. El caudal es desviado hacia la bocatoma por un sistema de patas de cabra cuyo costo también se incluye en el de mantenimiento del canal.

Los planos tipo para obras de toma definitivas y las disposiciones más comunes se muestran en el Album de Planos.

f) Estaciones de bombeo

Para el diseño de las estaciones de bombeo se empleó una disposición típica, que se muestra en el Album de Planos. La determinación de la altura geométrica de elevación se dedujo de los planos escala 1:10.000 y las pérdidas de carga en la impulsión se calcularon con los ábacos para cañerías comerciales.

En cada caso se consideró el empleo de varias bombas idénticas, de modo que, al operar en forma simultánea, pudieran elevar el caudal máximo de diseño y que, por otra parte, esta estandarización significara una reducción en los costos de mantención y reparación.

6.2.1.2 Obras Menores.

Consideraciones Generales

Por ser obras tipo que se han estudiado globalmente, las obras recomendadas en cada caso son sólo alternativas de solución y pueden ser modificadas en el proyecto definitivo según el criterio del proyectista.

Cuando fue posible, los diseños se obtuvieron del "Manual de Diseño de Obras Tipo" - Dirección de Riego "Documento de Trabajo 1978" y del "Manual de Carreteras Volúmen 4 - Dirección de Vialidad" ambos del Ministerio de Obras Públicas.

Las obras consideradas se detallan a continuación:

a) Alcantarillas de Conducción

Se utilizaron en los cruces de caminos, los que se consideraron de cuatro tipos:

i) Camino Internacional de 20 m de ancho
ii) Camino Principal de 8 m de ancho
iii) Camino Secundario de 6 m de ancho
iv) Otros Caminos de 4 m de ancho.

Los tipos de estructura considerados son:

- Alcantarillado cajón de hormigón armado de sección variable entre 1 y 6 m2. Se designan con la letra C seguida de un número.

- Puente de losa de hormigón armado de un vano con luz de hasta 6.0 m y 3.5 m de altura. Se designan con la letra P seguida de un número.

La selección del tipo y dimensiones de la estructura en cada caso, se realizó considerando las características de la sección del canal y admitiendo una pendiente máxima de 5 por mil en las alcantarillas.

En el Album de Planos se muestran diseños esquemáticos de estas obras.

b) Alcantarillas de drenaje

Se usaron para permitir el drenaje de las quebradas cortadas por los canales y se consideraron los siguientes tipos:

i) Tubo de acero corrugado simple o doble con diámetro variable entre 800 y 1.850 mm. Se designan con las letras TC seguidas de un número.

ii) Cajón de hormigón armado de sección variable entre 1 y 6 m2. La pendiente de estas alcantarillas será la de las quebradas en que se ubiquen con un máximo de 5 por ciento.

El tipo de alcantarilla usado depende del caudal de avenida de la quebrada en cuestión. Para determinar este caudal se desarrolló la curva de la Figura 6.2 sobre la base de las normas vigentes de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas para el drenaje de caminos, la que permite obtener una buena estimación de la escorrentía para estos efectos. La superficie aportante de cada quebrada se obtuvo por medición directa sobre las cartas a escala 1:50.000 del Instituto Geográfico Militar. En el Album de Planos se presentan los diseños esquemáticos de estas obras y en el Cuadro 6.1 se indican las características principales de los distintos tipos de alcantarillas consideradas, tanto para alcantarillas de conducción como para las de drenaje de quebradas.

c) Compuertas de descarga

Conforme a las "Especificaciones Técnicas para Proyectos de Canales" de la Dirección de Riego del Ministerio de Obras Públicas deben ubicarse descargas parciales cada cinco kilómetros como mínimo.

Se ha diseñado una compuerta tipo cuyas dimensiones dependen de las características del canal y del caudal a evacuar, que se muestra en el Album de Planos.

d) Obras de distribución

Las obras de distribución consideradas son de dos tipos:

i) Marcos partidores: Se usan para la distribución de las aguas en los sectores que no funcionan sobre la base de turnos. Un plano tipo de esta obra se incluye en el Album de Planos.

CURVA DE RENDIMIENTO DE CRECIDAS EN QUEBRADAS

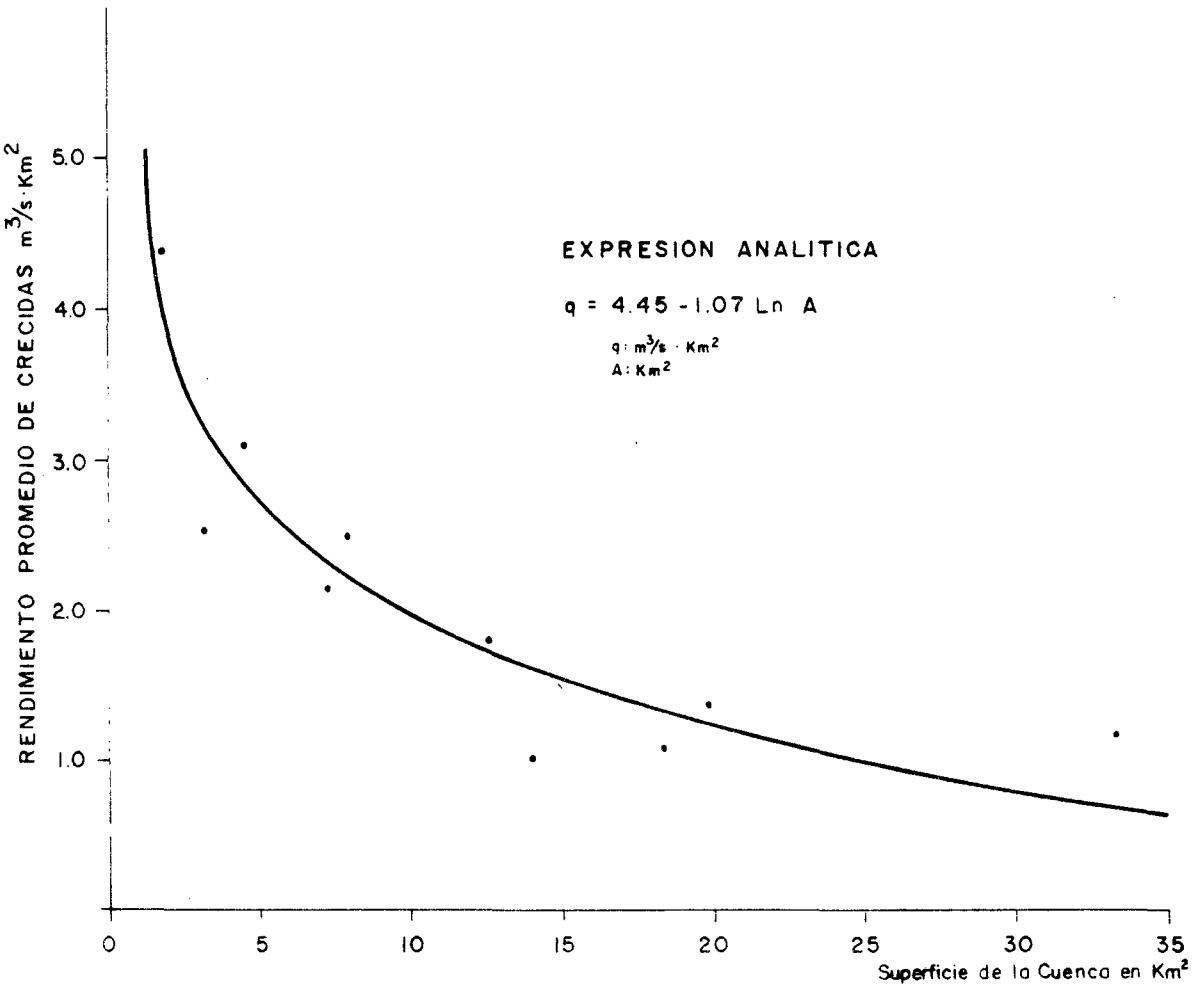


FIGURA 6.2

ii) Obras de distribución con compuertas: Se han considerado para las entregas desde los canales matrices y en aquellos sectores donde se utiliza el sistema de turnos. Planos tipos se incluyen en el Album de Planos.

CUADRO 6.1 Características Principales de las Alcantarillas Tipo.

TIPO	DIMENSIONES (m)			CAPACIDAD DE DISEÑO (m3/s)		
	Ancho	Alto	Diámetro	i=1°/oo	i=5°/oo	i=50°/oo
TC80	-	-	0.80	0.25	0.50	1.60
TC100	-	-	1.00	0.35	0.80	2.50
TC80D*	-	-	0.80	0.45	1.00	3.20
TC100D*	-	-	1.00	0.70	1.60	5.00
TC155	-	-	1.55	0.85	1.90	6.00
TC185	-	-	1.85	1.20	2.72	8.60
C1010	1.00	1.00	-	1.00	2.20	6.90
C1510	1.50	1.00	-	1.75	3.90	12.30
C1515	1.50	1.50	-	2.90	6.40	20.40
C1520	1.50	2.00	-	4.10	9.10	28.80
C2015	2.00	1.50	-	4.30	9.70	30.70
C2020	2.00	2.00	-	6.20	13.90	43.90
C2525	2.50	2.50	-	11.30	25.20	79.60
P6035	6.00	3.50	-	60.00	-	-

* Alcantarillas de dos tubos paralelos.

e) Embalses de regulación nocturna

Como una medida necesaria para obtener una buena eficiencia en las zonas de nuevo riego e incrementarla en las zonas actualmente regadas, se han considerado embalses de regulación nocturna.

En el valle de Putaendo y en las áreas de nuevo riego se han proyectado embalses de regulación nocturna de 36 horas. Estos embalses se diseñaron sin clarificador ya que, en algunos casos, las aguas provenían de pozos o embalses y eran por lo tanto claras; en otros, la solución de clarificador se descartó por ser su costo mayor que el que representa la extracción periódica de embanques.

Para el resto de los terrenos, actualmente regados, los embalses se proyectaron con clarificador, limitando su capacidad de regulación a 14 horas.

Se han estudiado los costos de los embalses para capacidades que varían desde 3.000 a 200.000 m^3, para uso particular de algunos y para un conjunto de varios propietarios en otros casos.

Para los embalses nocturnos sin clarificador se ha diseñado una estructura de torre de toma y rebalse con alcantarilla bajo el muro. Para los que se proyectan con clarificador se adopta el sistema de torre doble cuyos planos tipos se incluyen en el Album de Planos.

6.2.2 Puesta en Riego

6.2.2.1 Introduccion.

Entre los costos de implementación de los proyectos de nuevo riego se incluye la adecuación de los predios beneficiados a una agricultura de riego. Esta adecuación se conoce como "Puesta en Riego" e involucra distintas acciones previas a la iniciación de la explotación del riego a nivel predial. Entre éstas, cabe señalar:

a) Despeje del terreno de la vegetación natural
b) Adecuación de los suelos al regadío
c) Trazado de la red de canales y desagües intraprediales
d) Construcción de estructuras hidráulicas y obras de arte
e) Obras complementarias.

La participación relativa de cada una de estas prácticas en la composición de los costos del proyecto varía en las distintas situaciones que se presentan dentro del área del estudio.

Como se ha señalado en el Tomo IV, Capítulo 12, en el área del estudio se han identificado cuatro sectores donde se desarrollarían proyectos de nuevo riego:

a) Sector Quintero-Valle Alegre o extensión Mauco
b) Sector Catapilco, Quebradilla, Papudo
c) Sector Canal Canela o Lital
d) Sectores de Rinconadas con elevaciones mecánicas.

En conjunto, estos sectores incluyen 16.582 hectáreas netas regables, de las cuales 2.914 hectáreas corresponden a rinconadas en el valle de Aconcagua que se analizan en el punto 6.4.3 de este tomo y 13.668 hectáreas corresponden a los tres primeros sectores mencionados que se caracterizan por su formación de terrazas marinas remanentes, muy disectadas o irregulares; presentan suelos de topografía ondulada con fuertes pendientes que alcanzan hasta 8 por ciento. Sólo se encuentran superficies significativas de suelos planos en el Sector Catapilco, Quebradilla y Papudo. En general, en todos los sectores predominan los suelos poco profundos, de texturas medias a livianas, excepto en las áreas más planas donde se observan suelos de texturas pesadas y drenaje impedido.

6.2.2.2 Metodología de Análisis.

Como antecedentes básicos para determinar las necesidades de puesta en riego, se utilizaron los planos 1:10.000 de la Comisión Nacional de Riego, el estudio detallado de suelos y sus mapas interpretativos, complementados por fotointerpretación de los vuelos SAF 1977, mosaicos de propiedades IREN - S.I.I., actualizados a 1973 y el patrón de cultivos propuesto para estos sectores, que se expone en el Tomo IV de este informe.

a) Suelos

Dadas las limitaciones que presentan la mayoría de los suelos de estos sectores para la agricultura de riego,que se han reseñado en la parte pertinente del informe, se utilizó como unidades de trabajo la clasificación de suelos según Unidades de Manejo, que considera el tipo y magnitud de esas limitantes. (Tomo 2, Capítulo 4).

En el Cuadro 6.2 se presenta la distribución de suelos por Unidades de Manejo para las grandes áreas de nuevo riego del sector costero; en él se observa que aproximadamente el 83 por ciento de la superficie está formada por suelos de los grupos C, D y E, con fuertes limitaciones en cuanto a su uso potencial, en tanto que menos del 17 por ciento de los suelos se clasifica en las Unidades A y B que permiten una amplia gama de cultivos. Cabe señalar, sin embargo, que, debido a sus condiciones climáticas (Clima Litoral) la gran mayoría de estos terrenos están limitados para la producción frutícola.

CUADRO 6.2 Superficie Regable Neta por Sectores y Unidades de Manejo (hectáreas)

Sectores	Unidades de Manejo					
	A	B	C	D	E	Total
Quintero-Valle Alegre	393	412	1.355	208	1.775	4.143
Catapilco-Quebrad.-Papudo	397	1.011	4.258	31	1.984	7.681
Canela o Lital	8	46	899	-	891	1.844
Total Superficie Regable Neta	798	1.469	6.512	239	4.650	13.668
%	5.8	10.8	47.7	1.7	34.0	100.0

Debido a la escasa importancia relativa de los Grupos de Manejo A y D, se redujeron finalmente a tres grupos uniendo A con B y D con E.

Para cada una de estas superficies, se eligió una serie de suelos que fuese representativa del sector y unidad de manejo, con el objeto de analizar los sistemas de riego más adecuados a sus condiciones físicas y a su uso futuro. En el Cuadro 6.3, se indican las series consideradas representativas de cada Unidad de Manejo y Sector.

CUADRO 6.3 Suelos Representativos de Cada Unidad de Manejo en Sectores de Nuevo Riego.

Sector	Series de Suelos		
	A y B	C	D y E
Quintero-Valle Alegre	Mantagua	Tabolango	Chilicauquén
Catapilco-Quebrad.-Papudo	Hualcapo	Catapilco	Tabolango
Canela o Lital	Hijuelas	Tabolango	Tabolango

Con esta información, se obtuvo para cada sector de nuevo riego la caracterización de los suelos en cuanto a profundidad, textura, topografía, microrelieve y características de infiltración que forman la base para las recomendaciones sobre necesidades de emparejamiento e infraestructura de distribución de agua intrapredial.

b) Tamaños Prediales y Patrones de Cultivo

Otra información básica para diseñar la puesta en riego a nivel predial, es la forma y tamaño de los predios así como su uso futuro. Para cubrir esta información, se utilizó el mosaico de propiedades IREN - Servicio de Impuestos Internos 1973 y el patrón de cultivos futuro, señalado en el Tomo IV (Capítulo 12, Cuadro 12.11) de este informe. En el Cuadro 6.4 se presenta la superficie regable promedio de los predios beneficiados por el proyecto.

CUADRO 6.4 Superficies Regables Promedio de Predios en Areas de Nuevo Riego

Sector	Superficie Regable Promedio (ha)
Quintero-Valle Alegre	105
Catapilco	255
Papudo	647
Quebradilla	112
Canela o Lital	461

Como se observa en este cuadro, las superficies prediales medias de riego de los diferentes sectores son bastante importantes, de tal manera que es posible encontrar en un mismo predio diferentes situaciones en cuanto a configuración, pendientes, etc., por lo que se procedió a muestrear sectores representativos que abarcasen las diferentes situaciones.

Los patrones de cultivo, por otra parte, comprenden explotaciones principalmente de cereales y pastos en rotaciones a cinco años.

6.2.2.3 Conclusiones.

Sistematizada de esta forma la información básica, se procedió a cuantificar los requerimientos de los diferentes sectores para su explotación en agricultura de riego.

a) Eliminación de la vegetación natural

La cuantificación de la superficie que debe ser sometida a eliminación de la vegetación natural existente y la magnitud de ésta se estableció mediante fotointerpretación de numerosas muestras en los diferentes sectores y Unidades de Manejo de los suelos. De este análisis, se concluyó que, en gran proporción, este desmonte ya se ha realizado por haber sido estos suelos cultivados con anterioridad en siembras de secano. En esos

sectores sólo se detectaron densidades de árboles que no interferirán con la explotación futura de los suelos. La fracción de superficie que aún mantiene vegetación arbórea que es necesario eliminar, corresponde al 10 por ciento de los suelos de las Unidades D y E; esta tarea deberá hacerse con maquinaria de tipo Bulldozer para la que se calcula un rendimiento de 4 horas por hectárea.

b) Adecuación de los Suelos

La adecuación de suelos para regadío consiste básicamente en nivelaciones y emparejamiento. Las prácticas de emparejamiento de microrelieves, producidos por el uso defectuoso de la maquinaria agrícola, se consideran dentro de los costos de los cultivos mismos, sin afectar los costos de puesta en riego. Las nivelaciones, por el contrario, que deben ser un complemento para los métodos de riego que se desee implementar, deben considerarse como una inversión previa a la aplicación del agua a las áreas de nuevo riego. Para determinar las necesidades de nivelación, debe tomarse en cuenta las características físicas y topográficas de los suelos y los cultivos que en ellos se desarrollarán.

Los suelos de los sectores de nuevo riego presentan características bastante semejantes entre sí. Los grupos de suelos A y B, que en conjunto representan algo más del 16 por ciento del área, no necesitan de grandes inversiones en nivelación ya que, por definición, no presentan limitaciones para los cultivos y el regadío. En estos suelos, considerando el método de regadío por surcos rectos que para ellos se recomienda, sólo es necesario el emparejamiento con un movimiento de tierras de 250 a 350 m3/ha.

En condición similar se encuentran los suelos de la Unidad de Manejo C, que presentan drenaje impedido precisamente por su posición deprimida o por sus texturas pesadas típicas de un origen sedimentario en forma de topografías planas, para los cuales se estima un movimiento de tierra de 200 m3/ha. Por otra parte, los suelos agrupados en unidades de Manejo D y E, que en conjunto ocupan el 36 por ciento de las áreas de nuevo riego, deberían ser objeto de las nivelaciones estrictamente indispensables para asegurar una distribución uniforme del agua de riego. La poca profundidad de estos suelos no permite movimientos de tierras considerables y el objetivo de esta práctica será evitar quiebres en la topografía que impidan la aplicación uniforme del agua a través de métodos de riego por regueras en contorno. Se estima el movimiento de tierra entre 100 y 150 m3/ha.

En el Cuadro 6.5, se presenta un resumen de los métodos de riego recomendados para los diferentes grupos de suelos y tipos de cultivos.

CUADRO 6.5 Tipo de Cultivo y Métodos de Riego por Unidades de Manejo

Tipo de Cultivo	Unidades de Manejo		
	A y B	C	D y E
Chacras	Surcos rectos	-	-
Cereales	Reguera recta	Bordes rectos	Regueras contorno
Praderas	Regueras rectas	Bordes rectos	Regueras contorno

Para implementar estos sistemas de regadío, será necesario efectuar nivelaciones y emparejamiento del orden señalado en el Cuadro 6.6.

CUADRO 6.6 Movimiento de Tierras y Requerimientos de Maquinaria estimados para Puesta en Riego

Sectores	Unidad de Manejo	Volúmen Mov. Tierras m3/ha	Micro-nivelador horas/ha	Rastras horas/ha
Quintero-V. Alegre	A y B	350	9.1	1.5
	C	200	5.2	1.5
	D y E	100	2.6	1.5
Catapilco-Quebradilla-Papudo	A y B	300	7.8	1.5
	C	200	5.2	1.5
	D y E	150	3.9	1.5
Canela-Lital	A y B	250	6.5	1.5
	C	200	5.2	1.5
	D y E	150	3.9	1.5

Ponderando estos valores por la incidencia de cada grupo de suelos en los diferentes sectores, se obtienen los siguientes promedios para cada uno de ellos:

CUADRO 6.7 Promedio Ponderado de Uso de Maquinaria para Nivelación en Areas de Nuevo Riego

Sector	Superf. por U. de Man.	Unidades Manejo	% de cada unidad	Microniveladora		Rastras	
				hrs/ha	Prom. pond. hrs/ha	hrs/ha	Prom. pond. hrs/ha
Quintero-V.Alegre	805	A y B	19.4	9.1	1.77	1.5	0.29
	1.355	C	32.7	5.2	1.70	1.5	0.49
	1.983	D y E	47.9	2.6	1.25	1.5	0.72
Total Sector	4.143		100.0		4.72		1.50
Catapilco	1.408	A y B	18.3	7.8	1.43	1.5	0.27
Quebrad.	4.258	C	55.4	5.2	2.88	1.5	0.83
Papudo	2.015	D y E	26.3	3.9	1.03	1.5	0.40
Total Sector	7.681		100.0		5.34		1.50
Canela	54	A y B	2.9	6.5	0.19	1.5	0.04
Lital	899	C	48.8	5.2	2.54	1.5	0.73
	891	D y E	48.3	3.9	1.88	1.5	0.73
Total Sector	1.844		100.0		4.61		1.50

Las labores de emparejamiento pueden efectuarse con pasadas sucesivas de una niveladora agrícola articulada o de tipo flotante (tipo Eversman), cuya fuerza motriz será un tractor agrícola de 60 a 70 HP. El uso de este implemento involucra la necesidad de trabajar sobre un suelo previamente roturado y rastreado. La labor de rotura del suelo, que deberá efectuarse en época apropiada (fines de invierno), puede incluirse en los costos de los cultivos, debiendo cargarse por lo menos un rastraje a las faenas de puesta en riego.

Por otra parte, para este tipo de emparejamiento o nivelaciones de tercer orden, sólo es necesario el planteo en terreno de líneas matrices para guiar la máquina en el sentido en que se trazarán los surcos, regueras en contorno o rectas, lo que requiere un estudio previo del siguiente orden:

a)	Levantamiento topográfico	: 0.2 jornadas h/ha
b)	Cálculos oficina y planos	: 0.8 jornadas ingeniero/ha
c)	Estacado	: 0.4 jornadas h/ha
d)	Trazado de líneas matrices	: 0.12 jornadas h/ha
e)	Supervisión	: 0.4 jornadas ingeniero/ha

Estas labores de ingeniería previa se han costeado en el estudio dentro del margen de 10 por ciento considerado como costos de ingeniería en los proyectos específicos.

c) Construcción de la Red Intrapredial de Riego y Obras Complementarias

Se agrupan en esta sección todas aquellas obras necesarias para lograr un manejo apropiado de los predios en condiciones de agricultura de riego, tales como: construcción de la red de canales intraprediales que permitan llevar el agua al potrero y su correspondiente red de desagües para evacuar los excedentes o derrames. Esta red requiere de la construcción de pequeñas obras hidráulicas para el manejo del agua y la conservación de los cauces. Sólo se han considerado indispensables las obras de caída o saltillos y las compuertas de derivación.

Como obras complementarias, se incluyen los cercos que delimitarán los potreros, los caminos de acceso y los puentes necesarios para el cruce de canales y desagües.

Para cuantificar la necesidad de obras se recurrió, en vista de lo disectado del paisaje y de las formas irregulares de las terrazas en la mayor parte de la superficie de nuevo riego,a elegir, en las láminas a escala 1:10.000, áreas representativas de cada grupo de suelos y sectores, las que a su vez hubo que reagrupar en 2 grupos por diferencias topográficas, diferenciando el sector de Catapilco, Quebradilla y Papudo del resto.

En el Cuadro 6.8 se presentan las superficies medias de las muestras representativas de cada suelo y sector seleccionado.

CUADRO 6.8 Superficies de la Muestra según Unidad de Manejo y Sector (ha)

Sectores	Unidades de Manejo		
	A y B	C	D y E
Quintero - Valle Alegre y Canela o Lital	40	56	92
Catapilco-Quebradilla-Papudo	125	232	69

Las diferencias de superficie entre los paños muestreados obedecen exclusivamente a la necesidad de obtener áreas homogéneas de suelos y con las formas irregulares típicas. Sobre estas áreas seleccionadas se cuantificaron las necesidades de apotreramiento, red de regadío y accesos. Los resultados obtenidos se parametrizaron por hectárea servida como se muestra en el Cuadro 6.10 y como ya se ha mencionado, los tamaños prediales resultantes en los sectores de nuevo riego difieren grandemente entre sí, de manera que, para efectos de apotreramiento, los sectores se han reagrupado en función de su tamaño como se muestra en el Cuadro 6.9 siguiente.

CUADRO 6.9 Tamaño Máximo de Apotreramiento en los Sectores de Nuevo Riego

Sector	Sup. promedio de riego (ha)	Tamaño máximo potrero (ha)	Longitud de cercos (m/ha)
Quintero-V. Alegre	105	20	20
Catapilco	255	50	5
Quebradilla	112	20	20
Papudo	647	50	5
Canela o Lital	461	50	5

CUADRO 6.10 Requerimientos Medios para la Red de Canales y Obras Complementarias. Unidades por hectárea.

Item	Unidad	Quintero-V.Alegre			Quebradilla			Papudo-Catapilco			Canela-Lital		
		A y B	C	D y E	A y B	C	D y E	A y B	C	D y E	A y B	C	D y E
Canales (100 l/seg)	m.l.	48	37	55	33	43	41	33	43	41	48	37	55
Desagües (40 l/seg)	m.l.	38	40	54	44	46	48	44	46	48	38	40	54
Compuertas derivación	unid.	0.05	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
Estructuras de caída	unid.	-	-	1.10	-	0.25	1.40	-	0.25	1.40	-	-	1.10
Caminos	m.l.	23	24	24	33	32	29	33	32	29	23	24	24
Cercos	m.l.	20	20	20	20	20	20	5	5	5	5	5	5
Puentes	unid.	0.08	0.14	0.12	0.15	0.12	0.10	0.15	0.12	0.10	0.08	0.14	0.12

6.2.3 Operación y Mantención de los Sistemas

Se describen a continuación los criterios adoptados para estimar los costos anuales de mantención y operación de los sistemas de riego propuestos.

Dada la imposibilidad de efectuar cálculos precisos de los gastos que originan la operación y mantención de estos sistemas, hubo que remitirse a la experiencia de los organismos administrativos y de los ingenieros especialistas en la materia.

Para la adecuada aplicación de las estimaciones realizadas, se dividió el análisis en las siguientes partidas:

- Operación de Sistemas de Canales de riego y embalses de regulación nocturna.
- Operación de canales de trasvase propuestos en el proyecto.
- Operación del Embalse Los Angeles.
- Operación de pozos y estaciones de bombeo.

Estos puntos se analizan a continuación.

6.2.3.1 Costos de Operación y Mantención de Sistemas de Canales de Riego y Embalses de Regulación Nocturna.

Para la estimación de estos costos, se recurrió a los datos publicados por Asociaciones de Canalistas que controlan un gran número de canales dominando extensas superficies. Entre ellas, cabe destacar a la Cooperativa de Riego del Maule y la Sociedad Canal de Maipo, además de varias asociaciones menores de canales individuales a las que se solicitó antecedentes. Con estos antecedentes se estimó un costo promedio anual que incluye tanto la mantención de los sistemas como la operación correspondiente y que alcanza a 15 dólares por hectárea.

6.2.3.2 Costos de Operación y Mantención de los Canales de Trasvase Propuestos.

Es necesario distinguir los canales de trasvase de los canales propuestos que pasarán a formar parte del sistema de riego, ya que se considera que el costo de mantención y operación de estos últimos está incluído en el costo por hectárea descrito en el punto 6.2.3.1, en cambio, cuando los canales de trasvase no riegan en forma directa ninguna superficie, debe considerarse el costo de su operación y mantención en forma separada.

Se estimó el costo anual de operación y mantención de los canales de trasvase en 1.000 dólares por kilómetro para canales con capacidad hasta 10 m3/s y en 1.500 dólares por kilómetro para canales con capacidad entre 10 y 20 m3/s.

6.2.3.3 Costos de Operación y Mantención del Embalse Los Angeles.

Los costos anuales de operación y mantención del Embalse Los Angeles fueron entregados por la Dirección de Riego, para cada una de las capacidades estudiadas por G. Noguera, como un porcentaje del costo de inversión, excluídos los costos de ingeniería. Estos porcentajes se muestran en el Cuadro 6.11 y para otras capacidades se interpoló linealmente entre estos porcentajes.

CUADRO 6.11 Costos Anuales de Operación y Mantención Embalse Los Angeles (Porcentaje sobre costos de inversión)

Capacidad Mm3	70	120	200	300	700
Costo Anual (%) 1/	0.30	0.28	0.25	0.20	0.12

1/ : Porcentaje sobre costos de inversión excluídos los costos de ingeniería.

6.2.3.4 Costo de Operación, Mantención y Reposición de Pozos y Estaciones de Bombeo.

En el caso de los pozos y estaciones de bombeo, debe hacerse una distinción entre los costos de mantención y los costos de operación y reposición de los equipos.

Dado que las demandas a los equipos de bombeo propuestos son conocidas, es fácil calcular en cada caso el costo anual de la energía necesaria para suplir esas demandas, costo que se ha llamado de operación. En igual forma, conociendo la capacidad, la vida útil y las demandas que tiene el equipo, es posible determinar el número de reemplazos que se requerirán en el período considerado. El valor de estos reemplazos periódicos, expresado como una anualidad constante al 12 por ciento de interés anual, se ha llamado costo de reposición.

La parte más incierta, en este caso, es el costo anual de mantención de los equipos e instalaciones. Para estimarlo, se ha recurrido a la experiencia de la Corporación de Fomento y de especialistas en diseño y construcción de pozos, llegando a establecer el costo anual de mantención como un 2 por ciento del costo de los equipos.

6.2.4 Mejoramiento de la Infraestructura de Riego

El mejoramiento de la infraestructura de riego en el área del estudio se ha planteado en dos etapas. La primera comprende las obras indispensables para la correcta operación de los sistemas de riego, tanto existentes como propuestos. Estas obras deben ejecutarse como parte de las obras mayores para los proyectos que se recomiendan o en forma independiente cuando constituyen proyectos únicos. La segunda, comprende las obras tendientes a garantizar la conservación de los sistemas en buenas condiciones. Esta etapa debe ser realizada como un plan anual de mejoramientos.

6.2.4.1 Obras de Mejoramiento a Corto Plazo.

Las obras que es necesario ejecutar a corto plazo en cada uno de los valles del estudio son las siguientes:

En el valle de Aconcagua se requiere efectuar reparaciones en los canales Mauco y Waddington para restituir parcial o totalmente su capacidad original. Estos proyectos se describen en las letras a) y b) siguientes.

En el valle del Putaendo se requiere efectuar mejoras en los sistemas de distribución que permitan adecuar la infraestructura de riego al esquema propuesto en la Sección 6.3.2. Estas mejoras se describen en la letra c) siguiente.

En el valle de Petorca se recomienda el mejoramiento de los sistemas de distribución según se describe en la letra d) siguiente, debido a que se han detectado eficiencias de riego a nivel predial del orden de 40 por ciento. Se estima que con el mejoramiento recomendado se alcanzará una eficiencia de riego de 50 por ciento o superior.

En el valle de Ligua, se han detectado eficiencias de riego a nivel predial del orden de 50 por ciento en la situación actual, por lo que no se recomienda la inversión en mejoramientos de la infraestructura existente.

En la letra e) siguiente se describen las necesidades de embalses de regulación nocturna y las modalidades de solución para todos los sectores del proyecto.

a) Mejoramiento del Canal Mauco Actual

El canal Mauco tiene su bocatoma en la ribera norte del río Aconcagua frente a la localidad de La Cruz y el caudal de diseño en bocatoma era de 5.0 m3/s y una longitud de 80 km. Con esta capacidad el canal podía regar algunos terrenos en la parte alta de la ribera norte del Aconcagua, en el sector de Colmo, parte de la terraza costera al norte del río Aconcagua y trasvasar 1.6 m3/s hacia el valle de Quintero.

En la actualidad, debido a la incertidumbre de su derecho eventual, no se ha realizado una mantención adecuada y por lo tanto, la capacidad del canal se ha ido reduciendo considerablemente en algunos sectores y sólo es capaz de captar 1 m3/s en bocatoma, trasvasando a Quintero alrededor de 200 l/s. Esta situación se ve agravada por el hecho de que desde el km 70, el canal se encuentra en total desuso, encontrándose tramos de canal abandonados y otros prácticamente borrados. Los tramos fuera de uso representan aproximadamente el 25 por ciento de la longitud total del canal.

Teniendo en cuenta esta situación y estimando que la demanda real máxima de la zona de riego actualmente dominada por el canal alcanzaría a 2 m3/s. de los cuales 1.25 deben llegar a Quintero, se ha efectuado un proyecto de reparación general del canal. Esta reparación se realizará en los 63 km de canal matriz y en los 20 km del canal derivado. La reparación considera remoción de embanques consolidados en todo el canal reparación de la mesa, incluyendo el revestimiento de algunos tramos y reparaciones generales menores en las obras de arte que, en general, se encuentran en relativo buen estado. El costo de este mejoramiento a precios financieros asciende a US$ 426.500. Un detalle del presupuesto se acompaña en el Anexo A.

b) Mejoramiento del Canal Waddington

El canal Waddington, cuya bocatoma se encuentra en la ribera sur del río Aconcagua a 3 km de la ciudad de La Calera, fue diseñado para una capacidad de 3.5 m3/s Esta capacidad le permitía regar terrenos en el sector de Quillota con saques sin derecho y trasvasar agua hacia el valle de Limache.

En la actualidad, su capacidad es de 2.2 m3/s y no alcanza para abastecer la zona que domina y esto se ve agravado por los innumerables saques clandestinos existentes a lo largo de su recorrido.

Se ha estudiado un proyecto de reparación general del canal que incluye remoción de embanques consolidados, reparación de la mesa y reparación de obras menores cuyo costo es de US$ 475.400. El detalle de este presupuesto se presenta en el Anexo A.

c) Mejoramiento de la infraestructura del valle de Putaendo

El mejoramiento de la infraestructura de riego propuesto para el valle de Putaendo consiste en un plan de construcción de obras de distribución que contempla marcos partidores en los canales para caudales pasantes de hasta 75 l/s y cajas de derivación para caudales menores,determinados en función de las superficies de los predios. Para mejorar la distribución a nivel predial se propone la construcción de cajas de derivación, estimando, para efectos de costo, un promedio de una caja de derivación por predio. El presupuesto detallado de estas obras se incluye en el Anexo A de este tomo y asciende a US$ 174.000.

d) Mejoramiento de la Infraestructura del valle del Petorca

Se recomienda construir marcos partidores y cajas de derivación en los canales de los sectores 25, 26, 27, 29 y 30 calculando los costos con los criterios señalados en el punto anterior. El presupuesto se detalle en el Anexo A y su monto total asciende a US$ 59.050.

e) Embalses de Noche

En el área del proyecto existen numerosos embalses de noche, destinados a aumentar el aprovechamiento de los caudales disponibles, evitando el riego nocturno que normalmente es de baja eficiencia. La utilización de estas obras a nivel de sector es altamente ventajosa en perfodos de escasez puesto que se requiere de una menor cantidad de recursos y facilita las labores de riego al disponerse de mayores caudales que se manejan con más eficiencia durante el dfa.

A nivel de valle, con los caudales actualmente disponibles, estas ventajas no resultan tan evidentes por cuanto los caudales de un sector, no almacenados durante la noche, se utilizan parcialmente en otros sectores ubicados aguas abajo. Si los sectores localizados en las cabeceras construyen embalses resultan altamente beneficiados, en perjuicio de los de aguas abajo;pero, en el conjunto del valle, no aparecen beneficios adicionales.

En los proyectos se ha contemplado suplir las necesidades de cada sector en particular, considerando tasas de riego que implican la existencia de regulación nocturna, parcial o total,suficiente para evitar el riego nocturno y alcanzar la eficiencia estimada. Si, uno o más de estos sectores, no efectúan esa regulación, tendrían déficit de riego por pérdida de parte del caudal durante la noche, produciendo sobrantes en los sectores bajos y, que en último término, llegan al mar. Es, por lo tanto, necesaria la construcción de estas obras como parte del proyecto que asegure los caudales requeridos.

Para establecer el volumen de regulación más adecuado, se consideraron aspectos tales como la localización y la seguridad de riego, clasificándose los sectores en tres grupos. El primero constituído por aquellos sectores en que se recomienda proveer de regulación total. El segundo grupo está formado por los sectores en los cuales es conveniente aumentar el aprovechamiento pero sin llegar a la regulación total y finalmente los del tercer grupo para los cuales no se recomiendan nuevas obras, ya sea porque disponen de suficientes embalses o porque no sufren escasez.

Se consideró indispensable proveer de regulación total a las áreas de nuevo riego por la menor demanda de agua que ello significa. En este caso, los embalses de noche son parte de las obras necesarias para la puesta en riego y la determinación del volumen total requerido se hizo tomando en cuenta la utilización de los embalses de temporada existentes en las distintas áreas.

En los embalses de noche alimentados por aguas supuestamente claras, por provenir de pozos o embalses de temporada, no se consideró la construcción de obras de decantación previa. Para el caso en que se supone que el volumen de sedimentos sería importante, se consideró la construcción de embalses provistos de clarificador, siempre que esta solución fuera de menor costo que aumentar la capacidad del embalse, para proveer un volúmen muerto para acumulación de sedimentos.

Con la excepción del valle de Putaendo, para el cual se proyectaron en más detalle estas obras (Ver Capítulo 6, Sección 6.3.2), los embalses propuestos no han sido ubicados en los planos y la determinación de sus costos se ha hecho de acuerdo con una curva de costos versus capacidad, obtenida a partir del diseño de embalses tipo. El número y capacidad de ellos por sector, se determinó de acuerdo con el volúmen total necesario y consideraciones acerca de la topografía y los tamaños prediales. Esto es admisible dado que el fin último de tales presupuestos, que se acompañan en el Anexo A, es tener una estimación razonable de la inversión necesaria ya que el dimensionamiento de las obras tendrá lugar en una etapa posterior y será el resultado de proyectos definitivos que dependerán de los acuerdos o combinaciones a que se llegue con los actuales regantes. En el Cuadro 6.12 se presenta un resumen con el número, tamaño, volúmen total y características de los embalses considerados para cada uno de los sectores del área del proyecto.

En todos los casos se ha creído conveniente utilizar un criterio conservador cual es considerar la construcción de nuevas obras aún cuando el volúmen de regulación existente lo haga innecesario si los embalses son utilizados por varios usuarios además del propietario. Esta última situación no se estima muy probable pero tampoco imposible y requiere de la acción de los organismos que agrupan a los regantes.

Sólo en el caso del sector 10 se consideró otra alternativa de regulación nocturna cual es la de utilizar con este propósito los embalses de temporada existentes en el valle de Melón. Esta posibilidad fue descartada por el mayor costo que implican las obras necesarias para su implementación, en especial el ensanche del canal Melón, con respecto a la construcción de un cierto número de embalses de noche de pequeña capacidad.

CUADRO 6.12 Embalses de Noche. Necesidad de Regulación por Sectores Capacidad y Características Estimadas.

Sector	Nº de Embalses	Capac. Unitaria m3	Volúmen Total m3	Característica
1 y 2	33	20.000	660.000	CC 1
3 y 4	1	75.000		
	1	77.000		
	1	97.500		
	1	163.000	412.500	SC 1
5	-	-	-	3
6	-	-	-	3
7	-	-	-	3
8	-	-	-	3
9	-	-	-	3
10	5	20.000	100.000	CC 2
11	4	15.000	60.000	CC 2
12	1	8.000	8.000	CC 2
13	5	11.000	55.000	CC 2
14	3	11.000	33.000	CC 1
15	9	11.000	99.000	CC 2
16	11	15.000	165.000	CC 2
17 A	6	14.000	84.000	CC 1
17 N	4	15.000		1
	5	20.000		
	4	25.000		
	2	30.000	320.000	CC 1
18	-	-	-	4
19	1	13.000	13.000	CC 1
20	1	7.000		
	1	8.000	15.000	CC 1
21	-	-	-	4
22	-	-	-	4
23 A	-	-	-	4
23 N	-	-	-	4
24 A	-	-	-	4
24 N	1	26.000		
	2	32.500		
	1	45.500		
	1	52.000		
	1	207.000	395.500	SC 1
25	6	7.000	42.000	CC 1
26	-	-	-	3
27	2	7.000	14.000	CC 2
28	4	8.000	32.000	CC 2
29	1	6.000	6.000	CC 2
30 A	2	5.000		
	7	7.000		
	2	12.000	83.000	CC 2
30 N	1	15.000		
	1	20.000		
	1	30.000		
	2	40.000	145.000	SC 1

Notas:
A Area Actual — CC Con Clarificador
N Area Nueva — SC Sin Clarificador
1 Se proyecta regulación total — 2 Se proyecta regulación parcial
3 No se proyectan embalses — 4 Dispone de regulación total

6.2.4.2 Plan Anual de Mejoramiento.

Se recomienda establecer un programa de largo plazo de mejoramiento de la red de canales que contemple el revestimiento progresivo de los canales, a un ritmo del orden del 4 por ciento de su longitud por año, y una adecuada mantención de las obras de arte. Este programa permitiría no sólo alcanzar los niveles de eficiencia que se han supuesto, sino que probablemente, sobrepasarlos, debido a la disminución de las pérdidas por efecto del revestimiento.

El costo anual por hectárea promedio que involucra el plan de revestimiento, se estimó teniendo en cuenta las longitudes de los canales y sus respectivas capacidades, y considerando el revestimiento de un talud del canal. Este costo ascendería a 5.0 US$/Ha-año, incluyendo ingeniería e imprevistos.

El costo anual por hectárea promedio por mantención y reparación de las obras de arte se estimó como un 4 por ciento del costo de reposición. Para la estimación se consideró el costo de las obras de arte en canales, en puesta en riego y embalses nocturnos y se analizó, como área piloto, para las áreas de nuevo riego de Canela, Catapilco. Quebradilla, Papudo y Petorca Sector 30 con un total de 9.525 hectáreas y un costo de reposición, incluyendo ingeniería e imprevistos, de US$ 1.385.000 lo que significa un costo anual por hectárea de US$ 5.80.

De lo anterior se concluye que los costos que este plan involucra, quedan cubiertos con el costo anual de operación y mantención de la red de canales, estimado en 15 US$/ha-año, quedando un remanente para las labores de limpieza que deben ser decrecientes a medida que el programa de mejoramiento se implementa.

6.2.5 Explotación de Acuíferos

6.2.5.1 Generalidades y Alcances.

En este punto se intenta dejar establecidas las bases teóricas en que se han sustentado las explotaciones de agua subterránea que se encuentran involucradas en los proyectos seleccionados.

Quedan incluídas, por lo tanto, las explotaciones que comprometen los embalses subterráneos de los sectores hidrogeológicos Los Andes-San Felipe (la. sección del valle de Aconcagua) y zona baja del valle del río Putaendo.

Los sectores restantes que presentan algún atractivo en este aspecto, se tratan en capítulos aparte. Es así como, en el Tomo II "Recursos Físicos" se incluye la descripción de los procedimientos desarrollados para estudiar diversas alternativas de empleo de agua subterránea que han sido desestimadas por su elevado costo comparativo, por sus efectos desfavorables desde el punto de vista de aprovechamiento agrícola o porque no constituyen de por sí, un proyecto específico. Este es el caso de alternativas tales como una galería de captación ubicada aguas abajo de San Felipe, campo de sondajes en el área comprendida entre San Felipe y Catemu (2a. sección) y explotación de agua subterránea mediante sondajes en el sector Romeral-Tabolango (3a. sección).

Se distinguen sólo dos casos especiales que se tratan en los puntos 6.4.7 y 6.4.8. El primero, explotación de agua subterránea en el valle de Llay-Llay, debido a que constituye un proyecto de aprovechamiento y saneamiento del área desarrollado con la finalidad de suplementar las actuales disponibilidades de agua potable para el complejo Valparaíso-Viña del Mar y, el segundo, recarga artificial, debido a su vinculación directa con los proyectos de explotación planteados en el sector Los Andes-San Felipe.

Por el hecho de que los recursos subterráneos forman parte del total de disponibilidades del valle, el aprovechamiento que se haga de ellos en forma masiva en un área, llevará consigo en algún tiempo, una disminución de los recursos que se encuentran presentes en forma superficial en los sectores inferiores del valle. Desde este punto de vista, es importante tener presente que una parte significativa de las aguas con que cuenta el valle del río Aconcagua para su regadío, y especialmente desde mediados del período de riego (a partir del mes de Enero), tienen su respaldo en recuperaciones de agua subterránea que se manifiestan en la segunda sección.

Este fenómeno se origina por la gran inercia que introducen los embalses subterráneos ubicados en los sectores Los Andes-San Felipe y valle del río Putaendo. De esta forma, las grandes variaciones mensuales de las recargas son absorbidas por el sistema subterráneo básicamente a través de variaciones del volumen embalsado por cuanto su descarga natural experimenta variaciones mensuales muy atenuadas.

Esta regulación natural que se aprovecha actualmente en el período de riego y sobretodo en años de sequía, es modificada por una explotación artificial cualquiera sea su monto y ubicación, debido a la alteración que introduce en los gradientes con que escurre el agua subterránea. Es necesario entonces, determinar dicha influencia de modo de minimizar su efecto en forma simultánea con el período de déficit.

Otro aspecto de importancia lo constituyen los montos anuales comprometidos en la explotación ya que ellos deben ser compatibles con las posibilidades de aprovechamiento del embalse subterráneo. En el largo plazo, esto significa un cambio del comportamiento del embalse subterráneo respecto de su funcionamiento natural tendiendo, en condiciones medias, a descargar un flujo subterráneo inferior en el mismo monto que la explotación media llevada a cabo. En el corto plazo, vale decir, para el período en que la explotación se efectúa, resulta indispensable analizar tanto el drenaje adicional que se induce en el embalse subterráneo como su efecto sobre su descarga natural.

El estudio en el corto plazo es el que determina la geometría y localización del campo de sondajes e incluso, puede llegar a decidir su factibilidad física aún cuando la explotación media signifique una alteración leve del acuífero comparado con su potencial a largo plazo.

Tal es el caso de los déficits totales de regadío del valle del río Aconcagua (sectores de riego 5 al 17) cuyo promedio en el período 1942/1976 alcanza aproximadamente a 1 m3/s. Tanto este valor medio como la ocurrencia de los déficit en sólo 17 años, representaría una ventaja desde el punto de vista hidrogeológico por cuanto de plantearse una explotación de este monto, la influencia sobre el comportamiento natural del embalse subterráneo sería de poca incidencia. Junto con ello, los años de inactividad favorecerían una tendencia a restituir las características naturales de saturación del acuífero que ha sido sometido a este drenaje adicional producto del bombeo.

Sin embargo, las secuencias mensuales de los caudales de déficits significan, en algunos casos, el planteamiento de demandas de extracción que no pueden ser satisfechas en su totalidad por el embalse subterráneo. Esta condición en el corto plazo, es la que ha determinado la necesidad y conveniencia de acotar los caudales mensuales de bombeo y así, los volúmenes anuales explotados, teniendo en cuenta además las consecuencias que esto significa en lo que a evaluaciones económicas se refiere.

Algo similar ocurre en el valle del río Putaendo aún cuando, además, se han tenido en consideración algunas restricciones adicionales debido a la carencia de información en la parte alta del valle (aguas arriba de Putaendo).

Como cosa general, es interesante recalcar la significación que tiene el contexto histórico en el cual se analiza el Proyecto sobre la magnitud y el diseño de las alternativas de aprovechamiento de los recursos subterráneos. Si como norma de diseño se adoptara la satisfacción de los déficit para la situación futura en un año hidrológico de probabilidad 85 por ciento, las demandas de explotación en el valle del Aconcagua (sectores 5 al 17) podrían ser abastecidas completamente desde el embalse subterráneo emplazado entre Los Andes y San Felipe ya que el monto anual de déficit asciende a aproximadamente 78 millones de m3 con una secuencia de bombeo que requeriría de una capacidad instalada comprendida entre 10 y 13 m3/s.

Sin embargo, el período hidrológico 1967/1971 involucra no sólo mayores montos anuales de explotación sino una demanda sostenida durante cinco temporadas de riego consecutivas la mayoría de las cuales se enmarcan dentro de años hidrológicos de probabilidad de excedencia igual o superior al 85 por ciento. De ello se desprende entonces, las grandes limitaciones de diseño que implica la satisfacción de los déficit determinados en ese período histórico los cuales, en todo caso, resultan imposibles de ser suplidos en su totalidad ya que la capacidad instalada ascendería a casi 30 m3/s.

Las alternativas de aprovechamiento propuestas, se estudian bajo la hipótesis de ser los únicos mecanismos de alteración que se superponen al funcionamiento natural de los embalses subterráneos. De esta forma, la explotación pasa a constituir, casi en su totalidad, un drenaje adicional a las variaciones de volumen naturales del acuífero ya que, deliberadamente, se ha tratado de prolongar su influencia sobre la descarga natural con la finalidad de desfasarla respecto a la ocurrencia de los déficits.

Se presenta entonces como procedimiento beneficioso influir indirectamente sobre el monto de este volúmen de regulación natural incrementando su potencial mediante la recarga artificial de excedentes superficiales que actualmente o en el futuro no sean utilizados en el valle.

Este segundo mecanismo de alteración, al permitir un incremento de los ingresos al sistema subterráneo aumenta también su volúmen saturado ya que, en forma similar al bombeo, la inercia que impone el embalse, trae como consecuencia que de este monto adicional de agua que ingresa,

la mayor proporción sea retenida por el acuífero y su efecto sobre la descarga sea de poca magnitud y prolongado en el tiempo. Lógicamente, la participación de ambos efectos depende fundamentalmente de la ubicación de esta recarga tal como se analiza en el punto 6.4.8.

Teniendo en cuenta las restricciones asociadas al período histórico de análisis y la posibilidad de esta recarga artificial se desprende el alto grado de seguridad involucrado en el diseño de las obras y la conveniencia de establecer un manejo dirigido por personal técnico altamente especializado durante su explotación. A través de ello, será posible ajustar una planificación de bombeo a las demandas de regadío y a las condiciones que en ese instante presente el embalse subterráneo.

6.2.5.2 Explotación del embalse subterráneo ubicado en el sector hidrogeológico Los Andes-San Felipe.

a) Bases generales y método de trabajo

El estudio de las posibilidades de aprovechamiento de este embalse subterráneo se ha desarrollado eligiendo como período de análisis el lapso 1967/1972 y teniendo como objetivo la satisfacción de los déficit de riego determinados a través del modelo de simulación del sistema para el valle de Aconcagua.

Por tratarse de un fenómeno dinámico, las explotaciones fueron simuladas mediante el modelo hidrogeológico implementado para este sector. De esta manera, se determinó la influencia que los diferentes bombeos inducen sobre los niveles del embalse subterráneo y el efecto que provocan sobre su descarga natural.

El primer aspecto, de vital importancia en la determinación de la factibilidad física del proyecto, muestra los montos regionales de descenso de los niveles respecto de los que se manifiestan sin explotación artificial. Superpuestos a ellos, se consideran las interferencias mutuas provocadas por el bombeo simultáneo de los sondajes y las depresiones propias de cada uno de ellos para el caudal individual que aporta dentro de la batería. Así, se llega a los niveles dinámicos esperados en las captaciones durante el período de operación previsto.

El segundo aspecto, permite obtener una función simple que relaciona los montos explotados con la magnitud de disminución del flujo subterráneo saliente a lo largo del tiempo. Esta función, incorporada al modelo de simulación del sistema, hace posible analizar el comporta - miento del sistema hidrológico considerando la alteración que introduce una explotación artificial intensiva.

Las series de bombeo que finalmente se adoptan para cada proyecto de aprovechamiento de agua subterránea, corresponden al resultado de un proceso de aproximaciones sucesivas. Partiendo de los déficit calculados para el valle en funcionamiento natural, se definieron series de bombeo asociadas a campos de sondajes de determinadas geometrías. Las funciones que consideran el efecto del bombeo de cada una de ellas fueron incorporadas al modelo de simulación del sistema con la finalidad de modificar los caudales bombeados en las magnitudes en que se disminuyen los recursos de aguas abajo. De esta forma, las series definitivas quedan fijadas ya sea a través de un caudal de explotación máximo (restricciones del acuífero) o por los montos de los déficit incluído los efectos del bombeo.

b) Características de los sondajes

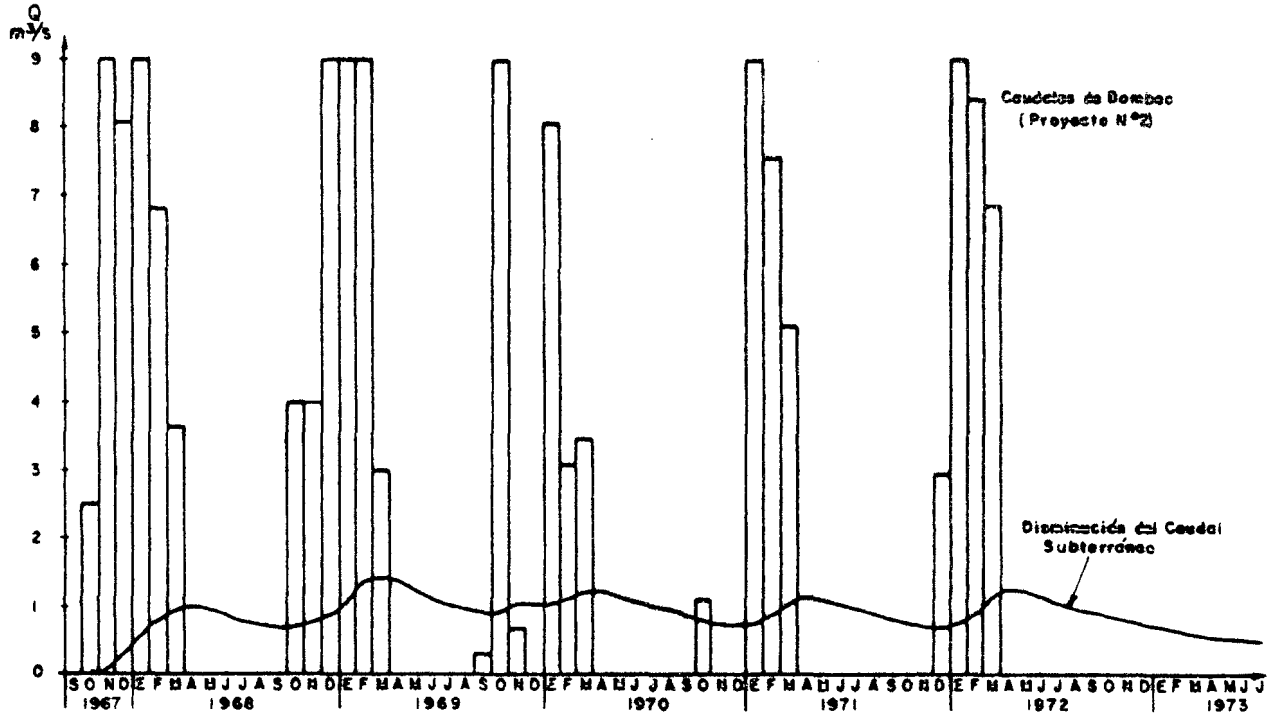
Consideradas como captaciones individuales, se tiene los antecedentes de diversos sondajes existentes en el área. De ellos es posible concluir que, en general, si bien los niveles estáticos se profundizan gradualmente de poniente a oriente, sus curvas de agotamiento no presentan grandes variaciones debidas a esta causa excepto desde aproximadamente la localidad de San Rafael hacia la ciudad de Los Andes.

Esta característica puede apreciarse de la Figura 6.3 en la cual se ha dibujado todas las curvas de agotamiento de los sondajes existentes. Las que se identifican como A1, C1 y C8 corresponden a pozos situados en el área citada.

Aún cuando el rango de variación del nivel estático de las restantes curvas va desde los 36 m hasta 68,5 m no se detecta influencia de la profundidad de éste sobre el rendimiento de los sondajes. Las diferencias son atribuíbles solamente a los cambios areales de permeabilidad que presenta el acuífero dentro del sector Los Andes-San Felipe y las diferencias en la eficiencia de los sondajes como consecuencia del proceso constructivo.

SECTOR LOS ANDES - SAN FELIPE

EFECTO DE LA EXPLOTACION SOBRE EL CAUDAL SUBTERRANEO SALIENTE



CURVAS DE AGOTAMIENTO DE SONDAJES

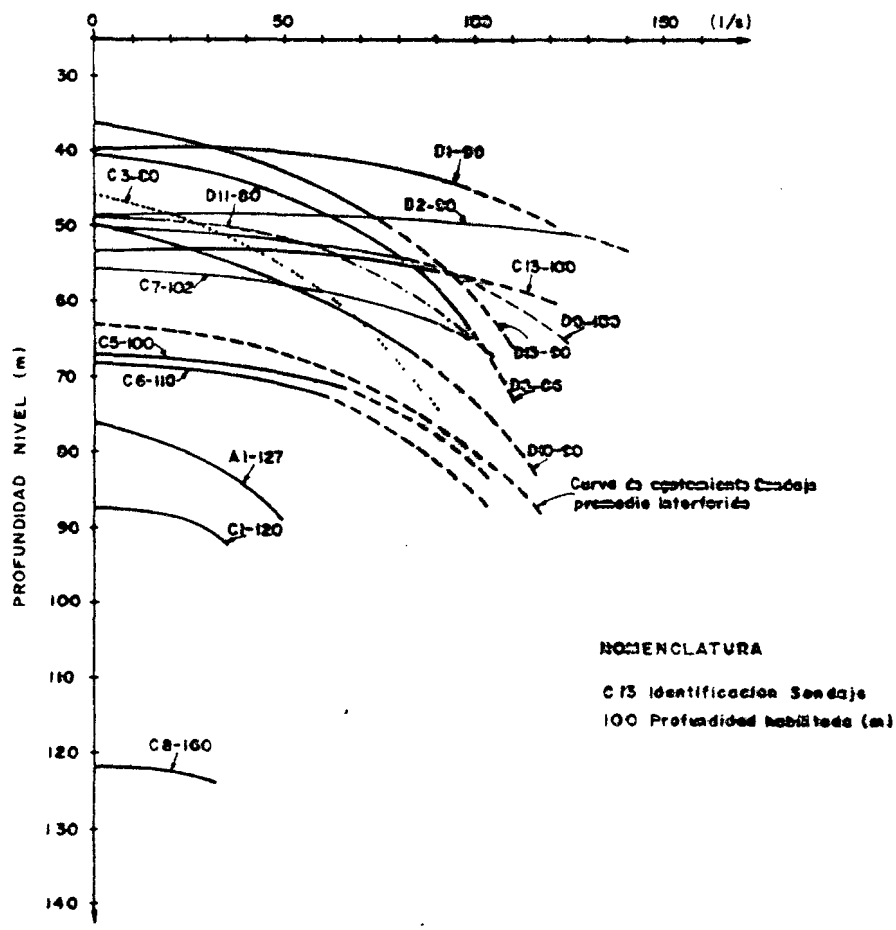


FIGURA 6.3

De lo anterior, se puede deducir que la permeabilidad de los sedimentos no tienen grandes variaciones en profundidad de tal manera que, un drenaje de su zona superior, no modificará sustancialmente la forma de la curva de agotamiento ya que la disminución del gasto específico que se observa con el aumento de la descarga, es originado casi exclusivamente por la expansión de la zona de turbulencia alrededor del pozo y por el incremento de las pérdidas de carga en la rejilla de captación. La influencia de este drenaje tendrá importancia solamente cuando comprometa gran parte del espesor saturado. Basándose en el comportamiento de los pozos C-5 y C-6 que son los que fueron ensayados con los niveles estáticos más profundos (67 m y 68,5 m respectivamente) se ha fijado como espesor saturado mínimo adecuado para satisfacer requerimientos del caudal comprendidos entre 70 l/s y 100 l/s un monto de 40 m a 50 m. Con este valor y la potencia del acuífero reconocida en el área, se desprende que la profundidad máxima del nivel estático que asegure la obtención de los caudales citados, debe encontrarse en torno a 65 m y en ningún caso sobrepasar los 70 m.

Esta profundidad máxima de drenaje fija indirectamente el volúmen máximo de explotación del embalse subterráneo a través de una restricción impuesta en las captaciones individuales que se localizan en la parte más desfavorable del campo de sondajes.

Con la finalidad de simplificar el análisis de las alternativas de explotación y las evaluaciones de costo de las obras involucradas, se adoptó un pozo promedio de 120 m de profundidad, nivel estático ubicado a 63 m y caudal máximo de 100 l/s con un nivel deprimido de 80 m (depresión propia de 15 m y 2 m de interferencias en promedio). Esta curva de agotamiento corresponde a la de un pozo representativo de las características generales del área (Ver Figura 6.3) bajo condiciones de explotación masiva y durante el período de máximo drenaje del acuífero, vale decir, en el lapso 1970/1971 según se analiza más adelante.

Lógicamente debido a las variaciones naturales del volúmen del embalse y a las inducidas por el bombeo, el nivel estático presentará continuas fluctuaciones a lo largo del tiempo. Este fenómeno implica, a su vez, variaciones en los niveles dinámicos para una descarga fija o en ambos si lo que permanece inalterado es el equipo de bombeo instalado.

En todo caso, las características que se adoptan para el diseño deben corresponder a las más desfavorables de modo de asegurar la obtención del recurso requerido durante los períodos de sequía.

Apoyándose en el conocimiento actual del rendimiento de los sondajes se pueden distinguir áreas en las cuales los pozos pueden presentar características aproximadamente similares entre sí, pero que difieren de las del sondaje promedio mencionado. Sin lugar a dudas, el área suroccidental del valle es la que ofrece las mejores expectativas por cuanto los sondajes B1 y B2 localizados próximos a Rinconada de Los Andes, mostraron una depresión de 5,5 m y 1,5 m para un caudal de 100 l/s respectivamente. Un poco al norte, en torno a la localidad de Bucalemu, los sondajes D9 y C13, para el mismo caudal, mostraron depresiones de 7,5 m y 4,5 m respectivamente.

Se desprende entonces que, en esta área, es factible que los sondajes sean explotados con caudales de 120 l/s o más hasta alcanzar la cota mínima fijada para los niveles de bombeo.

c) Areas de emplazamiento favorables

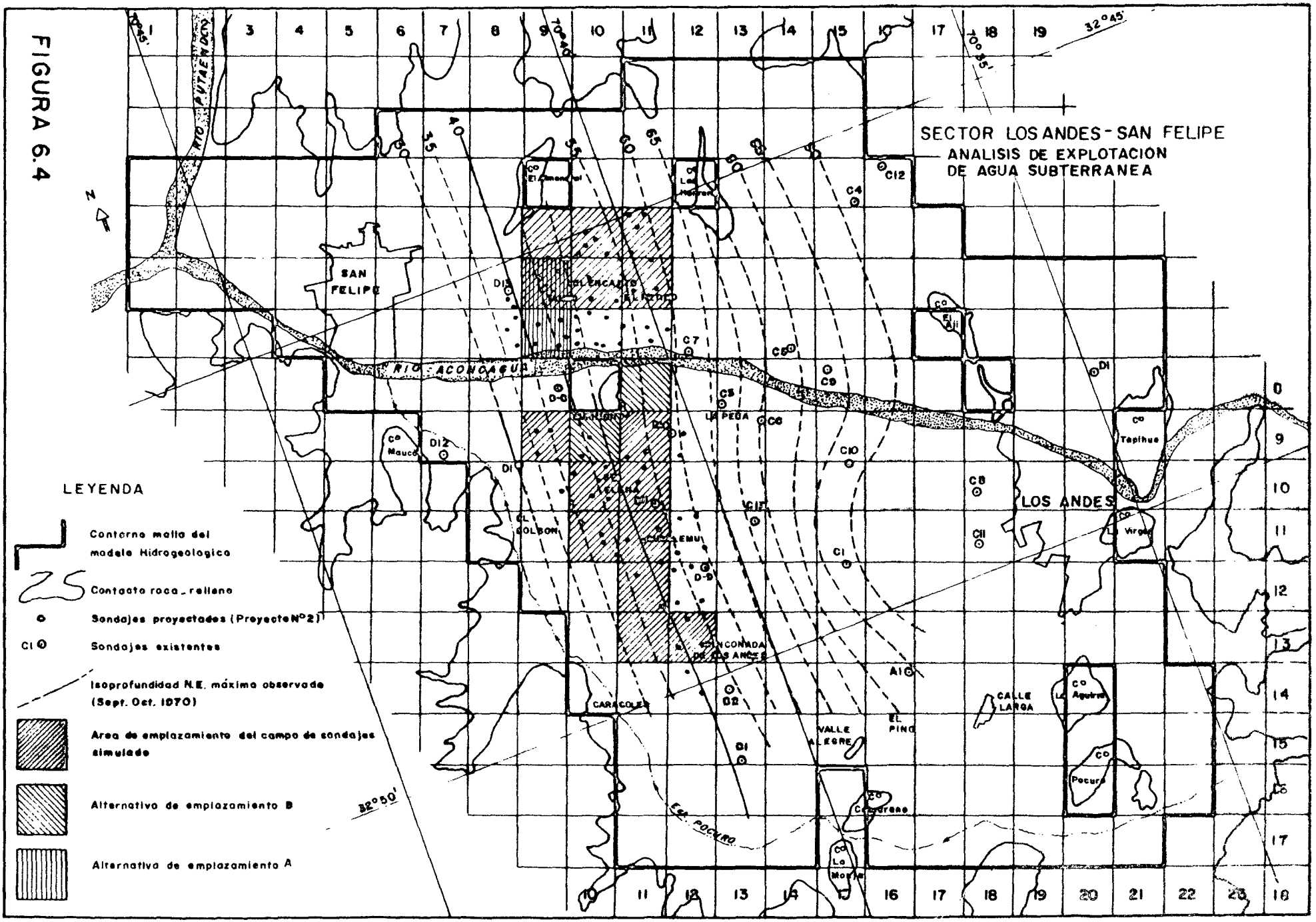
La definición de las áreas favorables para el emplazamiento de los campos de sondajes se aborda a través del análisis de una serie de características simultáneas. Básicamente ellas son, la profundidad del nivel estático y sus fluctuaciones, rendimiento unitario de los sondajes, potencia y permeabilidad del acuífero, localización respecto de la recarga principal y, efecto producido sobre el caudal subterráneo saliente.

Las restricciones vinculadas a la profundidad del nivel estático tienen su origen en la necesidad de mantener un espesor saturado compatible con la potencia y permeabilidad del acuífero comprometido para así asegurar el rendimiento individual de cada sondaje. Para este efecto se adoptó un espesor saturado medio de 50 m, cifra que fue deducida de las curvas de agotamiento de los sondajes existentes en el área. Considerando que el descenso regional y las interferencias inducidas durante un bombeo intensivo están comprendidas entre 5 y 7 m aproximadamente en el límite de aguas arriba de la batería de sondajes, se fijó como límite del área de emplazamiento la curva de isoprofundidad observada igual a 60 m. Con ello, se llega a una profundidad máxima, incluído el efecto de bombeo, de 65 a 70 m.

En la Figura 6.4 puede apreciarse la disposición de esta área dentro del sector a través de las curvas de isoprofundidad máxima observada en Septiembre/Octubre de 1970. Aguas abajo, no existen limitaciones de este tipo por cuanto el nivel estático se hace cada vez más superficial.

Respecto de las fluctuaciones, vale la pena señalar que aproximadamente en el área, definida por las curvas de 45 m a 65 m, el nivel de saturación presentó un ascenso promedio de 20 m a comienzos del año 1973.

FIGURA 6.4


SECTOR LOS ANDES - SAN FELIPE
ANALISIS DE EXPLOTACION
DE AGUA SUBTERRANEA
LEYENDA
Contorno malla del modelo Hidrogeologico
Contacto roca_relleno
Sondajes proyectados (Proyecto N°2)
Sondajes existentes
Isoprofundidad N.E. máxima observada (Sept. Oct. 1970)
Area de emplazamiento del campo de sondajes simulado
Alternativo de emplazamiento B
Alternativa de emplazamiento A
RIO PUTAENDO
RIO ACONCAGUA
SAN FELIPE
EL CALVARIO
EL CAMPEON
LA PEGA
LOS ANDES
CALLE LARGA
EL PINO
VALLE ALEGRE
CARACOLES
EMU
Co Mauco
Co Tapihue
Co Pocuro
Co Colorado
Co La Monja
Co La Virgen
Co La Aguada
Co El Almendral
Co La Higuera
Co El Ají
70°45'
70°40'
70°35'
32°45'
32°50'

El rendimiento de los sondajes existentes ha permitido establecer el área circundante a Rinconada de Los Andes y Bucalemu como la zona más favorable. Estas condiciones están causadas por la presencia de sedimentos de la unidad B que corresponden al acuífero más importante del sector y por la presencia de la unidad A con la que se interdigita y que en esta área es donde presenta su granulometría más gruesa. Basándose en ello, aún cuando existe una menor densidad de antecedentes, se ha definido el área favorable la ubicada al lado norte del río Aconcagua entre los cerros El Almendral y Las Herreras ya que allí se emplaza la unidad B y corresponde a una de las áreas de más alta transmisibilidad del sector.

Como la potencia acuífera de interés reconocida en la parte Suroccidental del valle alcanza a 110 m y no se detectó su base, resulta probable que su espesor total sea de alrededor de 130 y 140 m. A su vez, en la parte central del valle, la unidad B se extiende desde la superficie hasta una profundidad que varía entre 100 y 120 m. De esta forma, es lógico suponer entonces que en el área citada al lado norte del río Aconcagua, la potencia del acuífero sea de magnitud similar ya que el espesor de relleno alcanza aproximadamente los 200 m y su origen indudablemente se debe a las depositaciones recientes del río Aconcagua.

Esta área norte y la que se emplaza en torno a Curimón además presentan como aspecto favorable su proximidad a la fuente de recarga más importante del sector cual es la infiltración que se produce en el lecho del río. Este aspecto es de extraordinaria trascendencia en la explotación ya que durante el período de riego conjuntamente con las extracciones mayores se presentan los montos de recarga más altos que ayudan a restituir el grado de saturación original drenado durante el bombeo.

En este sentido, el área suroccidental muestra fluctuaciones de nivel de velocidad más lenta, de magnitud más atenuada y desfasadas respecto al inicio de la recarga del río. Fundamentalmente las recargas que allí se manifiestan corresponden a la infiltración del riego la cual se incorpora más homogéneamente distribuída y a tasas por unidad de superficie con órdenes de magnitud inferior a las del río. Como consecuencia de ello, si allí se localiza una explotación demasiado intensa se inducirá una tendencia a mantener niveles profundos que alterarán el flujo subterráneo general hacia esa área hasta lograr un equilibrio dinámico entre las recargas locales, las explotaciones y este movimiento. Esta tendencia también tiene como causa la presencia de una extensa barrera impermeable conformada por el límite del embalse de explotación.

Por estos motivos, las densidades de explotación adoptadas, en ambos casos, son diferentes. Desde Curimón al sur, la explotación no supera los 500 l/s/km2 en tanto que hacia el norte, esta cifra alcanza a 750 l/s/km2.

El límite de aguas abajo del área de emplazamiento está fijado por el efecto que se produce sobre el caudal subterráneo saliente. A través de la simulación de diversas ubicaciones de baterías de sondajes, se detectó que este efecto incrementa fuertemente el monto de su influencia y la rapidez con que se manifiesta al encontrarse 4 kms aguas arriba de San Felipe (celdas 9,6 y 9,7 de los efectos de los principales emplazamientos simulados).

Mediante los antecedentes descritos, el área máxima de emplazamiento se definió como la zona comprendida entre la curva de isoprofundidad máxima igual a 60 m y una línea imaginaria que une el Cerro El Almendral con la localidad El Bolsón.

Debe tenerse presente, sin embargo, que debido a la falta de un reconocimiento del subsuelo a profundidades superiores a los 120 m, toda la zona ubicada aguas arriba de la localidad La Peña ha sido descartada como área favorable. Efectivamente, dados los requerimientos de drenaje a que debe ser sometido el embalse subterráneo, esta zona no permitiría mantener en ellas las densidades de explotación fijadas por cuanto las profundidades de los niveles inducidos durante el bombeo, serían de magnitud comparable a la potencia acuífera reconocida. De extenderse en profundidad este acuífero, el área de emplazamiento puede ser desplazada hacia aguas arriba.

Para las potencias acuíferas actualmente conocidas, la extensión del área de explotación hacia Los Andes implicaría necesariamente disminuir las densidades de explotación ya sea a través de un mayor distanciamiento entre sondajes o mediante la disminución del caudal individual aportado por cada sondaje. Si bien este último mecanismo ofrece la ventaja de inducir un drenaje más homogéneo en toda el área, el volúmen total de agua extraído no aumenta debido al menor descenso que se provoca en el nivel de saturación. Su desventaja principal es el fuerte incremento de la inversión inicial.

En todo caso, existen antecedentes aislados que avalan una posibilidad de extensión. Por ejemplo, el sondaje C8, perforado hasta 160 m y ensayado con un nivel estático ubicado a 122 m permite suponer que tanto por la estratigrafía atravesada como por la curva de agotamiento determinada en los ensayos de bombeo, la zona inferior está formada por sedimentos

acuíferos que podrían corresponder a la unidad B aún cuando de una permeabilidad menor que la observada más aguas abajo.

d) Explotación discontinua

Este tipo de explotación está destinado a la satisfacción de los déficits instantáneos detectados en el valle. Es así como entonces, los caudales de bombeo son variables en el tiempo de acuerdo a esas necesidades.

La simulación del bombeo fue llevada a cabo en el período 1966/1973 teniendo como base las demandas que involucra el mejoramiento del riego del valle del río Aconcagua, las recargas determinadas a través del modelo de simulación del sistema y las restricciones de diseño antes establecidas.

El área de emplazamiento del campo de sondajes se muestra en la Figura 6.4 y corresponde a la máxima susceptible de ser explotada. Las densidades de explotación máximas son de 500 l/s/km2 y, 750 l/s/km2 para la parte sur y norte respectivamente hasta completar una capacidad instalada total de 9 m3/s (6 celdas en el lado norte y 9 celdas en el lado sur). Para caudales de bombeo menores que 9 m3/s se supuso densidades de explotación proporcionalmente menores en todas las celdas que componen el área del campo de sondajes.

A través de la simulación de diversas capacidades instaladas, secuencias y montos anuales de explotación en períodos cortos de tiempo, se llegó a definir una serie de bombeos más exigente que se inicia en el mes de Octubre y está compuesta por dos meses de 4 m3/s, tres meses de 9 m3/s y un mes final de 3 m3/s.

Esta serie, en conjunto con las demandas de riego, dieron origen a los caudales de bombeo del proyecto N° 2, que fueron los que finalmente se simularon a lo largo del período 1966/1973, con el propósito de verificar su factibilidad física, observando la evolución de la profundidad del nivel saturado del embalse en distintos puntos localizados en o próximos al campo de sondajes.

Los resultados de este proceso se muestran en la Figura 6.5 en las cuales se han graficado los limnigramas observados y los que incluyen el efecto regional de la explotación en cinco sondajes típicos.

Los sondajes D9 y D10 pueden considerarse como representativos de las condiciones esperables en la cabecera del campo de sondajes, zona en la cual el nivel de saturación más desfavorable se ubica a una profundidad aproximada de 67 m siendo su valor medio de 65 m en el período hidrológico 1969/1971. Es interesante destacar que aún cuando en la temporada de riego se está sometiendo el acuífero a un bombeo, los niveles muestran una tendencia de ascenso producto de la fuerte recarga que proviene de la percolación del río. Este efecto es de mayor magnitud en el sondaje D10 dada su proximidad a esta fuente de recarga.

El sondaje C7, representativo en el área norte del límite de aguas arriba del campo de sondajes, muestra un comportamiento muy similar a los sondajes anteriores, aún cuando las fluctuaciones motivadas por la presencia del río son más acentuados que en el sondaje D10.

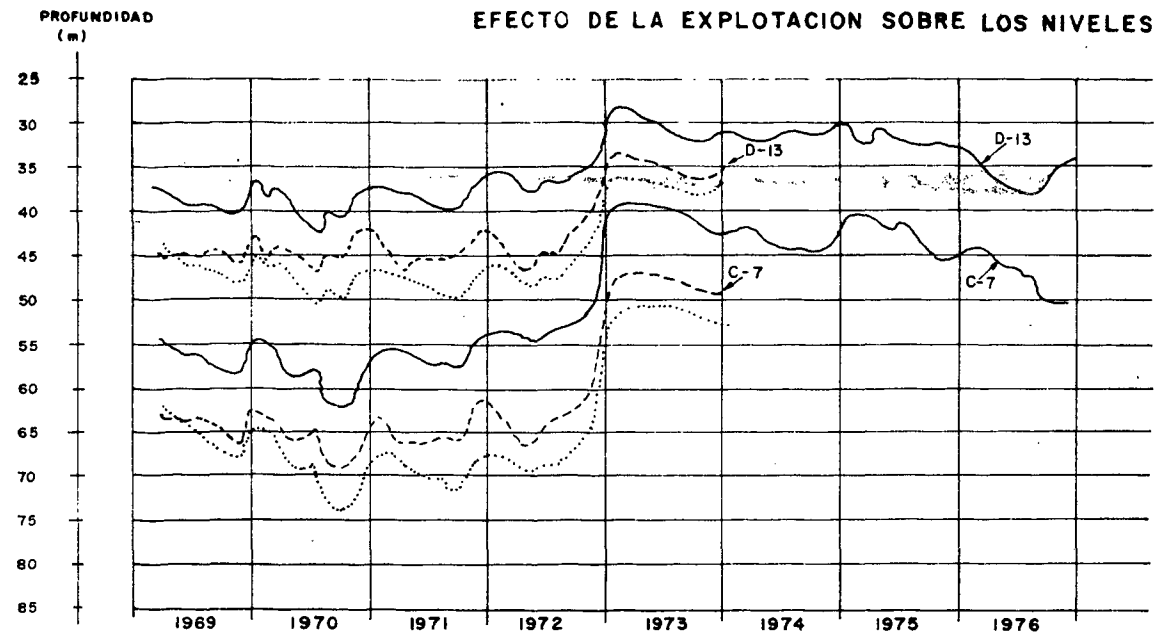
Condiciones más favorables, que se detectan hacia aguas abajo, pueden apreciarse a través del sondaje D13 en el cual la profundidad máxima en ningún caso sobrepasa los 47 m siendo su valor medio 45 m. En la parte sur, aún cuando no ha sido graficado, el sondaje D8 tiene un comportamiento similar y difiere solamente en que el nivel saturado se ubica normalmente 5 m más profundo que el detectado en el sondaje D13 (52 m máximo y 50 m en promedio).

Los efectos regionales del bombeo corresponden a las variaciones medias de nivel determinados por el modelo de simulación en un área de 1 km2, vale decir, en una celda. Lógicamente, dentro de ella, cada sondaje provocará un cono de depresiones a su alrededor que debe ser considerado para determinar los niveles dinámicos finales en cada captación. Este descenso adicional, involucra tanto la depresión propia del pozo para un determinado caudal de descarga como las interferencias mutuas que se inducen por el bombeo simultáneo.

La depresión propia es un parámetro desconocido que depende de las condiciones locales del acuífero en el lugar donde se perfore cada sondaje y, muy en especial, de la eficiencia lograda durante su construcción y desarrollo. Su valor ha sido estimado globalmente dadas la escala de trabajo y la densidad de antecedentes actuales adoptándose una magnitud promedio de 15 m para un caudal de descarga de 100 l/s. Evidentemente, si los gastos específicos logrados en la construcción son menores que el supuesto, será necesario disminuir el monto de la descarga hasta que la depresión propia sea adecuada al drenaje regional determinado en el área en la cual se localiza cada pozo.

SECTOR LOS ANDES – SAN FELIPE

EFECTO DE LA EXPLOTACION SOBRE LOS NIVELES FREATICOS



LEYENDA

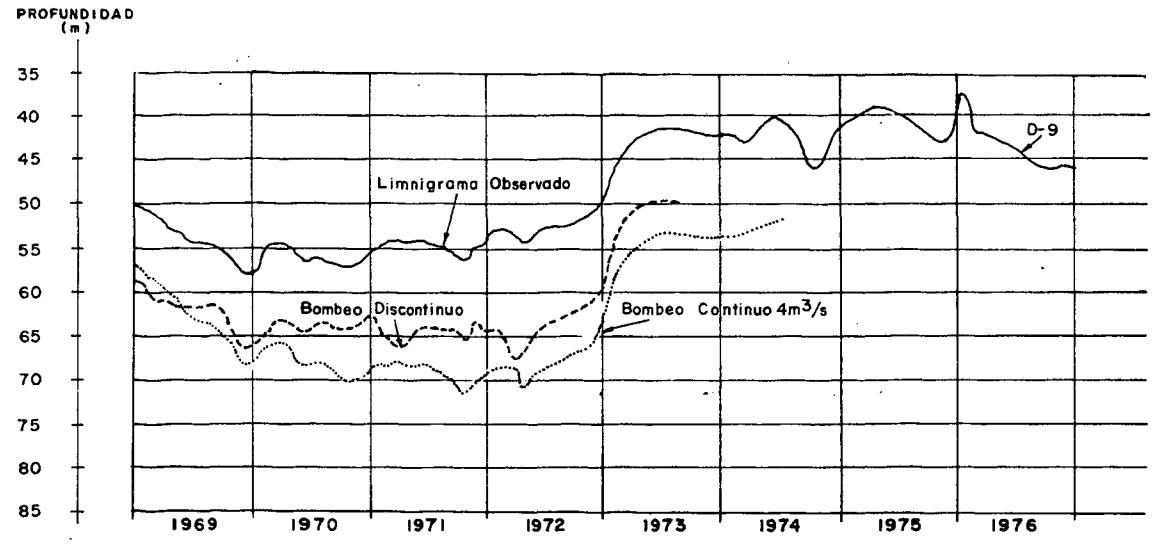
LIMNIGRAMA OBSERVADO

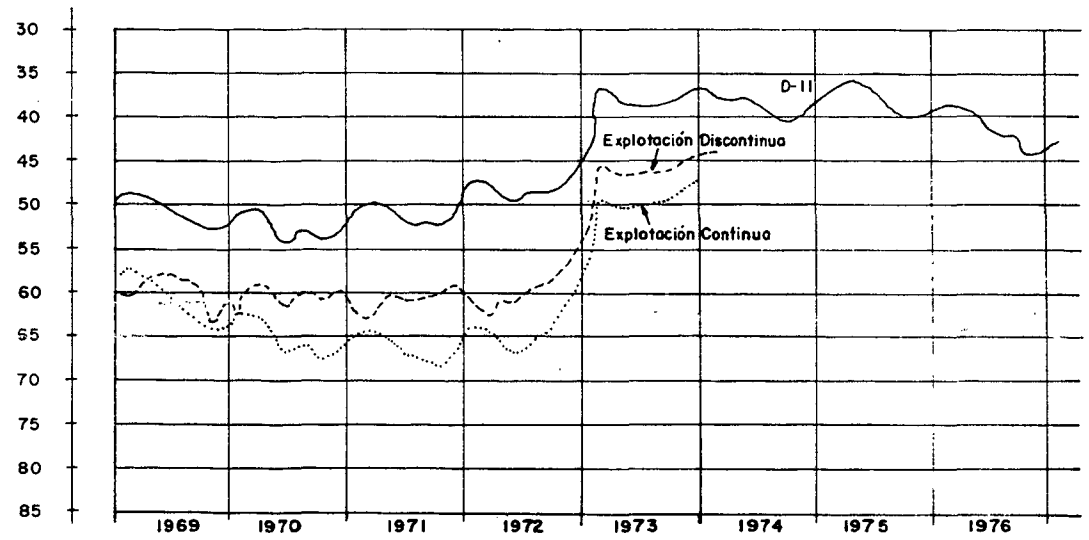
CON EFECTO DEL BOMBEO DISCONTINUO

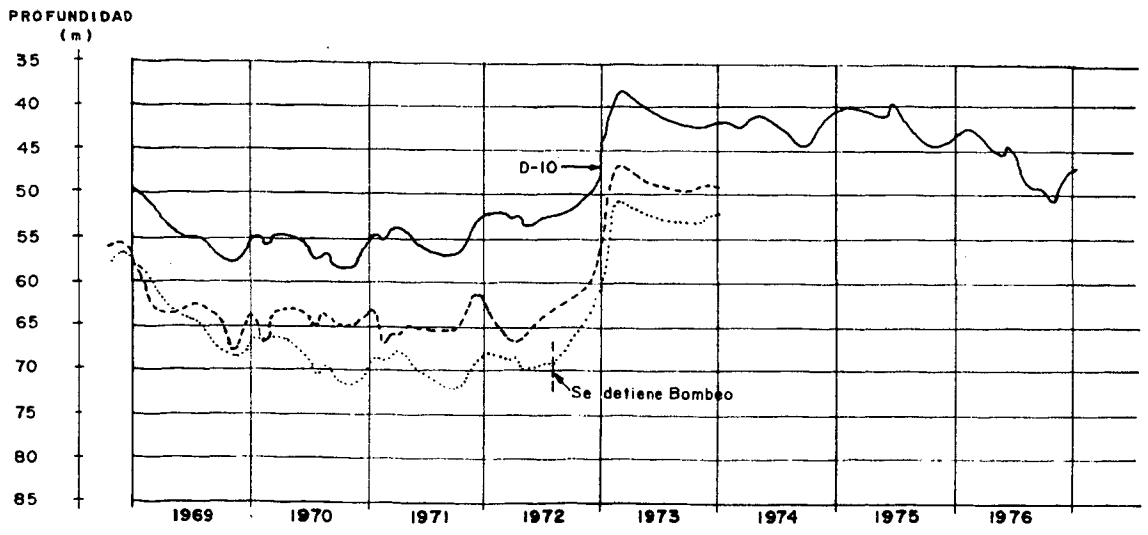
CON EFECTO DEL BOMBEO CONTINUO DE 4 (m^3/s).

D13: IDENTIFICACION DE SONDAJE

NOTA: EL BOMBEO CONTINUO SE INICIA EL 11/67. y SE INTERRUMPE EL 6/72.







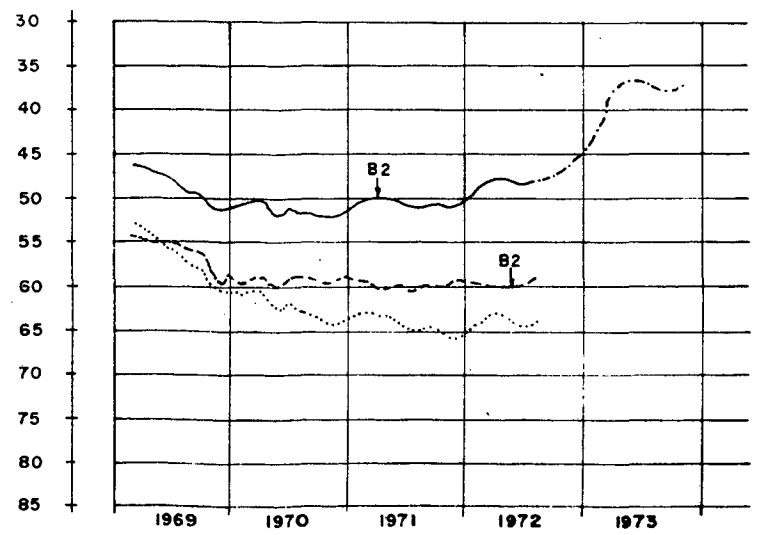


FIGURA 6.5

Las interferencias mutuas se calcularon con la geometría del campo de sondajes del proyecto N°2, tomando un caudal de 100 l/s por pozo, una transmisibilidad media de 15.000 m2/d y un coeficiente de almacenamiento del 15 por ciento. El tiempo de bombeo continuo considerado alcanza a 30 días ya que, para períodos mayores, el drenaje ya se encuentra representado por los descensos regionales entregados por el modelo de simulación.

La magnitud de estas interferencias varía desde un mínimo igual a 0,74 m hasta un máximo de 3,73 m siendo su valor medio 2,36 m. En general, en la periferia del campo de sondajes se encuentran comprendidas entre 1,0 m y 2,0 m.

De lo anterior, se concluye entonces que en la zona más desfavorable, el nivel dinámico fluctuará en torno a 80 m siendo su máximo 85 m en casos especiales.

Tanto los caudales de bombeo como la disminución del caudal subterráneo saliente se muestran en la Figura 6.3. El período 1967/1973 es el de mayor exigencia ya que se extrae un volúmen total de 397 millones de m3 en cinco temporadas de riego del cual, aproximadamente 150 millones de m3 corresponden a disminución del flujo subterráneo.

En este mismo gráfico es interesante hacer notar que los máximos efectos del bombeo se localizan normalmente desplazados respecto de las demandas de regadío. Asimismo, en tanto los caudales explotados alcanzan hasta 9 m3/s, el caudal disminuído no supera 1,42 m3/s. Sin embargo, debe tenerse presente que este breve análisis no considera el efecto de explotaciones realizadas con anterioridad a Octubre 1967 de modo que los montos de disminución en este período deben ser levemente superiores a los indicados si el análisis se extiende a todo el período histórico 1942/1976.

e) Explotación contínua

Este tipo de explotación se ha planteado a través del proyecto N° 5 y tiene por finalidad contar con un volúmen de agua adicional a los recursos superficiales para almacenarlos en el embalse Los Angeles. Dado que este embalse tiene carácter multianual, el recurso subterráneo permitiría disminuir su capacidad que queda determinada por el período crítico 1967/1971.

De esta forma, la explotación contínua fue ensayada para determinar el volúmen máximo susceptible de ser extraído con un bombeo de 56 meses contínuos que se realiza sólo una vez en el período 1942/1976.

En líneas generales, la metodología seguida coincide con la desarrollada en el punto anterior. Es así como entonces, se mantiene el área de emplazamiento adoptada para el bombeo discontinuo, al igual que la proporción entre las densidades de explotación de las áreas norte y sur. También se han mantenido las características del sondaje promedio.

La única simulación se realizó con un caudal total de 4 m3/s (2 m3/s en 6 celdas al lado norte y 2 m3/s en 9 celdas al lado sur), obteniéndose los limnigramas de la Figura 6.5 en la cual se incluye el efecto regional del bombeo.

De ellos se desprende que este tipo de explotación significa una mayor exigencia de drenaje en el embalse ya que los descensos de nivel se incrementan en un promedio de 5 m respecto de los observados con un bombeo discontinuo.

Aún cuando las profundidades detectadas exceden levemente los 70 m (límite máximo fijado) se ha considerado inadecuado recomendar una explotación de esta envergadura con el objeto de mantener una seguridad de operación de la obra similar a la del aprovechamiento estudiado en el punto anterior. Por lo tanto, se ha establecido como máximo, un bombeo contínuo de sólo 3 m3/s en el período en cuestión.

6.2.5.3 Explotación del embalse subterráneo ubicado en el valle del río Putaendo.

a) Bases generales y método de trabajo

El método de trabajo que se emplea es básicamente similar al desarrollado en la Primera sección aún cuando más simplificado debido a la menor densidad de información disponible y al pequeño monto de explotación que se plantea en relación a los recursos del valle.

La herramienta de mayor utilidad sigue siendo el modelo hidrogeológico a pesar de las limitaciones que fue necesario introducir durante su implementación. Se le utiliza solamente para el análisis del efecto del bombeo sobre los recursos superficiales inferiores que tienen su origen en la descarga subterráneo natural del valle ya que, aunque el modelo permite representar las variaciones de volúmen del embalse, no reproduce adecuadamente las fluctuaciones locales del nivel saturado.

Es necesario destacar que el estudio de este valle prácticamente se centró en el área ubicada entre el pueblo de Putaendo y la sección de confluencia a causa de la total ausencia de antecedentes en su parte alta. Sólo con el apoyo del sondaje 32° 30' - 70° 40' B-1 (Piguchén) localizado aproximadamente 7,5 km aguas arriba de Putaendo, se ha podido conocer que el nivel de saturación del acuífero en esa área se ubica a una profundidad entre 30 y 40 m menor que la normalmente registrada en el pueblo de Putaendo. Este solo hecho se presenta como un factor altamente favorable para la explotación de agua subterránea por la fuerte disminución de los niveles dinámicos que representa. Si a ello se agrega la posibilidad de la existencia de sedimentos similares a los encontrados en la parte media e inferior del valle, se concluye la conveniencia de realizar una exploración de esa zona incluso con anterioridad al inicio del proyecto de desarrollo recomendado.

De presentarse estas condiciones en el área superior, la explotación propuesta en el proyecto N° 1 podría ser incrementada, extendiendo la superficie susceptible de ser abastecida a través de sondajes. Junto con ello se tendría como ventaja una atenuación del efecto del bombeo debido al alejamiento de la zona de explotación de la desembocadura.

El análisis en este valle difiere del de la primera sección en el mecanismo seguido para la determinación de las series finales de bombeo. Efectivamente, los caudales son iguales a las demandas siempre que no superen la capacidad de 1,5 m3/s establecida como cota superior razonable de explotación compatible con los antecedentes hidrogeológicos disponibles y el patrón de cultivos propuesto . Es así como entonces, no se ha considerado un bombeo adicional para reponer la disminución del caudal subterráneo, producto de esta explotación.

b) Características de los sondajes

Las curvas de agotamiento de los sondajes existentes se muestran en la Figura 6.6. En ella se aprecia que los gastos específicos para un mismo caudal, sufren una disminución leve y progresiva desde la desembocadura hacia aguas arriba producto, en parte, del decrecimiento del

espesor saturado comprometido por los sondajes durante los ensayos de bombeo y de una variación de la permeabilidad de los sedimentos en profundidad.

Los rendimientos mayores han sido logrados aguas abajo de la localidad El Asiento (sondaje A4) siempre que la perforación atraviese los 50 m superficiales de sedimentos con mayor contenido de finos y comprometa la unidad B que es el acuífero detectado en el valle y se extiende aproximadamente hasta los 120 m de profundidad.

En esta área se ha supuesto que, habilitando un espesor de 140 m los sondajes pueden aportar un caudal de 120 l/s con una depresión de 5,0 m. Esto significa que, en períodos de máximo drenaje del embalse subterráneo, el nivel dinámico se ubicará aproximadamente a los 60 m de profundidad.

Hacia aguas arriba, hasta el pueblo de Putaendo, con los sondajes existentes se ha detectado sólo la presencia de la unidad B reconociéndose hasta un espesor de 200 m en Quebrada Herrera (sondaje D4). En base a ello, a las profundidades máximas observadas del nivel estático y a las curvas de agotamiento de los pozos actuales, se ha inferido las características de los sondajes de explotación del proyecto N° 1 que se indican en la Figura 6.7.

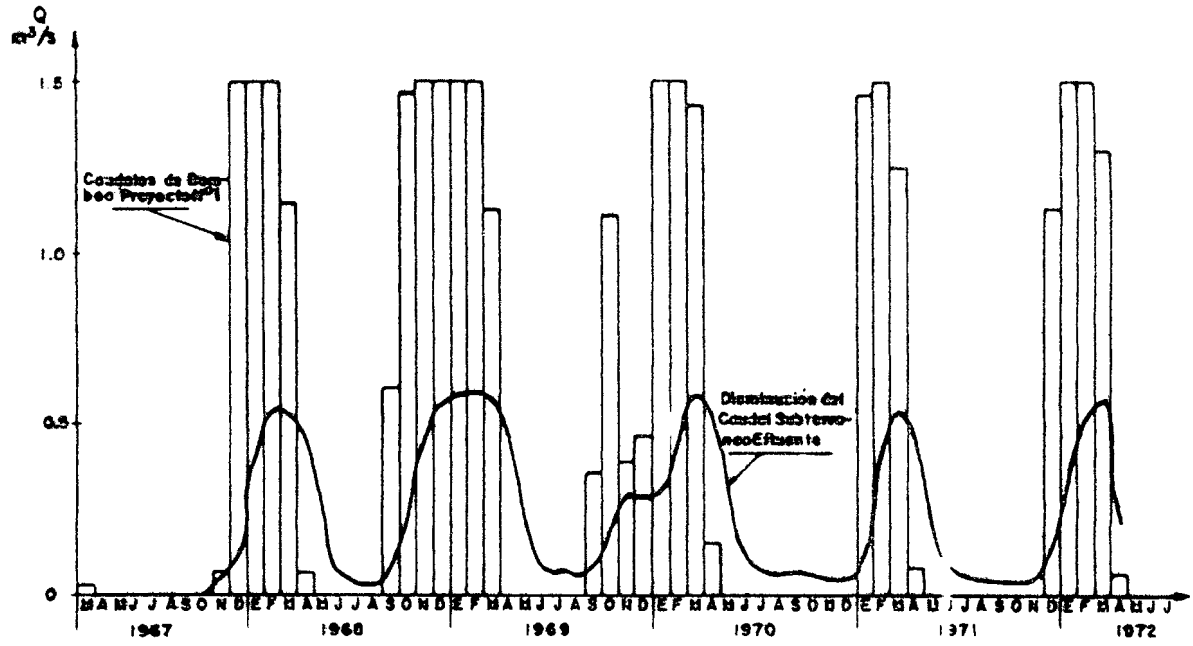
Los niveles deprimidos se han estimado en forma global basándose principalmente en las profundidades de nivel registradas en la época de sequía. No se ha considerado las interferencias porque sus montos son reducidos debido a la baja concentración de la explotación, al distanciamiento entre sondajes y a las altas transmisibilidades presentes en el área. Finalmente, el descenso regional se ha estimado en un valor medio de 7 m considerando que el volúmen drenado desde el almacenamiento del acuífero que produce el estado de embalse mínimo alcanza a 32,6 Mm3.

c) Influencia de bombeo

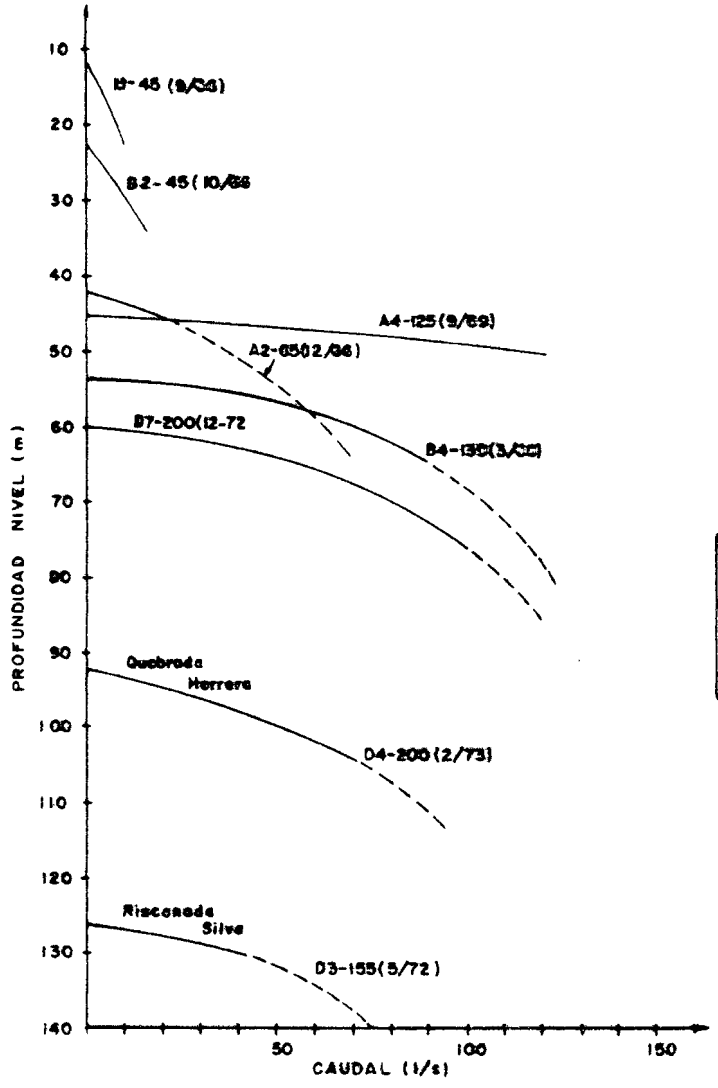
Utilizando el modelo hidrogeológico, se simuló dos ubicaciones de bombeo que corresponden a las celdas (9.4) y (7.4) indicadas en la Figura 6.7. Tomando en cuenta la gran expansión del campo de sondajes en el valle, se empleó este último emplazamiento para incluir la influencia

VALLE DEL RIO PUTAENDO

CAUDALES DE BOMBEO E INFLUENCIA SOBRE EL CAUDAL EFLUENTE SUBTERRANEO



CURVAS AGOTAMIENTO SONDAJES



NOMENCLATURA	
D4	Identificación del Sondaje
200	Profundidad habilitada (m.)

FIGURA 6.6

de esta explotación en el modelo de planificación general ya que representa aproximadamente las condiciones del centro de gravedad de los sondajes.

Esta simplificación no necesariamente introduce errores de consideración. En efecto, rigurosamente debió simularse la explotación repartida en 12 celdas del modelo en la mayoría de las cuales sólo se localizan uno o dos sondajes con caudales de bombeo que oscilan entre 70 l/s y 120 l/s. Como la representación de estas extracciones se realiza a través de una lámina de agua distribuída uniformemente en cada una de las celdas, puede concluirse que una simulación de este tipo más bien entregaría la influencia de las áreas de explotación más concentradas, vale decir, los entornos de Rinconada de Silva.

Los caudales de bombeo y los montos de disminución de los caudales subterráneos efluentes se muestran en la Figura 6.6. Para el período Mayo 67 - Abril 72 el volúmen extraído alcanza a 82,7 Mm3, en tanto que la disminución de la descarga subterránea 34,7 Mm3. Estas cifras permiten determinar que el drenaje adicional que induce el bombeo en el valle respecto al observado en condiciones naturales de funcionamiento, llega a 48 Mm3 en las 6 temporadas de riego del período citado.

La influencia regional del bombeo sobre los niveles sólo ha podido ser estimada indirectamente a través de las variaciones mensuales del estado del embalse subterráneo. La situación más desfavorable se presenta en Junio de 1970, mes en el cual el drenaje adicional causado por la explotación alcanza a 32,6 hm3, lo cual equivale a un descenso medio de 7 metros por debajo de los niveles observados en esa misma fecha.

6.3 PROYECTOS SELECCIONADOS

6.3.1 Generalidades

Se presenta a continuación el análisis de los proyectos seleccionados en el capítulo anterior y que, en conjunto con otros proyectos de desarrollo agropecuario, forman parte de programas integrales propuestos para el mejoramiento de las distintas zonas en estudio.

Este análisis particular está constituído en primer término, por una descripción general de cada proyecto indicando las principales obras que lo componen, la forma en que se interrelacionan y la metodología de operación y asignación de los recursos que se ha definido. Posteriormente, se describe cada obra presentando en forma resumida las características físicas más relevantes de los canales, túneles, sifones y estaciones de bombeo.

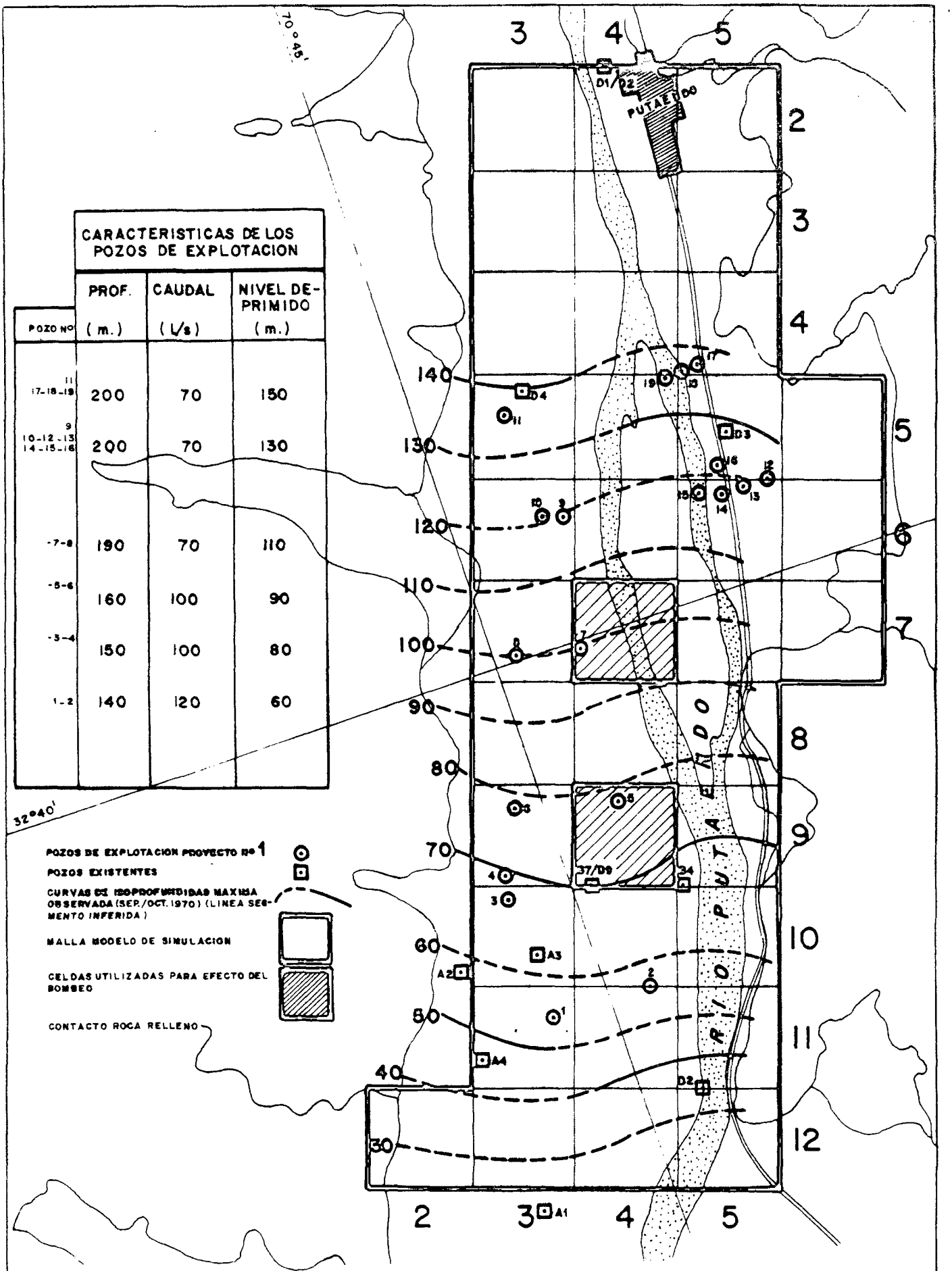
Se incluye también un esquema simplificado del proyecto, junto con los sectores que domina, el presupuesto de las obras y el plan de inversiones para que el sistema entre en pleno funcionamiento.

Por último, se describe cómo se ha representado el proyecto en el modelo de simulación del sistema, el que entrega como resultado el volumen de déficit remanente en el área afectada y las variables más importantes como caudal trasvasado entre los distintos valles y caudal bombeado del acuífero.

Cada uno de los cinco proyectos estudiados permite proveer los recursos necesarios para uno o más de los siguientes objetivos:

a) Mejoramiento del valle de Putaendo	Sectores 3 y 4
b) Mejoramiento del valle de Aconcagua	Sectores 5 a 17 A
c) Mejoramiento del valle de Ligua y Petorca	Sectores 18 a 22 y 30
d) Nuevo Riego de Catapilco, Quebradilla, Papudo y Canela-Lital	Sectores 23, 24 y 30
e) Nuevo Riego de Puchuncaví	Sector 17 N
f) Nuevo Riego de Rinconadas	Sectores 5 a 17 A

Proyecto N° 1. Destinado al mejoramiento del valle de Putaendo, sectores 3 y 4. Consiste en la explotación del acuífero del valle mediante 19 pozos ubicados en el sector 4, con una capacidad máxima de extracción de 1.5 m3/s. Se trata de un proyecto independiente ya que explota los recursos propios del valle y su única relación con los demás sectores es la influencia que la explotación del acuífero tiene sobre las recuperaciones que se producen en la segunda sección del río Aconcagua, la cual evidentemente se ha tomado en consideración.



VALLE DEL RIO PUTAENDO

ANALISIS DE EXPLOTACION DE AGUA SUBTERRANEA

FIGURA 6.7

Proyecto N° 2. Destinado al mejoramiento de la seguridad de riego de las superficies actualmente bajo canal en el valle de Aconcagua, sectores 10 al 17 inclusive. El proyecto se basa en el aumento de los recursos para riego, mediante la explotación del acuífero de la Zona 1 para uso exclusivo del valle Aconcagua. Esta explotación se hace mediante un campo de sondajes ubicado entre San Felipe y Curimón con capacidad máxima de 9 m3/s.

Proyecto N° 3. Destinado al mejoramiento de la seguridad de riego de las superficies actualmente bajo canal en los valles de Aconcagua, sectores 10 al 17; Ligua, sectores 18 al 22 y Petorca, sector 30. El proyecto contempla la explotación del acuífero de la Zona 1 con la batería de sondajes indicada para el proyecto N° 2, pero compartiendo los recursos explotados entre el valle de Aconcagua y los valles de Ligua y Petorca en forma proporcional a sus demandas. El trasvase de los recursos hacia el valle de Ligua se hace con un canal por el valle de Catemu para cruzar con un túnel hacia el valle de Los Angeles, tributario del Ligua; el trasvase a Petorca se logra con un canal desde Los Angeles que cruza posteriormente desde el valle de Ligua al valle de Petorca por un túnel ubicado frente a la localidad de Cabildo.

Proyecto N° 4. Destinado al mejoramiento de la seguridad de riego de las superficies bajo canal en los valles de Ligua, sectores 18 al 22; Petorca, sector 30 y al riego de áreas nuevas en el valle de Ligua, sectores 23 y 24 y en el valle de Petorca, sector 30. El proyecto contempla el aprovechamiento de los excedentes, de invierno y primavera, que existen en el río Aconcagua, trasvasándolos, con un canal por el valle de Catemu y túnel para cruzar al valle de Los Angeles, en el cual se proyecta un embalse de 136 millones de m3. El trasvase al valle de Petorca es similar al indicado para el proyecto N° 3 y se contemplan, para el riego de áreas nuevas, un canal con bocatoma aguas abajo de Cabildo en el valle de Ligua y la reconstrucción y extensión del canal Canela en el valle de Petorca.

Proyecto N° 5. Destinado al mejoramiento de la seguridad de riego de las superficies bajo canal en los valles de Aconcagua, sectores 10 al 17 y Ligua, sectores 18 al 24; Petorca, sector 30 y al riego de nuevas áreas en el valle de Aconcagua, sector 17 y de rinconadas en sectores 1, 9, 10 y 16; Ligua, sectores 23 y 24 y en el valle de Petorca, sector 30. El

proyecto contempla el aprovechamiento, de los sobrantes del río Aconcagua mediante un embalse de regulación multianual, de 370 millones de m3 de capacidad, en el valle de Los Angeles, y de los recursos del acuífero de la Zona 1 por medio de una batería de sondajes entre San Felipe y Curimón con capacidad de 3 m3/s. El trasvase de los recursos al valle de Los Angeles sigue la misma ruta que en los proyectos 3 y 4 e igualmente el trasvase desde Los Angeles al valle de Petorca. Para la entrega de los recursos a la parte baja del valle de Ligua y a la parte baja del valle de Aconcagua se contempla un canal que recibe sus recursos desde el canal de entrega del embalse y que se desarrolla por la ribera sur del valle de Ligua para cruzar al valle de Aconcagua por un túnel en el sector de Melón y continuar hasta el río Aconcagua.

Todos los proyectos mencionados incluyen además el mejoramiento de la infraestructura de canales, distribución y regulación nocturna de los recursos, como asimismo los costos de puesta en riego de las nuevas áreas. La realización de estas obras es indispensable para lograr los objetivos definidos.

Resumiendo lo anterior por objetivos de riego se tiene:

Mejoramiento de Putaendo	Proyecto N° 1
Mejoramiento de Aconcagua	Proyectos N° 2, N° 3 y N° 5
Nuevas Areas en Aconcagua	Proyecto N° 5
Mejoramiento Ligua y Petorca	Proyectos N° 3, N° 4 y N° 5
Nuevas Areas Ligua y Petorca	Proyectos N° 4 y N° 5

6.3.2 Proyecto N° 1. Mejoramiento de la Seguridad de Riego de los Sectores 3 y 4 ubicados en el Valle de Putaendo

6.3.2.1 Generalidades

La solución propuesta consiste en un conjunto de obras que, en forma independiente de los otros valles, aumentan, por una parte, los recursos disponibles por medio de la explotación del acuífero existente en el valle y, por otra, permite un mejor aprovechamiento de los recursos por medio del mejoramiento tanto de la infraestructura de regulación, control y distribución del agua como de la red de canales de las 5.580 hectáreas netas de los sectores mencionados.

6.3.2.2 Descripción de las Obras.

a) Pozos

El incremento de los recursos de riego se logra explotando el acuífero por medio de 19 pozos distribuídos en el sector 4, con una capacidad máxima de extracción de 1.5 m3/s. Los caudales máximos por extraer en cada pozo varían entre 120 y 70 l/s, las profundidades de estos varían entre los 140 y 200 metros y los niveles dinámicos entre 60 y 150 metros según la distancia a que se encuentran de la desembocadura del río Putaendo en el río Aconcagua. La superficie dominada por los pozos alcanza a 2.006 hectáreas netas.

Los pozos se han ubicado junto a canales existentes de manera de abastecer directamente la superficie de riego y con ellos es posible suplir la demanda del área dominada. Junto a estos, se han diseñado embalses acumuladores con una capacidad suficiente para almacenar el caudal bombeado durante 14 horas y así aprovechar en forma óptima la totalidad del caudal bombeado. Para ciertos pozos se recomienda usar embalses existentes y/o embalses propuestos en el mejoramiento de la infraestructura de riego. En el Cuadro 6.13 se indican las características de los pozos y en la Figura 6.8 se muestra su ubicación aproximada.

CUADRO 6.13 Valle de Putaendo - Características de Pozos Proyectados

Sondaje Tipo	Pozos	Q l/s	Prof. m	H.Dinam. m
1	1,2	120	140	60
2	3,4	100	150	80
3	5,6	70	160	90
4	7,8	70	190	110
5	9,10,12 al 16	70	200	130
6	11, 17 al 19	70	200	150

Para la electrificación de los pozos, se estudió la extensión de la red actual. El total de línea de alta tensión que es necesario construir alcanza a 13 km y la potencia máxima necesaria es de 3.000 KVA. De acuerdo con antecedentes obtenidos en Chilectra, las líneas de alta tensión existentes tienen capacidad suficiente para suplir la demanda máxima.

La operación de estos pozos debe hacerse en forma conjunta con la distribución de los caudales superficiales, distinguiéndose tres posibles situaciones:

- Cuando el caudal superficial es suficiente para abastecer la totalidad de las necesidades del valle. En esta situación los pozos no funcionan y las aguas se reparten proporcionalmente entre los sub-sectores conforme con las demandas de cada uno de ellos.

- Cuando el caudal superficial es insuficiente, pero el déficit del valle es menor que la capacidad total de extracción. En este caso el caudal superficial se distribuye de arriba hacia abajo en el valle, satisfaciéndose las demandas de cada subsector, cubriéndose el déficit final con el caudal extraído de los pozos.

CARACTERISTICAS POZOS			
POZO Nº	Q l/s.	PROF. m.	N. DINAM. m.
1-2	120	140	60
3-4	100	150	80
5-6	70	160	90
7-8	70	190	110
9,10,12 al 16	70	200	130
11,17 al 19	70	200	150

EMBALSES PROYECTADOS	
NOMBRE	CAP. M³.
Lo Vicuña	76.000
Estero Seco	150.000
Piguchen Sur	75.000
El Calvario	97.500

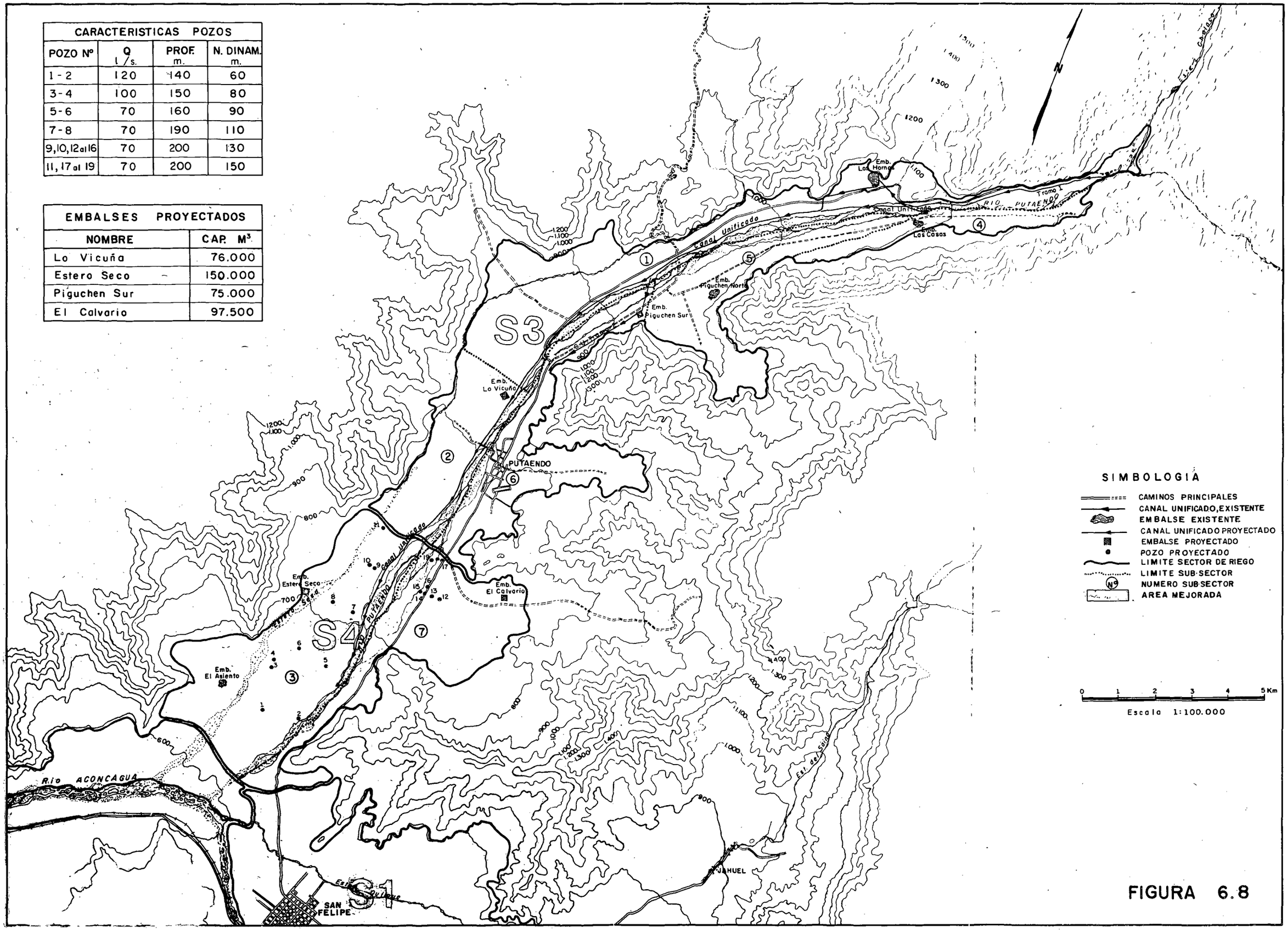


FIGURA 6.8

Cuando el caudal superficial es insuficiente y el déficit es mayor que la capacidad máxima de extracción. En esta tercera situación el caudal superficial se distribuye de acuerdo con las superficies de los sub-sectores en el área no dominada por los pozos. Las bombas funcionan a plena capacidad para cubrir las demandas del área que dominan.

Se ha considerado necesario contar con un organismo que tenga a su cargo la operación del sistema y para ello se recomienda el departamento de distribución de aguas de CODALP. Tanto la estructura administrativa como los costos que tal función demandan se detallan en la Sección 10 del Tomo IV.

b) Mejoramiento de la Infraestructura de Riego

El proyecto consulta además un plan global de mejoramiento de la red de riego, con cuatro líneas básicas de acción. Dotar de regulación nocturna a todo el valle dividido en sub-sectores manejables, extender y terminar el actual canal unificado, revestir y reparar ciertos tramos de canales secundarios y, por último, construir obras de distribución en todo el sistema de canales menores que abastece a los predios.

i) Embalses de Noche

En la actualidad el valle cuenta con 3 embalses nocturnos que poseen una capacidad conjunta de 356.000 m3, dominando un total de 2.414 hectáreas. Aunque esa capacidad es la requerida para una regulación de 36 horas con el caudal correspondiente a una superficie de 2.750 hectáreas, la distancia de conducción no permite su aprovechamiento total durante las horas de riego.

Para el mejor uso, tanto de los pozos que dominan sólo el sector 4 como de los recursos superficiales que, en ciertos períodos de mínimo caudal se destinan sólo al sector 3, es indispensable dotar al valle de regulación total. Con ese fin y para los efectos del estudio, se dividió el área en 7 subsectores, contemplando en cada uno un sistema propio de regulación. La subdivisión se realizó de acuerdo con las condiciones topográficas y de la red existente de canales, de manera de lograr un buen diseño y facilitar la operación de los embalses.

El Cuadro 6.14 muestra para cada subsector su capacidad actual de regulación y el volúmen necesario. Se incluye además la capacidad de diseño de los embalses proyectados con sus respectivas denominaciones.

En algunos subsectores se requirió diseñar los canales alimentadores y de entrega de los embalses en tanto que, en otros casos, fue posible utilizar la infraestructura existente. Todos los embalses fueron ubicados en las láminas 1 : 10.000 y sus cubicaciones se hicieron de acuerdo con las características de cada localización. En el diseño no se consultó el uso de clarificadores, por tratarse de obras muy caras para embalses de mediana capacidad, de manera que los embanques acumulados deberán extraerse en faenas de limpia.

En el caso particular del embalse Los Hornos, se ha estudiado la reparación de la obra de entrega que actualmente se encuentra deteriorada, lo que sólo permite aprovechar parte de su capacidad.

En el subsector 5, no se ha diseñado un nuevo embalse, ya que resulta fácil la ampliación del tranque Piguchén Norte por medio del peralte del muro lateral que no fué totalmente terminado. Con las obras antes descritas el valle queda dotado de un sistema de regulación total que le permite aprovechar el recurso las 24 horas del día. En la Figura 6.8 se presenta la ubicación de dichos embalses.

CUADRO 6.14 Valle de Putaendo, Necesidad y Capacidad Actual de Regulación Nocturna por Subsectores.

Sub-Sector	Area total ha.	Vol. Actual m3	Vol. Nec. m3	Diseño m3	Nombre
1	1.768	264.000	229.100	-	Los Hornos
2	584	-	75.700	76.000	Lo Vicuña
3	1.257		162.900	150.000	Estero Seco
		15.000			El Asiento
4	380	57.000	49.200	-	Las Casas
5	266	20.000	34.500	35.000	Piguchén Norte
6	576	-	74.600	75.000	Piguchén Sur
7	749	-	97.100	97.500	El Calvario

ii) Terminación del Canal Unificado

Se considera en el proyecto la terminación del Canal Unificado para lo cual deben construirse dos tramos principales que, empalmándose al canal actual, formarán un sistema único de conducción y distribución del agua.

El primer tramo, tiene su bocatoma en el sector de Los Patos, en las cercanías de la estación de aforo de la DGA y se extiende hasta 3 km aguas abajo del tranque Los Hornos en donde empalma con el canal Unificado. Este tramo tiene una longitud de 8 km desarrollándose paralelamente al río entre el camino público y el cauce del río. Se ha diseñado en mampostería de piedra con una pendiente de 1.86 por ciento que corresponde a la pendiente natural del sector y con una capacidad de 5.7 m3/s, lo que le permite captar los recursos necesarios para el riego de los subsectores 1, 2, 3, 6, 7, con un total de 4.934 hectáreas netas.

El segundo tramo corresponde a un ramal del canal Unificado mediante el cual se riegan los subsectores 6 y 7. Nace a la altura del pueblo de Piguchen, cruza la caja del río en una alcantarilla de 1.4 m3/s de capacidad y escurre por la ribera oriente en una longitud de 0.3 km, alimentando de paso el nuevo embalse Piguchen Sur, con un canal de 0.8 m3/s de capacidad para empalmar luego de 4.8 km al actual canal de Rinconada de Silva a la altura de Tres Puentes, aguas arriba del pueblo de Putaendo. Estos canales se han diseñado revestidos de hormigón simple de 7 cm de espesor y tienen pendientes medias de 1.2 y 1.9 por ciento respectivamente.

La Figura 6.8 presenta el esquema del valle con la ubicación del canal actual y de los tramos proyectados.

Se consulta además la construcción de obras de distribución en el canal Unificado y su ramal para la entrega de los caudales tanto a los embalses como a los distintos subsectores.

Con la terminación del canal Unificado es posible eliminar casi totalmente las bocatomas de los canales siendo necesarias sólo dos de ellas, ambas ubicadas en el sector de Los Patos. La primera en el costado poniente mediante la cual se capta el caudal para el canal Unificado, con una capacidad de 5.7 m3/s. La otra, en el lado oriente, por medio de la cual se capta el caudal necesario para los subsectores 4 y 5, con una capacidad de 0.8 m3/s. Esta última corresponde a la actual bocatoma del canal Barrancas.

iii) Revestimiento y Reparación de Canales Secundarios

Con el objeto de disminuir las pérdidas por percolación que actualmente se producen, se propone el revestimiento de una parte de la red secundaria de canales. La longitud por revestir se ha calculado tomando en cuenta la densidad de canales por hectárea y la forma de la

red. De acuerdo con ello, y para estimar el monto de la inversión necesaria, se ha considerado el revestimiento, con hormigón de 7 cm de espesor, de 14 km de canal con 1 m3/s de capacidad.

El proyecto consulta además, el mejoramiento de la red secundaria de canales, lo que significaría un volúmen estimado de excavación de cuneta en tierra de 25.000 m3.

Tanto el revestimiento como la reparación de esos canales son trabajos que deben realizarse luego de un análisis exhaustivo de la red de canales y sólo se pretende con estas cifras estimar su costo para incluirlo en el presupuesto.

iv) Construcción de Obras de Distribución

Se propone la construcción de marcos partidores en los canales y de cajas de derivación a nivel predial en todo el valle como una solución que, en conjunto con el resto de las obras, permite un mejor aprovechamiento de los recursos. (Ver punto 6.2.4.1).

6.3.2.3 Aplicación del Modelo de Simulación.

El mejoramiento en el uso del agua se representó en el Modelo de Simulación variando los parámetros de los sectores de riego y permitiendo que el sector SO3 capte toda el agua que requiera ya que el sector SO4 queda bajo la influencia de la explotación subterránea.

Los valores utilizados para los parámetros son los siguientes:

EFC	=	0.90	FRUD	=	0.90
EFP	=	0.45	FRUP	=	0.00
CDR	=	0.20	ALFA	=	1.000
CPR	=	0.35			

El caudal bombeado desde el acuífero se determina internamente en la operación del sector de riego y corresponde a la demanda a nivel predial que no pudo abastecerse con los recursos del río, pero limitada a la capacidad de bombeo, en este caso 1.5 m3/s. En el Cuadro 6.15 se presenta

la estadística de dichos caudales y los déficit remanentes en el Cuadro 6.16. El caudal bombeado desde el acuífero provoca una disminución de su caudal natural saliente, efecto que ha sido evaluado mediante la función unitaria desarrollada para este acuífero en el estudio hidrogeológico. La función que corresponde emplear en este caso es la siguiente.

a) Primera rama de la función unitaria (f.u.)

t (mes)	1	2	3
f.u.	0.080	0.168	0.120

b) Segunda rama de la función unitaria

$$f.u. = 0.091\ e^{-0.100\ (t-3)}$$

El modelo se procesó incluyendo el valle de Aconcagua en su situación actual, lo que permitió analizar el deterioro, tanto hidrológico como económico, que el proyecto para el valle de Putaendo induce sobre el valle Aconcagua. (Tomo VI, punto 3.1.4).

6.3.2.4 Costos.

Los costos tanto de inversión como de operación y mantención de las obras descritas, se han calculado de acuerdo con los criterios presentados en el Capítulo 8 de este Tomo. Un resumen de dichos costos a precios financieros se presenta en el Cuadro 6.17 como también el programa de inversiones. Los presupuestos detallados de cada una de las obras se presentan en el Anexo A.

CUADRO 6.15

Caudal Extraído desde el Acuífero de Putaendo (m^3/s).

Mes / Año	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom. Tempor
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1945	-	-	-	-	1.50	1.50	0.92	0.08	0.50
1946	0.18	-	-	1.50	1.50	1.50	1.41	0.06	0.77
1947	-	-	-	-	-	0.08	0.18	-	0.03
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1949	-	-	-	0.65	1.27	1.49	0.82	0.08	0.54
1950	-	-	-	-	-	0.52	0.36	-	0.11
1951	-	-	-	-	0.41	-	0.57	0.03	0.13
1952	-	-	-	-	-	0.73	0.47	-	0.15
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1954	-	-	-	-	-	1.18	0.25	0.11	0.21
1955	-	-	-	-	0.93	1.47	0.63	0.08	0.39
1956	-	-	-	1.20	1.50	1.50	1.42	0.06	0.71
1957	-	-	-	-	-	-	0.23	-	0.03
1958	-	-	-	-	1.50	1.50	1.23	0.08	0.54
1959	-	-	-	-	-	1.12	0.86	0.08	0.26
1960	-	-	-	-	-	1.31	0.27	0.12	0.21
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	-	0.55	0.26	-	-	0.10
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	-	-	0.14	1.50	1.50	1.39	0.08	0.58
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	0.03	-	-
1967	-	-	0.07	1.50	1.50	1.50	1.15	0.06	0.72
1968	0.61	1.47	1.50	1.50	1.50	1.50	1.13	-	1.15
1969	0.36	1.11	0.39	0.47	1.50	1.50	1.43	0.15	0.86
1970	-	-	-	-	1.46	1.50	1.25	0.08	0.54
1971	-	-	-	1.13	1.50	1.50	1.30	0.06	0.69
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-	-	0.65	-	0.08
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	-	-	1.48	1.42	0.80	0.08	0.47
1976	-	-	-	-	1.44	1.22	0.81	0.08	0.44

CUADRO 6.16

Déficit Remanente de los Sectores 3 y 4 (m^3/s)

Mes / Año	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom. Tempor
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1945	-	-	-	-	0.39	0.04	-	-	0.05
1946	-	-	-	0.26	1.19	0.41	0.21	-	0.26
1947	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1949	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1950	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1951	-	-	-	-	-	-	-	-	
1952	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	
1954	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1955	-	-	-	-	-	-	-	-	
1956	-	-	-	-	0.72	0.81	0.10	-	0 20
1957	-	-	-	-	-	-	-	-	
1958	-	-	-	-	0.62	0.49	-	-	0 16
1959	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1960	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	-	-	-	0.58	0.55	-	-	0 16
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1967	-	-	-	0.39	1.86	0.81	0.08	-	0.41
1968	-	0.15	1.05	2.91	3.39	1.77	1.02	-	1 29
1969	-	-	-	-	1.46	1.71	1.13	-	0.54
1970	-	-	-	-	-	0.03	-	-	-
1971	-	-	-	-	1.38	1.41	0.50	-	0.41
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1976	-	-	-	-	-	-	-	-	-

CUADRO 6.17 Proyecto N° 1. Costos y Programa de Inversión (a precios financieros en miles de US$)

Item	Costo total	Años 1	Años 2	Años 3 - 52
Inversiones				
1. Mejoramiento red actual	653,3	225,0	428,3	
2. Extensión C.Unificado	499,3	136,5	362,8	
3. Tranques regulación	281.6	77.0	204.6	
4. Pozos	3.538,8	997,3	2.541,5	
TOTALES	4.973.0	1.435.8	3.537.2	
Operación y Mantención (Costos Anuales)				
Pozos				90,2
TOTAL POR AÑO				90,2

Los costos totales de inversión y de operación alcanzan en valor presente para una vida útil de 50 años, con una tasa de interés del 12 por ciento, a 4,70 millones de dólares, lo que representa un costo promedio, en valor presente, de 842 US$/ha.

6.3.3 Proyecto N° 2. Mejoramiento de la Seguridad de Riego de toda el Area existente en el Valle del Río Aconcagua, aguas abajo de la Ciudad de San Felipe

6.3.3.1 Generalidades.

El área mejorada comprende los sectores 10 al 17 con un total de 26.234 hectáreas netas, lo que puede observarse en la Figura 6.9.

La solución adoptada se basa principalmente en la explotación del embalse subterráneo existente en el sector hidrogeológico Los Andes - San Felipe, durante los períodos de escasez, por medio de la cual se incrementan los recursos superficiales para el riego, eliminándose directamente parte o la totalidad de los déficit.

Complementando el aumento de recursos, es necesario aumentar la eficiencia de aprovechamiento del agua, para lo cual se consultó el costo de embalses de regulación nocturna en casi todos los sectores. Se proyectó la reparación de los canales Mauco y Waddington para recuperar su capacidad original ya que, sobre la base de los caudales máximos captados según las corridas de aforo y comprobados en el recorrido de canales, resultaron no tener la capacidad suficiente para abastecer el área que dominan.

6.3.3.2 Descripción de las obras.

a) Campo de sondajes

El incremento de los recursos para el riego se logra a través de un campo de sondajes de 9 m3/s de capacidad máxima que bombea agua subterránea embalsada en el acuífero emplazado en la primera sección del valle. Este campo está formado por una batería de 45 pozos ubicados en la ribera norte del río Aconcagua, aproximadamente 5 km al oriente de la ciudad de San Felipe abarcando un área de 8 km2 y por otra batería, también de 45 pozos ubicados en la ribera sur y que se extienden entre los pueblos de Curimón y Rinconada de Los Andes cubriendo un área de 11 km2.

Tanto para la evaluación de costos como para la simulación del comportamiento del embalse subterráneo sometido a esta explotación artificial, se consideró como representativo de las características medias del área, un sondaje de 120 m de profundidad capaz de entregar un caudal de 100 l/s con una depresión de 15 m y un nivel dinámico de 80 m.

Aún cuando los antecedentes actuales no permiten asignar las características individuales de cada uno de los pozos que integran estas baterías, sí permiten distinguir algunas áreas relativamente homogéneas.

Así por ejemplo, al surponiente de Bucalemu y en torno a Rinconada de Los Andes, es posible esperar rendimientos de 120 l/s o más con depresiones menores de 15 m; en el área comprendida entre los cerros El Almendral y Las Herreras, los caudales mínimos se estiman en 70 l/s para aquellos sondajes situados lejos del cauce actual del río Aconcagua y, finalmente, en las áreas localizadas al norponiente de Bucalemu y alrededor de Curimón, es factible atribuir a los sondajes características muy similares a las características medias asignadas a toda el área.

La profundidad se considera un parámetro de poca variación ya que la magnitud fijada permite que los sondajes comprometan prácticamente todo el espesor acuífero más permeable. De esta forma, se tiende a eliminar el efecto de penetración parcial y, por lo tanto, a disminuir las depresiones en los pozos de bombeo. En todo caso, es necesario destacar que los mayores requerimientos se presentan hacia la cabecera del campo de sondajes por cuanto es allí donde se manifestarán los niveles dinámicos más profundos durante la operación del sistema.

La geometría del campo de sondajes corresponde al resultado de un análisis de su funcionamiento durante el período 1966/1973 teniendo como variables los volúmenes anuales extraídos, la secuencia de los caudales de bombeo a lo largo del año, el efecto que esta explotación provocará sobre la descarga natural del embalse subterráneo y los niveles de bombeo que se alcanzarán en cada uno de los pozos (Ver punto 6.2.5).

Dentro de la secuencia histórica en la cual se enmarca el proyecto, se ha elegido el período 1967/1972 porque es el que plantea las restricciones más severas en el aprovechamiento del recurso subterráneo y, por consiguiente, define sus bases de diseño. A partir del año 1967, el embalse subterráneo sufre un contínuo drenaje hasta alcanzar su estado mínimo durante los años 1970/71 con niveles freáticos que alcanzan una profundidad de casi 60 m en la zona más desfavorable del campo de sondajes.

El drenaje adicional que induce la explotación propuesta, se ha superpuesto al comportamiento natural del embalse, colocando como límite máximo, niveles de bombeo que no excedan una profundidad de 80 m. De este modo, el monto anual extraído queda fijado a través de una condición que asegura el caudal de funcionamiento más desfavorable de los sondajes manteniendo, en torno a ellos, un espesor saturado mínimo comprendido entre 40 y 50 m.

Esta situación varía hacia el poniente ya que se ha estimado que estos niveles máximos disminuyen hasta alrededor de 60 m al aproximarse a la desembocadura.

Si bien, el campo de sondajes posee una capacidad instantánea de 9 m3/s, se ha definido para el año 1968/69 como secuencia más exigente, adaptada a las demandas, una serie compuesta de dos meses de 4 m3/s tres meses de 9 m3/s y un mes final de 3 m3/s. Esta secuencia se inicia en el mes de Septiembre de tal manera de provocar la simultaneidad entre los mayores caudales de bombeo y las magnitudes de recarga más importantes que se incorporan al sistema subterráneo.

El monto anual involucrado en la secuencia descrita alcanza a aproximadamente 100 millones de m3 y corresponde al volumen estimado, con los antecedentes existentes, como cota superior de explotación necesaria para asegurar la obtención de los caudales de demanda en el período histórico 1967/1972. Debe señalarse que, en general, este volumen puede ser incrementado notoriamente si en las bases de diseño se varían tanto las condiciones iniciales como la distribución anual de los requerimientos de agua para el riego. El primer aspecto se refiere a la dependencia directa entre este monto anual con el estado de saturación inicial que presenta el acuífero en el momento de ser explotado y, el segundo, a la posibilidad de un bombeo más intenso en aquellos casos en los cuales las demandas anuales se presentan alternadamente a lo largo de los años.

Asociada a esta variación se encuentra la secuencia de bombeo, la cual puede ser alterada en función de los parámetros citados teniendo en cuenta la magnitud de las recargas que se produzcan simultáneamente con los caudales medios mensuales de explotación.

De todo lo anterior, se desprende la necesidad de contar con un control especializado durante la construcción y el manejo del campo de sondajes ya que el diseño adoptado responde a un dimensionamiento adecuado a la densidad de antecedentes actuales y a un análisis de funcionamiento bajo condiciones históricamente observadas.

El desarrollo de la etapa de construcción permitirá intensificar paulatinamente el reconocimiento del subsuelo en lo que se refiere a la granulometría de los sedimentos, a las constantes elásticas del espesor acuífero y, sobre todo, al rendimiento que individualmente aportará cada una de las captaciones. Este aspecto resulta de particular importancia en el área de sondajes ubicada al norte del río Aconcagua ya que es allí donde se ha contado con la menor densidad de información.

De esta forma, se pretende que la construcción de la obra cumpla simultáneamente un objetivo de estudio, mediante el cual sea factible ir sometiendo a una verificación el diseño propuesto y, de ser necesario, introducir aquellas modificaciones que los nuevos antecedentes indiquen como aconsejables.

El cumplimiento de este procedimiento permitirá además perfeccionar la estructura del modelo hidrogeológico cuya utilización se prevé como indispensable en el manejo futuro del campo de sondajes debido al efecto que su funcionamiento induce sobre la magnitud y oportunidad de los recursos que se manifiestan aguas abajo.

En el proyecto de Ingeniería de la obra, se ha considerado que los caudales extraídos en períodos de explotación son conducidos por una red de tuberías de cemento comprimido que funciona en escurrimiento libre. Para no dificultar las labores agrícolas se consideró una profundidad de enterramiento mínimo de 80 cm sobre la clave de los tubos.

El caudal extraído del sector norte, en conjunto con el recurso proveniente del sector sur que cruza el cauce del río Aconcagua en un sifón de 1.750 m, descarga a un único canal colector ubicado en la ribera norte que se ha diseñado en mampostería de piedra con una pendiente promedio de 0.8 por ciento para el caudal máximo de 9 m3/s. Este canal de 2.6 km conduce el agua en dirección poniente entregándola directamente en el río aguas abajo de la ciudad de San Felipe, en un sector donde las pérdidas por infiltración, de producirse, son de poca magnitud debido a la permanente existencia de un nivel de saturación muy superficial en el acuífero que subyace al lecho del río. En el Album de Planos se presenta el prediseño de estas obras.

El costo de electrificación fue evaluado considerando una extensión media de 500 m de longitud de línea de alta tensión y una subestación de 150 KVA de capacidad por sondaje.

Por otra parte, según información de la Empresa Chilena de Electricidad (CHILECTRA) existen líneas de alta tensión en ambos lados del río con potenciassuficientes para suplir la demanda que se produce cuando el acuífero es explotado a su máxima capacidad.

El análisis de esta alternativa de proyecto, fue simulado en el modelo de simulación del sistema analizando un período de 35 años. Con la limitación de la secuencia de bombeo máxima, se abastecen en los períodos de escasez los sectores de riego deficitarios, cumpliendo las condiciones de explotación detalladas en el punto 6.2.5. Como resultado, se obtiene los montos de explotación del acuífero detallados en el Cuadro 6.18 a través de los cuales se advierte que el empleo de agua subterránea es requerido sólo durante 17 años.

b) Mejoramiento de la red de riego

El proyecto de mejoramiento de la red de riego en el valle de Aconcagua contempla el aumento de la capacidad actual de los canales Mauco y Waddington.

En el canal Mauco se aumenta su capacidad desde 1.0 m3/s a 2.0 m3/s. Esto le permite entregar 1.25 m3/s a la zona de Quintero, abasteciendo el área de riego allí existente.

En el canal Waddington, se recupera su capacidad original de 3.5 m3/s eliminándose saques clandestinos y efectuando reparaciones a lo largo de su recorrido.

CUADRO 6.18

Caudal Extraído desde el Acuífero de la Zona 1 (m^3/s).

Mes / Año	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom. Anual
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1945	-	-	-	-	6.51	-	-	-	0,54
1946	-	1.81	-	8.68	9.00	5.06	0.02	-	2,05
1947	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1949	-	-	-	4.93	9.00	4.46	-	-	1,53
1950	-	-	-	-	2.40	-	-	-	0,20
1951	-	-	-	-	-	2.93	-	-	0,24
1952	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1954	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1955	-	-	-	-	6.81	-	-	-	0,57
1956	-	-	-	9.00	9.00	3.23	0.25	-	1,79
1957	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1958	-	-	-	0.59	9.00	2.72	-	-	1.03
1959	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1960	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	-	7.41	-	-	-	0,62
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	1.95	9.00	9.00	9.00	5.19	-	-	2.84
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1967	-	2.50	9.00	8.07	9.00	6.81	3.65	-	3.25
1968	-	4.00	4.00	9.00	9.00	9.00	3.00	-	3.17
1969	0.32	9.00	0.69	-	8.05	3.08	3.42	-	2.05
1970	-	1.10	-	-	9.00	7.57	5.11	-	1.90
1971	-	-	-	2.94	9.00	8.41	6.89	-	2.27
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	-	-	6.39	5.21	0.57	-	1.01
1976	-	2.21	-	-	1.14	3.75	-	-	0.59

En el resto de los canales y, a pesar de tener la capacidad necesaria para el riego del área que dominan, su estado de seguridad no es satisfactorio, debido a que desde su construcción, la mantención no se ha efectuado en debida forma existiendo, en todos ellos, tramos con altas posibilidades de fallas.

Se ha considerado la construcción de embalses de noche en los sectores 10 a 17, analizando sector por sector el número, volumen y área que sirven los existentes, pudiendo así definir los nuevos embalses necesarios para suplir los déficit.

El detalle de estas obras de mejoramiento de la infraestructura de riego se presenta en el punto 6.2.4 de este Tomo.

El Cuadro 6.19 indica el coeficiente de aprovechamiento nocturno actual y futuro, correspondiente a la razón entre las horas de aprovechamiento efectivo y las 24 horas diarias, así como el incremento necesario del volumen de embalse.

CUADRO 6.19 Regulación Nocturna Estimada en el Valle de Aconcagua

Sectores	Aprovech. Actual α_0	Aprovech. Futuro α_1	Volumen adicional necesario m3	N° Embalses
10	0.680	0.850	100.000	5
11	0.680	0.850	60.000	4
12	0.680	0.850	8.000	1
13	0.720	0.900	55.000	5
14	0.800	1.000	33.000	3
15	0.680	0.850	99.000	9
16	0.760	0.950	165.000	11
17	0.800	1.000	84.000	6

6.3.3.3 Aplicación del Modelo de Simulación

El mejor uso del agua se representó en el Modelo de Simulación utilizando valores mejorados de los parámetros de los sectores de riego. El valle de Putaendo quedó con los valores considerados en su solución. En los sectores SO5 a SO9, que se ubican en la segunda sección, no se introdujo ninguna variación y quedaron con los valores correspondientes a la situación actual. En todos los demás sectores se modificaron solamente los parámetros FRUD y ALFA subiéndolos en un 25 por ciento respecto a los valores de la situación actual. Además se considera una ampliación de la capacidad del canal Waddington de 3 m3/s a 4.3 m3/s para mejorar el riego del sector S16 en el valle de Limache. Igual cosa con el canal Mauco cuya capacidad final se sube de 0.20 a 1.25 m3/s para mejorar el riego del sector S17 en la costa.

La explotación del acuífero AO1 de la primera sección legal del río Aconcagua debe ser tal que se entregue el caudal mínimo requerido por el valle aguas abajo de la entrada a la segunda sección legal, nodo 12 en el esquema del sistema, para no desperdiciar el recurso. Lo anterior exige determinar las necesidades de los sectores pero a nivel de valle, es decir, considerando el aprovechamiento de los retornos de riego, los afluentes y los aportes propios de la cuenca intermedia. Los retornos de riego se calcularon de acuerdo con las demandas en bocatoma del sector y con las relaciones empleadas para simular sus procesos. Los recursos intermedios y afloramientos se obtuvieron del proceso correspondiente a la situación actual usando el año 1970/71 para tener valores conservadores. El cálculo se realizó nodo por nodo comenzando por aguas abajo hasta llegar al nodo 12, con lo cual se estableció para cada nodo lo que debe entregarse a cada sector que se abastece de él y lo que debe dejar pasar hacia aguas abajo para complementar los recursos intermedios, retornos de riego y afloramientos que no hayan permitido suplir las necesidades. Esto se realizó para todos los meses de Septiembre a Abril con lo cual se pudo establecer también los porcentajes de distribución a aplicar en cada nodo.

El caudal total requerido en el nodo 12, en m3/s, fue el siguiente:

Sept.	:	11.00	Ene	:	31.10
Oct.	:	18.90	Feb	:	22.60
Nov.	:	26.00	Mar	:	18.90
Dic.	:	30.50	Abr	:	10.65

Una vez determinado el caudal total requerido a la entrada de la segunda sección, tanto superficial como subterráneo, es posible determinar excedentes y déficit por simple comparación entre el caudal total entrante simulado y el requerido. En esta forma se determinó el caudal a bombear desde Curimón. Se hizo un primer proceso sin bombeo que permitió definirlos, luego un segundo proceso bombeando dichos déficit y un tercer proceso en el cual se bombeó el déficit original más el remanente del segundo caso, lo cual se realizó para tomar en cuenta la disminución del caudal natural de descarga que provoca el bombeo. En todos los casos el bombeo se limitó a la capacidad máxima y para el año 1968/69 a la secuencia máxima posible que se estableció en el estudio hidrogeológico.

El efecto de los bombeos se obtuvo con la función unitaria obtenida en el estudio hidrogeológico y es la siguiente:

a) Primera rama de la función unitaria. f.u..

t (mes)	1	2	3	4
f.u.	0.0064	0.0251	0.0292	0.0286

b) Segunda rama de la función unitaria.

$$f.u. = 0.0259\ e^{-0.067\,(t-4)}$$

Los déficit remanentes en los sectores 5 a 17 expresados como caudal requerido a la entrada de la segunda sección se presentan en el Cuadro 6.20.

6.3.3.4 Costos.

Los costos tanto de inversión como de operación y mantención de las obras descritas se han calculado de acuerdo con los criterios presentados en el Capítulo 8 de este Tomo. Un resumen de dichos costos a precios financieros se presente en el Cuadro 6.21 como también el programa de inversiones. Los presupuestos detallados de cada una de las obras se presentan en el Anexo A.

CUADRO 6.20 Proyecto N° 2

Déficit Remanente de los Sectores 5 a 17 (m^3/s)									
Mes Año	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom. Anual
1942	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1943	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1944	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1945	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1946	0.0	0.49	0.0	0.45	0.71	0.43	0.54	0.0	0.22
1947	0.0	0.0	0.0	0.0	0.17	0.0	0.0	0.0	0.01
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1949	0.0	0.0	0.0	0.45	5.12	0.43	0.0	0.0	0.50
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.36	0.28	0.0	0.0	0.05
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.43	0.0	0.0	0.04
1952	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1953	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.35	0.0	0.0	0.0	0.03
1956	0.0	0.0	0.0	4.78	1.74	0.43	0.53	0.0	0.62
1957	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.27	0.0	0.0	0.02
1958	0.0	0.0	0.0	0.46	4.65	0.43	0.0	0.0	0.46
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.06	0.0	0.0	0.01
1960	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.34	0.0	0.0	0.0	0.03
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1964	0.0	0.48	1.49	7.66	7.78	0.43	0.0	0.0	1.49
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1967	0.0	0.50	0.93	0.47	9.00	0.45	0.56	0.0	0.99
1968	0.23	4.88	12.44	12.26	13.10	4.82	6.64	0.0	4.53
1969	0.09	1.99	0.54	0.0	0.41	0.52	0.62	0.0	0.35
1970	0.0	0.59	0.0	0.39	7.56	0.51	0.62	0.0	0.81
1971	0.0	0.0	0.0	0.53	5.55	0.51	0.62	0.0	0.60
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.36	0.43	0.53	0.0	0.11
1976	0.0	0.51	0.0	0.0	0.37	0.46	0.0	0.0	0.11

CUADRO 6.21 Proyecto N° 2. Costos y Programas de Inversión (a precios financieros en miles de US$)

Item	Costo Total	Años 1	2	3	4 - 54
Inversiones					
1. Tranques noct.	720.5	309.0	206.0	205.5	
2. Mejoramiento canales					
- Mauco	426.5	17.9	408.6		
- Waddington	475.4	20.0	455.4		
3. Campo sondaj. Curimón	17.232.5	4.917.6	9.881.9	2.433.0	
TOTALES	18.934.9	5.284.5	11.011.9	2.638.5	
Operación y Mantención (Costos anuales) Campo de sondajes					459.4
TOTAL POR AÑO					459.4

El valor presente de los costos de inversión y operación, a la tasa de interés del 12 por ciento, alcanzan a 18.09 millones de dólares, lo que significa un costo promedio, en valor presente, de 689 US$/Há.

6.3.4 Proyecto N° 3. Sondajes en Curimón para los valles de Aconcagua, Ligua y Petorca

6.3.4.1 Descripción General.

El proyecto permite mejorar la seguridad de riego de las áreas actualmente bajo canal en el valle de Aconcagua, aguas abajo de San Felipe, en el valle de Ligua y en el valle de Petorca, aguas abajo del pueblo de Pedegua, cubriendo una superficie total de 36.182 hectáreas netas.

El proyecto se basa en la explotación del acuífero de la primera sección del río Aconcagua mediante un campo de sondajes, de 9 m3/s de capacidad máxima, ubicado en la zona de Curimón, distribuyendo los recursos explotados en forma proporcional a los déficit de los tres valles.

El área mejorada comprende los sectores 10 al 17, en el valle de Aconcagua, con 26.234 hectáreas; sectores 18 a 22, en el valle de Ligua, con 7.495 hectáreas y el sector 30, en el valle de Petorca, con 2.453 hectáreas. Estas superficies se mejoran directamente por el aumento de recursos disponibles para riego generado por la explotación del acuífero.

El sector 18 correspondiente al sector alto de Ligua se mejora indirectamente por la mayor disponibilidad de recursos liberados por el sector 19 localizado aguas abajo del primero. Estos recursos actualmente son compartidos por ambos sectores.

La zona alta de Petorca correspondiente a los sectores 25 a 29 no se mejora indirectamente porque éstos hacen uso total del agua disponible en el valle y no comparten los recursos con el sector 30 beneficiado directamente por el proyecto.

Cuando se producen déficit, el campo de sondajes genera los caudales necesarios que se conducen, por medio de una red de tuberías y un canal colector revestido, al cauce del río aguas abajo de San Felipe. Parte de este caudal es captado directamente por los canales que dominan áreas deficitarias en la tercera y cuarta sección del Aconcagua supliendo las necesidades de esos sectores y el resto se trasvasa hacia el valle de Ligua por medio del canal Paico que desemboca al cauce natural del estero Los Angeles.

De la totalidad de los recursos trasvasados, una parte escurre directamente por el estero hasta su confluencia con el río Ligua, asegurando el riego de los sectores existentes aguas abajo de dicha confluencia; otra parte es captada por los canales que abastecen el área de riego del estero Los Angeles y el caudal restante se conduce por el canal Norte para abastecer,en su primer tramo, parte del sector bajo de Alicahue, definido como el área aguas arriba de la desembocadura del estero Los Angeles y, en su segundo tramo,trasvasar hacia el valle de Petorca el agua necesaria para el riego del área que se encuentra aguas abajo del pueblo de Pedegua.

En el sector bajo de Alicahue, el canal Norte no domina totalmente el área definida como sector 19. Para suplir los déficit de dicho sector, se consultan dos elevaciones en serie de 0.56 m3/s y 0.30 m3/s, cada una a 50 metros de altura.

En la Figura 6.10 se presentan la disposición de las obras contempladas y las áreas beneficiadas por el proyecto.

En la operación del sistema, se ha definido una norma general de distribución del agua extraída del acuífero según la cual la relación de las demandas suplidas con los recursos propios y con los recursos del acuífero con respecto a la demanda total debe ser similar en los distintos sectores que domina el proyecto.

6.3.4.2 Descripción de las obras.

a) Campo de sondajes

Para la obtención de los recursos requeridos para satisfacer las demandas medias mensuales de regadío en los períodos de escasez, se plantea una explotación artificial del embalse subterráneo ubicado en la Primera Sección del valle del río Aconcagua.

El campo de sondajes considerado en este caso, es idéntico al diseñado en el proyecto N° 2 y difiere de él sólo en la secuencia de los caudales de bombeo y volúmenes anuales extraídos. Rigen, por lo tanto, las mismas consideraciones generales allí expuestas.

Este proyecto plantea una explotación más continua e intensa que el proyecto N° 2 ya que la utilización del embalse subterráneo se incrementa de 17 a 22 años y el volumen total de agua extraída en el período histórico de 35 años analizado aumenta en un 31.5 por ciento. Los caudales extraídos se presentan en el Cuadro 6.22.

A pesar de este mayor volumen de explotación, la exigencia que se impone, al sistema acuífero, es muy similar a la del proyecto N° 2. En efecto, excepción hecha del período 1967/1972, si bien los montos anuales explotados son mayores que los del proyecto N° 2, ellos son de pequeña magnitud en comparación al valor máximo de 100 millones de metros cúbicos fijado. Análogamente, las nuevas secuencias mensuales de bombeo no significan demandas que excedan las posibilidades del campo de sondajes diseñado.

Durante el período 1967/1972 el monto medio anual de bombeo alcanza a un valor de 91.9 millones de m3 lo que representa un incremento de 15.3 por ciento respecto de la explotación planteada en el proyecto N°2 para el mismo período. En relación al volumen máximo anual, su valor asciende a 114.5 millones de m3 en el año hidrológico 67/68 cifra que es 11.7 por ciento superior al volumen máximo de bombeo del proyecto ya citado (102,5 millones de m3 en el año hidrológico 1967/68).

Dada la similitud entre ambas explotaciones no se utilizó el modelo hidrogeológico para simular el comportamiento del acuífero ya que, se estima, los descensos regionales y las mutuas interferencias que inducirán estas nuevas secuencias de bombeo, no superarán el límite de profundidad establecido para los niveles de saturación de las zonas más desfavorables del campo de sondajes.

En todo caso, considerada la construcción de obra como una etapa simultánea de estudio, será posible ir verificando el funcionamiento previsto. En este aspecto se destaca la gran influencia que tiene el conocimiento de la curva de agotamiento de los sondajes en operación individual, ya que la depresión propia de 15 m supuesta para el caudal medio de 100 l/s, es de magnitud muy similar al monto de las interferencias más el efecto regional del bombeo.

CUADRO 6.22 Proyecto N° 3

Caudal Bombeado desde el Acuífero de la Zona 1 (m3/s)									
Mes Año	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom. Anual
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1945	-	-	-	3.09	9.00	-	-	-	1.01
1946	-	3.05	-	9.00	9.00	6.95	2.09	-	2.51
1947	-	-	-	-	3.79	-	-	-	0.32
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1949	-	-	-	8.51	9.00	6.17	-	-	1.97
1950	-	-	-	-	6.08	2.19	-	-	0.69
1951	-	-	-	-	-	4.87	-	-	0.41
1952	-	-	-	-	2.96	-	-	-	0.25
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1954	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1955	-	-	-	-	9.00	1.84	-	-	0.90
1956	-	-	-	9.00	9.00	5.04	1.98	-	2.08
1957	-	-	-	-	-	0.98	-	-	0.08
1958	-	-	-	3.71	9.00	4.47	0.04	-	1.43
1959	-	-	-	-	-	2.06	-	-	0.17
1960	-	-	-	-	2.23	0.29	-	-	0.21
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	-	9.00	1.64	-	-	0.89
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	2.53	9.00	9.00	9.00	6.75	1.01	-	3.11
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1967	-	3.52	9.00	9.00	9.00	8.37	4.70	-	3.63
1968	0.30	4.00	4.00	9.00	9.00	9.00	3.00	0.40	3.22
1969	0.58	9.00	2.79	-	9.00	4.82	4.68	-	2.57
1970	-	1.01	-	4.08	9.00	9.00	6.18	-	2.44
1971	-	-	-	6.61	9.00	9.00	7.96	-	2.71
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	1.89	-	9.00	7.36	2.22	-	1.71
1976	-	2.53	-	-	5.17	5.97	0.19	-	1.15

Sólo los nuevos antecedentes obtenidos durante la construcción permitirán decidir la conveniencia de modificar el campo de sondajes diseñado, para adecuar su geometría a las necesidades de explotación que plantea este proyecto. El conocimiento actual del embalse subterráneo, permite asegurar la factibilidad de obtener los volúmenes anuales comprometidos; sin embargo, no permite asegurar la geometría adoptada debido a la imposibilidad de conocer a priori las curvas de descarga de cada uno de los sondajes.

b) Canal Paico

El canal Paico es el canal de trasvase desde el valle de Aconcagua hacia el valle de Ligua. Con capacidad máxima de 4.3 m3/s, capta los sobrantes del río Aconcagua y, cuando hay déficit, parte de los caudales extraídos por la batería de pozos.

La bocatoma del canal está ubicada en la ribera norte del río Aconcagua, a la cota 555 m.s.n.m., frente a la puntilla del cerro Paico, 3 km aguas abajo de la desembocadura del río Putaendo.

El canal tiene una pendiente media de 0.65 por mil y una longitud total de 48.7 km y, se proyectó de acuerdo a los resultados del análisis de mínimo costo, como canal sin revestimiento. Su recorrido es similar pero a mayor cota que el actual trazado del canal Catemu del Alto; escurre en dirección poniente por la ladera de los cerros que bordean la ribera norte del río Aconcagua hasta el kilómetro 21.3 en que entra al túnel Del Pueblo, de 650 m de longitud y 0.35 por mil de pendiente. Desde la salida del túnel escurre hacia el norte, por la ladera de los cerros de la vertiente oriental del valle de Catemu, hasta el kilómetro 43.15 en que entra al túnel El Sauce, con el que cruza el cordón de cerros entre los valles de Catemu y Los Angeles. El túnel tiene una longitud de 5.550 m, con una pendiente de 0,35 por mil, y desemboca en el kilómetro 48.70, en el valle del estero Guayacán a la cota 525 m.s.n.m., descargando el agua a dicho cauce afluente del estero Los Angeles, desde donde se distribuye hacia los distintos sectores de Ligua y Petorca, por medio del estero mismo y del canal Norte.

c) Canal Norte

El canal Norte conduce los recursos necesarios para el mejoramiento del sector 19 en el valle de Ligua y sector 30 en el valle de Petorca. El canal tiene tres tramos principales y un derivado con el que parte de su caudal es elevado mecánicamente hacia Alicahue, en la parte alta del sector 19. El canal se proyectó, de acuerdo al resultado del análisis de mínimo costo, como canal sin revestimiento.

El primer tramo tiene su bocatoma en la ribera norte del estero Los Angeles a la cota 335 m.s.n.m. El tramo tiene una capacidad máxima de 3.1 m3/s y una longitud de 12.10 km con una pendiente media de 0.30 por mil.

El canal tiene su trazado por la ladera de los cerros que cierran por el nor-este al valle de Los Angeles hasta el km 5.46, en el que, a la cota 333.4 m.s.n.m., entra en el túnel La Posada, de 1.270 m de longitud y 0.25 por mil de pendiente, con el que cruza al valle de Ligua. Desde la salida del túnel continúa por la ribera sur del río Ligua hasta el km 11.70. En este punto, a la cota 331.5 m.s.n.m., entra al sifón Ligua, de 400 m de longitud y 10 m de carga máxima con el que cruza el río. La salida del sifón, en el km 12.10 y cota 328.3 m.s.n.m. es el término de este tramo.

El segundo tramo, con capacidad máxima de 1.70 m3/s, una longitud de 18,85 km y 0.34 por mil de pendiente, conduce los recursos necesarios para el riego del sector 30 del valle de Petorca, desde la salida del sifón Ligua en la cota 328.3 m.s.n.m., por la ladera de los cerros al norte del valle Ligua, hasta el km 29.70 en que cruza la quebrada La Chacrilla en un sifón de 1.250 m de largo y 80 m de carga máxima.

El tercer tramo se inicia en la salida del sifón La Chacrilla, en el km 30.95 a la cota 312.30 m.s.n.m. y, con el mismo caudal del tramo 2 pero con pendiente media de 0.90 por mil, lleva estos recursos hasta su descarga en el río Petorca a la cota 296.50 m.s.n.m. en el km 50.0. En este tramo, la única obra de arte mayor es el túnel La Grupa, con el que se cruzan los cerros que separan el valle de Ligua del de Petorca. El túnel tiene la entrada en el km 37.70, a la cota 306.30 m.s.n.m., una longitud de 2.020 m y 0.25 por mil de pendiente.

La elevación de recursos desde el canal Norte hacia Alicahue se concibió con el objeto de aumentar el área del valle de Ligua servida con los recursos provenientes del Aconcagua, dejando los recursos propios del valle para el riego de la parte alta del valle.

Para este efecto se consideró el proyecto de dos estaciones elevadoras que en conjunto dominan 482 hectáreas netas. La posibilidad de una elevación a mayor altura se descartó por las características propias del valle, en el que existe un menor aumento de área con respecto a un aumento en la altura de elevación.

La primera elevación, con una capacidad de 560 l/s capta las aguas, en la cota 328.3 m.s.n.m., a la salida del sifón Ligua y las eleva, a la cota 382.0 m.s.n.m., por medio de 5 bombas de 120 l/s con una potencia instalada total de 600 KW y una tubería de impulsión de 250 m de largo que descarga el caudal en un canal, de 3.5 km de largo y 0.5 por mil de pendiente, que lo conduce por la ladera norte del valle hasta la cota 380.5 m.s.n.m., en que entrega 300 l/s a la segunda elevación y descarga 260 l/s frente a la quebrada de Vitahue.

La segunda elevación, con una capacidad de 300 l/s, capta el caudal en la cota 380.5 m.s.n.m. y lo eleva a la cota 435.5 m.s.n.m. por medio de 3 bombas de 120 l/s, con una potencia instalada de 360 KW y una tubería de 140 m de largo que empalma en un canal de 4.7 km de largo y 0.5 por mil de pendiente que lo conduce hasta la cota 433.0 m.s.n.m. en que entrega el caudal al embalse Pililén para el riego de 214 hectáreas netas.

El costo de operación de las bombas se calculó sobre la base de que el sistema funciona sólo en los períodos en que hay déficit en los sectores dominados. Los períodos de déficit y su monto se determinaron con el modelo de simulación del sistema.

Las características físicas más relevantes de las obras descritas se presentan en los Cuadros 6.22 a 6.25 y se detallan de acuerdo con el esquema de la Figura 6.11.

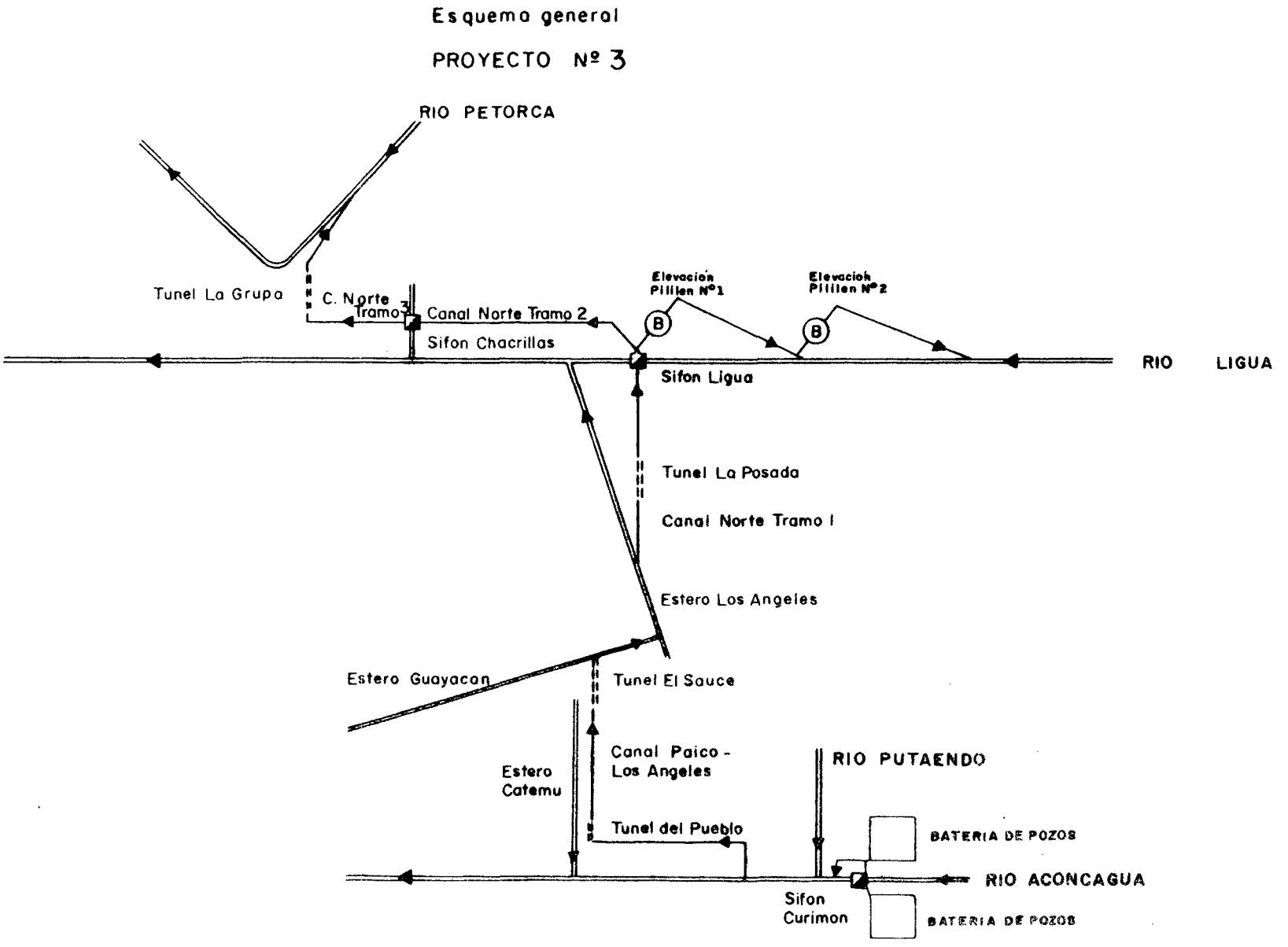

Esquema general
PROYECTO Nº 3
RIO PETORCA
Tunel La Grupo
C. Norte Tramo 3
Canal Norte Tramo 2
Sifon Chacrillas
Elevación Pililen Nº1
Elevación Pililen Nº2
B
B
RIO LIGUA
Sifon Ligua
Tunel La Posada
Canal Norte Tramo I
Estero Los Angeles
Estero Guayacan
Tunel El Sauce
Canal Paico - Los Angeles
Estero Catemu
RIO PUTAENDO
Tunel del Pueblo
BATERIA DE POZOS
RIO ACONCAGUA
Sifon Curimon
BATERIA DE POZOS

FIGURA 6.11

CUADRO 6.22 Proyecto N° 3. Características de los Canales

Canal	Caudal m3/s	Long. km 1/	Tipo 2/	Pendiente °/oo	Base m	Altura Normal m	Revancha m	Altura Total m	Sección Total m2	Velocidad m/s
PAICO	4.30	48.7	T	0.65	1.60	1.54	0.23	1.77	5.96	0.89
NORTE										
Tramo 1	3.10	12.10	T	0.30	1.60	1.59	0.24	1.83	6.28	0.61
Tramo 2	1.70	18.85	T	0.34	1.20	1.25	0.20	1.45	3.84	0.56
Tramo 3	1.70	19.05	T	0.90	1.00	1.04	0.20	1.24	2.78	0.80
Elev. 1	0.56	3.50	T	0.50	0.80	0.75	0.20	0.95	1.66	0.48
Elev. 2	0.30	4.70	T	0.50	0.60	0.60	0.20	0.80	1.12	0.41

Notas: 1/ : Las longitudes de los canales tienen la precisión correspondiente a los planos 1:10.000.
2/ : T = canal sin revestir.

CUADRO 6.23 Proyecto N° 3. Características de los Túneles

Nombre	Ubicación Canal	Ubicación Km	Caudal m3/s	Long. m	Pend. °/oo	Tipo Sección 1/	D m 2/	Sección Total m2	Altura Normal m	Veloc. m/s
Del Pueblo	Paico	21.30	4.30	650	0.35	MP	2.40	5.20	1.85	1.15
El Sauce	Paico	43.15	4.30	5 550	0.35	MP	2.40	5.20	1.85	1.15
La Posada	Norte	5.46	3.10	1 270	0.25	MP	2.40	5.20	1.54	0.92
La Grupa	Norte	37.70	1.70	2 020	0.25	MP	2.40	5.20	0.96	0.74

Notas: 1/ : Las longitudes de los canales tienen la precisión correspondiente a los planos 1:10.000 e incluyen obras mayores.
2/ : T = canal sin revestir.

CUADRO 6.24 Proyecto N° 3. Características de los Sifones

Nombre	Ubicación Canal	Ubicación Km	Caudal m3/s	Long. m	H.Máx. m	D m	Tipo Tubería	Espesor m	Velocidad m/s	Pérdida Total m
Ligua	Norte	11.70	3.10	400	10	1.20	Horm.	0.19	2.74	3.20
Chacrilla	Norte	29.70	1.70	1 250	80	0.95	Horm.	0.20	2.40	10.00
Curimón	Red colect.	Campo sondajes	4.50	1.700	7	1.60	Horm.	0.20	2.24	6.00

CUADRO 6.25 Proyecto N° 3. Características de las Elevaciones

Nombre	Ubicación Canal	Ubicación Km	Caudal m3/s	H.Elev. m	Pot.Inst. KW	Bombas N°	Q.Bomb. m3/s	D.Impul. m	Tipo Tubería	L.Impul. m
Elevac. N° 1	Norte	12.10	0.56	54	600	5	0.120	0.45	Rocalit	250
Elevac. N° 2	Elev. 1	3.50	0.30	55	360	3	0.120	0.30	Rocalit	140

6.3.4.3 Mejoramiento de la Infraestructura de Obras Existentes

Además de la explotación del acuífero que provee de recursos adicionales en los períodos deficitarios, es necesario contemplar algunas obras específicas de distribución y control del agua, imprescindibles para lograr los objetivos del proyecto. Así se contempla el aumento de los embalses de regulación nocturna, el ensanche y revestimiento de canales y la implementación de obras de distribución menores a nivel sectorial y predial. La influencia de estas obras sobre el sistema es analizada por el modelo de planificación sobre la base de parámetros determinados, tales como factor de aprovechamiento nocturno, eficiencia de riego y pérdidas en canales.

El mejoramiento propuesto de la infraestructura es el siguiente:

a) Valle de Aconcagua

El mejoramiento propuesto es idéntico al descrito para el Proyecto N° 2 en el punto 6.3.3.2 de este tomo.

b) Valles de Ligua y Petorca

En el valle de Ligua, se consulta un mejoramiento de la red de riego cuyo costo está incluído en el costo de mantención anual de los canales.

En el valle de Petorca se contemplan la restitución de obras de distribución sectorial y predial y la construcción de algunas obras nuevas.

En los sectores 19, 20 y 30 se propone la construcción de embalses de noche. El coeficiente de aprovechamiento nocturno actual y futuro con el incremento del volumen de embalse necesario se presente en el Cuadro 6.26.

CUADRO 6.26 Proyecto N° 3. Necesidades de Regulación Nocturna en Valles de Ligua y Petorca

Sectores	Aprovech. Actual ALFA	Aprovech. Futuro ALFA	Volumen Necesario m3	N° Embalses
18	1.00	1.0	-	-
19	0.833	1.0	13.000	1
20	0.708	1.0	15.000	2
21	1.0	1.0	-	-
22	1.0	1.0	-	-
30	0.708	0.9	83.000	11

6.3.4.4 Aplicación del Modelo de Simulación

El mejor uso del agua en Ligua y Petorca se representó cambiando los parámetros ALFA y EFP solamente. En Ligua sólo se varió ALFA y en Petorca ambos. De acuerdo con las necesidades de regulación nocturna presentadas en el Cuadro 6.26 a los sectores S 19 y S 20 se les dejó con regulación nocturna completa, es decir, se subió ALFA a 1.00. En Petorca se consideró que la asistencia técnica permitiría subir la eficiencia de riego predial EFP de 0,40 a 0,50 y aumentar de 17 a 21,6 las horas de aprovechamiento de las aguas de riego mediante regulación nocturna, lo que implicó subir ALFA de 0.708 a 0.90.

Dada la posibilidad de la elevación a Pililén desde el canal Norte, se modificaron las áreas de los sectores S 18 y S 19 reduciendo este último para que quede dominado por dicha elevación y trasladando el saldo al sector S 18 que se considera ahora con derecho a captar toda el agua del río que necesite.

El caudal a bombear desde Curimón se determinó como la suma de los déficit originales de Aconcagua, obtenidos ya en el proyecto N° 2, más los déficit de Ligua y Petorca expresados en la bocatoma del canal Paico y descontados los excedentes de Aconcagua. El caudal finalmente bombeado

se obtuvo con un segundo proceso en el cual se superpusieron a los déficit originales los déficit remanentes del primer proceso y se presenta en el Cuadro 6.22. En todos los casos se limitó la explotación a la capacidad máxima y en el año 1968/69 la secuencia usada fue de 0.30 m3/s en Septiembre, 4.0 m3/s en Octubre y Noviembre, los tres meses siguientes 9.0 m3/s , 3.0 m3/s en Marzo y 0.40 m3/s en Abril. La función unitaria que evalúa los efectos del bombeo es la misma que se utiliza en el Proyecto N° 2 Aconcagua.

Los déficit de Ligua y Petorca se determinaron con la operación del Modelo del Sistema que los calcula internamente y los expresa en bocatoma del canal Paico. De la estadística de déficit resultante se obtuvo la capacidad del canal Paico que resultó ser de 4,3 m3/s.

El caudal bombeado desde Curimón se repartió entre Aconcagua y Ligua y Petorca en una proporción que dejara a ambos valles con el mismo porcentaje de demanda suplida. Este criterio requirió conocer los déficit mensuales de cada valle así como sus demandas. Para Aconcagua estas demandas ya habían sido determinadas con el objeto de obtener déficit y excedentes. Las demandas de Ligua y Petorca se determinaron con el Modelo del Sistema que las calcula internamente.

El caudal transferido a través del canal Paico, que se presenta en el Cuadro 6.27, junto con los aportes propios del estero Los Angeles se distribuye entre el sector S 20 y el canal Norte de acuerdo con porcentajes de distribución calculados internamente para cada mes en el Modelo del Sistema.

El canal Paico capta también los excedentes superficiales del río Aconcagua. Se considera un coeficiente de reducción por el hecho de trabajar con caudales medios mensuales y limitar el trasvase a la capacidad del canal. Se hizo un estudio de caudales medios diarios para estudiar este problema llegando finalmente a definir la siguiente relación:

$$QC = CC \text{ ; para } 0 \leq CC/QR \leq 0,6$$

$$QC = 0,75 \times CC + 0,15 \times QR \text{ ; para } 0,6 < CC/QR \leq 1,0$$

$$QC = 0,05 \times CC + 0,85 \times QR \text{ ; para } 1,0 < CC/QR \leq 3,0$$

$$QC = QR \text{ ; para } CC/QR > 3$$

en que:

QC es el caudal medio mensual efectivamente captado
QR es el caudal medio mensual disponible
CC es la capacidad del canal.

La parte del caudal bombeado del acuífero y destinado a Ligua y Petorca se agrega directamente al canal.

Los déficit remanentes de los sectores 5 al 17 del valle de Aconcagua y del área dominada por el proyecto en los valles de Ligua y Petorca se han expresado como caudal necesario a la entrada de la segunda sección del río Aconcagua y se presentan en los Cuadros 6.28 y 6.29 respectivamente.

6.3.4.5 Costos

Los costos tanto de inversión como de operación y mantención de las obras descritas se calcularon de acuerdo con los criterios presentados en el Capítulo 8 de este Tomo. Un resumen de dichos costos y el programa de inversiones se presenta, a precios financieros, en el Cuadro 6.30. Los presupuestos detallados de cada una de las obras se presentan en el Anexo A.

El valor presente de los costos de inversión y operación, a la tasa de interés del 12 por ciento, alcanzan a 28.48 millones de dólares, lo que significaría, en valor presente, un costo promedio por hectárea beneficiada, de 787 dólares.

CUADRO 6.27 Proyecto N° 3.

Caudal Trasvasado desde el Río Aconcagua al Estero Los Angeles (m3/s)									
Mes / Año	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom. Anual
1942	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1943	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1945	4.30	4.30	2.58	3.50	2.79	4.07	4.30	4.30	2.51
1946	4.00	1.36	3.88	3.33	2.76	2.52	2.09	4.29	2.02
1947	4.30	3.34	4.30	4.30	3.79	2.19	2.94	4.30	2.45
1948	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1949	4.30	4.30	4.30	3.69	2.03	2.17	1.75	4.30	2.24
1950	4.30	3.42	3.89	4.30	3.98	2.19	1.97	4.30	2.36
1951	4.30	4.14	4.30	4.30	4.10	2.11	2.57	4.30	2.51
1952	4.30	4.30	4.30	4.30	3.57	3.64	3.87	4.30	2.72
1953	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1954	4.30	4.06	4.30	4.30	4.30	2.89	3.84	4.30	2.69
1955	4.30	4.02	4.30	4.30	3.62	2.02	2.54	4.30	2.45
1956	4.30	1.52	3.13	3.12	2.51	2.41	1.98	4.30	1.94
1957	4.30	3.99	4.30	4.30	4.15	0.98	2.15	4.30	2.37
1958	4.30	4.30	4.30	3.28	2.19	2.14	1.44	4.30	2.19
1959	4.30	4.30	4.30	4.30	4.00	2.06	1.30	4.30	2.40
1960	4.30	4.30	4.30	4.30	3.42	1.93	4.30	4.30	2.60
1961	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1962	4.30	4.30	4.30	4.30	3.30	1.98	3.26	4.30	2.50
1963	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1964	4.30	0.65	2.21	1.97	1.88	2.43	1.88	4.30	1.63
1965	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1966	4.30	4.30	4.30	4.30	4.23	4.30	4.12	4.30	2.85
1967	4.16	1.15	2.33	2.78	1.72	2.45	2.05	4.16	1.73
1968	0.30	1.64	1.50	1.62	1.65	2.24	1.61	0.57	0.93
1969	0.58	1.78	2.79	4.30	3.32	2.86	2.41	3.26	1.77
1970	2.89	0.66	4.30	4.08	1.82	2.53	2.08	3.88	1.85
1971	4.25	3.93	4.30	4.30	2.25	2.47	2.13	2.95	2.21
1972	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1973	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	2.87
1974	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.19	4.30	2.86
1975	4.30	2.91	2.13	4.30	3.60	2.39	2.01	4.30	2.16
1976	3.89	0.57	4.30	4.30	4.29	2.49	1.59	4.30	2.14

CUADRO 6.28 Proyecto N° 3.

Déficit Remanente en Sectores 5 a 17 (m3/s)									
Mes / Año	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom.
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1945	-	-	-	-	0.68	-	-	-	0.09
1946	-	0.68	-	3.51	3.53	1.13	0.67	-	1.19
1947	-	-	-	-	0.24	-	-	-	0.03
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1949	-	-	-	0.57	7.22	0.99	-	-	1.10
1950	-	-	-	-	0.71	0.41	-	-	0.14
1951	-	-	-	-	-	0.67	-	-	0.08
1952	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1954	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1955	-	-	-	-	1.74	-	-	-	0.22
1956	-	-	-	7.89	4.25	1.03	0.85	-	1.75
1957	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1958	-	-	-	0.62	6.90	0.92	-	-	0.94
1959	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1960	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	-	2.03	-	-	-	0.25
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	0.57	3.72	9.67	9.65	1.29	-	-	3.11
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1967	-	0.62	3.25	2.29	10.73	1.35	1.61	-	2.48
1968	0.31	6.61	14.01	13.95	14.82	7.11	8.26	-	8.13
1969	0.42	3.81	1.24	-	2.82	1.70	1.89	-	1.49
1970	-	1.43	-	0.45	9.52	1.78	1.83	-	1.88
1971	-	-	-	1.26	7.97	2.57	1.88	-	1.71
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	-	-	1.36	0.75	1.04	-	0.52
1976	-	0.88	-	-	0.72	0.90	-	-	0.31

CUADRO 6.29 Proyecto N° 3.

Déficit Remanente en Sectores 19 a 22 y 30 (m3/s)									
Mes / Año	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom.
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1945	-	-	-	0.03	0.73	-	-	-	0.10
1946	-	-	-	0.39	1.15	0.03	-	-	0.20
1947	-	-	-	-	0.04	0.01	-	-	0.01
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1949	-	-	-	0.07	1.70	0.11	0.06	-	0.24
1950	-	-	-	-	-	0.07	-	-	0.01
1951	-	-	-	-	-	0.02	-	-	0.00
1952	-	-	-	-	0.19	-	-	-	0.02
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1954	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1955	-	-	-	-	0.17	0.08	-	-	0.03
1956	-	-	0.03	0.80	1.52	0.13	0.03	-	0.31
1957	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1958	-	-	-	0.07	1.27	0.02	0.03	-	0.17
1959	-	-	-	-	-	0.03	0.04	-	0.01
1960	-	-	-	-	0.16	0.08	-	-	0.03
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	-	0.14	0.05	-	-	0.02
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	-	0.17	1.72	1.93	0.08	0.01	-	0.49
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1967	-	-	0.34	0.97	2.15	0.07	0.02	-	0.44
1968	-	0.49	1.75	2.68	2.68	0.52	0.42	0.09	1.08
1969	-	0.38	0.45	-	0.91	0.08	0.03	-	0.23
1970	-	-	-	-	2.00	0.15	0.09	-	0.28
1971	-	-	-	-	1.96	0.21	0.08	-	0.28
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	0.05	-	0.24	0.01	-	-	0.04
1976	-	-	-	-	-	0.08	0.09	-	0.02

CUADRO 6.30 Proyecto N° 3. Costos y Programa de Inversión
(a precios financieros en miles de US$)

Item	Total	Años				
		1	2	3	4	5 a 54
INVERSIONES						
1. Campo Sondajes Curimón	312.5	4.461.5	5.979.7	288.2	6.583.1	
2. Canal Paico	8.190.7	372.3	2.357.9	2.921.5	2.539.0	
3. Canal Norte	5.543.7		252.0	2.383.0	2.908.7	
4. Mejoramiento canales Mauco y Waddington	901.9	37.9	864.0			
5. Mejoramiento Ligua	34.6				34.6	
6. Mejoramiento Petorca	133.5	-			133.5	
7. Regulación Noct. Aconcagua	720.5	309.0	206.0	205.5		
TOTALES	32.837.4	5.180.7	9.659.6	5.798.2	12.198.9	
OPERACION Y MANTENCION						
1. Campo sondajes				338.9	338.9	610.0
2. Canal Paico						67.5
3. Bombas C. Norte						45.0
TOTALES				338.9	338.9	722.5

6.3.5 Proyecto N° 4: Embalse Los Angeles para los valles de Ligua y Petorca

6.3.5.1 Descripción General

Este proyecto permite el mejoramiento de la seguridad de riego de los sectores 18 a 22 ubicados en el valle de Ligua, con un total de 7.495 hectáreas netas, del sector 30 en el valle de Petorca con 2.453 hectáreas netas y del área dominada por los embalses estacionales de Catapilco y Quebradilla, ubicada en los sectores 23 y 24 con un total de 1.835 hectáreas netas. También provee los recursos necesarios para el abastecimiento de áreas de nuevo riego en los sectores 23, 24 y 30 y que corresponden a las zonas de Catapilco, Quebradilla, Papudo y Canela con 9.525 hectáreas. La superficie total cubierta por el proyecto alcanza a 21.308 hectáreas netas.

El sector 18 correspondiente al sector alto de Ligua, con 1.111 hectáreas, se mejora indirectamente por la mayor disponibilidad de recursos liberados por el sector 19 localizado inmediatamente aguas abajo. En la actualidad estos recursos se comparten por ambos sectores.

La zona alta de Petorca correspondiente a los sectores 25 a 29 no se mejora indirectamente porque éstos hacen uso total del agua disponible en el valle y no comparten los recursos con el sector 30 beneficiado directamente por el proyecto.

El proyecto está basado en la utilización y almacenamiento de caudales de invierno y de los recursos excedentes producidos en la segunda sección del valle de Aconcagua, los cuales son trasvasados hacia el valle de Ligua por medio del canal Paico. El caudal trasvasado se almacena en el embalse Los Angeles para luego ser distribuídos por el canal Norte y por el canal Cabildo. El canal Norte abastece la zona de Ligua y Petorca, incluyendo el riego del sector de Canela y el canal Cabildo permite el riego de las zonas de Catapilco, Quebradilla y Papudo. La disposición general de esta obra se presenta en la Figura 6.12.

Además de estas obras, se contempla el mejoramiento de la red actual de riego a través de un aumento de los embalses de regulación nocturna y de la implementación de obras menores de distribución.

Este sistema opera en conjunto con los proyectos de mejoramiento de los valles de Putaendo y Aconcagua descritos en los puntos 6.3.2 y 6.3.3, ya que, se ha supuesto, que se mantienen las explotaciones de los embalses subterráneos en ambos valles mediante baterías de sondajes, con capacidades máximas de 1.5 y 9.0 m^3/s respectivamente. Adicionalmente, se captan los recursos superficiales de invierno en la segunda sección del valle Aconcagua.

En este caso el Canal Paico capta los sobrantes de invierno y de primavera que se producen en la segunda sección del Aconcagua. Esta operación presenta ciertas dificultades, ya que el mecanismo de recuperaciones en la caja del río es variable, estimándose que, en algunos períodos, pueden producirse importantes afloramiento de caudal subterráneo aguas abajo de la bocatoma del canal, cuya cota mínima está determinada por el trasvase al estero Guayacán. Con el objeto de aprovechar al máximo estos recursos superficiales, se han considerado dos estaciones de bombeo ubicadas 4 y 9 km aguas abajo de la bocatoma, que abastecen el canal cuando existen recuperaciones que no estaban disponibles a la altura de la bocatoma.

6.3.5.2 Descripción de las obras

a) Canal Paico

En este proyecto, el canal Paico tiene un trazado similar al descrito en el punto 6.3.4.2, pero es revestido en toda su longitud y con una capacidad de 11 m^3/s. La solución de revestir el canal se adoptó para disminuir las pérdidas de conducción y por consiguiente, reducir el tamaño de embalse necesario debido a su operación como regulación multianual. El mayor costo que implica el revestimiento del canal resultó ser menor que la reducción de costo en el embalse que se obtiene al bajar la capacidad necesaria del embalse en alrededor de 85 Mm^3.

El caudal de 11 m^3/s se obtuvo como la capacidad que minimiza el costo de la combinación canal Paico-embalse Los Angeles.

La bocatoma es una barrera frontal de 230 m de largo que cruza toda la sección del río y fue diseñada para una capacidad máxima de evacuación, de 1.500 m^3/s, correspondiente a las crecidas con período de retorno 1 en 100 años, de los ríos Aconcagua y Putaendo.

Las pendientes de los tramos de canal 0.4 por mil y de los túneles, 2 por mil, se determinaron por el proceso de optimización del diseño, cuyo resultado indicó, para este caso, que el menor costo se obtenía dando a los túneles la mayor pendiente posible, compatible con la restricción de alejamiento de la crisis y el saldo del desnivel disponible a los tramos de canal.

Adicionalmente se han considerado, con el objeto de asegurar el buen aprovechamiento de los excedentes superficiales del Aconcagua, dos elevaciones desde el río al canal Paico. Estas elevaciones comprenden un canal de aducción que desvía las aguas del río, una casa de máquinas con pozo de aspiración y el sistema de bombeo e impulsión necesarios.

La primera estación de bombeo está ubicada en la cota 522.5 m.s.n.m., 4.0 km aguas abajo de la bocatoma del canal. Tiene una capacidad de bombeo máxima de 2.0 m^3/s y eleva el agua a cota 553.4 m.s.n.m., con una altura dinámica de 35 m y está formado por 4 bombas de 500 l/s cada una con una potencia instalada de 1.200 KW. La impulsión está constituida por dos tuberías de acero paralelas de 0.60 m de diámetro, que descargan en el canal.

La segunda estación está ubicada en la cota 482.0 m.s.n.m., 9 km aguas abajo de la bocatoma del canal. Tiene una capacidad de bombeo máximo de 2.0 m^3/s y eleva el agua a la cota 550.4 m.s.n.m., con una altura dinámica de 75 m. Está formada por 4 bombas de 500 l/s cada una con una potencia instalada de 2.400 KW. La impulsión está formada por 2 tuberías paralelas de acero de 0.80 m de diámetro que descargan en el canal.

b) Embalse Los Angeles

El embalse Los Angeles constituye la obra más importante del sistema, ya que regula el caudal trasvasado por el canal Paico desde el río Aconcagua y los aportes de su hoya propia.

La capacidad de almacenamiento necesaria para regular estos caudales, 136 millones de m^3, se determinó para el período crítico 1967/68 a 1971/72, como la capacidad que minimizaba el costo de la combinación canal de trasvase-embalse.

El estudio y diseño, a nivel de factibilidad física, del muro y obras anexas, fue encargado por la Dirección de Riego a la firma consultora G. Noguera y Asociados para las capacidades de 70, 120, 200 y 300 millones de m^3.

La solución adoptada es la de un muro de tierra zonificado con talud 1: 2.5 en el paramento de aguas arriba y 1:2 en el paramento de aguas abajo y fundación con zanja. La obra de desviación es un túnel por el estribo derecho que luego se usa como parte de la obra de entrega. La obra de evacuación de crecidas consiste en un vertedero de umbral excavado en el estribo derecho, seguido de un rápido de descarga y una estructura terminal en salto de esquí.

Para la capacidad de 136 Mm^3 la altura de coronamiento sería 401.8 m.s.n.m. y el nivel de aguas máximas 397.7 m.s.n.m.; la longitud del coronamiento sería 812 m y la altura máxima de la presa sobre el fondo del valle de 59 m. Estos valores corresponden a una interpolación de los entregados en el informe de G. Noguera para las otras capacidades.

c) Canal Norte

El canal Norte capta en este caso, sus recursos desde la obra de entrega del Embalse Los Angeles y sigue el mismo trazado descrito en el punto 6.3.4.2 y sólo presenta dos variaciones: la primera corresponde al aumento de capacidad de 4.10 m3/s en el primer tramo y a 2.80 m3/s en el segundo y tercer tramo, para abastecer las demandas que plantea el área de nuevo riego del canal Canela en el Sector 30; la segunda, es el revestimiento del canal, para disminuir las pérdidas de conducción, por las mismas razones indicadas para el canal Paico.

Este cambio afecta a las obras de arte principales del canal, debiendo considerarse nuevos diseños en el sifón de Ligua y el sifón Chacrillas.

Los túneles La Posada y La Grupa permanecen inalterados por ser, el caudal del canal, inferior a la capacidad del túnel de sección mínima contemplado. Las elevaciones hacia Alicahue también se mantienen sin cambios ya que se utilizan para el mejoramiento del sector bajo de dicho valle.

c) Canal Canela

El canal Canela conduce los recursos para las demandas que plantea el sector de Canela, tanto actual como de nuevo riego, en el sector 30. Esta nueva área, con 1.844 hectáreas netas, está ubicada en los faldeos de la ribera sur del valle de Petorca dominadas por el antiguo canal Canela, actualmente abandonado en un 80 por ciento de su longitud, y cuya capacidad en bocatoma era de unos 600 l/s.

El proyecto contempla la construcción de un nuevo canal, con bocatoma en la misma ubicación de la actual, en la ribera sur del Petorca, a la cota 182 m.s.n.m. El canal tiene una pendiente media de 1.85 por mil y una longitud total de 42.5 kilómetros. El primer tramo, desde el km 0,00 al km 20,15, tiene una capacidad máxima de 2,60 m^3/s; el segundo tramo, hasta el km 31.75 tiene una capacidad máxima de 1,80 m^3/s y el tercer tramo, una capacidad máxima de 1,10 m^3/s.

Por ser una zona de nuevo riego, se ha contemplado regulación nocturna para 36 horas, así como el sistema de distribución predial y la puesta en riego.

f) Canal Cabildo

El canal Cabildo conduce los recursos para abastecer las áreas de nuevo riego de Catapilco, Quebradilla y Papudo y contempla una elevación para el riego del sector de Patagua.

El canal se proyectó revestido por las razones indicadas para el canal Paico, tiene una longitud total de 62.0 kilómetros, una pendiente de 0.55 por mil y su bocatoma está en la ribera sur del río Ligua, 2 kilómetros aguas abajo de la localidad de Cabildo, en la cota 154,5 m.s.n.m.

El primer tramo, con una capacidad máxima de 5.50 m^3/s, tiene su trazado por la ladera sur del valle de Ligua y, en el kilómetro 16,20, fin de este tramo, en la cota 145.3 m.s.n.m. tiene la entrega de 0.30 m^3/s a la elevación para el riego de la parte alta de Patagua.

El segundo tramo, con capacidad máxima de 5,20 m^3/s y una longitud de 1.45 kilómetros, cruza la parte baja de la quebrada La Patagua y entrega en el km 18.70, cota 144,5 m.s.n.m., el caudal de 0,20 m^3/s para el riego de la parte baja de Patagua. Esta entrega marca el fin de este tramo.

El tercer tramo, con caudal de 5,0 m^3/s, tiene un trazado por la ladera poniente de la quebrada La Patagua hasta el km 21,10 en que, a la cota 142,2 m.s.n.m., entra al túnel El Carmen de 2,05 kilómetros de longitud y 0,4 por mil de pendiente, para cruzar al sector de Quebradilla y entregar en el km 27,55, fin de este tramo, a la cota 139,0 m.s.n.m., el caudal de 1,7 m^3/s para el canal Papudo.

El cuarto tramo, con caudal de 3,30 m^3/s, tiene su trazado en dirección sur por la ladera oriente de la quebrada del Talanquén y en el km 31,1 entrega 0,95 m^3/s para el sector de Quebradilla.

Desde el km 31,1 hasta su fin, en el km 62,0, el canal Cabildo entra en el sector de riego de Catapilco, con entregas de 0,15 m^3/s en el km 34,0; 0,25 m^3/s en el km 39,1; 0,50 m^3/s en el km 45,5, 0,45 m^3/s en el km 54,0; 0,50 m^3/s en el km 56,3 para continuar con un caudal de 0,50 m^3/s hasta el km 62,0.

La elevación a Patagua, con una capacidad de 300 l/s capta sus aguas en un estanque compensador, alimentado desde el canal Cabildo, y las eleva a la cota 214.0 m.s.n.m. por medio de 3 bombas de 100 l/s, con una potencia instalada de 350 KW y una tubería de impulsión de 215 metros de largo que descarga en un canal de 5,40 km de largo y 0,5 por mil de pendiente, que las conduce por la ladera poniente de la quebrada La Patagua, para el riego del sector alto de Patagua.

g) Riego de Catapilco y Quebradilla

Para el riego de la zona de Catapilco y Quebradilla, con un área total de 6.926 hectáreas netas, de las cuales 1.835 há son actuales y 5.091 de nuevo riego, se contempla la construcción de los canales: Quebradilla Oriente y Quebradilla Poniente para el sector de Quebradilla. Para el sector de Catapilco no se contempla la construcción de canales matrices, sino que, canales menores que captan los recursos provenientes de las entregas del canal Cabildo en las diferentes quebradas para su distribución a nivel predial, canales que se han considerado en el ítem puesta en riego.

El canal Quebradilla Oriente tiene capacidad máxima de 0,80 m^3/s, una longitud de 9,25 kilómetros y una pendiente media del uno por mil y capta los recursos que entrega el canal Cabildo en la quebrada de Talanquén, en la cota 80 m.s.n.m. El canal escurre en dirección norte bordeando los cerros El Arrayán al oriente del camino que une la carretera Panamericana con La Ligua, el que cruza en el km 7.62.

El canal Quebradilla Poniente tiene capacidad máxima de 0,50 m^3/s, una longitud de 14,20 kilómetros y una pendiente media de uno por mil. El canal capta su caudal en la obra de entrega del embalse Quebradilla en la cota 72,50 m.s.n.m. y escurre en dirección norte por las laderas de los cerros al poniente de la carretera Panamericana, para terminar frente al cerro Traro.

Las necesidades de regulación para el sector se cubren en su mayor parte por los actuales embalses de temporada de Laguna de Catapilco y Quebradilla y sólo se contempla la construcción de 5 embalses de regulación nocturna, con una capacidad total de 188.500 m^3, para el sector sur poniente de Catapilco.

h) Riego de Papudo

Para el riego de la zona de Papudo, con un área de 2.590 hectáreas netas, se contempla la construcción del canal Papudo y del embalse Pullally.

El canal Papudo tiene en su primer tramo, una capacidad máxima de 1,70 m^3/s, una longitud de 11,0 kilómetros y pendiente media de uno por mil. El canal capta sus recursos desde la entrega del canal Cabildo para cruzar el estero Quebradilla por medio de un sifón que tiene su cámara de entrada a la cota 138.5 m.s.n.m., inmediatamente aguas abajo de la entrega del canal Cabildo. A la salida del sifón de 2.560 m de longitud y 80 metros de carga máxima, el canal continúa en dirección poniente hasta el portezuelo de Pullally, lugar en que se contempla la construcción de un embalse de regulación para 36 horas con capacidad de 207.000 m^3, el que regula toda el área de Papudo.

El sector poniente del área de riego de Papudo se abastece con el ramal N° 1 del canal Papudo, que recibe su caudal del embalse Pullally, con capacidad máxima de 2,10 m^3/s, pendiente media de 0,7 por mil y una longitud de 13,40 kilómetros. El sector oriente del área de riego se abastece con el ramal N° 2 del canal Papudo, el que recibe su caudal desde la obra de entrega del embalse Pullally; este canal tiene capacidad máxima de 1,6 m^3/s, pendiente media de 0,7 por mil y 9,1 kilómetros de longitud.

i) Mejoramiento de la Red de Riego de Ligua y Petorca

Las obras consideradas en este proyecto, para el mejoramiento de la red de riego de Ligua y Petorca, son las mismas que se mencionan para el Proyecto N° 3 en el punto 6.3.4.2 de este tomo.

En la Figura 6.13 se presenta un esquema con todas las obras antes descritas y en los Cuadros 6.31 al 6.34 un resumen con las características físicas más relevantes de dichas obras.

CUADRO 6.31 Proyecto N° 4. Características de los canales

Canal	Caudal m^3/s	Longitud 1/ Km	Tipo 2/	Pendiente 0/00	Base m	Altura Normal m	Revancha m	Altura Total m	Sección Total m^2	Velocidad m/s
PAICO	11.0	48.70	R	0.4	2.00	2.00	0.30	2.30	9.89	1.37
NORTE										
Tramo 1	4.10	12.10	R	0.30	1.50	1.45	0.25	1.70	5.44	0.96
Tramo 2	2.80	18.85	R	0.34	1.20	1.24	0.21	1.45	3.84	0.93
Tramo 3	2.80	19.05	R	0.90	1.00	1.04	0.21	1.25	2.81	1.32
Elev. 1	0.56	3.50	R	0.50	0.60	0.64	0.21	0.85	1.23	0.71
Elev. 2	0.30	4.70	R	0.50	0.50	0.50	0.20	0.70	0.84	0.61
CANELA										
Tramo 1	2.60	20.15	T	1.85	1.30	0.98	0.22	1.20	3.00	1.16
Tramo 2	1.80	11.60	T	1.85	1.00	0.90	0.20	1.10	2.64	1.05
Tramo 3	1.10	10.75	T	1.85	0.90	0.73	0.22	0.95	1.76	0.93
CABILDO										
Tramo 1	5.50	16.60	R	0.55	1.50	1.44	0.21	1.65	5.20	1.30
Tramo 2	5.20	2.10	R	0.55	1.40	1.43	0.22	1.65	5.03	1.28
Tramo 3	5.00	8.85	R	0.55	1.40	1.40	0.20	1.60	4.80	1.27
Tramo 4	3.30	3.55	R	0.55	1.20	1.20	0.20	1.40	3.64	1.15
Tramo 5	2.35	2.90	R	0.55	1.10	1.04	0.21	1.25	2.94	1.05
Tramo 6	2.20	5.10	R	0.55	1.00	1.04	0.21	1.25	2.81	1.04
Tramo 7	1.95	6.40	R	0.55	1.00	0.98	0.22	1.20	2.64	1.00
Tramo 8	1.45	8.50	R	0.55	0.90	0.88	0.22	1.10	2.20	0.93
Tramo 9	1.00	2.30	R	0.55	0.80	0.76	0.24	1.00	1.80	0.85
Tramo 10	0.50	5.70	R	0.55	0.60	0.59	0.21	0.80	1.12	0.71
Elevación Patagua	0.30	5.40	R	0.50	0.50	0.50	0.20	0.70	0.84	0.61
PAPUDO										
Tramo 1	1.70	11.00	T	1.00	1.00	1.02	0.20	1.22	2.71	0.83
Ramal 1	2.10	13.40	T	0.70	1.20	1.16	0.19	1.35	3.44	0.76
Ramal 2	1.60	9.10	T	0.70	1.10	1.05	0.20	1.25	2.94	0.71
QUEBRADILLA ORIENTE	0.80	9.25	T	1.00	0.80	0.75	0.20	0.95	1.66	0.69
QUEBRADILLA PONIENTE	0.50	14.20	T	1.00	0.60	0.65	0.20	0.85	1.23	0.61

Notas: 1/ Las longitudes de los canales tienen la precisión correspondiente a los planos 1: 10.000 e incluyen obras mayores
2/ T = canal sin revestir; R = canal revestido

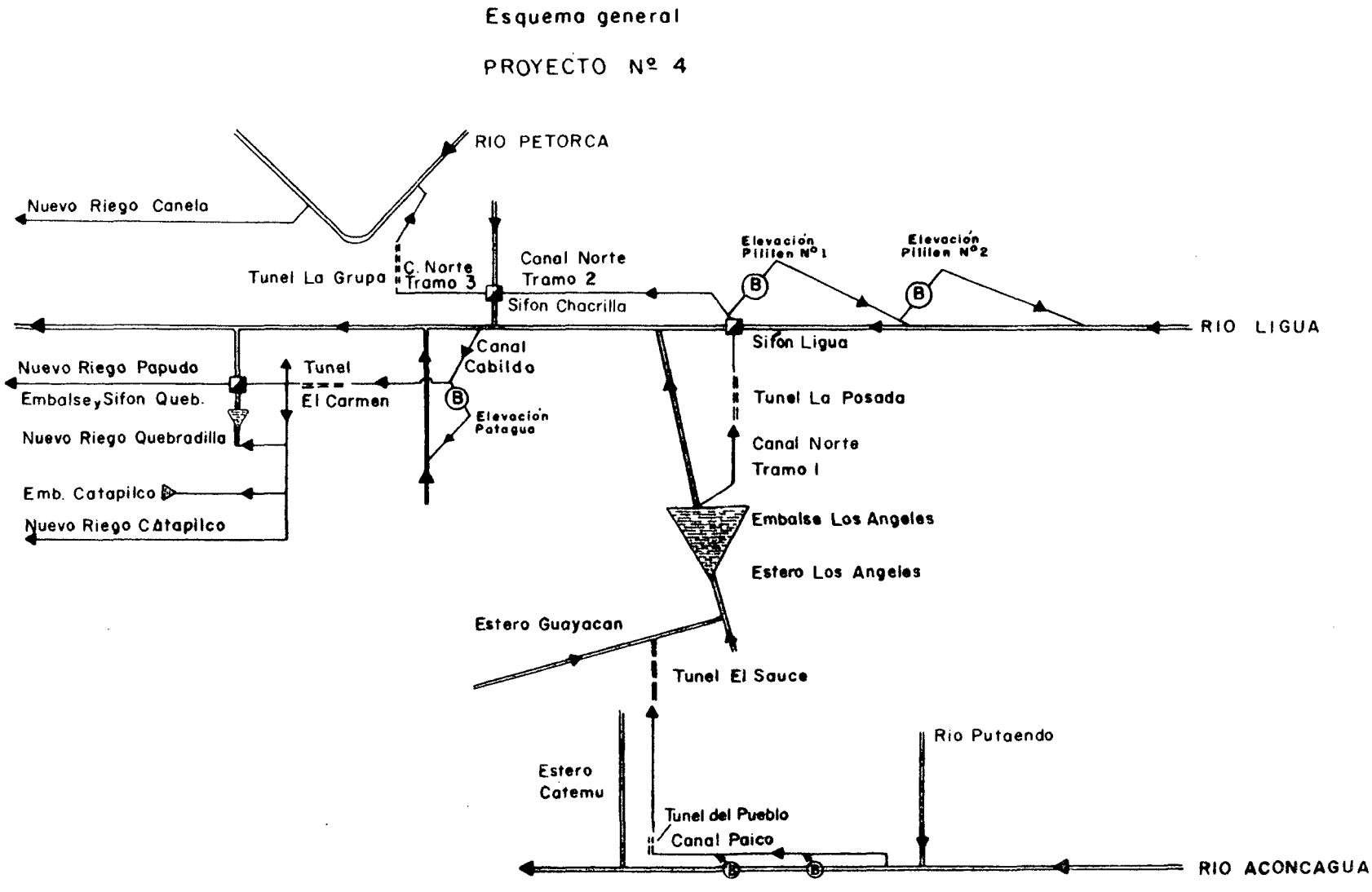

Esquema general
PROYECTO Nº 4
RIO PETORCA
Nuevo Riego Canela
Tunel La Grupa
C. Norte Tramo 3
Canal Norte Tramo 2
Sifon Chacrilla
Elevación Pililen Nº 1
Elevación Pililen Nº 2
RIO LIGUA
Sifon Ligua
Nuevo Riego Papudo
Embalse y Sifon Queb.
Nuevo Riego Quebradilla
Tunel El Carmen
Canal Cabildo
Elevación Patagua
Tunel La Posada
Canal Norte Tramo I
Emb. Catapilco
Nuevo Riego Catapilco
Embalse Los Angeles
Estero Los Angeles
Estero Guayacan
Tunel El Sauce
Rio Putaendo
Estero Catemu
Tunel del Pueblo
Canal Paico
RIO ACONCAGUA

FIGURA 6.13

CUADRO 6.32 Proyecto N° 4. Características de los túneles

Nombre	Ubicación		Caudal	Longitud	Pendiente	Tipo Sección 1/	D 2/	Sección Total	Altura Normal	Velocidad
	Canal	Km	m^3/s	m	0/00		m	m^2	m	m/s
Del Pueblo	Paico	21.30	11.0	650	2.0	MP	2.40	5.20	1.85	2.52
El Sauce	Paico	43.15	11.0	5.550	2.0	MP	2.40	5.20	1.86	2.52
La Posada	Norte	5.46	4.10	1.270	0.25	MP	2.40	5.20	1.96	0.90
La Grupa	Norte	37.70	2.80	2.020	0.25	MP	2.40	5.20	1.39	0.84
El Carmen	Cabildo	21.10	5.00	2.050	0.40	MP	2.40	5.20	1.87	1.14

Notas: 1/ MP = arco de medio punto
2/ D = dimensión característica

CUADRO 6.33 Proyecto N° 4. Características de los Sifones

Nombre	Ubicación		Caudal	Longitud	H. máx.	D	Tipo Tubería	Espesor	Velocidad	Pérdida Total
	Canal	Km	m^3/s	m	m	m		m	m/s	m
Ligua	Norte	11.70	4.10	400	10	1.30	Horm.	0.20	3.09	3.20
Chacrilla	Norte	29.70	2.80	1.250	80	1.10	Horm.	0.24	2.95	10.00
Quebradilla	Papudo	0.00	1.70	2.560	80	0.80	Mixta	.25-.004	3.38	9.50

CUADRO 6.34 Proyecto N° 4 Características de las elevaciones

Nombre	Ubicación		Caudal	H. Elev.	Pot. Inst.	Bombeo	Q. Bomb.	D. Impuls.	Tipo	L. Impuls.
	Canal	Km	m^3/s	m	KW	N°	m^3/s	m	Tubería	m
Paico N° 1	Río Aconcagua		2.00	31	1.200	4	0.50	2x0.60	Acero	210
Paico N° 2	Río Aconcagua		2.00	69	2.400	4	0.50	2x0.80	Acero	270
Elev. N° 1	Norte	12.10	0.56	54	600	5	0.120	0.45	Rocalit	250
Elev. N° 2	Elev. N° 1	3.50	0.30	55	360	3	0.120	0.30	Rocalit	140
Patagua	Cabildo	16.20	0.30	70	350	3	0.100	0.45	Rocalit	215

6.3.5.3 Aplicación del Modelo de Simulación

En este caso el valle Aconcagua se opera con las mismas condiciones que en Proyecto N° 2, sólo que ahora el canal Paico se opera con una capacidad de 11 m^3/s. El canal capta los excedentes que se determinan a la entrada de la segunda sección. También se incluye una captación desde el nodo 16 limitada a 4 m^3/s con el objeto de representar los afloramientos que se producen aguas abajo de su bocatoma. Se determinó el caudal mínimo requerido en el nodo 16 para satisfacer las necesidades de los sectores de riego aguas abajo de él, permitiendo que el canal capte, en septiembre y abril solamente, siempre y cuando se exceda el caudal requerido en el nodo 16. Durante los meses de mayo a agosto también puede captar, pero sólo los excedentes sobre 0.6 m^3/s, lo cual se estableció para garantizar 100 por ciento de seguridad en las entregas del embalse Aromos. Los caudales trasvasados durante el período histórico considerado se presentan en el Cuadro 6.35. El canal alimentador del embalse Aromos se ha considerado con una capacidad de 15 m^3/s con posibilidad de captar desde el río Aconcagua, en el nodo 27b, durante los meses de Mayo a Agosto solamente. Su caudal medio también se obtiene aplicando la función de castigo ya mencionada en el punto 6.3.4.3.

Los valles de Ligua y Petorca se consideran ahora con área de riego nuevas, lo cual se ha representado incrementando la superficie cultivada de los sectores de riego pertinentes y utilizando el patrón de cultivos correspondiente a estas nuevas áreas.

La capacidad del embalse Los Angeles se determinó con el período crítico de 5 años que va de 1967/68 a 1971/72, según se explicara también en el Capítulo 3.5.2. En los años con probabilidad de excedencia superior o igual a 90 por ciento, se opera el embalse con demandas reducidas en un 10 por ciento, salvo el año 1968/69 en el cual la reducción es de un 30 por ciento, dado su carácter de extremadamente seco. En primer lugar se obtuvo la relación de capacidades entre el embalse y el canal y con ella se determinó la combinación de capacidades de menor costo conjunto, la cual resultó ser de 136 Mm^3 para el embalse y 11 m^3/s para el canal. El estado mensual del embalse se presenta en la Figura 6.14.

PROYECTO Nº 4 - ESTADO FINAL EMBALSE LOS ANGELES (m^3/s - mes)

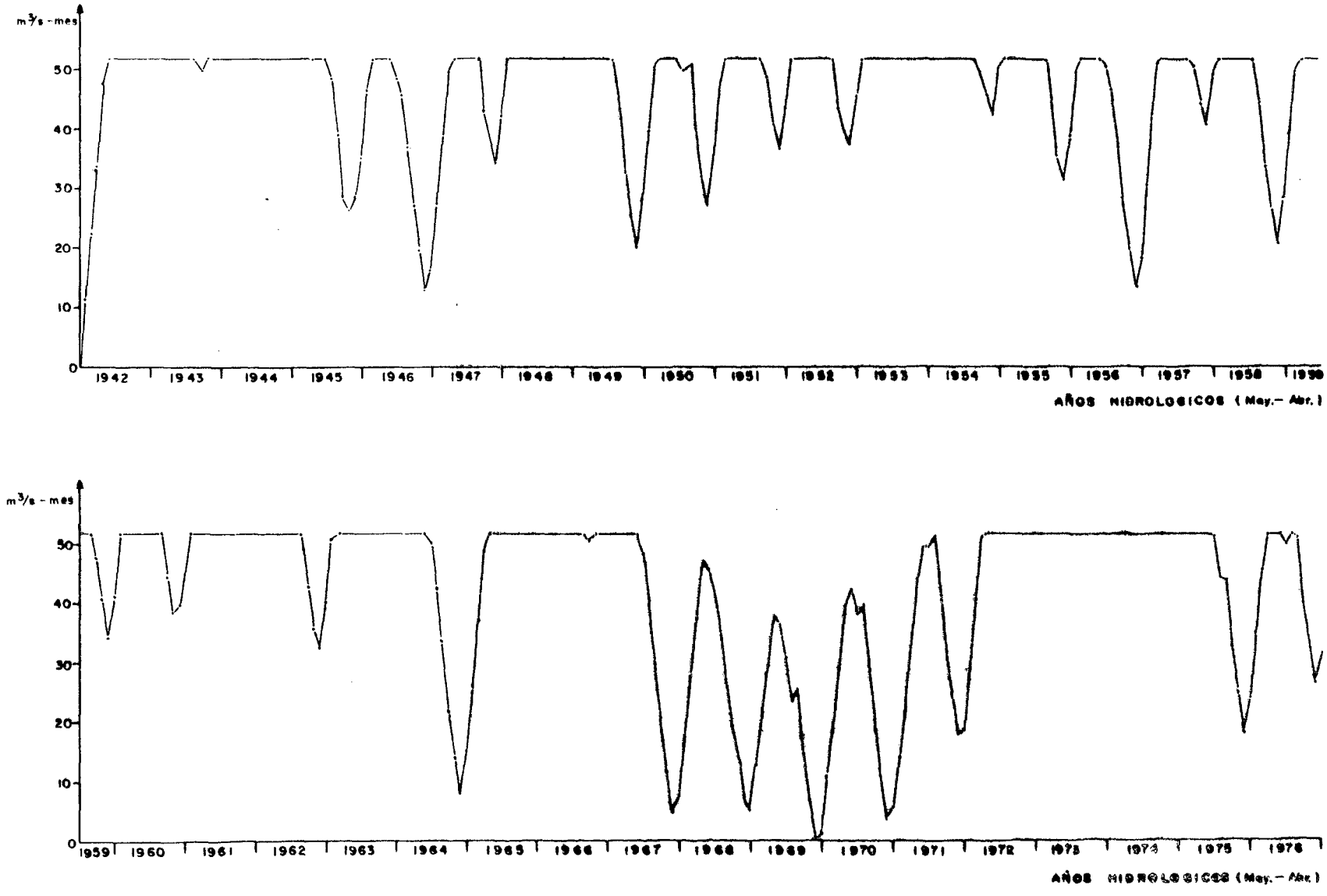


FIGURA 6.14

CUADRO 6.35 Proyecto N° 4. Canal Paico de 11 m^3/s. Caudal trasvasado desde el Río Aconcagua al Embalse Los Angeles (m^3/s)

	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom.
1942	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
1943	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	10.30	10.83	11.00	6.70	9.91	8.99	11.00	10.31
1944	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
1945	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	9.95	2.74	0.36	0.00	5.43	9.11	10.32	7.74
1946	11.00	11.00	11.00	11.00	5.02	0.00	4.34	0.00	0.00	0.00	0.00	6.71	5.01
1947	10.61	11.00	11.00	11.00	9.71	3.77	11.00	11.00	0.00	2.45	3.36	10.19	7.93
1948	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	10.26	8.91	11.00	10.76
1949	11.00	11.00	11.00	11.00	10.14	7.58	11.00	0.00	0.00	0.00	1.94	10.20	7.07
1950	11.00	11.00	11.00	11.00	8.45	3.83	4.36	11.00	0.00	0.00	2.26	10.37	7.02
1951	11.00	11.00	11.00	11.00	10.45	5.87	10.84	11.00	5.57	0.00	2.88	10.26	8.41
1952	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	6.86	11.00	11.00	0.65	4.05	4.31	10.88	8.65
1953	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
1954	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	5.30	11.00	10.48	6.95	3.11	4.16	10.41	8.87
1955	11.00	11.00	11.00	11.00	10.53	5.02	11.00	10.28	0.00	0.19	2.81	10.11	7.83
1956	11.00	11.00	11.00	11.00	7.65	1.58	3.45	0.00	0.00	0.00	0.00	7.84	5.38
1957	11.00	11.00	11.00	11.00	9.81	4.95	10.99	11.00	5.83	0.00	2.33	10.25	8.26
1958	11.00	11.00	11.00	11.00	8.46	11.00	10.08	0.00	0.00	0.00	1.53	9.94	7.08
1959	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	6.72	11.00	11.00	4.94	0.00	1.38	9.39	8.29
1960	11.00	11.00	11.00	11.00	10.47	10.22	11.00	11.00	1.21	1.73	8.18	10.27	9.01
1961	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	9.56	10.02	8.39	10.54	10.54
1962	11.00	11.00	11.00	11.00	10.74	9.52	11.00	10.86	0.00	0.35	3.65	10.24	8.36
1963	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
1964	11.00	11.00	11.00	11.00	9.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	10.04	5.34
1965	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	10.12	11.00	10.93
1966	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	10.58	11.00	10.84	6.19	8.37	5.62	11.00	9.88
1967	11.00	11.00	11.00	11.00	5.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.91	4.65
1968	10.33	10.23	9.77	9.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	3.36
1969	7.90	9.21	7.56	8.11	0.00	0.00	0.00	11.00	0.00	0.00	0.00	3.72	3.96
1970	9.71	7.89	11.00	10.01	3.25	0.00	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	4.46	4.70
1971	8.89	9.54	9.52	11.00	6.50	4.66	11.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.42	5.38
1972	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
1973	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	10.04	11.00	11.00	11.00	9.99	8.27	10.94	10.60
1974	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	9.70	5.97	10.50	10.43
1975	11.00	11.00	11.00	11.00	10.82	3.15	0.21	9.35	0.00	0.00	0.00	9.18	6.39
1976	11.00	11.00	11.00	11.00	4.43	0.00	10.31	9.92	0.00	0.00	1.64	8.02	6.53

6.3.5.4 Costos

Los costos, tanto de inversión como de operación y mantención de las obras descritas, se calcularon de acuerdo con los criterios indicados en el Capítulo 8 de este Tomo. Un resumen de dichos costos y el programa de inversiones se presenta, a precios financieros, en el Cuadro 6.36. Los presupuestos detallados de cada una de las obras se presentan en el Anexo A.

El valor presente de los costos de inversión y operación, a la tasa de interés del 12 por ciento, alcanzan a 47,03 millones de dólares, lo que significaría, en valor presente, un costo promedio por hectárea beneficiada de 2.207 dólares.

CUADRO 6.36 Proyecto N° 4. Costos y Programa de Inversiones (a precios financieros)
(en miles de US$)

Item	Total	Años 1	2	3	4	5	6	7 a 56
INVERSIONES								
1. Canal Paico	15.044.0		248.2	367.1	3.726.4	4.997.6	5.704.7	
2. Embalse Los Angeles	40.180.2	1.165.2	1.848.3	9.964.7	11.170.1	11.451.4	4.580.5	
3. Canal Norte	7.777.4				353.0	3.391.4	4.433.0	
4. Canal Canela	1.046.7				47.6	499.6	499.5	
5. Canal Cabildo	6.327.0			285.0	970.7	2.172.3	2.899.0	
6. Canal Quebradilla O y P	332.6					10.7	321.9	
7. Canal Papudo	1.360.6				62.0	649.3	649.3	
8. Mejoramiento Ligua	34.6						34.6	
9. Mejoramiento Petorca	133.5						133.5	
10. Puesta en riego Canela	503.1					22.9	480.2	
11. Puesta en riego Quebradilla	277.2					12.6	264.6	
12. Puesta en riego Catapilco Papudo	1.866.3				84.9	890.7	890.7	
13. Embalses Nocturnos Catapilco-Papudo	216.7					9.9	206.8	
14. Embalses Nocturnos Canela	96.8					4.4	92.4	
Totales	75.196.7	1.165.2	2.096.5	10.616.8	16.414.7	24.112.8	20.790.7	
OPERACION Y MANTENCION								
1. C. Paico y bombas								124.9
2. Embalse Los Angeles								98.6
3. Bombas C. Norte								45.0
4. Bombas C. Cabildo								57.1
5. Canales y tranques								177.9
Totales								503.5

6.3.6 Proyecto N° 5. Embalse Los Angeles y Sondajes Curimón para los valles de Aconcagua, Ligua y Petorca. Areas actuales y futuras

6.3.6.1 Descripción General

El presente proyecto se ha elaborado como alternativa global intentando reunir bajo un programa único el máximo de área actual deficitaria en los valles de Aconcagua, Ligua y Petorca y proveyendo los recursos para el nuevo riego de los sectores costeros y las rinconadas en el Aconcagua. Se excluye el valle de Putaendo por poseer un sistema de mejoramiento independiente y no se consideran los sectores altos de Petorca 25 al 29, para los cuales se ha realizado un análisis particular. Este proyecto cubre una superficie total de 54.599 hectáreas netas.

El área mejorada comprende los sectores 10 al 17, en el valle de Aconcagua, sectores 18 al 24, en el valle de Ligua y sector 30 en el valle de Petorca, con un total de 38.017 hectáreas netas.

El área de nuevo riego comprende los sectores 17, 23, 24 y 30 con un total de 13.668 hectáreas netas ubicadas en las zonas de Valle Alegre-Puchuncaví, Catapilco, Quebradilla, Papudo y Canela.

El área de las rinconadas suma un total de 2.914 hectáreas divididas en 7 rinconadas, para las cuales se han realizado proyectos especiales detallados en el punto 6.4.3.

El desarrollo de este proyecto se basa en la obtención de recursos mediante la captación de los excedentes superficiales que se manifiestan en la segunda sección del valle de Aconcagua y de una explotación artificial de agua subterránea por medio de un campo de sondajes ubicado en el sector hidrogeológico Los Andes-San Felipe.

Bajo un sistema de operación definido, parte de estos recursos son trasvasados hacia el valle de Ligua por medio del canal Paico para su almacenamiento en el embalse Los Angeles con una capacidad útil de 370 Mm3.

Desde este embalse, se distribuye el agua por el canal Norte, por descargas directas en el cauce mismo del estero y por el canal Poniente.

Con el canal Norte se abastecen los valles de Ligua y Petorca, en tanto que el canal Poniente conduce los recursos para regar las zonas de Catapilco, Quebradilla y Papudo y vuelve hacia el valle del río Aconcagua por medio de un túnel, que une el sector alto de Catapilco con Melón entregando, a la salida de este túnel, parte de su caudal al estero El Cobre y recorriendo en dirección norte-sur, por el costado oriente, todo el valle de Melón, llegando al cauce mismo del río Aconcagua, el que cruza con un sifón, para entregar los recursos necesarios para el riego de la zona dominada por el canal Waddington. Desde el estero Los Litres, se captan los recursos para el mejoramiento de la zona de Pucalán y se alimenta el río Aconcagua para el riego de los sectores de Rautén, Mauco y Puchuncaví, este último mediante la extensión del canal Mauco. La disposición general de estas obras se muestra en la Figura 6.15.

Además de las obras indicadas, se contempla el riego de las rinconadas, que se analiza separadamente. También se incluye el mejoramiento de la red de riego en toda el área afectada y la puesta en riego de los sectores que se incorporan al regadío.

6.3.6.2 Descripción de las Obras

a) Campo de sondajes

La explotación del acuífero de la zona de San Felipe-Los Andes que se plantea en este proyecto, tiene como objeto entregar recursos adicionales al embalse Los Angeles durante los períodos de sequía y reducir, de este modo, la capacidad de almacenamiento necesaria en el embalse que, por su carácter multianual, queda definida por el período crítico Septiembre 1967 hasta Abril 1972.

El campo de sondajes tiene una capacidad máxima de 3 m3/s y se plantea la explotación continua, con este caudal, para el período comprendido desde Septiembre 1967 hasta Abril 1972. Aún cuando el bombeo de caudales mayores permitiría reducir más la capacidad del embalse Los Angeles y, por lo tanto, reducir al costo total del proyecto, se ha limitado su valor de 3 m3/s por las restricciones que presenta el acuífero y que se indicaron en el punto 6.2.5.2 de este Tomo.

Tratándose de un bombeo sostenido de 56 meses de duración que se realiza por una sola vez durante el período de 35 años en que se analiza el proyecto, el diseño del campo de sondajes fue enfocado hacia la obtención del máximo volumen posible de extraer desde el embalse subterráneo.

De esta forma, se definió la mayor extensión de emplazamiento del campo de sondajes con la finalidad de incrementar su área de influencia y así lograr que el drenaje del acuífero no se realice básicamente a través de una profundización excesiva de los niveles de bombeo.

El área de emplazamiento cubre una superficie total de 19 km2 y corresponde a aquella adoptada en el proyecto N° 2. El límite de aguas arriba fue fijado a través de la profundidad máxima de los niveles de bombeo más desfavorables compatibles con el espesor acuífero reconocido y, el de aguas abajo, a través de la influencia del campo de sondajes sobre los afloramientos de agua subterránea en la segunda sección.

En general, rigen las observaciones detalladas en el proyecto N° 2 en lo que se refiere a las características del sondaje promedio y sus variaciones, al desarrollo de la etapa de construcción, etc.

La batería de sondajes queda constituída entonces, por 30 sondajes, 15 de los cuales se localizan al norte del río Aconcagua y, los restantes, al lado sur. El sistema de recolección y entrega del agua se realiza a través de tuberías similares a las descritas en el proyecto N° 2 descargando finalmente al río Aconcagua aguas abajo de San Felipe.

b) Canal Paico

En este proyecto el canal Paico con capacidad máxima de 20 m3/s tiene un trazado similar al descrito para el proyecto N° 4, en el punto 6.3.5.2. El canal es revestido en toda su longitud por las mismas razones que en dicho proyecto.

La capacidad de 20 m3 /s se obtuvo como la capacidad que minimiza el costo de la combinación canal Paico-embalse Los Angeles.

Las dos elevaciones desde el río Aconcagua son idénticas a las descritas en el proyecto N° 4.

c) Embalse Los Angeles

El embalse Los Angeles tiene en este proyecto una capacidad útil de 370 millones de m3. Esta capacidad se determinó, para el período crítico 1967/68 a 1971/72, como la capacidad que minimiza el costo de la combinación embalse-canal de trasvase, considerando la explotación del acuífero ya mencionada. Si no se hubiera considerado el campo de sondajes, la capacidad requerida en el embalse Los Angeles habría sido del orden de 820 millones de m3.

Como se mencionó en el proyecto N°4, el diseño de las obras del embalse fue ejecutado por la firma G. Noguera y Asociados y la descripción de ellas es similar a la descrita para ese proyecto. Para la capacidad de 370 millones de m3 la cota del coronamiento sería 430.8 m.s.n.m., el nivel de aguas máximas 426.4 m.s.n.m., la longitud del coronamiento 948 m y la altura máxima de la presa sobre el fondo del valle de 88 m. Estos valores corresponden a una interpolación de los entregados en el informe de G. Noguera para otras capacidades.

d) Canal Norte

El canal Norte es idéntico al considerado en el proyecto N° 4 incluyendo las elevaciones para Alicahue.

e) Canal Canela

El canal Canela es idéntico al descrito en el proyecto N° 4.

f) Canal Poniente

El canal Poniente cumple los propósitos de conducir tanto los recursos para el riego de áreas nuevas en Catapilco, Quebradilla y Papudo que, en el proyecto N° 4 corresponden al canal Cabildo, como para satisfacer los déficit del río Aconcagua en su tercera y cuarta sección.

El canal Poniente, con capacidad máxima de 2,3 m3/s, recibe sus recursos desde el canal de entrega del embalse Los Angeles, en la cota 335 m.s.n.m.

La pendiente media del canal es del 0.5 por mil, la longitud total del canal matriz es de 113.10 kilómetros y se ha dividido en 6 tramos. Además se contemplan 2 ramales, uno para la distribución de los recursos al sector de Quebradilla y Papudo y el otro para el sector de Catapilco. El canal es revestido en toda su longitud para disminuir las pérdidas de conducción y con ello reducir la capacidad del embalse Los Angeles. El mayor costo que representa el revestimiento es menor que el ahorro por la disminución de tamaño del embalse.

El primer tramo, con capacidad de 23 m3/s, se extiende desde el km 0.0 hasta el km 68.05 teniendo su trazado por la ladera poniente del valle del estero Los Angeles hasta la confluencia del estero con el río Ligua, continuando por la ladera sur del valle de Ligua hasta la quebrada La Patagua, por la que se interna por su ladera oriente hasta el km 68.05 en que, a la cota 321.0 m.s.n.m. entrega un caudal de 0.50 m3/s para el riego del sector de Patagua aguas abajo de este punto.

El segundo tramo, con capacidad de 22.50 m3/s, tiene su comienzo, a la cota 321.0 m.s.n.m., en el km 68.05, y en el km 69.10 entra, a la cota 300.5 m.s.n.m. al sifón Patagua de 700 m de longitud y 60 m de carga máxima, con el que cruza la quebrada. A la salida del sifón, en el km 69.80 y cota 295.0 m.s.n.m., continúa por la ladera poniente de la quebrada La Patagua hasta el km 74.70 en que a la cota 292.6 m.s.n.m. entra al túnel Talanquén, de 2.680 m de longitud y 1.82 por mil de pendiente, con el que cruza a la quebrada de Talanquén en la parte alta del valle de Catapilco. A la salida del túnel, en el km 77.38 y cota 287.8 m.s.n.m. entrega a la quebrada de Talanquén, 5.5 m3/s para el riego de Catapilco, Quebradilla y Papudo.

El tercer tramo, con caudal de diseño de 17.0 m3/s y pendiente media de 0.48 por mil, recorre desde la salida del túnel Talanquén, la ladera oriente de la quebrada de Talanquén hasta el km 80.90 en que, a la cota 286.12 m.s.n.m. entra al túnel Melón. Con este túnel de 8.170 m de longitud y 1.89 por mil de pendiente cruza al valle de Melón. Desde la salida del túnel Melón, en el km 89.07 y cota 270.68 m.s.n.m., el canal escurre, en dirección oriente, por la ladera norte del estero El Cobre hasta el km 90.70 en que a cota 269.9 m.s.n.m. entrega a dicho estero un caudal de 8.0 m3/s y los 9 m3/s restantes al sifón El Cobre.

El cuarto tramo, con caudal de diseño de 9.0 m3/s y pendiente media de 0.5 por mil comienza en la cámara de entrada del sifón El Cobre, de 130 m de largo y 9 m de carga máxima y continúa a la salida del sifón, en el km 90.84 y cota 266.2 m.s.n.m., por la ladera oriente del valle Melón hasta el km 99.10 y cota 244.8 m.s.n.m. entregando un caudal de 1.0 m3/s. En este tramo el canal incluye 3 gradas en los km 93.10; 95.40 y 98.60 de 4.10; 10.8 y 2.5 metros respectivamente.

En los tramos 5 y 6 el canal continúa cruzando el valle de Melón en dirección norte-sur, con pendiente media de 0.5 por mil y entregando en este sector un caudal de 1.0 m3/s para llegar, en el km 111.50 y cota 229.7 m.s.n.m., a la cámara de entrada del sifón Aconcagua. El sifón tiene una longitud de 300 m y una carga máxima de 12 m. Desde la salida del sifón en la cota 227.95 m.s.n.m., se continúa con un canal de 0.5 por mil de pendiente hasta entregar, en el km 113.10, el caudal de 7.0 m3/s a los canales de riego de los sectores 13, 15 y 16.

La distribución del caudal entregado en el km 77.38 para Catapilco, Quebradilla y Papudo se hace mediante una captación en la quebrada de Talanquén en el punto correspondiente al fin del tramo 5 del canal Cabildo. Desde esta captación se entregan los recursos al ramal Catapilco, que es idéntico a los tramos 6 al 10 del canal Cabildo y al ramal Papudo-Quebradilla que corresponde a los tramos 4 y 5 del canal Cabildo.

g) Riego de Catapilco, Quebradilla y Papudo

Las obras necesarias para el riego de Catapilco, Quebradilla y Papudo y su descripción son las que se indicaron en el proyecto N° 4.

h) Mejoramiento del canal Waddington

El mejoramiento del canal Waddington contempla la remoción de embanques en toda su longitud y revestimiento del canal desde su bocatoma hasta el km 85.00. Desde el km 85 al km 100 sólo se considera la remoción de embanques. El proyecto de mejoramiento contempla además la reparación de la mesa del canal, reparación de obras de arte, reparación de obras de distribución y en el km 62.0 una entrega, mediante un rápido de descarga al Ramal 1 del canal Ovalle, de 1.7 m3/s.

i) Ensanche y extensión del canal Mauco

En el proyecto se contempla conducir por el canal Mauco los recursos para satisfacer los déficit del área actual de riego dominada por el canal e incorporar el área de nuevo riego en la zona de Puchuncaví que alcanza a 4.143 hectáreas. Para cumplir este propósito se consideró la reparación y ensanche del canal Mauco desde su bocatoma hasta la salida del túnel Quintero, en el km 67.0. En este tramo el canal quedaría con una capacidad máxima en bocatoma de 5.0 m3/s para entregar, a la salida del túnel, un caudal de 3.6 m3/s. Desde la salida del túnel Quintero en el km 67.0 se ha presupuestado la extensión del canal, con un trazado nuevo de 58.0 km de longitud y 0.5 por mil de pendiente, hasta alcanzar, en el km 125.0, fin del canal, el sector de La Laguna. El canal, en su recorrido desde el túnel va haciendo entregas parciales que abastecen sectores independientes, cada uno con su propia regulación nocturna. Para efectos de diseño, la prolongación del canal Mauco se dividió en cuatro tramos: desde el km 67.0 al km 83.0 con caudal máximo de 3.6 m3/s; el segundo desde el km 83.0 al km 102.0, con caudal máximo de 2.6 m3/s; el tercero, desde el km 102.0 al km 121.0, con caudal máximo de 1.2 m3/s y el cuarto desde el km 121.0 al km 125.0 con caudal máximo de 0.75 m3/s. Además se consideró la construcción de 3 ramales, N° 1 desde el km 102.0 con 24 km de longitud y 1.40 m3/s y dos desde el km 125.0, el N° 2, de 23 km de longitud y 0.55 m3/s de capacidad y el N° 3 de 8 km de largo y 0.20 m3/s de capacidad. Hasta la entrada del túnel Quintero el canal entrega en su recorrido 1.4 m3/s dando derechos permanentes a la zona de riego actual.

Las características físicas más relevantes de las obras descritas se presentan en los Cuadros 6.37 a 6.40 de acuerdo con el esquema de la Figura 6.16.

6.3.6.3 Aplicación del Modelo de Simulación

Esta aplicación considera el valle Aconcagua incluyendo las rinconadas en los sectores SO1, SO9, S10 y S16. Además se considera el riego del área de Puchuncaví, lo cual se representó aumentando la superficie del sector S17 y la capacidad del canal Mauco a 5.0 m3/s. La existencia de las rinconadas y del área de Puchuncaví obligó a redefinir los caudales mínimos requeridos en los diferentes nodos del valle, partiendo desde aguas abajo hasta llegar al nodo 12 a fin de poder definir déficit y excedentes posibles de ser trasvasados.

Esquema general

PROYECTO Nº 5

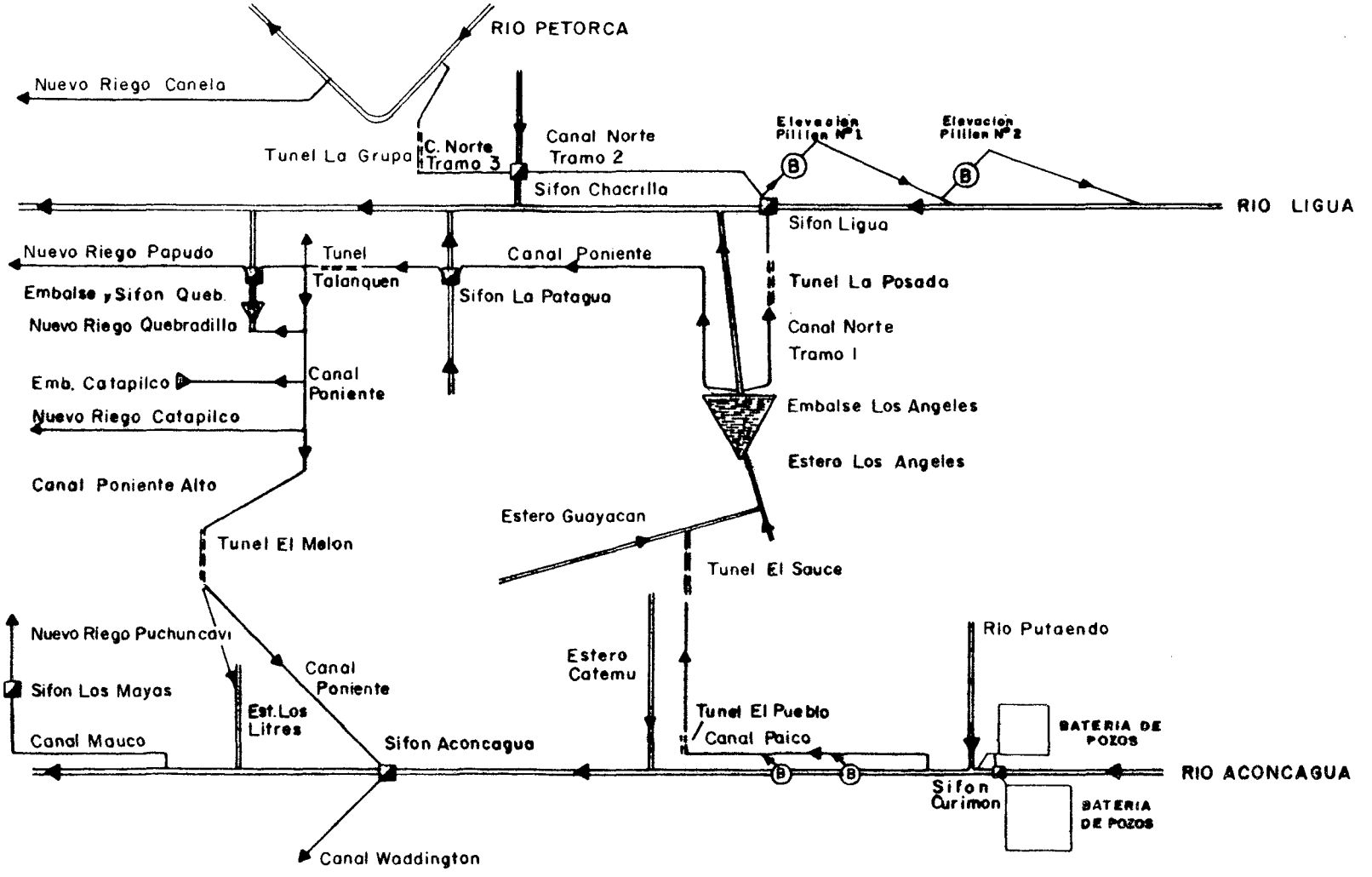


FIGURA 6.16

CUADRO 6.37 Proyecto N° 5. Características de los Canales

CANAL	Caudal m3/s	Longitud 1/ km	Tipo 2/	Pendiente °/oo	Base m	Altura Normal m	Revancha m	Altura Total m	Sección Total m^2	Velocidad m/s
PAICO	20.00	48.70	R	0.40	2.50	2.51	0.39	2.90	15.66	1.60
NORTE										
Tramo 1	4.10	12.10	R	0.30	1.50	1.45	0.25	1.70	5.44	0.96
Tramo 2	2.80	18.85	R	0.35	1.20	1.24	0.21	1.45	3.84	0.93
Tramo 3	2.80	19.05	R	0.90	1.00	1.04	0.21	1.25	2.81	1.32
Elevación 1	0.56	3.50	R	0.50	0.60	0.64	0.21	0.85	1.23	0.71
Elevación 2	0.30	4.70	R	0.50	0.50	0.50	0.20	0.70	0.84	0.61
CANELA										
Tramo 1	2.60	20.15	T	1.85	1.30	0.98	0.22	1.20	3.00	1.16
Tramo 2	1.80	11.60	T	1.85	1.00	0.90	0.20	1.10	2.64	1.05
Tramo 3	1.10	10.75	T	1.85	0.90	0.73	0.22	0.95	1.76	0.93
PONIENTE										
Tramo 1	23.00	68.05	R	0.50	2.50	2.54	0.36	2.90	15.66	1.80
Tramo 2	22.50	9.33	R	0.50	2.50	2.51	0.39	2.90	15.66	1.79
Tramo 3	17.00	13.37	R	0.48	2.30	2.27	0.33	2.60	12.74	1.64
Tramo 4	9.00	8.35	R	0.50	1.80	1.77	0.23	2.00	7.60	1.42
Tramo 5	8.00	20.35	R	0.50	1.70	1.70	0.25	1.95	7.12	1.38
Tramo 6	7.00	2.00	R	0.50	1.60	1.63	0.27	1.90	6.65	1.33
R. Papudo-Quebradilla T 1	2.90	4.20	R	0.50	1.20	1.15	0.20	1.35	3.44	1.07
R. Papudo-Quebradilla T 2	1.80	3.55	R	0.50	1.00	0.97	0.18	1.15	2.47	0.95
R. Catapilco T 1	2.45	5.10	R	0.50	1.10	1.09	0.21	1.30	3.12	1.03
R. Catapilco T 2	2.15	6.40	R	0.50	1.00	1.05	0.20	1.25	2.81	0.99
R. Catapilco T 3	1.60	8.50	R	0.50	0.90	0.94	0.21	1.15	2.36	0.92
R. Catapilco T 4	1.10	2.30	R	0.50	0.80	0.81	0.19	1.00	1.80	0.84
R. Catapilco T 5	0.55	5.70	R	0.50	0.60	0.63	0.22	0.85	1.23	0.71
PAPUDO										
Tramo 1	1.70	11.00	T	1.00	1.00	1.02	0.20	1.22	2.71	0.83
Ramal 1	2.10	13.40	T	0.70	1.20	1.16	0.19	1.35	3.44	0.76
Ramal 2	1.60	9.10	T	0.70	1.10	1.05	0.20	1.25	2.94	0.71
QUEBRADILLA ORIENTE	0.80	9.25	T	1.00	0.80	0.75	0.20	0.95	1.66	0.69
QUEBRADILLA PONIENTE	0.50	14.20	T	1.00	0.60	0.65	0.20	0.85	1.23	0.61

Notas: 1/ : Las longitudes de los canales tienen la precisión correspondiente a los trazados en planos escala 1:10.000 e incluye obras mayores

2/ : T : canal sin revestir R : canal revestido.

CUADRO 6.38 Proyecto N° 5. Características de los Túneles

Nombre	Ubicación		Caudal	Longitud	Pendiente	Tipo Sección	D	Sección Total	Altura Normal	Velocidad
	Canal	Km	m3/s	m	°/oo	1/	2/ m	m2	m	m/s
Del Pueblo	Paico	21.30	20.00	650	1.85	H	3.10	7.97	2.42	2.97
El Sauce	Paico	43.15	20.00	5.550	1.85	H	3.10	7.97	2.42	2.97
La Posada	Norte	5.46	4.10	1.270	0.25	MP	2.40	5.20	1.96	0.90
La Grupa	Norte	37.70	2.80	2.020	0.25	MP	2.40	5.20	1.39	0.84
Talanquén	Poniente	74.70	22.50	2.680	1.82	H	3.30	9.03	2.48	3.06
Melón	Poniente	80.90	17.00	8.170	1.89	H	2.90	6.97	2.27	2.87

Notas: 1/ : MP = Arco de medio punto H : Herradura normal
2/ : D = Dimensión característica.

CUADRO 6.39 Proyecto N° 5. Características de los Sifones

Nombre	Ubicación		Caudal	Longitud	H. Máx.	D	Tipo Tubería	Espesor	Velocidad	Pérdida Total
	Canal	Km	m3/s	m	m	m		m	m/s	m
Curimón	Red Colect.	Campo Sondajes	1.50	900	7	0.90	Horm.	0.15	2.36	6.50
Ligua	Norte	11.70	4.10	400	10	1.30	Horm.	0.20	3.09	3.20
Chacrilla	Norte	29.70	2.80	1.250	80	1.10	Horm.	0.24	2.95	10.00
Patagua	Poniente	69.10	22.50	700	60	2.50	Horm.	0.52	4.59	5.45
El Cobre	Poniente	90.70	9.00	130	9	1.70	Horm.	0.22	3.97	3.70
Aconcagua	Poniente	111.50	7.00	300	12	1.70	Horm.	0,15	3.08	1.75
Quebradilla	Papudo	0.00	1.70	2.560	80	0.80	Mixta	0.25/0.004	3.38	9.50

CUADRO 6.40 Características de las Elevaciones

Nombre	Ubicación		Caudal	H. Elev.	Pot. Inst.	Bombas	Q. Bomb.	D. Impuls.	Tipo Tubería	L. Impuls.
	Canal	Km	m3/s	m	KW	N°	m3/s	m		m
Paico N° 1	Río Aconcagua		2.00	31	1.200	4	0.50	2 x 0.60	Acero	210
Paico N° 2	Río Aconcagua		2.00	69	2.400	4	0.50	2 x 0.80	Acero	270
Elevación N° 1	Norte	12.10	0.56	54	600	5	0.12	0.45	Rocalit	250
Elevación N° 2	Elev. N° 1	3.50	0.30	55	360	3	0.12	0.30	Rocalit	140

Esta alternativa incluye el canal Poniente que lleva los aportes del embalse Los Angeles para el valle Aconcagua. La llegada del canal al Aconcagua se ha representado en el nodo 26 del esquema del sistema con lo cual quedan bajo influencia del embalse Los Angeles un 46.1 por ciento del sector S10 y los sectores S12 y siguientes, incluyendo el sector S17. En consecuencia, se determinaron los porcentajes mensuales de distribución de manera que los sectores SO5 a S11 utilicen para sí toda el agua disponible y no tengan que dejar pasar agua para los sectores S12 y siguientes, los cuales pueden recibir los aportes del embalse Los Angeles a través del canal Poniente. Los déficit remanentes en los sectores 5 a 11 expresados a la entrada de la segunda sección del río Aconcagua se muestran en el Cuadro 6.41. Los caudales trasvasados por el canal Poniente al Aconcagua se muestran en el Cuadro 6.42.

El canal Paico se considera con una capacidad de 20 m3/s y captando los excedentes de los nodos 12 y 16 en la forma ya explicada. Los caudales trasvasados por medio de este canal durante el período histórico se presentan en el Cuadro 6.43.

El embalse Los Angeles se opera con las demandas determinadas para Ligua y Petorca a las cuales se agregan las del valle Aconcagua aguas abajo del nodo 26 e incrementadas por las pérdidas de conducción, en este caso 5 por ciento. Las demandas de Aconcagua corresponden a los déficit detectados en el nodo 26, los cuales se obtienen con una operación del valle hasta dicho nodo, para definir sus afluentes y obtener el déficit por comparación con el caudal requerido en este nodo. Posteriormente, y una vez operado el embalse Los Angeles, se retoma la operación del valle Aconcagua a partir del nodo 26 que recibe adicionalmente los aportes del canal Poniente. Esto último se implementó computacionalmente aprovechando la facilidad del lenguaje FORTRAN de "entrada múltiple en un subprograma". Los caudales disponibles en este nodo se presentan en el Cuadro 6.44 y los caudales necesarios para los distintos meses de la temporada de riego son los siguientes:

Sept.	:	3,20 m3/s	Ene.	:	14,15 m3/s
Oct.	:	7,80 m3/s	Feb.	:	10,10 m3/s
Nov.	:	11,97 m3/s	Mar.	:	9,20 m3/s
Dic.	:	13,78 m3/s	Abr.	:	4,35 m3/s

CUADRO 6.41 Déficit remanente en Sectores 5 al 11 (m3/seg)

	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Prom.
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1943	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1945	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1946	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1947	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1949	-	-	-	-	-	-	-	-	2.66	-	-	-	0.22
1950	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1951	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1952	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1954	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1955	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1956	-	-	-	-	-	-	-	2.34	-	-	-	-	0.19
1957	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1958	-	-	-	-	-	-	-	-	2.22	-	-	-	0.19
1959	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1960	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	-	-	-	-	-	0.76	4.29	4.28	-	-	-	0.78
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1967	-	-	-	-	-	-	0.25	-	5.33	-	-	-	0.47
1968	-	-	-	-	-	1.52	5.64	8.40	9.01	4.27	1.81	-	2.55
1969	-	-	-	-	-	3.35	-	-	-	-	-	-	0.28
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	4.60	-	-	-	0.38
1971	-	-	-	-	-	-	-	-	2.58	0.21	0.20	-	0.25
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1976	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Prom.	-	-	-	-	-	0.14	0.19	0.43	0.88	0.13	0.06	-	0.15

CUADRO 6.42 Aportes del Canal Poniente al Valle de Aconcagua (m3/seg)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prom
1942	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.80	-	0.40
1943	-	-	-	-	0.13	6.40	7.90	5.69	13.10	8.86	7.99	0.10	4.18
1944	-	-	-	-	-	-	-	-	1.94	-	4.15	-	0.51
1945	-	-	-	-	-	6.87	12.25	14.86	15.85	9.92	7.98	0.60	5.69
1946	-	-	-	-	0.81	7.59	10.94	14.11	14.38	9.87	8.30	1.10	5.59
1947	-	-	-	-	0.45	7.28	-	2.45	15.18	10.38	8.86	-	3.72
1948	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.27	7.81	0.26	1.36
1949	-	-	-	-	0.48	7.37	4.12	15.56	16.74	11.07	9.11	-	5.37
1950	-	-	-	-	0.33	7.78	11.27	-	15.61	10.77	9.03	0.37	4.60
1951	-	-	-	-	-	7.40	7.69	6.37	14.20	10.76	8.95	0.78	4.68
1952	-	-	-	-	-	6.57	4.45	-	14.83	9.99	8.63	-	3.70
1953	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1954	-	-	-	-	-	7.45	-	9.69	13.84	10.22	8.71	0.50	4.20
1955	-	-	-	-	0.54	7.31	-	10.97	15.91	10.73	8.51	0.68	4.55
1956	-	-	-	-	0.22	7.34	11.00	14.71	14.48	9.92	8.42	1.02	5.59
1957	-	-	-	-	-	6.35	6.16	3.89	13.80	10.49	8.81	0.72	4.19
1958	-	-	-	-	-	4.14	9.94	14.66	16.65	10.85	8.98	0.64	5.49
1959	-	-	-	-	-	7.29	5.54	-	14.29	10.71	9.13	1.00	4.00
1960	-	-	-	-	0.19	6.64	-	-	14.97	10.49	8.13	0.76	3.43
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	12.52	8.87	8.01	0.58	2.50
1962	-	-	-	-	0.51	6.91	-	7.55	15.90	10.70	8.85	0.79	4.27
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.50	-	0.29
1964	-	-	-	-	0.69	8.42	13.76	16.39	16.79	11.38	9.57	0.88	6.49
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.31	7.12	-	0.87
1966	-	-	-	-	-	4.84	-	6.73	13.54	8.98	8.25	0.39	3.56
1967	-	-	-	-	-	8.10	13.34	15.67	16.81	11.37	9.44	1.25	6.33
1968	-	-	-	-	0.43	6.26	9.90	11.62	11.92	8.27	7.32	1.51	4.77
1969	-	-	-	-	0.90	8.20	11.91	1.34	14.24	10.05	8.58	1.29	4.71
1970	-	-	-	-	0.48	8.39	10.22	15.17	16.83	11.35	9.43	1.12	6.08
1971	-	-	-	-	0.74	7.20	-	14.05	15.11	10.20	8.52	1.24	4.76
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	0.28	6.24	1.65	0.41	1.36	9.05	8.12	0.59	2.31
1974	-	-	-	-	-	2.53	-	-	-	9.02	8.36	0.38	1.69
1975	-	-	-	-	0.50	8.06	12.45	12.52	15.93	10.94	9.23	1.02	5.89
1976	-	-	-	-	0.56	6.96	9.43	12.15	15.46	10.94	8.89	1.07	5.46
Prom	-	-	-	-	0.24	5.31	4.97	6.47	11.21	8.51	7.70	0.59	3.75

CUADRO 6.43 Trasvase a Los Angeles (m3/seg)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prom
1942	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.84	20.00	19.90
1943	20.00	20.00	20.00	20.00	15.85	17.73	18.99	19.61	16.62	16.94	14.62	17.15	18.13
1944	19.81	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.07	20.00	19.91
1945	20.00	20.00	18.81	20.00	16.86	15.79	11.34	10.87	4.37	12.59	14.94	12.92	14.87
1946	15.57	14.90	15.58	13.41	5.39	3.91	12.95	2.34	1.89	2.88	6.35	7.83	8.58
1947	11.74	16.59	13.06	13.57	10.65	9.80	20.00	20.00	10.69	9.98	9.37	12.32	13.15
1948	17.70	14.98	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.20	14.72	17.43	18.59
1949	20.00	20.00	17.70	19.09	10.84	13.30	19.63	6.00	-	3.33	8.37	12.60	12.57
1950	20.00	13.71	12.77	15.33	9.27	9.78	13.14	20.00	8.44	7.64	8.43	13.32	12.65
1951	18.18	17.63	20.00	20.00	11.75	11.68	19.04	19.50	15.69	4.56	8.86	12.60	14.96
1952	19.57	20.00	18.76	17.64	15.96	12.63	19.55	20.00	11.17	11.19	10.08	14.44	15.92
1953	20.00	19.82	19.30	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.93
1954	20.00	20.00	20.00	20.00	16.99	10.96	20.00	18.92	16.94	10.26	9.86	13.31	16.44
1955	20.00	18.50	16.72	15.87	11.79	10.67	20.00	18.73	4.10	7.91	8.80	11.77	13.74
1956	15.99	14.20	14.36	16.79	8.27	7.64	12.07	-	0.84	4.70	6.07	8.90	9.15
1957	20.00	17.04	13.93	14.37	10.71	10.95	19.22	19.79	16.09	7.64	8.46	12.62	14.24
1958	17.12	20.00	17.59	15.79	9.13	18.71	18.28	9.84	-	5.00	7.95	11.05	12.54
1959	16.67	17.05	18.32	18.37	17.20	12.61	19.39	20.00	15.13	7.74	7.59	10.06	15.01
1960	13.49	20.00	16.56	17.62	11.75	17.50	20.00	20.00	11.65	9.16	13.95	12.56	15.35
1961	14.81	20.00	17.54	20.00	13.88	20.00	20.00	20.00	18.28	17.69	14.11	14.06	17.53
1962	18.02	20.00	20.00	20.00	12.33	15.19	20.00	19.31	3.52	8.06	9.53	12.50	14.87
1963	15.39	16.71	20.00	20.00	20.00	18.99	19.79	20.00	20.00	20.00	19.20	19.09	19.10
1964	19.55	18.30	16.35	16.50	9.71	3.97	-	-	-	2.81	7.59	11.89	8.89
1965	15.66	13.29	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.36	17.18	18.00	18.62
1966	19.09	20.00	20.00	20.00	18.22	18.28	20.00	19.31	16.34	15.58	11.45	14.98	17.77
1967	15.71	15.23	14.54	13.77	9.39	6.14	2.82	5.92	2.66	3.99	5.51	9.86	8.79
1968	14.25	14.04	13.34	13.29	3.07	2.18	2,15	2.11	2.08	2.05	2.02	3.57	6.18
1969	11.17	12.44	10.70	11.19	2.32	1.87	10.96	20.00	5.66	7.14	5.13	6.81	8.78
1970	13.09	10.89	14.53	12.96	5.70	6.97	20.00	12.79	1.70	2.29	3.21	7.53	9.31
1971	12.04	12.71	12.53	15.10	9.45	12.83	20.00	10.08	1.65	1.65	1.65	6.39	9.68
1972	16.45	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.70
1973	20.00	20.00	20.00	20.00	15.99	16.30	20.00	20.00	20.00	17.44	13.92	14.38	18.17
1974	17.19	20.00	20.00	20.00	13.17	19.33	20.00	20.00	20.00	16.73	11.64	13.80	17.65
1975	16.29	15.26	18.66	18.46	12.50	8.86	9.21	18.24	4.49	2.29	5.37	9.97	11.63
1976	12.88	13.60	11.91	12.18	4.83	3.61	18.52	18.40	9.45	3.82	7.91	8.80	10.49
Prom	17.07	17.34	17.24	17.47	12.94	13.09	16.77	15.76	10.84	10.30	10.62	12.93	14.37

CUADRO 6.44 Afluentes Nodo 26 Caudal Medio Mensual Simulado (m3/seg)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prom
1942	22.15	19.31	20.26	50.68	19.53	25.21	52.43	46.95	36.89	13.04	9.07	6.76	26.86
1943	14.06	10.76	9.46	8.19	3.07	7.68	11.84	13.65	14.03	9.98	9.10	4.22	9.67
1944	7.23	25.52	9.00	56.55	22.25	18.61	47.79	56.58	14.02	18.34	9.07	10.34	24.61
1945	13.64	6.76	5.27	9.19	3.29	7.71	11.91	13.74	14.15	10.02	9.10	4.22	9.08
1946	5.61	5.49	4.81	4.09	2.98	7.08	10.86	12.52	12.86	9.21	8.36	4.10	7.33
1947	4.58	10.30	4.78	5.29	3.07	7.72	26.30	13.65	14.11	10.04	9.12	4.28	9.44
1948	7.31	5.17	21.81	9.30	4.97	17.45	38.87	77.98	26.38	9.97	9.10	4.22	19.38
1949	20.36	13.22	6.40	6.02	3.07	7.72	11.84	13.78	14.18	10.08	9.13	5.78	10.13
1950	14.05	4.60	3.82	4.76	3.07	7.73	11.88	23.73	14.13	10.06	9.13	4.22	9.26
1951	6.99	6.84	21.52	6.28	3.17	7.72	11.84	13.65	14.07	10.06	9.12	4.22	9.62
1952	7.53	12.55	7.47	5.32	3.54	7.70	11.84	26.10	14.10	10.03	9.12	4.27	9.96
1953	10.24	5.97	6.27	54.00	29.59	19.80	102.13	154.67	72.66	36.30	10.57	8.74	42.58
1954	14.17	16.96	9.46	9.05	3.24	7.73	17.28	13.65	14.06	10.04	9.12	4.22	10.75
1955	9.09	6.14	4.79	4.71	3.07	7.72	14.91	13.65	14.15	10.06	9.12	4.22	8.47
1956	5.62	4.58	5.58	6.98	3.05	7.09	10.87	12.54	12.86	9.21	8.36	4.11	7.57
1957	42.10	6.86	9.67	5.71	4.09	7.68	11.84	13.65	14.06	10.05	9.12	4.22	11.59
1958	7.44	17.74	5.24	7.12	3.71	7.67	11.84	13.74	14.18	10.07	9.13	4.22	9.34
1959	6.06	7.96	6.65	5.64	3.08	7.72	11.84	17.37	14.08	10.06	9.13	4.22	8.65
1960	5.28	15.70	5.47	5.74	3.07	7.70	29.97	32.43	14.11	10.05	9.11	4.22	11.90
1961	5.23	10.18	4.96	10.04	4.24	13.36	54.52	49.79	14.02	9.98	9.10	4.22	15.80
1962	6.14	16.71	5.85	5.43	3.07	7.71	23.90	13.65	14.15	10.06	9.12	4.22	10.00
1963	5.72	6.41	14.98	19.12	48.36	11.71	13.59	118.94	93.88	26.95	9.07	5.54	31.19
1964	6.31	6.54	5.73	5.88	3.07	7.74	11.97	13.81	14.18	10.08	9.14	4.22	8.22
1965	6.21	4.41	20.98	82.65	16.88	23.41	60.36	46.48	51.36	9.97	9.07	4.87	28.05
1966	6.09	23.44	18.83	8.23	4.50	7.67	16.01	13.65	14.05	9.98	9.11	4.22	11.31
1967	5.60	5.23	6.59	4.23	3.94	7.74	11.96	13.78	14.18	10.08	9.14	4.22	8.06
1968	4.31	3.95	3.51	3.70	2.90	5.66	8.62	9.92	10.18	7.31	6.67	3.60	5.86
1969	4.24	5.21	3.41	3.92	2.98	7.04	10.87	13.51	12.84	9.20	8.35	4.08	7.14
1970	5.75	3.78	8.67	3.86	3.07	7.75	11.84	13.75	14.18	10.08	9.13	4.22	8.01
1971	4.27	5.71	3.75	3.96	2.99	7.09	15.34	12.51	12.87	9.20	8.35	4.09	7.51
1972	7.20	37.36	10.74	48.11	22.27	14.39	63.86	137.65	127.33	55.09	21.66	6.65	46.03
1973	12.39	9.43	12.23	6.83	3.07	7.68	11.84	13.65	14.02	9.98	9.11	4.22	9.54
1974	7.20	31.01	11.12	8.05	3.51	7.67	25.57	21.70	17.74	9.99	9.11	4.22	13.07
1975	5.86	4.77	10.98	5.32	3.07	7.74	11.92	13.65	14.15	10.07	9.13	4.22	8.41
1976	4.87	4.89	3.71	4.09	3.07	7.73	11.84	13.65	14.13	10.07	9.12	4.22	7.62
Prom	9.17	10.90	8.96	13.94	7.31	9.93	23.49	31.55	23.21	12.71	9.36	4.74	13.77

El período crítico 1967/68 - 1971/72 es el que define la capacidad del embalse. Se considera una explotación de 3 m3/s continuos desde Curimón durante este período crítico para reducir la capacidad del embalse. Al igual que en el proyecto N° 4 se obtuvo la relación de capacidades canal-embalse y las capacidades finales por un análisis de mínimo costo del conjunto. La combinación elegida es de 370 Mm3 para el embalse y 20 m3/s para el canal. En la Figura 6.17 se muestra el estado mensual del embalse durante el período histórico.

Las entregas desde el embalse Los Angeles fueron distribuídas de acuerdo con los porcentajes mensuales calculados internamente en el programa, pero dando prioridad a las entregas para Aconcagua.

6.3.6.4 Costos

Los costos, tanto de inversión como de operación y mantención de las obras que comprende el proyecto, se calcularon de acuerdo con los criterios indicados en el Capítulo 8 de este Tomo. Un resumen de dichos costos y el programa de inversiones se presenta, a precios financieros, en el Cuadro 6.45. Los presupuestos detallados de cada una de las obras se presenta en el Anexo A.

El valor presente de los costos de inversión y operación, a la tasa de descuento del 12 por ciento, alcanzan a 103,77 millones de dólares, lo que significaría, en valor presente, un costo promedio por hectárea beneficiada de 1.900,5 dólares.

PROYECTO Nº 5 ESTADO FINAL EMBALSE LOS ANGELES (m^3/s - mes)

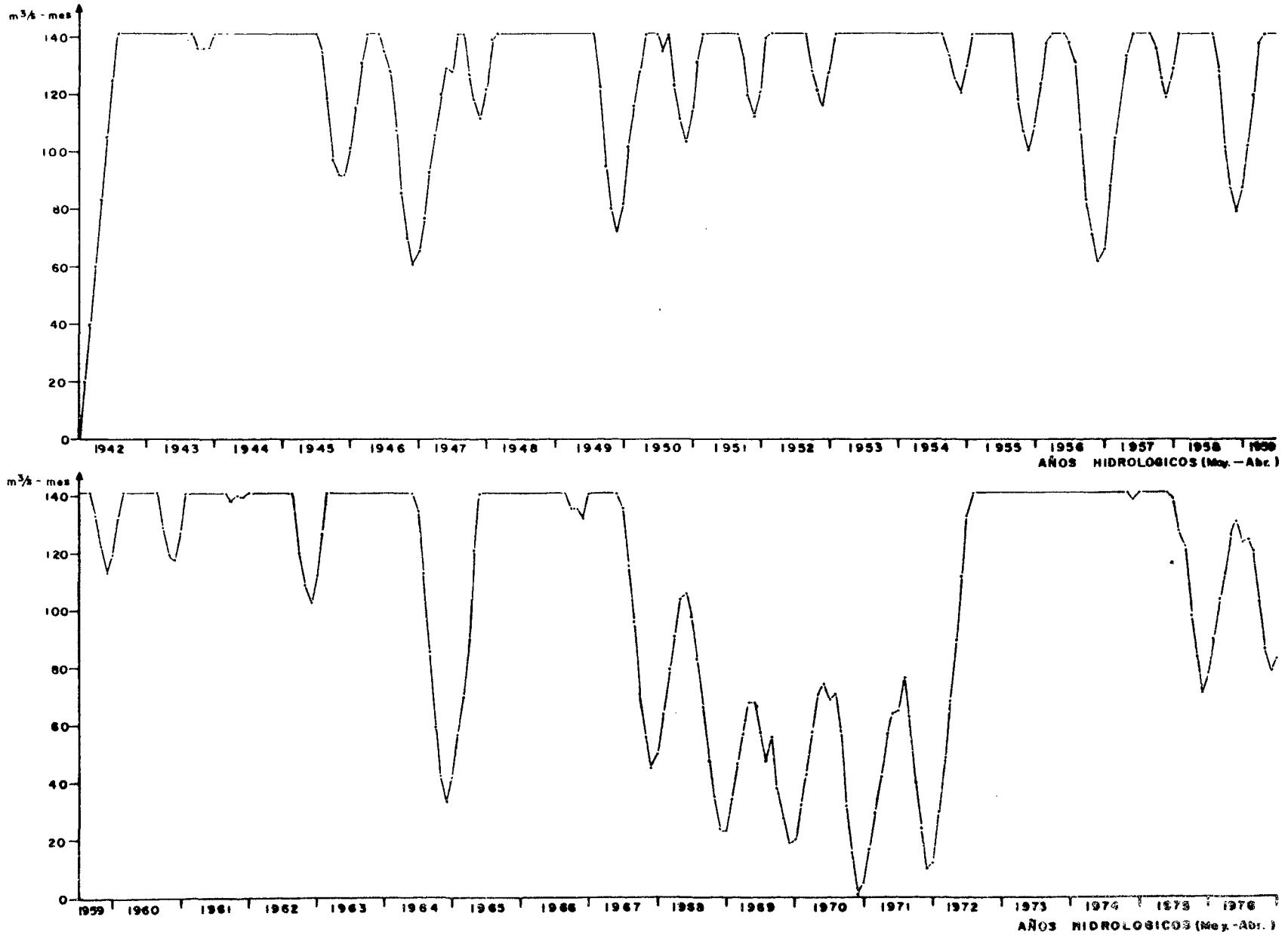


FIGURA 6.17

CUADRO 6.45 Proyecto N° 5. Costos y Programa de Inversiones (a precios financieros en miles de US$)

Item	Total	Años						
		1	2	3	4	5	6	7 a 56
INVERSIONES								
1. Embalse Los Angeles	75.912.0	1.973.7	2.277.4	9.109.4	18.218.9	22.773.6	21.559.0	
2. Campo sondajes Curimón	5.511.6	-	-			250.5	5.261.1	
3. Canal Paico	19.669.0	-	324.0	480.0	4.872.2	6.534.1	7.458.7	
4. Canal Poniente	37.086.8	840.0	845.7	6.395.2	7.875.1	10.294.1	10.836.7	
5. Canal Norte	7.777.4				353.0	3.391.4	4.033.0	
6. Canal Canela	1.046.7				47.6	499.6	499.5	
7. Canal Mauco	6.273.7		342.0	1.482.8	1.482.9	1.483.0	1.483.0	
8. Mejoramiento C. Waddington	3.663.3			366.3	1.099.0	1.099.0	1.099.0	
9. Mejoramiento Ligua	34.6						34.6	
10. Mejoramiento Petorca	133.5						133.5	
11. Canal Quebradilla	332.6					10.7	321.9	
12. Canal Papudo	1.360.6				62.0	649.3	649.3	
13. Emb. Noct. Catapilco -Papudo	216.7					9.9	206.8	
14. Emb. Noct. Canela	96.8					4.4	92.4	
15. Emb. Noct. Quint. - Puchuncaví	411.5					18.7	392.8	
16. Emb. Noct. S10 al S17	720.5					32.8	687.7	
17. Pta. riego Quebradilla	277.2					12.6	264.6	
18. Pta. riego Catap. - Papudo	1.866.3				84.9	890.7	890.7	
19. Pta. riego Canela	503.1					22.9	480.2	
20. Pta. riego Quintero - Puchuncaví	1.204.3				54.8	574.0	575.5	
21. Rinconadas	3.044.4						3.044.4	
Totales	167.142.6	2.813.7	3.789.1	17.833.7	34.150.4	48.551.3	60.004.4	
OPERACION Y MANTENCION								
1. Campo sondajes Curimón								293.9
2. Canal Paico y bombas								426.8
3. Bombas Canal Norte								45.0
4. Embalse Los Angeles								131.1
5. Canales y tranques								231.5
6. Bomba Rinconadas								270.9
Totales								1.399.2

6.4 PROYECTOS MENORES

Se presenta en esta sección la descripción de distintos proyectos menores. El primero forma parte del programa de desarrollo de la zona 1 y corresponde al mejoramiento de la infraestructura de regulación de dicha zona. El segundo corresponde a los proyectos de drenaje que se han identificado en el valle de Aconcagua. El tercero está constituido por los proyectos de riego de las rinconadas seleccionadas para su estudio.

A continuación, se presentan los proyectos de mínimo costo para el mejoramiento de las partes altas de los valles de Ligua y Petorca. Un sexto proyecto, lo constituye el mejoramiento de la seguridad de riego del área de Polpaico, la que aun cuando está fuera del área del proyecto se riega con recursos del río Aconcagua. Los siguientes tres proyectos tienen un carácter indicativo y su presentación obedece a la necesidad de entregar antecedentes sobre la posible explotación de aguas subterráneas en Llay-Llay, recarga artificial en la zona 1 y finalmente la unificación de bocatomas. Estos tres últimos proyectos no cuentan con evaluación económica en este estudio presentándose sólo sus costos.

6.4.1 Mejoramiento Zona 1

La Zona 1, constituida por los sectores 1 y 2 del modelo de simulación del sistema no requiere de grandes obras de ingeniería por cuanto el recurso agua no constituye una limitante para el desarrollo agrícola. De esta manera sólo se propone la regulación nocturna de los caudales de riego a modo de aumentar la eficiencia global y así mejorar la seguridad de riego. Este proyecto se considera como parte del plan de desarrollo propuesto para la zona 1 y se encuentra incluida en éste para su evaluación económica.

Esta Zona, con una superficie neta de 22.100 ha. tiene actualmente 50 embalses de noche con una capacidad total de 863.500 m^3.

Aún cuando los embalses existentes, proyectados para regar las propiedades existentes antes de la reforma agraria, tienen capacidad para la regulación de los caudales de la casi totalidad del área, se ha considerado que sólo sirven a 9.000 ha. aproximadamente, dado que son obras adjudicadas a las reservas o a la parte expropiada, debido a lo cual las propiedades en que se encuentran son de superficie menor que la que es posible servir con los embalses.

Los embalses se han diseñado para almacenar la totalidad del caudal no regulado durante 14 horas, lo que supone el riego diurno de 10 horas todos los días de la semana. Se ha contemplado además en el diseño la construcción de clarificadores con el propósito de evitar el embancamiento de los embalses.

De acuerdo con las condiciones topográficas y tamaños prediales se ha considerado razonable dimensionar los embalses, para el cálculo de la inversión, con una capacidad de 20.000 m^3 c/u.

La tasa de riego para 24 horas del mes de máximo consumo es de 1.0 lt/seg. ha., de manera que el volumen de regulación necesario para las 13.100 ha. restantes es de 660.000 m^3 siendo necesarios 33 embalses de 20.000 m^3 c/u., dejando establecido que éste puede ser un cálculo pesimista en cuanto a costos, ya que se podría llegar a acuerdos respecto al uso común de algunos de los embalses existentes.

El diseño tipo de estos embalses se muestra en el Album de Planos y su presupuesto asciende a US$ 727.600 a precios financieros.

6.4.2 Proyectos de Drenaje

6.4.2.1 Antecedentes Generales

En el estudio de Suelos realizado se identificaron algunos sectores cuya principal restricción para lograr un adecuado desarrollo agrícola la constituye el exceso de agua en el perfil del suelo.

En los valles de Ligua y Petorca, las áreas con limitaciones de drenaje se encuentran muy dispersas y son de pequeña extensión por lo que no justifican la ejecución de proyectos de drenaje. Sólo en el valle del Aconcagua existen sectores con problemas cuya extensión y ubicación permiten la realización de proyectos de cierta envergadura.

Para el drenaje de estos sectores se han considerado los 5 proyectos que se indican a continuación:

Drenaje del Area de Panquehue
Drenaje del Area de Catemu
Drenaje del Area de Llay-Llay
Drenaje del Area de Hijuelas-Nogales
Drenaje del Area de Quillota

Las obras de desarrollo consideradas han sido escogidas teniendo en cuenta el potencial de cada serie de suelos mal drenada para producir cultivos más rentables al ser saneados y otros factores, tales como ubicación, topografía y susceptibilidad a las inundaciones de cada una de ellas.

Se determinó que un gran número de series de suelos son muy costosas de drenar, o bien poseen una capacidad limitada para mejorar los rendimientos. Por estas razones no se las incluye entre las soluciones consideradas.

Las áreas involucradas en los 5 proyectos considerados se muestran en la Figura 6.18 y se caracterizan en el Cuadro 6.46

6.4.2.2 Causas de los problemas de drenaje

Los problemas de drenaje se originan principalmente por la combinación de las siguientes causas.

a) A nivel de sector, la disminución de la capacidad de descarga de los acuíferos originan la presencia de niveles freáticos altos lo que induce problemas en los lugares en que los suelos se encuentran a cota más baja como por ejemplo en los márgenes de los ríos y esteros.

b) A nivel local, el crecimiento de vegetación en los cauces de la red de drenaje natural, dificulta la evacuación de los caudales originados por las precipitaciones o el riego.

c) Algunos tipos de suelos, principalmente los de origen lacustre en posición baja como las series LCM y LLY, PUC y SDR, que representan un perfil predominantemente arcilloso y poseen en ocasiones estratos impermeables de carbonato de calcio, presentan limitaciones naturales de drenaje debido a su lenta conductividad hidráulica.

d) En algunos casos aislados se detectó que las pérdidas en canales de riego contribuyen a la aparición de problemas de drenaje en los suelos adyacentes a ellos. Dada la poca superficie que se encuentra en esta circunstancia, no se incluyen proyectos específicos para ese mejoramiento sino que se considera que quedará solucionado al efectuarse el plan de mejoramiento de los canales considerados en la sección 6.2.4.

CUADRO 6.46 Resumen Proyectos de Drenaje

Area de Drenaje y Sectores de Riego	Tipo de Suelo y Limitación de Drenaje	Proyecto N°	Superficie Neta (ha)	Uso Actual	Uso Potencial
Panquehue S 06 - S 08	PLM W_2 PLM W_3 PLM W_4	1	108 333 333	Praderas Naturales y Cultivos Anuales	Cultivos Anuales Mejorados Cultivos perennes
Catemu S 07	PLM W_3 PLM W_4	2	280 62	Praderas Naturales	Cultivos Anuales Cultivos Perennes
Llay - Llay S 09	LCM W_3 LCM W_4 LLY W_3 LLY W_4 LLY W_3 LLY W_4 PLM W_3	3 - 1 3 - 2 3 - 3 3 - 4	41 13 108 81 18 27 126	Praderas Naturales	Cultivos Anuales y hortícolas
Hijuelas - Nogales S 10 b	ART W_2 ART W_3 ART W_3 ART W_2 PUC W_3	4 - 1 4 - 2 4 - 3 4 - 4	200 38 130 140 160	Prad. Naturales o Cultivos Anuales Prad. Naturales Prad. Naturales o Cultivos Anuales Prad. Naturales	Cultivos Perennes Cultivos Anuales Cultivos Perennes Cultivos Perennes
Quillota S 13	CHR W_2 PAT W_2 CAL W_2 QLT W_2 SDR W_3 LCM W_3	5 - 1 5 - 2 5 - 3 5 - 4 	80 420 220 640 110 120	Cultivos Anuales Cultivos Anuales Cultivos Anuales Praderas Naturales	Cultivos Perennes Cultivos Perennes Cultivos Perennes Cultivos Anuales

6.4.2.3 Soluciones a los problemas de drenaje

La solución de los problemas de drenaje debe plantearse como la eliminación de sus causas ya descritas; por esta razón en los proyectos analizados se contemplan los siguientes elementos:

a) Control del nivel de agua subterránea

Es posible deprimir el nivel freático mediante la construcción de drenes interceptores abiertos dispuestos en sentido perpendicular a la dirección del flujo del agua subterránea. La distancia entre los drenes para una situación particular estará determinada por el nivel freático existente, la topografía y la existencia de canales, caminos, etc.

b) Habilitación de la red de drenaje existente

Los cauces naturales o los artificiales existentes que conforman la red de drenaje actual deben ser acondicionados despejándolos de vegetación y profundizándolos de modo que puedan conducir los caudales producidos por las precipitaciones y las descargas de los drenes interceptores ya citados.

c) Drenaje del perfil del suelo

En los lugares donde la naturaleza de los suelos presenta baja capacidad de drenaje, deberá recurrirse a la construcción de drenes prediales constituídos por tuberías enterradas. La profundidad de estos drenes dependerá de la profundidad radicular de los cultivos propuestos y la distancia entre ellos dependerá de las características físicas del suelo. Estos drenes prediales descargarán a los drenes interceptores que en adelante se llamarán "drenes colectores".

Para asegurar el funcionamiento de los sistemas de drenaje propuestos deben realizarse faenas periódicas de limpia, control de vegetación y mantención general de las estructuras.

6.4.2.4 Criterios de diseño de los drenes

a) Caudales de diseño:

Los sistemas de drenaje se han diseñado de manera que puedan evacuar los caudales que se produzcan en las siguientes condiciones:

- En el período Octubre a Marzo, deben poder evacuar los derrames que se produzcan debido al riego. Asumiendo una tasa de riego de 1 lt/seg. ha., y pérdidas de un 35 por ciento se llega a un coeficiente de drenaje de 0.003 m/día.

- En el período Abril a Septiembre, deben poder evacuar una precipitación de 24 horas de duración de probabilidad de excedencia, 20 por ciento en 3 días.

Como promedio sobre el área se consideró una precipitación de 68 mm. lo que sin suponer pérdidas de ningún tipo, da un coeficiente de drenaje de 0.023 m/día. Se estimó razonable diseñar para un valor de 0.020 m/día.

La experiencia ha indicado que en condiciones artesianas debe recargarse el coeficiente de drenaje entre un 50 y un 100 por ciento; en este caso se ha considerado un recargo de 100 por ciento respecto a las condiciones no artesianas.

En el Cuadro 6.47 se resumen los coeficientes de drenaje utilizados.

CUADRO 6.47 Coeficientes de drenaje utilizados (m/día)

Condición	Cultivos	Oct. - Mar.	Abr. - Sept.
No artesiana	Anuales	0.003	No se aplica
	Perennes	0.003	0.020
Artesiana	Anuales	0.006	No se aplica
	Perennes	0.006	0.040

b) Drenes

Para el drenaje predial se han considerado drenes a profundidad de 0.80 y 1.20 m. según se trate de implantar cultivos anuales o permanentes.

Se consideran drenes de arcilla de 0.50 m. de diámetro colocados en una zanja de 0.60 m. de ancho de fondo y cubiertos con un relleno permeable. Se considera excavar la zanja en forma mecanizada (retroexcavadora).

La distancia entre los drenes se determinó mediante la fórmula de Ernst desarrollada para suelos tanto homogéneos como estratificados. Esta fórmula supone una condición de equilibrio que resulta más válida para la estación lluviosa que para la seca. Un estudio de diseño para los cultivos anuales debería utilizar una fórmula que no suponga condición de equilibrio como por ejemplo la de Glover y Dumm, pero ésta requiere de información más detallada acerca de las características físicas de los suelos y de las frecuencias de riego.

6.4.2.5 Proyecto de drenaje del Area de Panquehue

En este proyecto se contempla drenar los suelos de la Serie PLM que presentan limitaciones de drenaje debido principalmente a que el nivel freático oscila entre los 45 y 70 cm. de profundidad y a que el drenaje natural constituido principalmente por el Estero Lo Campo, se encuentra parcialmente obstruido por sauces.

Se plantea un sistema convencional de drenes abiertos y cerrados que se combina con un dren existente (dren La Pala) de aproximadamente 2 m. de profundidad excavado en 1944.

La superficie neta de suelos involucrada en el proyecto se distribuye como sigue:

	Superficie
PLM W2	108 ha.
PLM W3	333 ha.
PLM W4	333 ha.
Total	774 ha.

Existe también una superficie reducida de suelos de la serie PQH que se beneficia indirectamente con la solución propuesta, pero que no están incluídos en el proyecto.

Se plantean dos alternativas de solución al sector:

i) La habilitación de los suelos para la implantación de cultivos permanentes de alta rentabilidad lo que requiere sanear las 774 hectáreas involucradas deprimiendo el nivel de aguas hasta una profundidad mínima de 1.20 m.

ii) La habilitación de los suelos para la implantación de una rotación de cultivos anuales lo que requiere sanear sólo 666 hectáreas, dado

que los suelos W2 son aptos para este tipo de explotación. La profundidad mínima del nivel de agua requerida en este caso se reduce a 0.80 m.

A continuación se describen las obras consideradas.

a) Sistema de drenaje predial

Sobre la base de inspecciones visuales, opiniones de los agricultores locales, la respuesta de los niveles de agua del suelo frente a un aumento del nivel de agua en los drenes existentes y a una comparación con los resultados de cuatro pruebas de recarga, se ha estimado la conductividad hidráulica de los suelos del sector en 2 m/día la que puede ser descrita como "moderadamente rápida".

Con este dato y los criterios explicados en la sección 6.4.1.4, se recomienda una red de drenaje predial constituída por drenes cerrados ubicados a 150 m. de distancia y a una profundidad de 1.50 m. para la solución de cultivos anuales (ii) y una red de drenajes cerrados a 35 m. de distancia y a una profundidad de 1.70 m. para la solución de cultivos permanentes (i).

b) Sistema de drenes Colectores

Se considera emplazar los drenes colectores perpendiculares a la dirección del flujo subterráneo de modo que descarguen al dren La Pala existente y al estero Lo Campo.

Se contempla la construcción de drenes colectores de 1.20 m. de ancho de fondo, taludes 1/1 y de una profundidad de 2 m., ubicados a una distancia de 300 m. entre sí.

c) Drenaje principal

Para permitir la descarga de los drenes colectores, el estero Lo Campo debe ser profundizado a un mínimo de 2.5 m. en una longitud de alrededor de 12.5 km. El ancho de fondo mínimo considerado es de 20 m. y los taludes 1/1. Con esto la sección del estero aumentaría en promedio de 5 m^2 a 11,0 m^2 lo que significa una excavación de aproximadamente 75.000 m^3.

Con esta ampliación, el estero queda con una capacidad de alrededor de 40 m^3/s lo que le permite evacuar el caudal máximo de probabilidad de excedencia 20 por ciento, en pocas horas.

En las figuras 6.19 y 6.20 se muestra la disposición general de los drenes.

6.4.2.6 Proyecto de Drenaje del área de Catemu

En esta área, el problema de drenaje es análogo al del área de Panquehue y se contempla sanear 342 hectáreas netas de suelos PLM W3 y W4 afectadas por las mismas limitaciones de drenaje, ya mencionados en el proyecto anterior.

El esquema propuesto es esencialmente el mismo que en el caso de Panquehue, es decir un sistema de drenes abiertos y cerrados que descarga en el estero Catemu debidamente acondicionado.

En la misma forma que el caso anterior, se plantea la doble posibilidad de deprimir el nivel freático a 0.80 o 1.20 m. para poder implantar rotaciones de cultivos anuales o permanentes respectivamente. En ambos casos se requiere drenar la totalidad de la superficie considerada.

a) Sistema de drenaje predial

Los prediales se instalarán en la misma forma y sujetos a las mismas condiciones que los del área de Panquehue.

b) Sistema de drenes colectores

Al igual que en el caso de Panquehue se recomienda drenes colectores de 2.0 m. de profundidad a 300 m. entre si. Se ubicarán en sentido casi paralelo al camino entre Catemu y Chagres descargando a los drenes principales.

c) Drenaje principal

Se recomienda el reacondicionamiento de dos vías de drenaje existentes que corren paralelas al río Aconcagua y se unen antes de descargar al Estero Catemu.

Se contempla dejarlos con una sección mínima de 11 m^2 en toda su longitud de aproximadamente 7.0 km. Este significa una excavación de alrededor de 44.000 m^3.

También debe limpiarse y profundizarse el estero Catemu en una longitud aproximada de 1 km. Esta excavación se ha estimado en 12.000 m^3.

En las Figuras 6.21 y 6.22 se muestra la disposición general del sistema.

CORTES DEL AREA PANQUEHUE

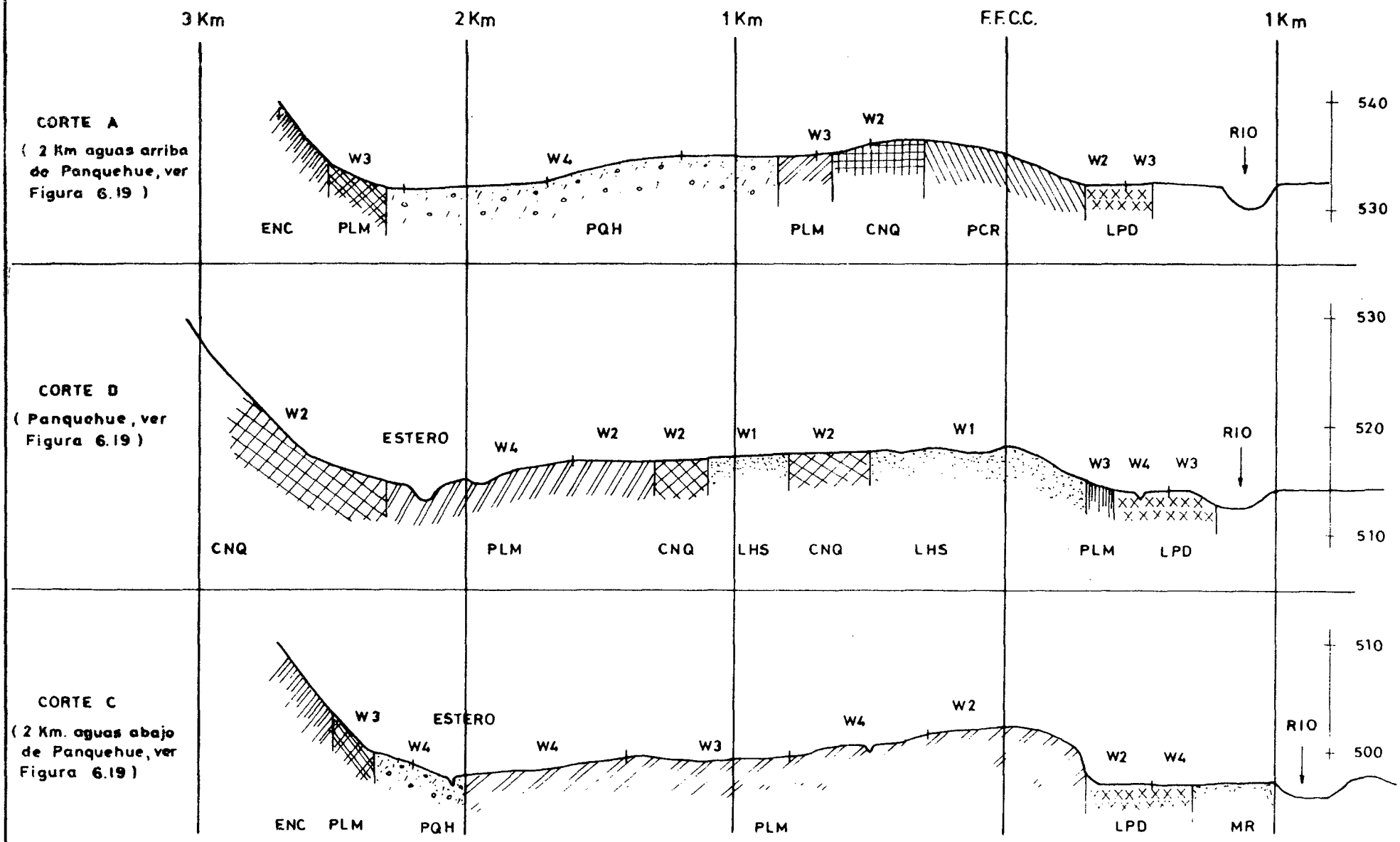
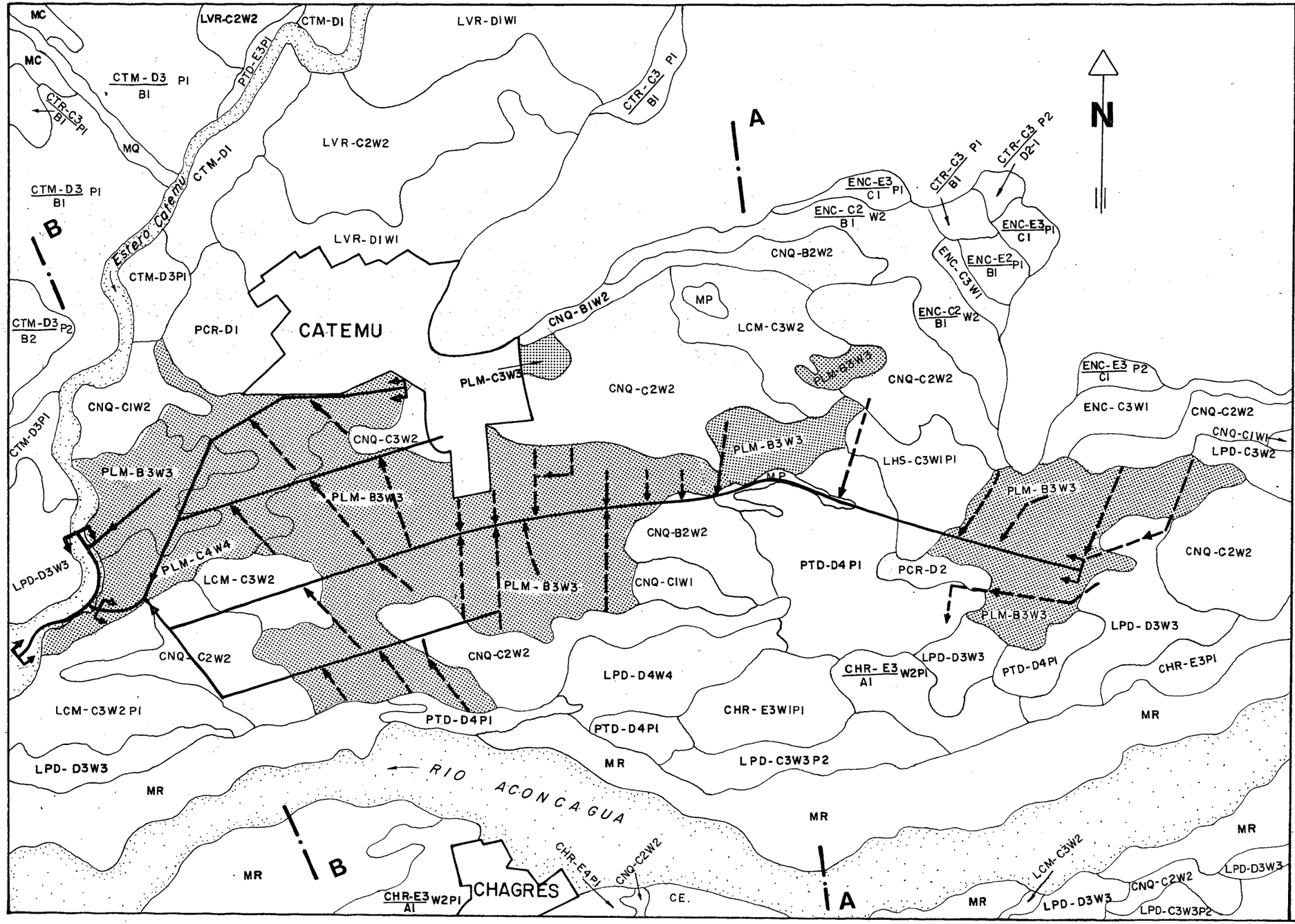


FIGURA 6.20

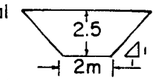


ESTUDIO DE DRENAJE
CATEMU

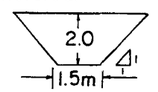
SIMBOLOGIA

Dren principal existente

Dren principal nuevo o profundizado con sección transversal



Dren colector nuevo con sección transversal



Las direcciones de los drenes serian modificados de acuerdo a la red actual de drenaje existente, deslindes prediales, caminos, etc.

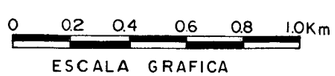
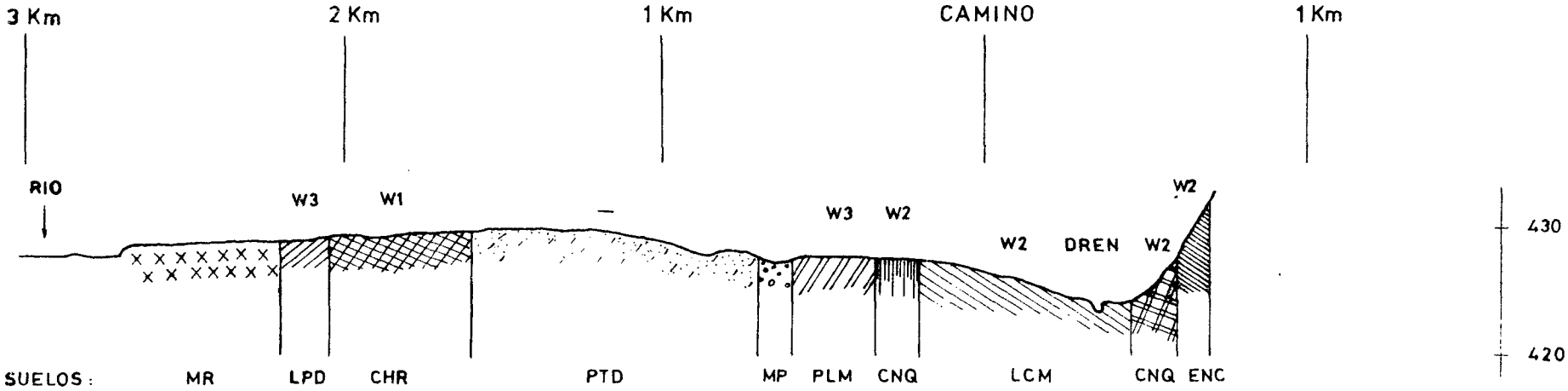


FIGURA 6.21

CORTES DEL AREA CATEMU

CORTE A-A (1Km. AGUAS ABAJO DE STA. MARGARITA
N 07° W



CORTE B-B (1.5 Km. AGUAS ABAJO DE CATEMU)
N 24° W

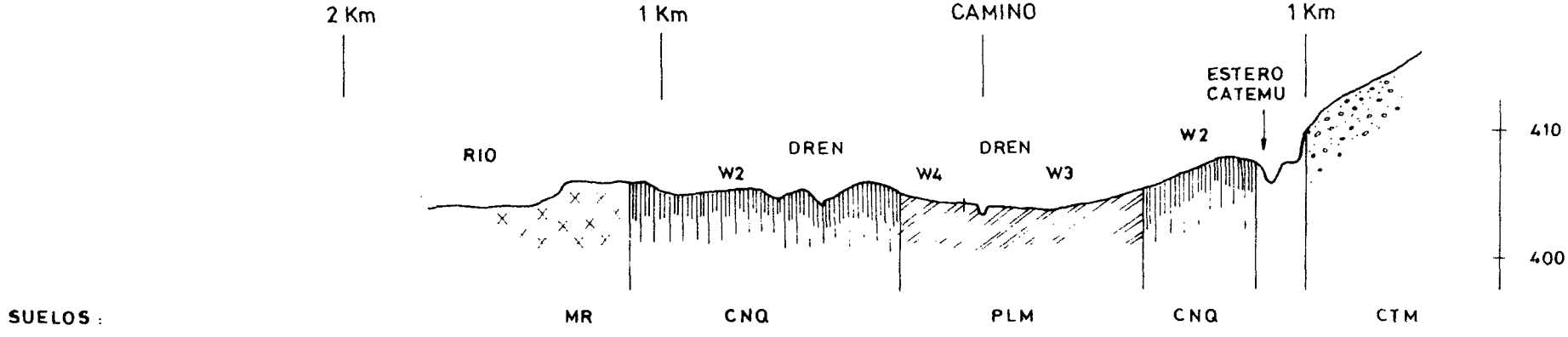


FIGURA 6.22

6.4.2.7 Proyecto de drenaje del Area de Llay-Llay

En este proyecto se han incluido las superficies de suelos de las Series LCM, LLY y PLM que por su ubicación relativa a las vías de drenaje existentes y propuestas se beneficiarían con un sistema de drenaje tradicional de drenes abiertos y cerrados.

Se han agrupado estas superficies en 4 subproyectos:

Sub Proyecto	Serie de Suelo	Limitación de Drenaje W3	Limitación de Drenaje W4	Sup. Neta
1	LCM	41	13	54
2	LLY	108	81	189
3	LLY	18	27	45
4	PLM	126	-	126

La causa principal de los problemas de drenaje de este sector es la presencia de dos acuíferos, uno superficial y uno artesiano, el segundo de los cuales recarga al primero a través de un fenómeno de percolación invertida. A la vez, el origen lacustre de los suelos LCM y LLY combinado con la presencia de un estrato de carbonato de calcio a poca profundidad proporcionan a estos suelos características naturales de drenaje deficiente.

Dadas las condiciones climáticas de la zona, no se considera posible la implantación de cultivos permanentes y sólo se analizan las soluciones para el aprovechamiento de las superficies con cultivos anuales, lo que exige deprimir el nivel del agua subterránea a 0.80 m. bajo la superficie. Además, este proyecto se ha analizado según los criterios mencionados para condiciones artesianas.

a) Sistema de drenes prediales

El sistema de drenes prediales se estudió según las necesidades de cada uno de los perfiles de suelos considerados sujetos a las nuevas condiciones de coeficiente de drenaje y a sus propias características de conductividad hidráulica.

Suelos LLY

Se ha considerado un estrato arcilloso uniforme con una conductividad hidráulica de 0.50 m/día que descarga sobre un estrato impermeable a 2.50 m. de profundidad. Se requieren drenes de 1.50 m. de profundidad separados a 20 m.

Suelos PLM

Análogamente al caso de Panquehue, para estos suelos se ha estimado una conductividad hidráulica de 2.0 m/día. Para la condición artesiana considerada, los drenes de 1.50 m. de profundidad deben ubicarse a una distancia de 100 m.

Suelos LCM

El estrato de carbonato de calcio a una profundidad de 0.50 m., con un espesor que oscila entre 0.15 y 0.70 m. exige que el problema de drenaje, por sobre el estrato y por debajo del mismo, sean tratados en forma separada. Por sobre el estrato, el drenaje predial deberá efectuarse mediante zanjas paralelas que llegan hasta él, con una distancia mínima adecuada para laboreo agrícola. El drenaje por debajo del estrato debe hacerse hacia drenes colectores abiertos sin otra recarga que la originada por el flujo artesiano. En este caso, los costos por hectárea se han estimado iguales a los de la serie LLY.

b) Sistema de drenes Colectores

La red de drenes colectores propuesta es análoga a la planteada en el proyecto de Panquehue, es decir está compuesta por drenes abiertos ubicados a 300 m. de distancia. La orientación general será de Nor-Este a Sur-Oeste para adaptarse a los trazados existentes.

c) Drenaje Principal

Cada uno de los cuatro subproyectos considerados cuenta con su propia vía principal de drenaje según se indica a continuación:

Subproyecto 1

Los suelos incluídos en este subproyecto drenan a través del estero Los Loros, el que deberá ser profundizado en una longitud de aproximadamente 1.50 km, lo que significa un volumen de excavación del orden de 10.000 m^3.

Subproyecto 2

Los suelos incluídos en este subproyecto drenan a través del estero Vichiculén el que ya ha sido canalizado a comienzos del año 1978 y no requiere de mayores obras.

Subproyecto 3

Los suelos incluídos en este subproyecto evacuarán a través del dren existente junto a la carretera Panamericana y al norte de ella, el que tiene también capacidad suficiente y no requiere mejoramiento.

Subproyecto 4

Los suelos incluídos en este subproyecto requieren la construcción de un dren afluente al estero Vichuculén de aproximadamente 2 km. de longitud,que representa un volumen de excavación aproximado de 10.000 m^3.

En la Figura 6.23 es esquematizan los cuatro subproyectos considerados en esta área.

6.4.2.8 Proyecto de drenaje del Area Hijuelas-Nogales

En esta área se han identificado cuatro subproyectos por analizar y que son los siguientes:

Subproyecto 1

Comprende 202 has. netas de suelos ART W2 y W3 ubicados en el sector de Hijuelas entre la carretera Panamericana y el cordón de cerros. Su problema de drenaje radica en las pérdidas de los canales Melón, Hijuelas y Purutún que se desarrollan a lo largo de todo el sector, combinado con la insuficiencia del Zanjón de Artificio como vía de drenaje principal. Para esta superficie, se plantea una habilitación de suelos tal que permita la implantación de cultivos permanentes.

Subproyecto 2

Comprende 110 hectáreas netas de suelos LLY W3 en la margen oriental del estero Los Litres. Su problema de drenaje deriva de un alto nivel freático y las características de drenaje deficiente de esta serie de suelos. El subproyecto permitiría la implantación de cultivos anuales en estos suelos.

Subproyecto 3

Comprende 119 hectáreas netas de suelos ART W2 en la margen Occidental del estero Los Litres. Su problema de drenaje deriva principalmente del alto nivel freático del sector y la eliminación de esta limitante haría posible la implantación de cultivos permanentes.

Subproyecto 4

Comprende 136 hectáreas netas de suelos PUC W3 en la margen Norte del Estero Pucalán. Su problema de drenaje radica principalmente en las características de drenaje deficientes de la serie de suelos y en la insuficiencia del Estero Pucalán como drenaje principal. Con la realización del subproyecto, los suelos podrían destinarse a cultivos permanentes.

a) Sistema de drenaje predial

Análogamente al caso del área de Llay-Llay, las características de los sistemas prediales se analizaron según los requerimientos de cada serie de suelos considerada.

Suelos ART

Estos suelos presentan un sustrato de gravas redondas que permiten deducir que el perfil tiene buenas características naturales de drenaje. Por esta razón no requiere de red predial.

Suelos LLY

Son suelos análogos a los de esta serie considerados en el área de Llay-Llay. Dado que en este caso no se encuentran afectados por la presencia de acuífero artesiano, se ha considerado la depresión del nivel freático a 0.80 m. mediante una red de drenes de 1.50 m. de profundidad separados a 30 m.

Suelos PUC

Estos suelos,dadas sus características,requieren drenes prediales de 1.50 m. de profundidad separados a 20 m.

b) Sistema de drenes colectores

En los cuatro subproyectos, el sistema de drenes colectores es análogo a los anteriormente vistos y se considera el mismo costo por hectárea que en ellos.

c) Drenaje principal

Subproyecto 1

Se contempla la construcción de un dren principal de 4 km de longitud a lo largo de la carretera Panamericana. Este dren descargaría en el zanjón de Artificio el que debe ser profundizado hasta 2.50 m en una longitud de 2.0 km. El volumen total de excavación se ha estimado en aproximadamente 60.000 m^3.

Subproyecto 2

Se contempla la profundización en una longitud de 2.0 km. de un dren existente paralelo al Estero Los Litres para darle una profundidad de 2.50 m. El volumen de excavación se ha estimado en 15.000 m^3.

Subproyecto 3

Se considera la construcción de 2.50 km. de un nuevo dren con una profundidad de 2.50 m. cuyo volumen de excavación se estima del orden de 27.500 m^3 .

Subproyecto 4

Se contempla la profundización de 2.50 km. de drenes existentes hasta una profundidad de 2.50 m., estimándose la excavación en 20.000 m^3.

En las Figuras 6.24 y 6.25 se indican la ubicación y disposición de los distintos subproyectos.

6.4.2.9 Proyecto de drenaje del área de Quillota

En esta área, se han identificado cuatro subproyectos que son los siguientes:

Subproyecto 1

Comprende 68 hectáreas netas de suelos CHR W2 que drenan al río Aconcagua cerca de la desembocadura del estero San Isidro. Su problema de drenaje radica principalmente en el nivel freático alto,debido a la baja capacidad de porteo del acuífero en el sector y a su proximidad al río . Se ha considerado que con la eliminación del problema de drenaje pueden implantarse cultivos permanentes en estos suelos.

Subproyecto 2

Comprende 357 hectáreas netas de suelos PAT W2 que drenan al río Aconcagua a través del curso inferior del estero San Isidro. Su problema de drenaje radica principalmente en el alto nivel freático sectorial combinado con las características de drenaje propias de la serie de suelos. Esta superficie quedaría apta para la implantación de cultivos permanentes.

Subproyecto 3

Comprende 187 hectáreas netas de suelos CAL W2 y 544 hectáreas netas de suelos QLT W2 ubicadas entre la ciudad de Quillota y el estero San Isidro a ambos lados de la carretera a la costa. Su problema de drenaje deriva del nivel freático alto combinado con la insuficiencia del estero San Isidro como drenaje principal y la eliminación de este problema permitiría la implantación de cultivos permanentes en estos suelos.

Subproyecto 4

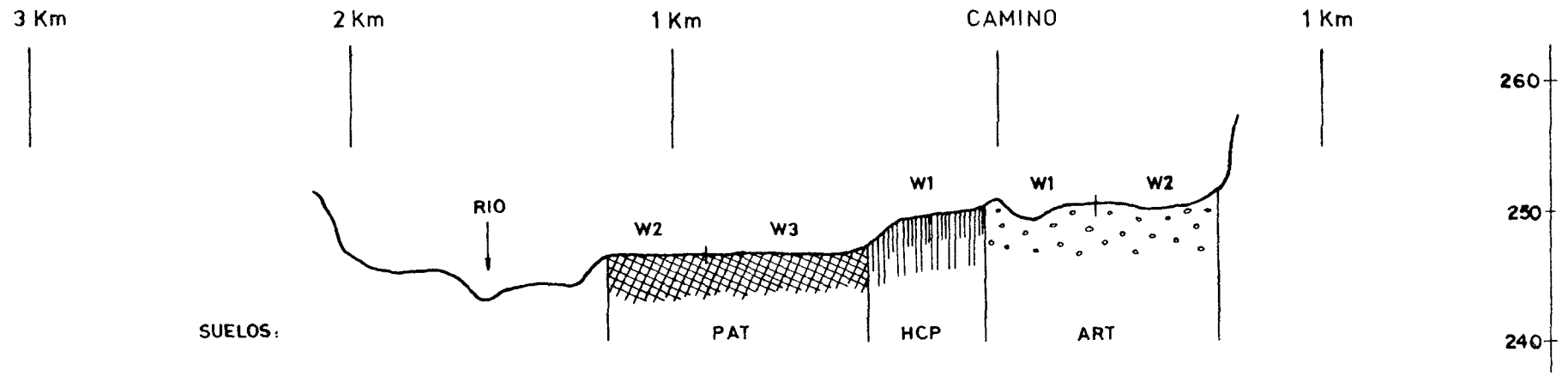
Comprende 94 hectáreas netas de suelos SDR W3 y 102 hectáreas netas de suelos LCM W3 ubicados alrededor del sector alto del estero San Isidro. Su problema de drenaje deriva del nivel freático alto combinado con las características de drenaje deficientes de las series de suelos. La realización del subproyecto haría posible la implantación de cultivos anuales.

a) Sistema de drenaje predial

Se ha analizado el drenaje predial necesario según las características de cada serie de suelos.

CORTES DEL AREA HIJUELAS

CORTE A-A (N 55° E)



CORTE B-B (N 37° E)

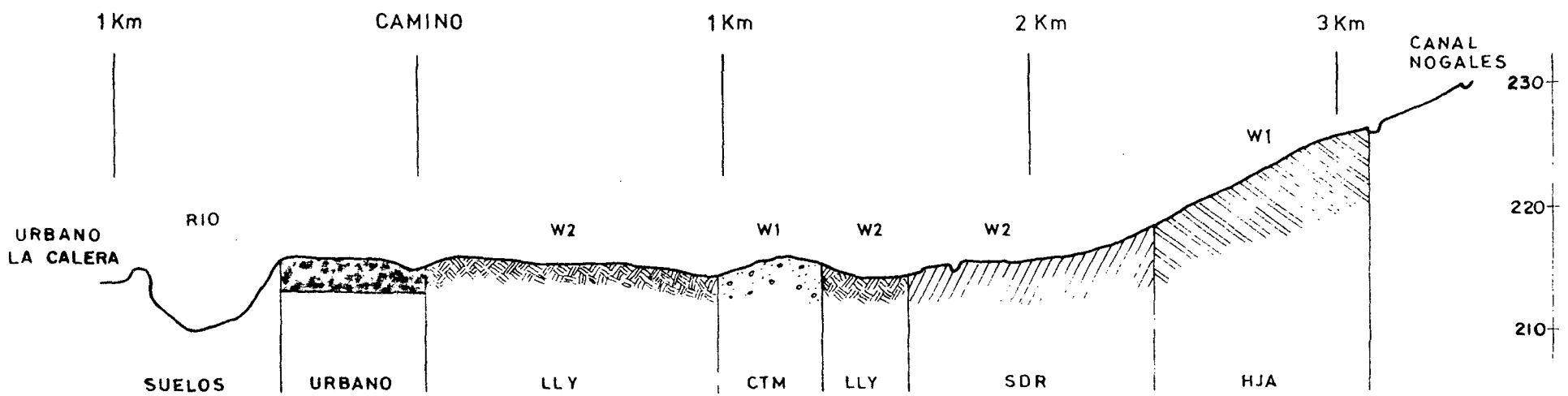


FIGURA 6.25

Suelos CHR, CAL y QLT

Estas series de suelos en general no presentan problemas por las características de drenaje de su perfil. Por esta razón se ha considerado que no requieren drenaje predial sino que bastaría con la red de colectores para asegurar el control del nivel freático.

Suelos LCM y SDR

Los suelos LCM fueron tratados en la sección 6.4.2.7 a). Los suelos SDR presentan características similares en cuanto a la dificultad de prever los costos de drenaje. Para efectos de este estudio se estimaron costos sobre la base de drenes de 1.50 m. de profundidad separados a 20 m. Se ha considerado que la costra de cabonato de calcio que presentan, limita la posibilidad de implantar cultivos permanentes.

Suelos PAT

Estos suelos poseen un estrato gleyzado a una profundidad de 0.50 m. cuya influencia en el drenaje vertical es difícil de prever y es determinante del tipo de sistema predial que debe usarse. Para efectos de este estudio se supuso que drenes de 1.50 m. de profundidad, separados a 20 m., serían suficientes para alcanzar la depresión del nivel freático requerida.

b) Sistema de drenes colectores

En los subproyectos 1, 2 y 4 las redes de drenes colectores son iguales a las consideradas en todos los demás proyectos, es decir, drenes de 2 m. de profundidad separados a 300 m. En el subproyecto 3, dado que los drenes colectores deben prolongarse bastante para alcanzar las vías de drenaje principal, se ha considerado aumentar un 20 por ciento la longitud de dren por hectárea.

c) Drenaje Principal

Subproyecto 1

Los drenes Colectores del subproyecto 1 descargan directamente al río a cauces de drenajes naturales que no requieren mejoramiento, por lo tanto, no se requieren obras de drenaje principal.

Subproyecto 2

La evacuación de los caudales drenados en el subproyecto 2 se hará a través del estero San Isidro o San Pedro, el que requiere ser profundizado hasta 2.50 m. en una longitud aproximada de 6 km. Se ha estimado el volumen de excavación necesaria en 36.500 m^3.

Subproyecto 3

En este caso, la evacuación se hará a través del estero San Isidro y de los drenes existentes a ambos lados de la carretera a la costa que deberán ser profundizados. El estero San Isidro deberá ser profundizado en una longitud de 3 km. Se ha estimado el volumen total de excavación en 36.500 m^3.

Subproyecto 4

La evacuación de los caudales drenados por este subproyecto se hará a través del estero San Isidro, el que deberá ser profundizado en una longitud de 5 km. con un volumen de excavación del orden de 30.600 m^3.

En las Figuras 6.26 y 6.27 se muestra un esquema general de estos cuatro subproyectos de drenaje.

6.4.2.10 Costos de los proyectos de drenaje

En los Cuadros 6.48 a 6.52 siguientes se presentan los costos, a precios de mercado, estimados para los proyectos de drenaje, en cada una de sus distintas alternativas. Se indican los costos totales y costos por hectárea beneficiada resultante además de los costos anuales de mantención para cada sistema. En el Cuadro 6.53 se presenta un resumen de los costos de inversión y mantención a precios financieros y económicos.

Para el cálculo de estos presupuestos se han utilizado los costos unitarios determinados en la Sección 8.

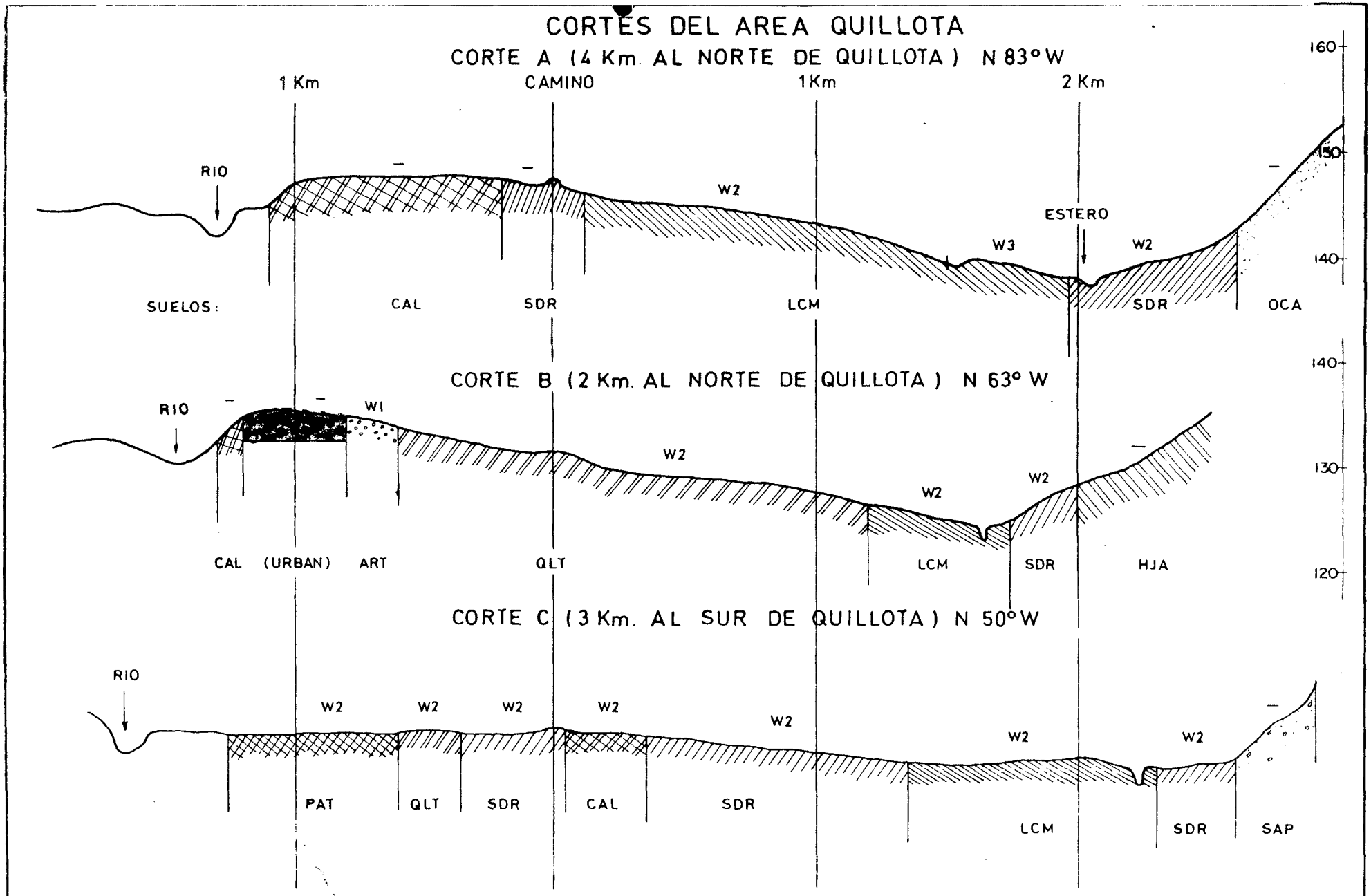

CORTES DEL AREA QUILLOTA
CORTE A (4 Km. AL NORTE DE QUILLOTA) N 83° W
1 Km
CAMINO
1Km
2 Km
160
150
140
RIO
W2
ESTERO
W3
W2
SUELOS:
CAL
SDR
LCM
SDR
OCA
CORTE B (2 Km. AL NORTE DE QUILLOTA) N 63° W
140
130
120
RIO
WI
W2
W2
W2
CAL (URBAN)
ART
QLT
LCM
SDR
HJA
CORTE C (3 Km. AL SUR DE QUILLOTA) N 50° W
RIO
W2
W2
W2
W2
W2
W2
W2
PAT
QLT
SDR
CAL
SDR
LCM
SDR
SAP

FIGURA 6.27

CUADRO 6.48 Costos de Mercado del Drenaje del Area de Panquehue.

Designación	U.	Cantidad	P.U. US$	Costo Total US$	Costos por Hectárea (US$)			
					Capital	Mantención		
						Dren. Princ.	Drenes Colect.	Total
Alternativa 1 (774 ha) (h = 1.20 m)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	75.000	1.80	135.000				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	165.000	1.80	297.000				
Drenes Prediales Prof.: 1.70 m	ml	221.000	2.28	503.880				
TOTAL				935.880	1.209	24.00	10.00	34.00
Alternativa 2 (666 ha) (h = 0.80 m)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	75.000	1.80	135.000				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	142.000	1.80	255.600				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	44.000	2.08	91.520				
TOTAL				482.120	724	24.00	10.00	34.00

CUADRO 6.49 Costos de Mercado del Drenaje del Area de Catemu.

Designación	U.	Cantidad	P.U. US$	Costo Total US$	Costos por Hectárea (US$)			
					Capital	Mantención		
						Dren. Princ.	Drenes Colect.	Total
Alternativa 1 (342 ha) (h = 1.20 m)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	56.000	1.80	100.800				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	73.000	1.80	131.400				
Drenes Prediales Prof.: 1.70 m	ml	98.000	2.28	223.440				
TOTAL				455.640	1.330	35.00	10.00	45.00
Alternativa 2 (342 ha) (h = 0.80 m)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	56.000	1.80	100.800				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	73.000	1.80	131.400				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	22.800	2.08	47.420				
TOTAL				279.620	820	35.00	10.00	45.00

CUADRO 6.50 Costos de Mercado del Drenaje del Area de Llay-Llay.

Designación	U.	Cantidad	P.U. US$	Costo Total US$	Costos por Hectárea (US$)			
					Capital	Mantención		
						Dren. Princ.	Drenes Colect.	Total
Subproyecto 1 (54 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	10.000	1.80	18.000				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	12.000	1.80	21.600				
Drenes Prediales Prof.:1.50 m	ml	27.000	2.08	56.160				
TOTAL				95.760	1.773	42.00	10.00	52.00
Subproyecto 2 (189 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	-	1.80	-				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	40.000	1.80	72.000				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	94.500	2.08	196.560				
TOTAL				268.560	1.421	22.00	10.00	32.00
Subproyecto 3 (45 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	-	1.80	-				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	10.000	1.80	18.000				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	22.500	2.08	46.800				
TOTAL				64.800	1.440	22.00	10.00	32.00

CUADRO 6.50 Costos de Mercado del Drenaje del Area de Llay-Llay (Continuación).

Designación	U.	Cantidad	P.U. US$	Costo Total US$	Costos por Hectárea (US$)			
					Capital	Mantención		
						Dren. Princ.	Drenes Colect.	Total
Subproyecto 4 (126 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	10.000	1.80	18.000				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	27.000	1.80	48.600				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	12.600	2.08	26.210				
TOTAL				92.810	737	22.00	10.00	32.00
Proyecto Total (414 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	20.000	1.80	36.000				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	89.000	1.80	160.200				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	156.600	2.08	325.730				
TOTAL				521.930	1.261	24.60	10.00	34.60

CUADRO 6.51 Costos de Mercado del Drenaje del Area de Hijuelas-Nogales.

Designación	U.	Cantidad	P.U. US$	Costo Total US$	Costos por Hectárea (US$)			
					Capital	Mantención		
						Dren. Princ.	Drenes Colect.	Total
Subproyecto 1 (202 ha)								
Excavación Drenàje Principal	m^3	60.000	1.80	108.000				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	50.300	1.80	90.540				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	-	2.08	-				
TOTAL				198.540	983	38.00	10.00	48.00
Subproyecto 2 (110 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m3	15.000	1.80	27.000				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	27.600	1.80	49.680				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	43.000	2.08	89.440				
TOTAL				166.120	1.510	23.00	10.00	33.00

CUADRO 6.51 Costos de Mercado del Drenaje del Area de Hijuelas-Nogales (Continuación).

Designación	U.	Cantidad	P.U. US$	Costo Total US$	Costos por Hectárea (US$)			
					Capital	Mantención		
						Dren. Princ.	Drenes Colect.	Total
Subproyecto 3 (119 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	27.500	1.80	49.500				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	29.800	1.80	53.640				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	-	2.08	-				
TOTAL				103.140	867	27.00	10.00	37.00
Subproyecto 4 (136 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	20.000	1.80	36.000				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	34.000	1.80	61.200				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	80.000	2.08	166.400				
TOTAL				263.600	1.938	24.00	10.00	34.00

CUADRO 6.52 Costos de Mercado del Drenaje del Area de Quillota.

Designación	U.	Cantidad	P.U. US$	Costo Total US$	Costos por Hectárea (US$)			
					Capital	Mantención		
						Dren. Princ.	Drenes Colect.	Total
Subproyecto 1 (68 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	-	1.80	-				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	17.000	1.80	30.600				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	-	2.08	-				
TOTAL				30.600	450	-	10.00	10.00
Subproyecto 2 (357 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	36.500	1.80	65.700				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	90.000	1.80	162.000				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	210.000	2.08	436.800				
TOTAL				664.500	1.861	21.00	10.00	31.00

CUADRO 6.52 Costos de Mercado del Drenaje del Area de Quillota (Continuación).

Designación	U.	Cantidad	P.U. US$	Costo Total US$	Costos por Hectárea (US$)			
					Capital	Mantención		
						Dren. Princ.	Drenes Colect.	Total
Subproyecto 3 (731 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	36.500	1.80	65.700				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	220.000	1.80	396.000				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	-	2.08	-				
TOTAL				461.700	632	10.00	14.00	24.00
Subproyecto 4 (196 ha)								
Excavación Drenaje Principal	m^3	30.600	1.80	55.080				
Excavación de Drenes Colectores	m^3	49.000	1.80	88.200				
Drenes Prediales Prof.: 1.50 m	ml	115.000	2.08	239.200				
TOTAL				382.480	1.951	32.00	10.00	42.00

CUADRO 6.53 Proyectos de Drenaje - Costos a Precios Financieros y Económicos

Proyecto	Superficie Ha.	Costos Financieros				Costos Económicos			
		Inversión US$	Mantención US$/año	Costos por Há. Inversión US$	Costos por Há. Mantención US$/año	Inversión US$	Mantención US$/año	Costos por Há. Inversión US$	Costos por Há. Mantención US$/año
Area de Panquehue									
Alternativa 1	774	865.730	24.327	1.118.52	31.43	796.620	22.384	1.029.23	28.92
Alternativa 2	666	445.670	24.327	669.17	36.53	410.106	22.384	615.77	33.61
Area de Catemu									
Alternativa 1	342	420.472	14.227	1.229.45	41.60	386.905	13.092	1.131.30	38.28
Alternativa 2	342	259.236	14.227	758.00	41.60	238.545	13.092	697.50	38.28
Area de Llay-Llay									
Sub-proyecto 1	54	88.504	2.594	1.638.96	48.04	81.393	2.387	1.507.28	44.21
Sub-proyecto 2	189	248.263	5.589	1.313.56	29.57	228.318	5.143	1.208.03	27.21
Sub-proyecto 3	45	59.903	1.331	1.331.18	29.57	55.090	1.224	1.224.23	27.21
Sub-proyecto 4	126	85.801	3.726	680.96	29.57	78.908	3.428	626.25	27.21
Area Hijuela-Nogales									
Sub-proyecto 1	202	183.486	10.560	908.35	52.27	168.837	9.718	835.83	48.10
Sub-proyecto 2	110	153.579	3.966	1.396.17	36.05	141.319	3.649	1.284.72	33.17
Sub-proyecto 3	119	95.379	4.788	801.50	40.24	87.765	4.406	737.52	37.03
Sub-proyecto 4	136	243.302	5.029	1.788.99	36.98	223.878	4.627	1.646.16	34.02
Area Quillota									
Sub-proyecto 1	68	25.702	739	377.97	10.87	25.858	681	380.26	10.01
Sub-proyecto 2	357	614.208	12.037	1.720.47	33.72	565.173	11.075	1.853.12	31.02
Sub-proyecto 3	731	426.904	19.083	584.00	26.11	392.822	17.553	537.38	24.01
Sub-proyecto 4	196	353.574	8.929	1.803.95	45.56	325.347	8.218	1.659.93	41.93

6.4.3 Análisis de las Rinconadas en el Valle del Aconcagua

6.4.3.1 Antecedentes

Se ha denominado rinconadas a superficies de suelos aptos para cultivos ubicados sobre cota de canales existentes y que son factibles de regar mediante bombeos desde dichos canales.

En total, se identificaron 32 rinconadas en el valle del Aconcagua cuya ubicación y superficie bruta se indica en el Cuadro 6.54.

La superficie bruta total de las rinconadas es de 5.020 ha. y se distribuye como sigue:

Zona 1	1.484 há.	30 %
Zona 2	291 há.	6 %
Zona 3	1.046 há.	21 %
Zona 4	2.199 há.	43 %
Total	5.020 há.	100 %

6.4.3.2 Proyectos de desarrollo de Rinconadas

Dado que los proyectos para el riego de rinconadas, considerados en forma individual, son de poca extensión y las obras necesarias son muy pequeñas para estudiarlas en los planos disponibles, se optó por considerar un proyecto tipo de instalación de bombeo que permitiera realizar una estimación de costos a nivel preliminar.

Los elementos de dicho proyecto se describen a continuación :

a) Ensanche del canal existente.

Para conducir las aguas para un bombeo sin afectar el suministro del área que domina, el canal existente desde el que se bombeará deberá ser ampliado. En cada caso se midió la longitud del canal que debía ser ensanchado y se consideró realizar dicho ensanche rebajando el fondo lo necesario para conducir el caudal requerido por el bombeo.

En los casos en que había varios bombeos sobre el mismo canal, se consideró la ampliación para cada uno independientemente para prevenir el hecho de que alguno no resultara factible.

b) Instalación de Bombeo

La instalación de bombeo contemplada consta de una obra de captación el canal existente, un pequeño tranque de acumulación para facilitar la operación de las bombas en caso de que el agua se entregue en forma contínua con caudal variable y un pozo de aspiración y caseta de protección de los equipos de bombeo, además de dichos equipos, con su instalación en alta y baja tensión.

c) Tubería de Impulsión.

Las tuberías de impulsión se consideraron de acero con un espesor mínimo de 3 mm. y sus diámetros se dimensionaron de modo que la velocidad en la impulsión se mantuviera entre 2 y 3 m/s.

d) Canal de Riego

Se consideró en todos los casos la construcción de un canal de alto nivel que conduce el agua desde la impulsión a la superficie de riego.

En el Album de Planos se muestra un esquema de la disposición típica de los proyectos de riego de rinconadas.

6.4.3.3 Costos de los Proyectos

a) Costos del ensanche de los canales.

El rebaje de fondo de los canales comprometidos con rinconadas varía,en los distintos casos,desde un simple punteo de pala que no penetra más de 0.20 m. hasta un ensanche mayor con cerca de 0.90 m. de rebaje.

Para estimar un costo general de ensanche se supuso un canal existente medio de 2.5 m^3/s. de capacidad y se calculó lo que debería rebajarse el fondo para dar el rango de capacidades requerida. Con ésto se obtuvo un volumen de excavación por kilómetro y se consideró que se compondría de 60 por ciento de excavación a mano, 30 por ciento de excavación a máquina y 10 por ciento de excavación en roca.

Considerando estas premisas se llegó a la curva de costo por kilómetro de canal ensanchado en función del aumento de capacidad que aparece en la Figura 6.28.

Aplicando esta curva a las longitudes que se deben ampliar en cada caso se obtuvo el costo de ensanche de canales.

b) Costo de instalación de bombeo.

El costo de las instalaciones de bombeo fue estimado mediante la expresión desarrollada por los ingenieros M.J. Burley y P.A. Mawes 1/ corregida mediante comparación con 3 proyectos de estaciones de bombeo realizadas en Chile.

La fórmula es:

$$C\ [\text{miles de US\$}] = 1.95\ (KW)^{0.87}$$

c) Costo de la tubería de impulsión.

En cada caso se determinó el peso de la tubería y se consideró un costo de US$ 2 por kilógramo.

d) Costo del canal de riego

En cada caso se midió la longitud del canal y los tipos de pendiente transversal por los que atraviesa y se determinó su costo mediante las curvas de costos usados en el costo preliminar de alternativas.

e) Costo de la puesta en riego.

Para la puesta en riego se aplicó un costo de 340 dólares por hectárea salvo en el caso de la elevación Lorino B que consiste en reparar una elevación que existía y que está en desuso. En este caso la puesta en riego fue de 114 dólares por hectárea.

1/ : Burley, M.J y Mawes, P.A., 1967, Water Research Association, England, Technical Paper TP60, "Desalination as a supplement to conventional water supply" - II.

COSTOS DE ENSANCHE DE CANALES PARA EL RIEGO DE RINCONADAS

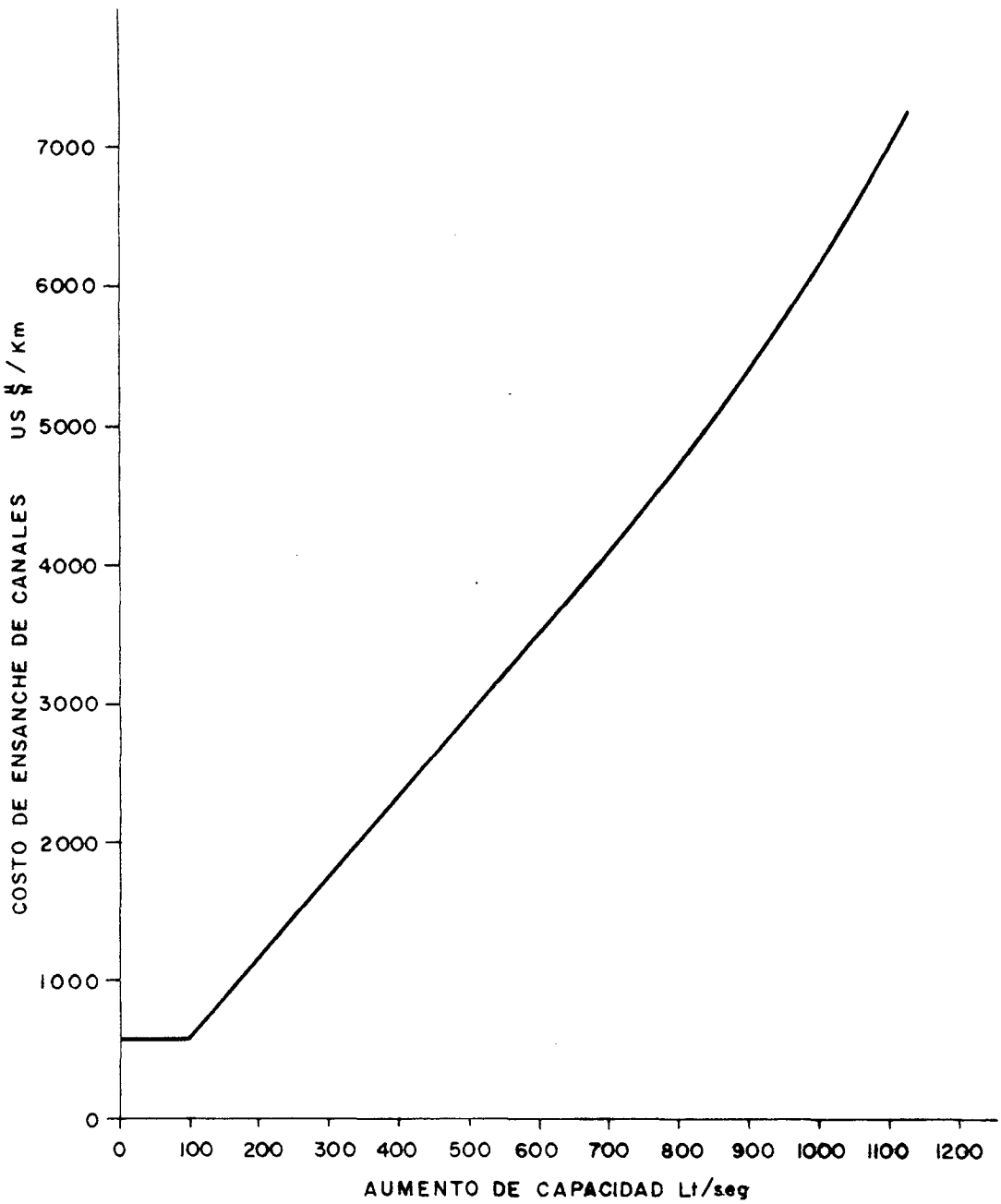


FIGURA 6.28

f) Costo del Agua.

El agua necesaria para el riego de las rinconadas significará una demanda sobre cualquier sistema propuesto para resolver el déficit del valle del Aconcagua.

Sobre la base de costos preliminares de sondajes en la primera sección del Aconcagua y con miras a una evaluación independiente de la factibilidad de las rinconadas, se asignó un valor de 7.5 centavos de dólar por metro cúbico de agua en bocatoma del canal, el que, unido a la demanda de cada rinconada en particular, permitió estimar el costo del agua necesaria para cada caso.

Este costo fue estimado con los valores de inversión inicial y la actualización de los costos anuales de operación de los sondajes, y sólo se usó para evaluar la factibilidad individual de las rinconadas. En los programas de inversión, este costo está incluído en los proyectos de obras mayores.

g) Costos Anuales.

Se determinaron como costos anuales del bombeo los costos de mantención y operación de las bombas. El costo de reposición se expresó también como costo anual transformando el valor actualizado en una anualidad.

Los costos de mantención se estimaron como el 2 por ciento del c osto de las bombas y los costos de operación se calcularon con la expresión

$$C\left[\text{miles de US\$}\right] = 4 \times 10^{-6}\ MHp$$

en que

M = Volumen por elevar en m^3
H = altura dinámica de elevación en m
ρ = costo del kilowatt-hora en US$

Para el costo de reposición se supuso un reemplazo de bombas a los 15 años.

De las 32 rinconadas estudiadas se seleccionaron 7 para efectuar la evaluación económica considerando que tuvieran más de 200 hectáreas y las condiciones de suelo y clima permitieran la implementación de rotaciones de cultivo que incluyeran cultivos permanentes. Las rincona-

das de menos de 200 hás. se dejaron de lado en la evaluación económica por considerarse que deben ser abordadas por los agricultores si lo desean como una forma de desarrollo predial.

En todo caso, las 7 rinconadas seleccionadas cubren un 65 por ciento de la superficie bruta total de rinconadas.

En el Cuadro 6.54 se entregan las características generales de las 32 rinconadas estudiadas y en el Cuadro 6.55 los costos financieros de las 7 rinconadas seleccionadas para la evaluación económica.

6.4.3.4 Otras alternativas de riego de las Rinconadas.

El estudio de costos analizado en el punto anterior parte del supuesto que existe un proyecto integral, económicamente factible, que pueda suministrar el agua demandada por las rinconadas, para los sistemas de riego tradicional.

Independientemente de la existencia del proyecto integral, cabe la posibilidad de regar las rinconadas con los recursos que pueden obtenerse mejorando la eficiencia del riego en terrenos colindantes, que actualmente estén regados. Si se implanta un sistema de riego de alta eficiencia, como es el sistema de riego por goteo, se puede aumentar la eficiencia, aproximadamente, desde el 50 al 90 por ciento, lo que permitiría liberar recursos suficientes para regar, por el mismo sistema, 0.8 hectáreas de rulo por cada hectárea de riego de alta eficiencia.

Esta alternativa tendría un costo promedio estimado por hectárea de 3.450 dólares que es prácticamente un 50 por ciento superior al promedio determinado para el caso con proyecto integral. Aunque para las rinconadas seleccionadas en el punto anterior, esta alternativa es factible pese a su mayor costo, no se ha hecho un análisis más detallado debido a que su implementación corresponde al nivel de desarrollo predial.

CUADRO 6.54 Características Generales de las Rinconadas Estudiadas.

Número Rinconada	Sector de Riego	Nombre de la Rinconada	Superficie Bruta (ha)	Número Etapas de Bombeo	$Q_{máx}$ (m^3/s)	Long. Tubería (m)	Diámetro Tubería (mm)	Altura Geométrica (m)	Altura Dinámica (m)	Potencia Instalada (KW)	Long.Canal a ensanchar (km)	Long.Canal Nuevo (km)
1	01	San Regis	1.315	1	1.11	92	700	45	47	766	14	19
2	02	S/N	23	1	0.02	139	150	70	73	29	8	1
3	02	S/N	38	1	0.04	81	200	40	44	24	1	2
4	02	S/N	32	1	0.03	132	150	25	29	13	10	2
5	02	S/N	76	1	0.07	133	200	30	35	38	5	2
6	03	S/N	148	1	0.13	97	250	35	39	77	3	4
7	04	S/N	82	1	0.07	94	200	50	53	54	6	2
8	05	S/N	34	1	0.03	63	150	20	22	10	-	1
9	05	La Redonda	27	1	0.03	81	150	30	32	14	-	1
10	06	S/N	49	1	0.05	162	200	60	63	51	19	2
11	06	S/N	25	1	0.02	76	150	30	41	15	11	1
12	07	Pepino	79	1	0.08	151	250	16	19	29	22	2
13	07	Catemu Alto A	82	1	0.08	103	250	39	41	52	40	6
14	07	Catemu Alto B	19	1	0.02	68	150	20	25	8	34	2
15	07	Catemu Alto C	32	1	0.03	92	150	45	48	24	11	1
16	08	Del Cerro	24	1	0.02	49	150	40	46	15	29	1
17	09	Lorino A	28	1	0.02	63	150	20	21	7	34	2
18	09	Lorino B	333	2	0.23-0.08	121	300-250	55-12	58-13	200	43	-
19	09	Valdesano A	76	1	0.06	91	200	15	18	17	24	1
20	09	Valdesano B	299	1	0.23	87	350	35	37	128	30	4
21	10	Melón A	74	1	0.06	182	200	30	35	33	68	2
22	10	Melón B	70	1	0.06	72	200	16	18	16	65	1
23	10	Melón C	52	1	0.04	64	200	21	25	17	54	2
24	10	Melón D	303	2	0.23-0.12	280	350-250	30-37	32-44	110	42	9
25	10	Melón E	206	1	0.17	460	350	50	56	143	31	-
26	10	Romeral	135	2	0.11-0.07	160	350-200	26	30	52	14	3
27	11	Echeverría	150	1	0.12	170	250	50	56	104	20	48
28	13	Waddington	48	1	0.04	80	200	30	34	19	35	3
29	16	Waddington A	282	1	0.20	368	350	53	59	177	90	7
30	16	Waddington B	538	1	0.38	364	400	53	64	365	80	12
31	16	Waddington C	211	1	0.15	265	300	54	60	135	76	4
32	16	Las Flores	130	1	0.11	144	250	33	36	58	5	2

CUADRO 6.55 Costos de Rinconadas Seleccionadas con sistema de riego tradicional.
(Precios Financieros)

Número Rinconada	Nombre	Superf. Bruta (ha)	Superf. Neta (ha)	Costo Inst. de Bombeo y Tuberías (10^3US$)	Costo Canal Nuevo (10^3US$)	Costos Anuales Actualizados (10^3US$)	Costo Total Bombeo (10^3US$)	Costo Ensanche Canal (10^3US$)	Costos por ha neta (10^3US$)			
									Bombas y Canales	Puesta en Riego	Agua en el Río	Total
1	San Regis	1.315	1.151	213.45	378.10	486.91	1.078.46	97.80	1.022	0.351	0.884	2.257
18	Lorino B	333	298	95.59	-	124.50	220.09	65.30	0.958	0.114	0.812	1.884
20	Valdesano B	299	269	62.83	25.72	84.42	172.97	41.70	0.798	0.342	0.820	1.960
24	Melón D	303	273	105.79	62.84	122.67	291.30	50.80	1.253	0.342	0.849	2.444
29	Waddington A	282	253	92.59	69.09	112.06	273.74	105.20	1.498	0.343	0.842	2.683
30	Waddington B	538	480	143.32	145.80	217.31	506.43	185.30	1.441	0.345	0.804	2.590
31	Waddington C	211	190	72.51	20.64	84.31	177.46	69.00	1.297	0.343	0.789	2.429

6.4.4 Mejoramiento del Sector Alto del Valle de Ligua

En esta sección se analiza la posibilidad de cubrir los déficits de la parte alta del río Ligua correspondiente al sector 18 del modelo de planificación. Este sector corresponde a la superficie de riego ubicada sobre el canal Norte propuesto. Se plantea la posibilidad de aprovechar la laguna de Chepical ampliada como embalse de regulación interanual; aunque esta solución no resultó económicamente factible en su evaluación preliminar, se la incluye como la de menor costo ya que, eventualmente, podría justificarse por el uso de alguna tecnología especial que permitiera obtener beneficios comparables con las inversiones requeridas.

6.4.4.1 Antecedentes Generales

La laguna de Chepical está situada en la cabecera del estero Alicahue a una altitud aproximada de 3.000 metros. Alrededor del año 1895 se efectuaron obras para aprovecharla como un embalse para riego consistentes en un muro que no se completó totalmente y obras de entrega y evacuación de crecidas. El muro, de 75 m. de largo se construyó de una altura aproximada de 9 m. sobre el nivel de desague natural de la laguna y tiene un ancho de coronamiento de aproximadamente 50 m. Se proyectó para dar a la laguna una capacidad de 8 millones de m3 y en la situación actual ella sólo alcanza a 3.7 millones de m3.

Se analizó la posibilidad de usar la laguna sólo como regulador de su propia cuenca estimada en 7.9 km^2 y también su posible alimentación derivando los caudales de las cuencas vecinas de los Piuquenes y el Barro, que suman un área aportante de 16.6 km^2.

6.4.4.2 Demandas de Agua

Las demandas de agua de la laguna son las generadas en el sector 18 que comprende una superficie neta de riego de 1.111 hectáreas. Los déficits se calcularon como la diferencia entre la demanda de riego calculada para el sector 18 con el patrón de cultivos recomendado para la situación futura (CP2) y el caudal histórico disponible en la estación fluviométrica de Alicahue en Colliguay. En el Cuadro 6.56 se indican las demandas del sector y los déficit promedio y máximo calculados.

CUADRO 6.56 Demandas y Déficits Calculados para el Sector 18 (m^3/s)

	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
Demanda básica calculada	0.459	0.582	0.734	0.734	0.497	0.377
Déficit promedio calculado	0.012	0.024	0.111	0.167	0.085	0.057
Déficit máximo calculado	0.209	0.382	0.564	0.584	0.377	0.247

Estos déficits suponen que toda el agua disponible en Colliguay se usa en el sector 18 y el resto del valle es suplido mediante proyectos que contemplan trasvase desde el río Aconcagua, además de las recuperaciones que se produzcan aguas abajo de dicho sector.

6.4.4.3 *Posibilidades de Abastecimiento desde la Laguna de Chepical*

a) Alternativa sin Trasvase de Cuencas Vecinas.

La cuenca aportante a la laguna de Chepical tiene una superficie de 7.9 km2. Los caudales que entran a la laguna fueron simulados mediante un modelo hidrológico obteniéndose un promedio de escurrimiento mensual de 41.1 l/s que equivale a un aporte medio anual de 1.30 millones de metros cúbicos.

Las pérdidas por evaporación se estimaron considerando una evaporación anual de 1.050 mm, con una distribución como la de Vilcuya.

Para evaluar las posibilidades de operación de la laguna con sus recursos propios, se efectuó una simulación de su funcionamiento, a nivel mensual, en los 35 años del período considerado con los déficit indicados en el punto anterior, excepto en los años extremadamente secos en los que, con la regla de operación indicada en la Figura 6.29, que supone una predicción de caudales, se suministra parcialmente la demanda. En este caso se considera suplir el 90 por ciento de la demanda de los años 46, 56, 67 y 70, el 80 por ciento en el año 71 y el 70 por ciento en los años 68 y 69.

Del resultado de la simulación se deduce que la laguna de Chepical, con su capacidad actual de 3.7 Mm3 se llenaría 6 años en la serie histórica de 35 años y no podría suministrar las demandas 10 años. Una segunda simulación, sin límite de capacidad en la laguna, indicó que con los recursos propios se podría llegar a una capacidad de 6.7 millones de m3, situación que se logra en un año de la serie histórica y, en todo caso, el número de años fallados sería de 9.

En conclusión, dado lo escaso de los recursos propios, el aumentar la capacidad actual de la laguna no representa un mejoramiento significativo de los déficit del sector S18.

b) Alternativa con Trasvase desde Cuencas Vecinas.

En la alternativa indicada en uninforme del Sr. Julio Zegers Baeza de 1934, se contemplaba trasvasar los caudales de dos cuencas vecinas mediante un canal de aproximadamente 7 km de largo. Este canal debería ser abovedado o en túnel en su mayor parte para protegerlo contra deslizamientos o rodados. Las cuencas que se incorporan tienen una superficie total de 16.6 km2 lo que sumado a la superficie directa de Chepical da un total de 24.5 km2 aportantes.

Para evaluar las posibilidades de operación de la laguna se hizo una simulación de ingresos y egresos a nivel mensual en los 35 años del período considerado, llegándose a la conclusión de que habría suficiente agua disponible para suplir en todos los años las demandas establecidas, con las mismas restricciones indicadas para el caso anterior. La Figura 6.30 muestra el gráfico representativo del estado del embalse al final de cada año hidrológico obtenido por la simulación.

Los criterios usados en la simulación del embalse son los siguientes:

- Los caudales aportantes fueron simulados mediante el modelo nival de generación de caudales descrito en la sección 5.3.4 del Tomo II de este informe.

- El muro de la laguna se considera peraltado en 8 m para obtener una capacidad de embalse de 9.5 millones de m3, a lo menos.

- El canal alimentador capta el 100 por ciento del volumen disponible en las cuencas vecinas a la laguna.

- El canal alimentador tiene toma permanente, por lo que en la operación del embalse se contempla cubrir los déficits que existen en la situación actual, más los generados por la derivación de caudales hacia el embalse.

- Las consideraciones de pérdidas por evaporación son análogos a las explicadas en la sección 6.4.4.3-a.

- Se considera suplir el 100 por ciento de las demandas salvo en los años excepcionalmente secos en los que mediante una predicción de caudales debe aplicarse como regla de operación una disminución de la demanda suplida como se indica en la Figura 6.30 . En este caso se considera suplir el 90 por ciento de la demanda en los años 46, 56, 67 y 70, el 80 por ciento en el año 71 y el 70 por ciento en los años 68 y 69.

De la Figura 6.30 se deduce que la capacidad necesaria de 9.5 millones de m3 queda determinada básicamente por la serie de años secos 67 - 71 y el criterio usado para el diseño ha sido suplir los déficit de esos años según la regla de operación establecida. Es necesario destacar que si se quiere pasar a estudios más precisos de este esquema deben efectuarse prospecciones e investigaciones más detalladas del sitio de la presa y disponer controles fluviométricos en las quebradas comprometidas.

6.4.4.4. Descripción de las Obras Consideradas

Las obras necesarias para el aprovechamiento de la laguna pueden separarse en dos partes: La obra de trasvase de las quebradas Los Piuquenes y El Barro a la laguna de Chepical y el peralte del muro de la presa y obras asociadas a ella.

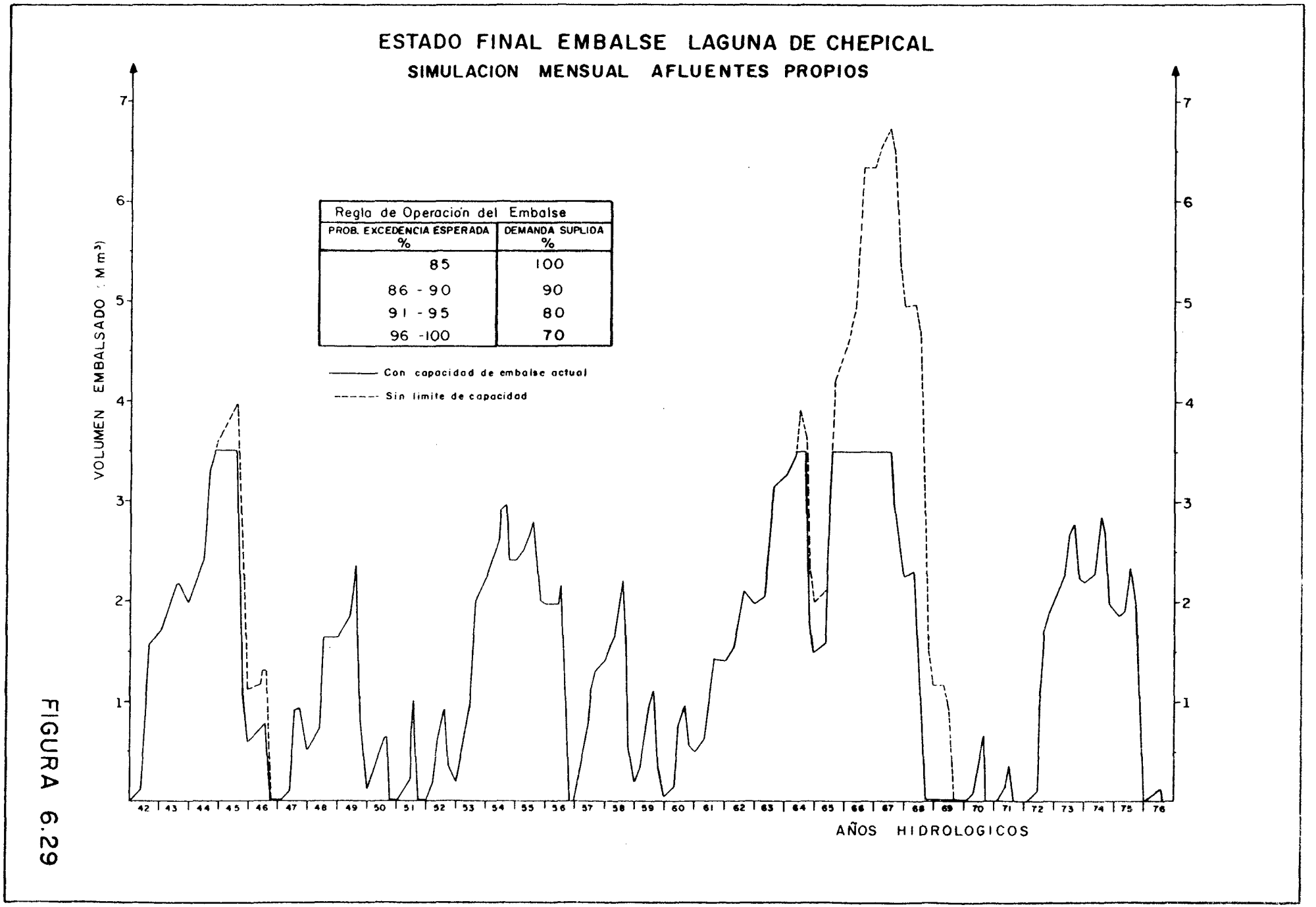
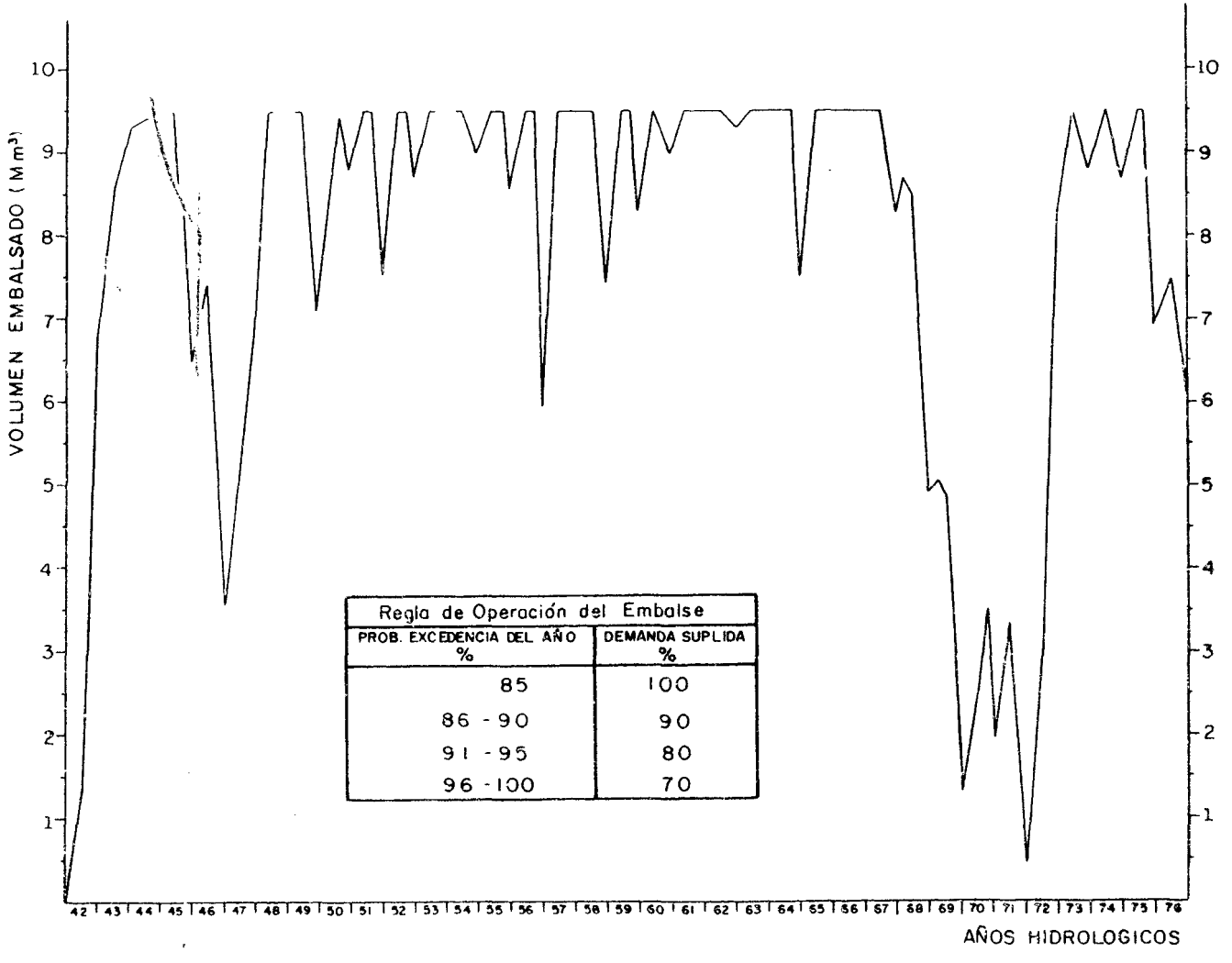

ESTADO FINAL EMBALSE LAGUNA DE CHEPICAL
SIMULACION MENSUAL AFLUENTES PROPIOS
Regla de Operación del Embalse
PROB. EXCEDENCIA ESPERADA %
DEMANDA SUPLIDA %
85
100
86 - 90
90
91 - 95
80
96 -100
70
Con capacidad de embalse actual
Sin límite de capacidad
VOLUMEN EMBALSADO (M m³)
AÑOS HIDROLOGICOS

FIGURA 6.29

ESTADO DE EMBALSE DE LA LAGUNA DE CHEPICAL

AFLUENTES PROPIOS Y TRASVASE DE CUENCAS VECINAS

SIMULACION MENSUAL – CAPACIDAD = 9,5 Mm^3



Regla de Operación del Embalse	
PROB. EXCEDENCIA DEL AÑO %	DEMANDA SUPLIDA %
85	100
86 - 90	90
91 - 95	80
96 - 100	70

FIGURA 6.30

Para el anteproyecto de estas obras se contó con el Avance Topográfico, escala 1:50.000 del Instituto Geográfico Miliar y el levantamiento topográfico escala 1:500, de la zona de la presa, incluído en el informe del Ingeniero J. Zegers B. del año 1934.

a) Canal y Túnel Alimentador del Embalse Laguna de Chepical

Se considera la construcción de un canal con bocatoma en la quebrada Los Piuquenes, aproximadamente a la cota 3.100 m.s.n.m. El canal tiene una capacidad máxima de 0,65 m3/s y una pendiente del 1 por mil. Después de un recorrido de 1.5 km por la ladera norte del cerro que separa la quebrada de Los Piuquenes de la quebrada El Barro, el canal intercepta esta última, la que también capta para continuar unos 0.2 km por la ladera oriente de la quebrada El Barro y entrar a un túnel de 2,5 km de largo con el que cruza hacia la laguna de Chepical. El túnel se consideró, por lo reducido del caudal, en arco de medio punto de sección mínima y sin revestimiento.

b) Muro de la presa

Para peraltar el muro de la presa existen una serie de posibilidades, las que abarcan desde el aprovechamiento total del muro existente hasta la remoción total del mismo. Para la estimación de los costos se ha considerado esta última alternativa, lo que es, desde luego, una suposición pesimista, pero dado el nivel de la información disponible se prefirió adoptar este criterio conservador. Se ha proyectado entonces, la presa que se muestra en la Figura 6.31 cuyo coronamiento está 17 m. por encima del actual nivel mínimo de operación.

En la misma figura, se muestran las obras de entrega y vertedero de evacuación que consisten en un túnel bajo el estribo occidental de la presa controlado por compuertas deslizantes ubicadas en la torre que se usa como vertedero. La actual tubería de evacuación con su torre debe ser removida y su rasgo sellado para prevenir filtraciones.

6.4.4.5 Costos.

Los costos de inversión de las obras descritas se han calculado con los criterios indicados en el Capítulo 8 de este Tomo. El resumen de los costos de las obras y su calendario de inversión se presenta en el Cuadro 6.57. El valor presente de los costos, a la tasa de descuento del 12 por ciento resultó ser de 2.5 millones de dólares lo que representa un costo de 2.256 dólares por hectárea beneficiada.

CUADRO 6.57 Proyecto Laguna de Chepical. Costos de Inversión (a precios financieros en miles de US$)

Item	Total	Años 1	2	3
1. Canal y túnel alimentador	2.482.3	230.0	1.100.0	1.152.3
2. Obras de presa	247.6	-	120.0	127.6
3. Captación y rebalse	242.7	-	120.0	122.7
4. Camino de acceso	264.0	264.0	-	-
Totales	3.236.6	494.0	1.340.0	1.402.6

6.4.5 Mejoramiento del Sector Alto del Valle del Petorca

En esta sección se analizan las posibilidades de mejoramiento de la parte alta del río Petorca correspondiente a los sectores 25 a 29 del modelo de planificación. Estos sectores corresponden a la superficie de riego ubicada aguas arriba de la localidad de Pedegua.

Se analizan la construcción de un embalse de regulación multianual ubicado sobre el río Pedernal y alimentado por un canal desde el río Sobrante que conduzca los excedentes de invierno de este río y los caudales trasvasados desde el estero Alicahue durante el mismo período a través del canal Alicahue - Chincolco y de un embalse alternativo en el valle del río Sobrante que aprovecharía los mismos recursos.

6.4.5.1 Demandas de Agua

Las superficies netas de riego en los sectores comprendidos en esta área se detallan a continuación:

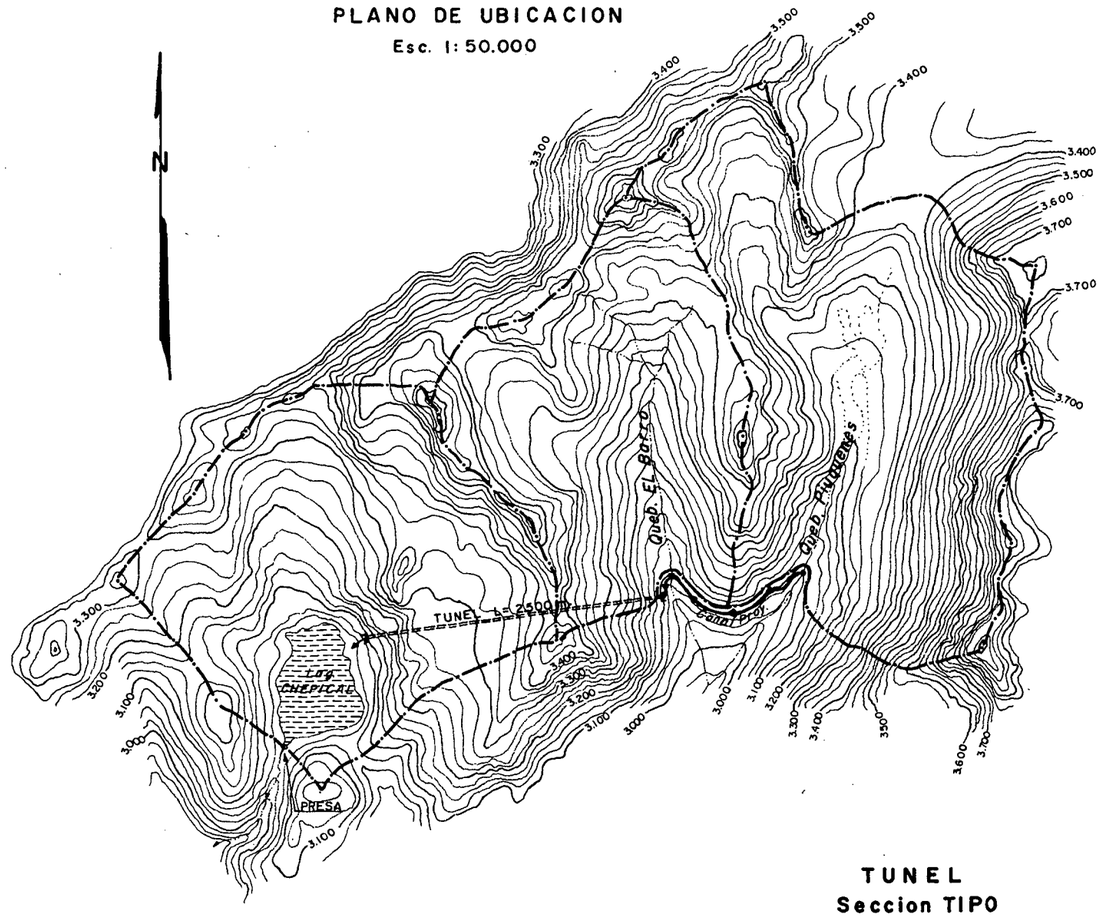
Sectores de riego	25	26	27	28	29	Total
Superficie neta (há)	1.232	11	381	920	163	2.707

El sector 26 no se ha incluído para los efectos del estudio pues se halla a mayor cota que el embalse contemplado, el sector 27 resulta parcialmente inundado por el embalse y se consideró que el resto de la superficie de éste quedaría satisfactoriamente abastecido con los recursos de verano del río Pedernal, al igual que el sector 26.

PROYECTO LAGUNA DE CHEPICAL

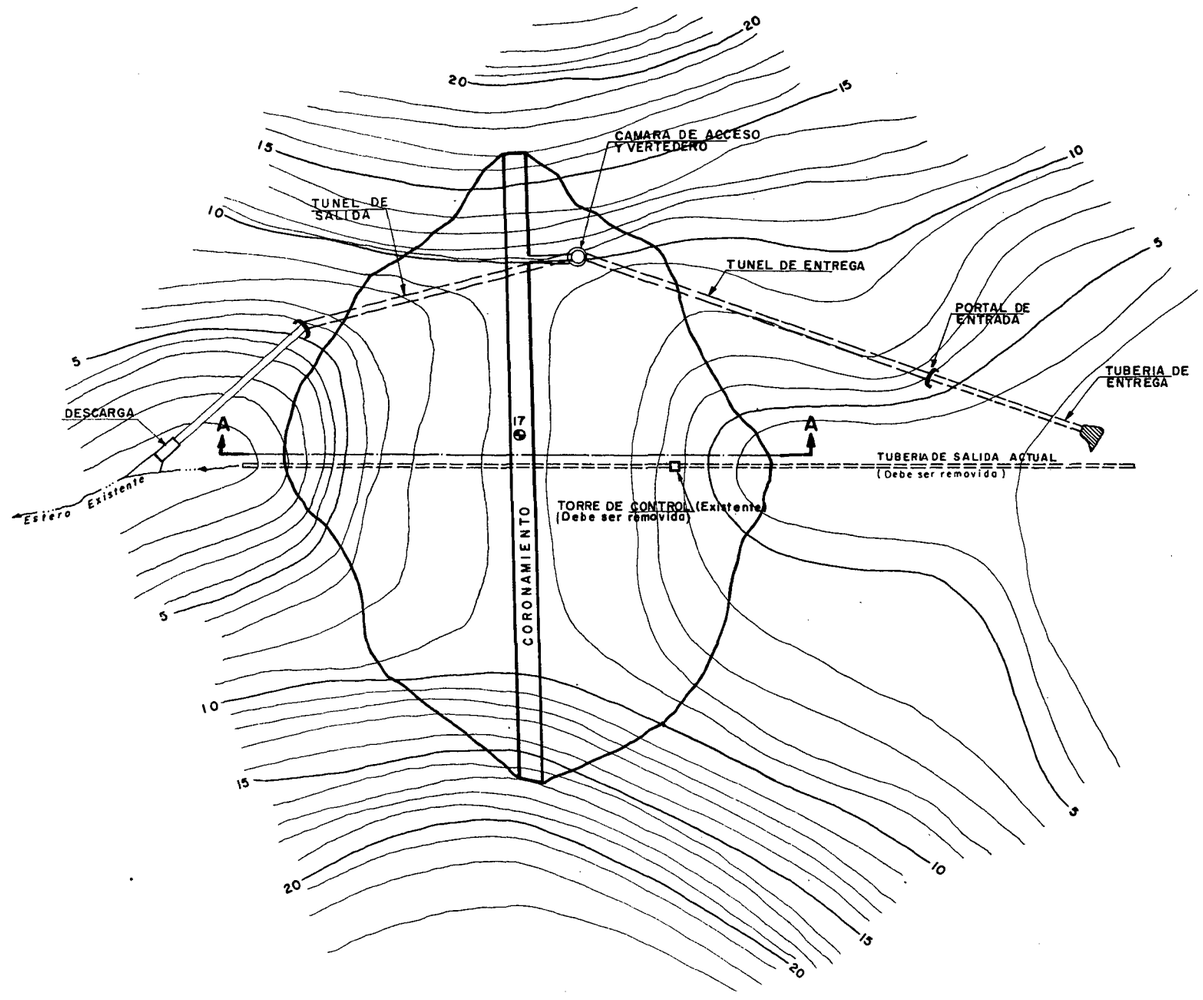
PLANO DE UBICACION

Esc. 1: 50.000



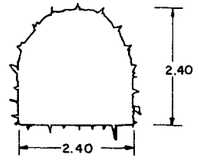
PLANTA DE LA PRESA Y OBRAS DE CONTROL

ESCALA 1: 1.000



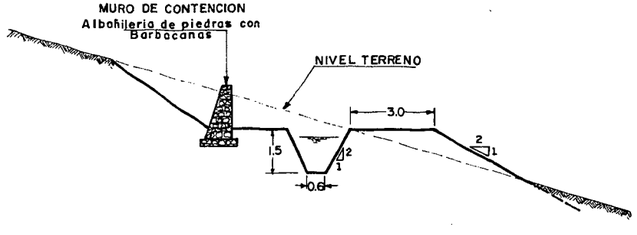
TUNEL

Seccion TIPO



CANAL ALIMENTADOR

Sección TIPO



CORTE A - A

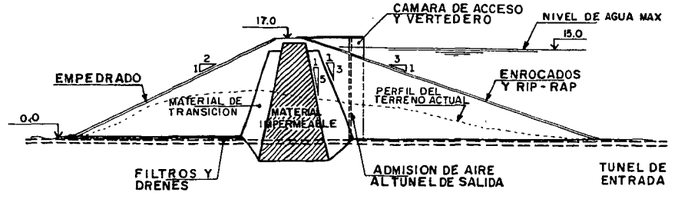


FIGURA 6.31

Además, en esta etapa no se ha considerado la ejecución de obras especiales para el aprovechamiento del agua embalsada, sino que se ha considerado como superficie demandante sólo la que está dominada por el embalse en las condiciones actuales de infraestructura.

Esto significa que la demanda considerada es la generada en los sectores 28, 29 y el 30 por ciento del 25 lo que alcanza a un total de 1.453 hás. netas de riego.

En el Cuadro 6.58 se indican las demandas calculadas con la rotación de cultivos correspondiente a una situación mejorada (CP2) y los déficit promedios y máximos calculados.

CUADRO 6.58 Demandas y Déficit de 1.453 hás. en el Sector Alto del Valle del Río Petorca (m^3/s).

	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.
Demanda teórica calculada	0.39	0.68	0.77	0.98	0.99	0.70	0.48	0.20
Déficit promedio calculado	0.02	0.05	0.12	0.44	0.56	0.35	0.19	0.02
Déficit máximo calculado (año 1969)	0.27	0.59	0.73	0.91	0.93	0.64	0.42	0.14

Estas demandas y déficit pueden experimentar disminuciones si se llevan a la práctica métodos especiales de riego como, por ejemplo, el goteo. Esto permitiría cubrir mayor superficie con las obras o bien disminuir su capacidad y su costo.

En el análisis realizado no se han considerado estas técnicas debido a la imposibilidad de estimar con alguna precisión la extensión que alcanzarán dichas prácticas en la zona.

6.4.5.2 Alternativas de abastecimiento.

Para estimar la capacidad de embalse necesario para suplir los déficit de la superficie considerada, se realizó una simulación de la operación del embalse a nivel anual sobre la base de los siguientes supuestos:

a) Los caudales aportantes se obtuvieron de las estadísticas medidas en las estaciones de Alicahue en Colliguay, Sobrante en Peñadero y Tejada en Pedernal, agregándose a esta última los valores generados mediante los modelos hidrológicos para la cuenca intermedia.

b) Se trasvasa el caudal del estero Alicahue en los meses de Mayo a Agosto con un máximo de 1 m3/s y se considera un 10 por ciento de pérdidas de conducción.

c) Los caudales de los ríos Sobrante y Pedernal se captan en su totalidad en el período Mayo a Agosto.

d) Se consideró una evaporación anual desde el embalse de 1.000 mm lo que da una pérdida que varía entre 1 y 1.3 millones de m3 al año.

e) Los criterios usados para suplir las demandas son las que se describen en el proyecto anterior en el punto 6.4.4.3.

Al igual que en la mayoría de los proyectos analizados, la capacidad necesaria queda determinada por el período de sequía 67 - 71 y es de 10 millones de m3.

En el Cuadro 6.59 se indican las 4 alternativas posibles de embalse en el sector y sus características físicas principales y en el Cuadro 6.60 las características físicas de los canales alimentadores para estas alternativas.

En el área frente al cerro Dulcinea, existen varias posibles ubicaciones, pero todas requieren presas significativamente más grandes que las otras ubicaciones planteadas aguas abajo sobre el mismo río.

Por estas consideraciones el análisis se redujo a la selección entre las ubicaciones de Puntilla de la Fuente, de Chalaco frente al Cerro La Flojera y de Chincolco.

Los costos de estas alternativas se presentan en el Cuadro 6.61.

CUADRO 6.59 Alternativas de Embalse Sector Alto del Río Petorca.

Embalse	Coronamiento		Embalse		Total Relleno $10^6 m^3$	Caudal Crecida 1.000 m^3/s	Sedim. 50 años $10^6 m^3$	Volumen Total Requerido $10^6 m^3$
	Cota m.s.n.m.	Longitud m	Cota Fond. m.s.n.m.	Profund. m				
Chincolco 1/	738.0	1.659	708.0	28	1.93	13	-	10.0
Puntilla de la Fuente	721.0	802	693.0	25	1.49	335	2.37	12.1
Chalaco (La Flojera)	781.0	600	743.0	35	1.25	320	2.26	12.0
Chalaco (Dulcinea)	824.0	740	784.0	37	1.67	240	1.63	11.8

1/ : Los valores de longitud de presa y total de relleno corresponden a la suma de la presa principal y secundaria.

CUADRO 6.60 Características de los Canales del Sistema Puntilla de la Fuente y de Chincolco.

Canal	Caudal (m^3/s)	Long. (Km)	Tipo 1/	Talud	Pend. °/oo	Base (m)	Altura norm. (m)	Revancha (m)	Altura Total (m)	Sección (m^2)	Veloc. (m/s)
Alicahue- Chincolco	1.0	21.50	T	1/1	1.0	1.00	0.78	0.22	1.00	2.00	0.72
Túnel Chincolco	1.0	1.37	MP		1.0	2.40	0.69	1.71	2.40	5.25	0.60
Alimentador P.de la Fuente	3.0	5.50	T	1/1	1.0	1.40	1.21	0.24	1.45	4.12	0.95
Alimentador Chalaco	1.2	7.30	R	1/1	0.4	0.80	0.87	0.23	1.10	2.09	0.79

1/ : T : Canal sin revestir; R = canal revestido; MP = Arco medio punto.

CUADRO 6.61 Costos Alternativos Puntilla de La Fuente, Chalaco (La Flojera) y Chincolco
(a precios financieros en miles de US$)

Item	Puntilla de La Fuente	Chalaco (La Flojera)	Chincolco
Canal Alicahue-Chincolco	1.360.0	1.360.0	1.360.0
Canal Alimentador	220.5	511.0	480.0
Presa	20.603.3	23.041.7	19.464.5
TOTALES	22.183.8	24.912.7	21.304.5

La presa de Puntilla de la Fuente es 200 m más larga que la de Chalaco (La Flojera) y requiere cerca de 240.000 m3 más de relleno, pero su altura máxima de agua es 10 metros menos.

En cuanto a las fundaciones, la ubicación de Puntilla de la Fuente tiene apoyos de roca en ambos costados y la caja del río está formada de material aluvial de tipo grava en un espesor superior a 100 m según la información existente. La ubicación de Chalaco (La Flojera) tiene su apoyo izquierdo sobre un cono de deyección formado por el estero Chalaco y la Quebrada La Cortadera.

Por esta razón, se tiene que el control de filtraciones representa un costo significativo en ambos esquemas, pero desde luego es más desfavorable en la ubicación de Chalaco (La Flojera) ya que ésta presenta un 40 por ciento más de carga que Puntilla de la Fuente.

La presa de Chincolco no presenta problemas tan grandes de control de infiltración. Además, a causa de la gran superficie del embalse respecto de su hoya propia, requiere sólo de un vertedero nominal y la desviación de las crecidas durante la construcción a través del portezuelo al nor-poniente de la presa principal sería simple.

Por estas consideraciones, además del menor costo calculado, se seleccionó la ubicación de Chincolco para determinar el costo mínimo necesario para proveer de una seguridad de riego adecuada al área considerada.

6.4.5.3 Descripción de las Obras

El esquema se compone de los siguientes elementos:

a) Canal de trasvase Alicahue Chincolco: Este canal se proyectó con una capacidad de 1.0 m3/s y sus características principales se muestran en el Cuadro 6.60. Se considera una bocatoma no permanente en el estero Alicahue a la cota 1.080 m.s.n.m. y se desarrolla por laderas bastante escarpadas (20° - 30°). En el km 21.5 entra en un túnel de 1.370 m de longitud. A la salida de dicho túnel se descarga el caudal a la Quebrada La Cruz que descarga en el río Sobrante a la cota 738.5 m.s.n.m.

Inmediatamente aguas abajo de este punto, en la cota 738 m.s.n.m. se captan los recursos trasvasados desde Alicahue y los del río Sobrante los que se conducen hasta el embalse con un canal de unos 100 m de longitud total.

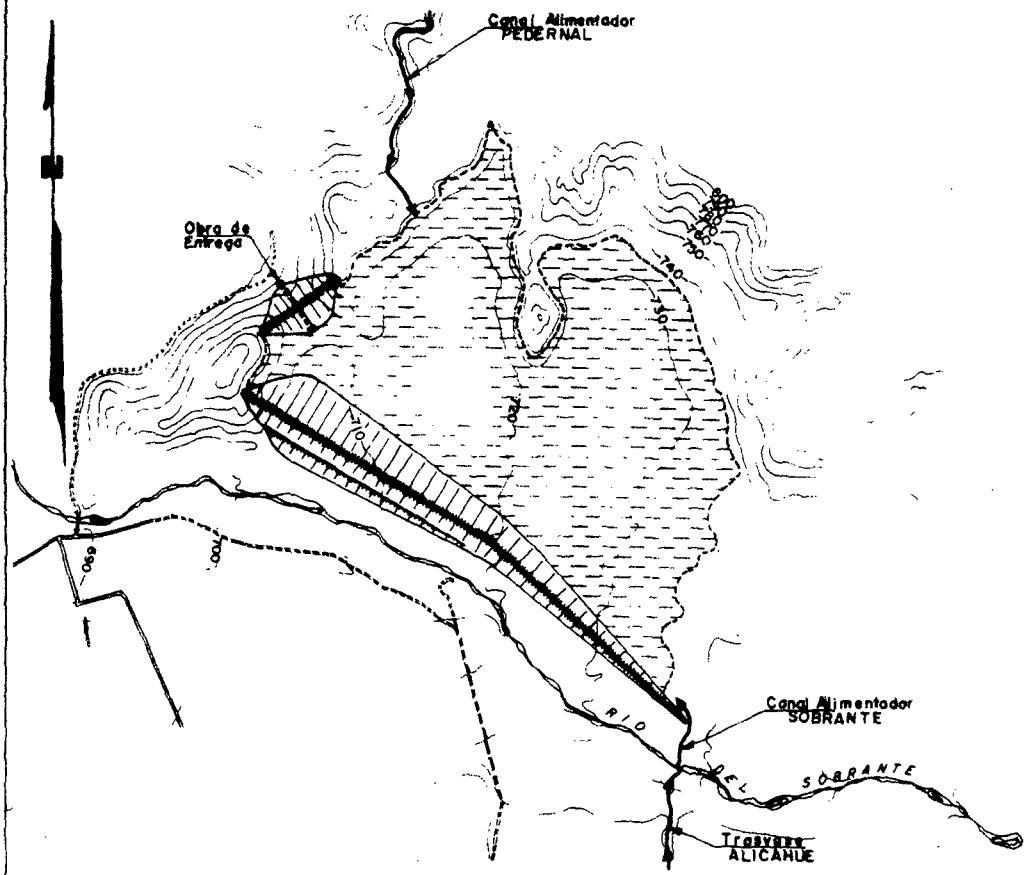
b) Canal alimentador Chalaco. Los recursos del estero Chalaco se conducen al embalse por un canal de 7.3 km de longitud, 0.4 por mil de pendiente media y cuyas características principales se indicaron en el Cuadro 6.60. El canal tiene una bocatoma no permanente en el río Pedernal a la cota 741 m.s.n.m. y se desarrolla por la ladera oriente del río para luego rodear los cerros de Alto del Puerto y descargar al embalse en la cota 738.

c) Embalse Chincolco. Las obras consideradas consisten en una presa principal de 1.416 m de largo paralela al río Sobrante y una presa secundaria de 243 m de longitud que cierra el portezuelo nor-poniente en la que estarían ubicadas las obras de entrega consistentes en una alcantarilla bajo el muro con compuerta de guía inclinada. Las dimensiones principales se indican en el Cuadro 6.59 y la disposición general de las obras se muestra en la Figura 6.32.

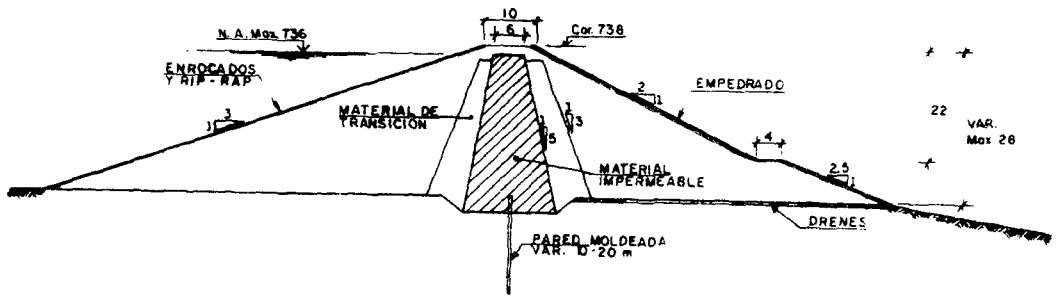
6.4.5.4 Costos

Los costos de inversión a precios financieros de la alternativa seleccionada se presentaron en el Cuadro 6.61. Los presupuestos detallados de las obras se presentan en el Anexo A. El valor presente de los costos de operación y mantención, a la tasa de descuento del 12 por ciento, asciende a 16,8 millones de dólares, lo que significa un costo por hectárea beneficiada de 11.563 dólares.

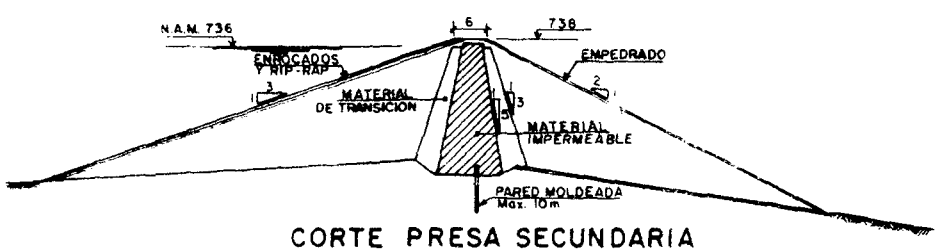
EMBALSE CHINCOLCO - Capacidad 10 Mm³



PLANTA GENERAL
Esc 1:20.000



CORTE PRESA PRINCIPAL
Esc. 1:1.500



CORTE PRESA SECUNDARIA
Esc. 1:1.500

FIGURA 6.32

6.4.5.5 Posibilidades de Abastecimiento desde la Laguna Grande del Sobrante.

La laguna del Sobrante se encuentra en la cabecera del río Sobrante a una altitud aproximada de 2.530 metros. En la actualidad cuenta con un pequeño muro de presa que la dota de una capacidad de regulación de 200.000 m3, según antecedentes del informe CORFO-PROAS 1/ y las características topográficas permitirían construir un embalse de 3.0 millones de m3 de capacidad máxima.

Se hizo el estudio del aprovechamiento de esta laguna para el sector alto del valle de Petorca correspondiente al sector de riego S25 ubicado en el valle del río Sobrante.

La superficie de la cuenca hidrográfica de la Laguna del Sobrante, trazada en las cartas 1:50.000 del Instituto Geográfico Militar, es de 16,4 km2. Los caudales afluentes a la laguna del Sobrante se generaron con el modelo nival de simulación hidrológica. Del análisis de frecuencia del caudal medio anual resultaron los valores que se indican en el Cuadro 6.61.

CUADRO 6.61 Laguna del Sobrante. Caudal afluente medio anual.

Prob. Excedencia %	5	20	50	85	95
Caudal Medio Anual m3/s	0.180	0.115	0.070	0.034	0.018

Se estudió la capacidad de regulación necesaria para satisfacer los déficit del sector S25 durante el período crítico 1967/68 a 1971/72 considerando las reducciones de demandas indicadas en el punto 6.4.4.3 para dichos años. La capacidad de regulación requerida para esta situación, resultó ser de 35.7 Mm3, lo que descarta a la laguna del Sobrante como solución debido a que no es físicamente factible un embalse de tal capacidad. Por esta razón la laguna del Sobrante debería destinarse a satisfacer los déficit o bien el riego completo de una área más reducida.

1/ : "Recursos Hidrológicos y Posibilidades de Mejoramiento del Regadío en el Valle del Río Petorca". CORFO-PROAS.

Para analizar esta segunda alternativa, se analizó qué áreas podrían regarse con diferentes capacidades de embalse, un año de seguridad 85%, con la demanda anual de 12.309 m3/ha correspondiente al patrón de cultivos futuro para el sector S25 y considerando la laguna como embalse multianual. Las capacidades requeridas para distintas superficies se muestran en la Figura 6.33.

El aprovechamiento de la laguna del Sobrante demandaría la construcción de un camino de acceso de unos 30 km de longitud y una presa de tierra con sus obras de evacuación y entrega. La crecida milenaria se estimó en 16 m3/s por lo que no se consideran necesarias obras especiales de desviación y evacuación de crecidas. En la Figura 6.33 se muestra la curva de costo de las obras para diferentes capacidades.

El incremento de beneficios asociado a este aprovechamiento se ha estimado a partir de los que se generarían al implantar el patrón futuro estudiado para este sector. En valor presente al 12 por ciento el incremento de beneficios respecto a la situación actual es de US$ 3.250/ha.

De la Figura 6.33 se deduce que el incremento de beneficios es inferior al costo de las obras en todo el rango de capacidades estudiado, por lo que, a la tasa de descuento del 12 por ciento, este uso de la laguna del Sobrante no sería factible económicamente.

Probablemente convendría considerar una capacidad del orden de 500.000 m3 para el riego de unas 80 hectáreas, quedando esta decisión fuera del marco del presente estudio por lo reducido del área beneficiada.

6.4.6 Mejoramiento del Area de Riego del Canal Chacabuco - Polpaico

Esta sección del estudio, analiza la posibilidad de aprovechar la capacidad de embalse de la laguna del Inca para suplir el déficit que presenta la superficie dominada por el canal Chacabuco - Polpaico.

LAGUNA DEL SOBRANTE

SUPERFICIE REGADA V/s CAPACIDAD EMBALSE, COSTOS o INCREMENTO DE BENEFICIOS

(Probabilidad de Excedencia : 85 %)

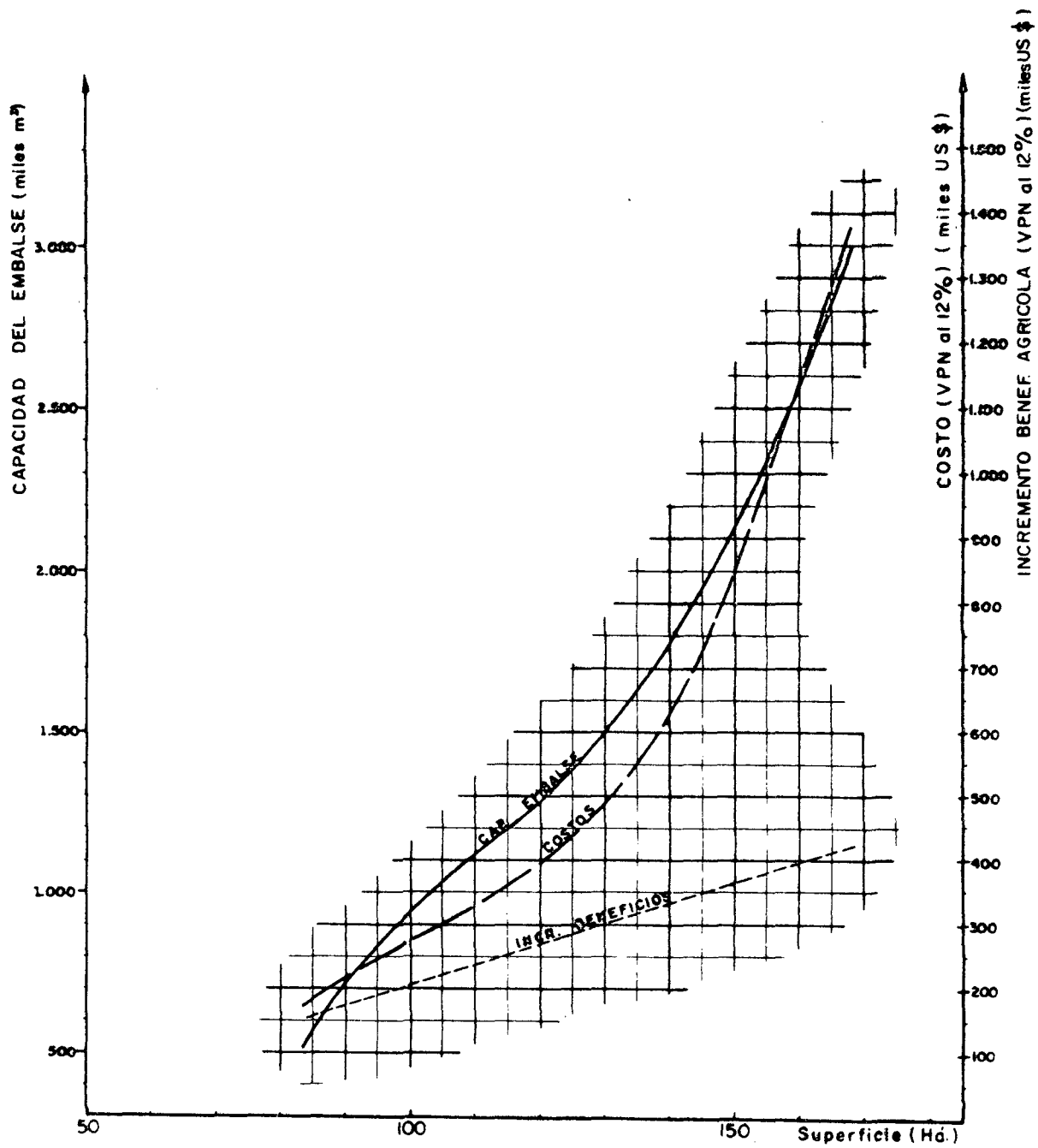


FIGURA 6.33

Aunque esta superficie está ubicada fuera del área del proyecto, dada la gran inversión que significa el canal existente, no se consideró razonable mantener su actual situación deficitaria de riego con derechos eventuales y por esta razón se presenta a nivel preliminar una alternativa de solución.

6.4.6.1 Antecedentes Generales

La laguna del Inca está situada cerca de la frontera con Argentina a una altura de 2.850 m.s.n.m. aproximadamente. Fue formada al bloquearse un profundo valle glacial por una represa constituída por una morrena de material deslizado.

La superficie de la laguna es de alrededor de 1.7 km^2 con profundidades del orden de 100 m. La superficie aportante a la laguna es de 44 km^2.

Durante el año el nivel de la laguna varía considerablemente en un rango de hasta 15 m. El agua se pierde por evaporación y principalmente por filtraciones que llegan al estero Juncalillo, no habiendo señas de que alguna vez la laguna haya rebasado la represa.

El estero Juncalillo que es afluente del río Juncal, nace en un valle vecino y pasa frente a la laguna, aproximadamente a un kilómetro de distancia.

La laguna del Inca forma parte del centro turístico-deportivo de Portillo y por lo tanto, debe tomarse en cuenta el efecto de cualquier obra de explotación de ella sobre su atractivo turístico, tanto durante la construcción como durante la operación.

6.4.6.2 Demandas de agua a la Laguna.

Para determinar las demandas de agua a la laguna, se asimiló el sector de Polpaico al sector de riego S01 del modelo de planificación y se consideró la tasa de riego correspondiente a dicho sector. Esta tasa se convirtió en una demanda en bocatoma suponiendo una utilización de 24 horas y un 20 por ciento de pérdidas de conducción.

Del análisis que se presenta en el punto 6.4.6.3 se desprende que sólo se pueden abastecer 1.600 hectáreas en la zona de Polpaico. La demanda generada por esta superficie es parcialmente abastecida por los derechos eventuales del Canal Chacabuco, y para efectos del estudio, se calcularon los déficit promedio y máximo de la superficie considerada como la diferencia entre la demanda total en bocatoma y los caudales trasvasados históricamente por dicho canal.

En el Cuadro 6.62 se incluye la tasa de riego usada, la demanda total en bocatoma y los déficits promedio y máximo calculados para la superficie considerada.

CUADRO 6.62 Demandas y Déficits de 1.600 ha en la Zona de Polpaico

	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.
Tasa de riego lt/s ha	0.26	0.51	0.64	0.78	0.83	0.61	0.33	0.10
Demanda en BT m^3/s	0.52	1.02	1.28	1.56	1.66	1.22	0.66	0.20
Déficit Promedio m^3/s	0.33	0.34	0.10	0.08	0.20	0.36	0.33	0.16
Déficit Máximo m^3/s	0.52	1.02	1.28	1.42	1.17	1.22	0.66	0.20

6.4.6.3 Capacidad de la Laguna del Inca.

La Laguna del Inca actúa principalmente como un regulador, embalsando los grandes caudales de deshielo y entregándolos actualmente en forma de filtraciones a lo largo del año.

Para analizar las posibilidades de aprovechamiento de la laguna se efectuaron simulaciones de su comportamiento tanto en régimen

natural como introduciendo reglas de operación que permitan suplir los déficits generados al pretender suplir diversas superficies sin alterar el régimen natural, es decir supliendo los déficits y la disminución de las filtraciones durante el período de riego.

En la Figura 6.34 se muestran los niveles promedio que toma la laguna durante 35 años, al operarla para suplir distintas superficies. Se puede observar que al pasar de 1.600 hectáreas, el nivel medio desciende bruscamente lo que encarece mucho las obras en comparación con el incremento de beneficio que se obtiene.

Por esta razón, se limitó la superficie suplida por la laguna a sólo 1.600 hectáreas lo que significa operarla entre un rango de niveles que va desde 2.857 m.s.n.m. como nivel máximo hasta 2.833 m.s.n.m. como nivel mínimo, lo que además mantiene su interés turístico.

En la simulación de la operación de la Laguna, se consideró una reducción al 70 por ciento de la demanda suplida en el año 1968 por tratarse de un año excepcionalmente seco. En el Cuadro 6.63 se incluyen los déficits promedio efectivamente suplidos y la disminución de filtraciones que debe ser compensada al operar la laguna.

CUADRO 6.63 Caudales Medios entregados desde la Laguna del Inca.

	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.
Déficit Suplido	0.32	0.33	0.09	0.07	0.19	0.34	0.33	0.16
Compensación filtraciones	0.36	0.41	0.55	0.92	1.34	1.39	1.20	0.97
Total Entregado	0.68	0.74	0.64	0.98	1.53	1.73	1.53	1.13

Es importante destacar la importancia relativa de los caudales que deben entregarse a consecuencia de la disminución de las filtraciones y la dificultad de estimarlos correctamente en una operación real. Este es un aspecto que debe analizarse en detalle en una etapa más avanzada de los estudios.

6.4.6.4 Obras de Ingeniería

El esquema consiste en bombear el agua de la laguna sobre el coronamiento de la represa natural y entregarla al estero Juncalillo. La altura de elevación requerida es del orden de 50 m. y la distancia hasta el estero es de aproximadamente 1 kilómetro.

El caudal máximo que se requiere entregar alcanza a 2.9 m^3/s. entre los déficit y la reposición de filtraciones, por lo que se ha considerado una capacidad instalada de 3.0 m^3/s.

Como las demandas son con frecuencia bajas, deben considerarse bombas de distintas capacidades para dar flexibilidad al suministro. Por esto se han considerado dos bombas de 1 m^3/s y dos de 0.5 m^3/s. de capacidad.

En la Figura 6.35 se muestra el anteproyecto de instalación de las bombas en una cámara de 6 m. de diámetro y las obras de conducción hasta el estero Juncalillo.

Dada la alta permeabilidad del material de la morrena, podría ser más conveniente la instalación de pozos aislados en lugar de la cámara contemplada. Deberían efectuarse estudios que permitan definir la solución más adecuada.

Las necesidades de energía, (2.1 MW máximo), son altas, pero intermitentes. De acuerdo con los antecedentes obtenidos de Chilectra, esa potencia estaría disponible en la subestación Llano del Juncal a una distancia de 5 km de las obras.

Debe destacarse que en este estudio no se carga ningún costo al canal Chacabuco, ya que es capaz de conducir como en la actualidad, los caudales suministrados hasta la zona de riego. Por esta razón se ha hecho el análisis económico considerando como beneficio del proyecto el incremento en productividad que podría alcanzarse en el sector de Polpaico al mejorar su seguridad debido al riego.

Informaciones obtenidas de la administración del canal indican que el Sifón que cruza el estero Pocuro se encuentra en tan malas condiciones que debe ser reemplazado. El presupuesto estimado para reemplazar este sifón se presenta en el Anexo A, pero este costo no se incluyó en el análisis económico ya que los beneficios asociados a la construcción de esta obra (sólo necesaria ante una interrupción del suminis-

NIVEL MEDIO DE LA LAGUNA DEL INCA EN FUNCION DE LA SUPERFICIE ABASTECIDA (Período Sep.- Abr.)

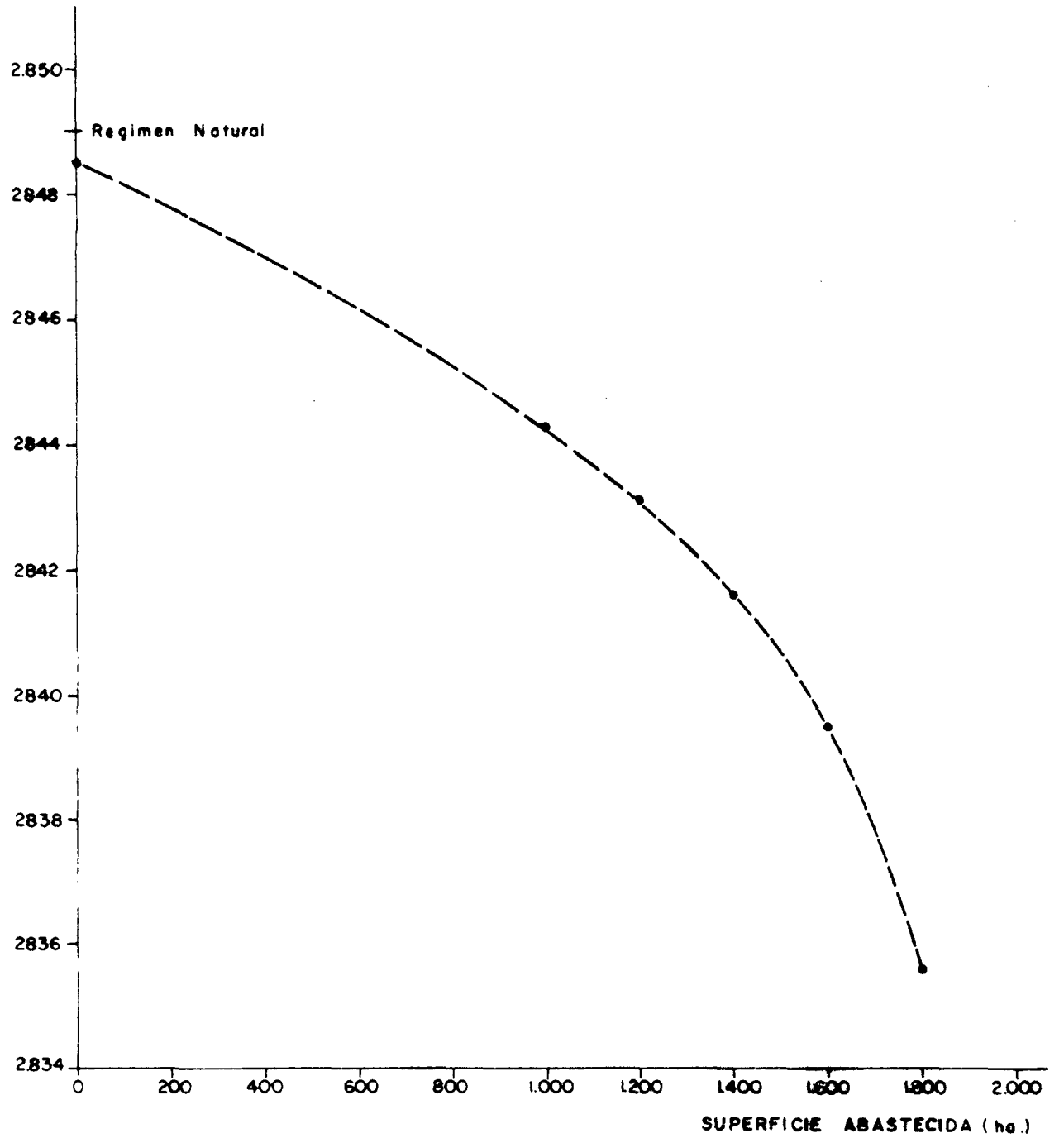
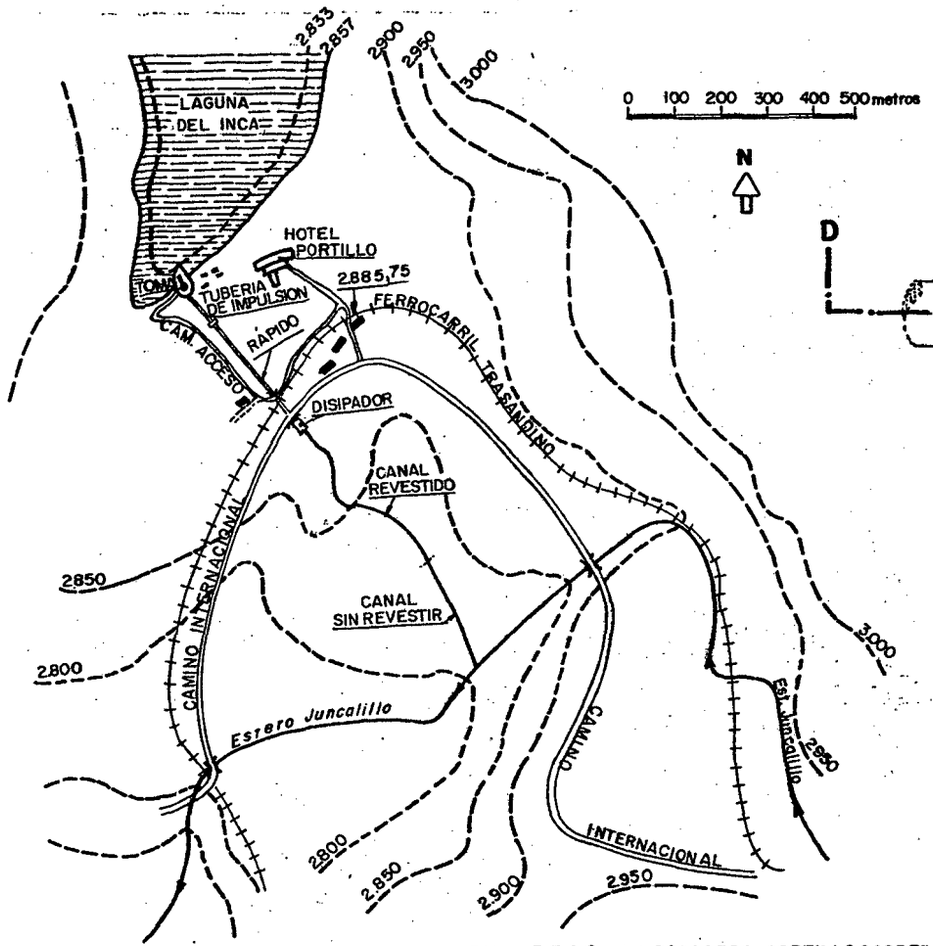
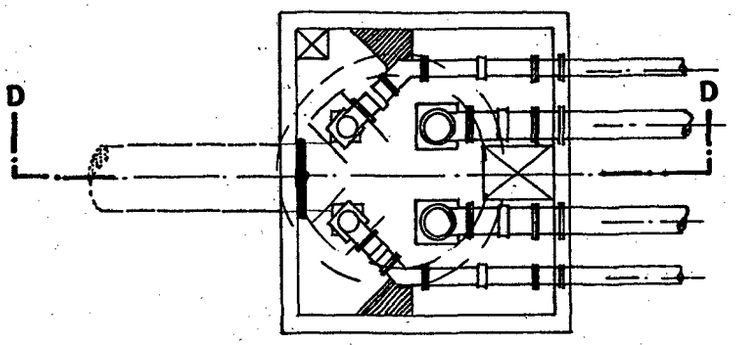


FIGURA 6.34

DISPOSICION GENERAL DE LAS OBRAS



COTA DE REFERENCIA: NIVEL DEL RIEL F.F.C.C. EN PARADERO PORTILLO 2.885,75 m.s.n.m.



CORTE A-A

0 1 2 3 4 5 m.



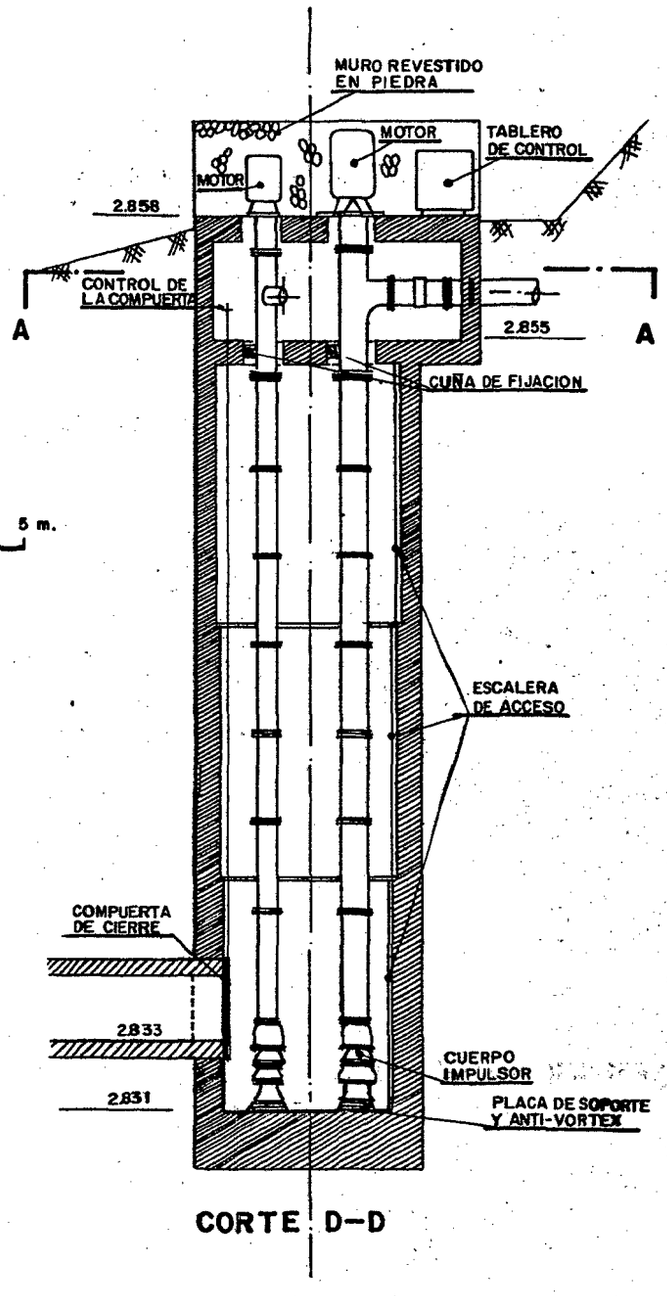
REVESTIMIENTO DE HORMIGON ARMADO

CORTE B-B

REVESTIMIENTO DE ALBANILERIA DE PIEDRA

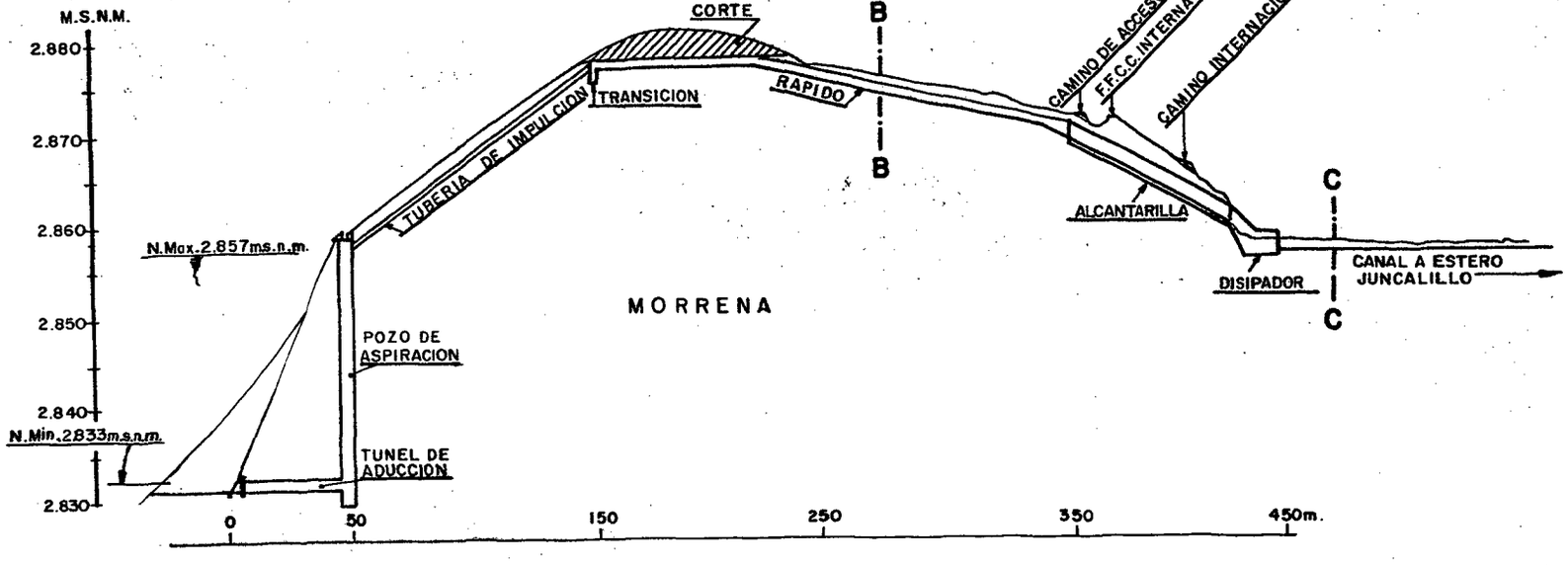
CORTE C-C

POZO DE ASPIRACION Y CAMARA DE VALVULAS



CORTE D-D

PERFIL LONGITUDINAL DE LAS OBRAS



OBRAS DE APROVECHAMIENTO DE LA LAGUNA DEL INCA

FIGURA 6.35

tro por colapso del actual sifón) ascienden prácticamente al total de la producción del área de Polpaico.

6.4.6.5 Costos

Los costos, tanto de inversión como de operación y mantención de las obras descritas, se han calculado de acuerdo con los criterios presentados en el Capítulo 8 de este Tomo. Un resumen de dichos costos a precios financiero se presenta en el Cuadro 6.64 como también el programa de inversiones. Los presupuestos detallados de cada una de las obras se presentan en el Anexo A. 1/

CUADRO 6.64 Proyecto Laguna del Inca. Costos y Programa de Inversión (a precios financieros en miles de US$)

Item	Costo Total	Años				
		1	2	3	4	5-54
Inversiones	2.009.9	130.0	91.3	508.3	1.280.3	
Operación y Mantención (Costos anuales)	-	-	-	-	-	116.3

1/ : El valor presente de los costos de inversión y operación alcanza, con la tasa de descuento del 12 por ciento, a 1.98 millones de dólares, lo que significa un costo promedio por hectárea, en valor presente, de 1.236 dólares.

6.4.7 Explotación de Agua Subterránea en El Valle de Llay Llay.

6.4.7.1 Introducción y Objetivos

En el valle de Llay-Llay existe una gran superficie de terreno que presenta problemas de drenaje atribuibles tanto a la baja velocidad de infiltración del agua en el suelo como a la presencia de acuíferos confinados ubicados en profundidad que tienen una carga piezométrica tal que son capaces de inducir un flujo vertical hacia el acuífero freático superficial.

La explotación de agua subterránea que aquí se presenta, tiene dos objetivos fundamentales. El primero, constituye, su aprovechamiento con fines potables para lo cual se analiza las inversiones que significan una batería de sondajes y la conducción del agua hasta la aducción de las Vegas. El segundo, se orienta hacia el efecto que la explotación podría producir a través de una alteración del actual mecanismo de movimiento del agua subterránea. En este aspecto, el bombeo sostenido de una batería de sondajes, provocará un descenso de la superficie piezométrica y, por lo tanto, una disminución del caudal que percola a través de la capa arcillosa hacia el acuífero freático. El sentido de este escurrimiento llegará incluso a invertirse cuando la superficie piezométrica se ubique por debajo de la superficie freática.

Dentro de un contexto más general, esta explotación trae como consecuencia una disminución de la descarga subterránea de Llay-Llay y por consecuencia, una disminución de los recursos en el valle principal. Este aspecto, aparentemente desfavorable, no lo es tal por cuanto el agua subterránea tendrá por finalidad reemplazar el agua superficial que hoy en día se agrega directamente al acueducto Las Vegas. Es así como entonces, al utilizar un caudal de 490 l/s extraído en el Valle de Llay-Llay, se libera un caudal superficial de monto similar en Aconcagua.

6.4.7.2 Hipótesis y Bases de Cálculo

Considerando el nivel de información actual, el estudio de explotación de agua ha sido abordado a través de un esquema simplificado de cálculo de las interferencias entre sondajes y de la expansión del cono de depresiones producto de un bombeo simultáneo. El empleo de un modelo de simulación, si bien presenta grandes ventajas por cuanto permite reproducir en forma muy aproximada el fenómeno hidrogeológico actual y después extrapolar a condiciones de funcionamiento futuras (naturales o artificiales considerando por ejemplo una explotación), requiere junto con el conocimiento de las características acuíferas, la disponibilidad de un control sistemático de una serie de parámetros que permiten su calibración durante un determinado período.

La información básica actual de la geometría acuífera y constantes elásticas aún no permite definir con exactitud, la potencia de la unidad Llay-Llay 5 y su continuidad hacia el valle del río Aconcagua, los coeficientes de almacenamiento de los acuíferos confinados, la transmisibilidad del acuífero freático (Unidad Llay-Llay 1), etc. Por otra parte, no existe un registro contínuo de las fluctuaciones del nivel piezométrico de los acuíferos confinados ni estadística de algunos cursos superficiales. Estas limitaciones constituyen el principal inconveniente en la formulación de un modelo para estudiar la influencia de una explotación en el valle.

El esquema simplificado que se ha adoptado supone la existencia de tres niveles estratigráficos isótropos y de geometría arealmente homogénea. Estos niveles corresponden al acuífero freático superficial, a un paquete sedimentario de 80m. de espesor promedio compuesto principalmente por arcilla y limo y, un acuífero confinado (Unidades Llay-Llay 3 y 5) al cual le subyace la roca base.

Al someter a bombeo el acuífero confinado, el agua extraída, en el período inicial o de desequilibrio, proviene tanto del almacenamiento de este acuífero como de la percolación vertical que se induce desde el acuífero freático a través del estrato arcilloso. Las ecuaciones que describen este fenómeno han sido desarrolladas por Hantush y Jacob (1955) y son las siguientes :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W\left(u, \frac{r}{B}\right)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

$$B = \sqrt{\frac{T}{P_1/m_1}}$$

siendo: $W\left(u, \frac{r}{B}\right)$ función de Hantush-Jacob

s= depresión a la distancia "r" del pozo bombeado
Q= caudal constante de bombeo
t= tiempo
T= coeficiente de transmisibilidad del acuífero confinado
S= coeficiente de almacenamiento del acuífero confinado
P_1= coeficiente de permeabilidad del estrato arcilloso
m_1= espesor saturado del estrato arcilloso

Las ecuaciones anteriores son válidas hasta el momento en que el agua extraída a través del sondaje iguala la recarga que percola verticalmente por el estrato arcilloso. Se pasa así a una condición de equilibrio para la cual el término que considera la liberación de agua del almacenamiento se iguala a cero.

El tiempo al cabo del cual se alcanza esta condición de equilibrio depende de las variables "u" y "B" y es, en general, extremadamente prolongado ya que la función de Hantush-Jacob tiende asintóticamente a un límite superior. Sin embargo, se ha estimado que, para efectos prácticos, ella se alcanzará después de dos años de funcionamiento contínuo ya que a partir de ese instante los aumentos de depresión pasan a ser de poca magnitud.

La permeabilidad "P_1" es una de las características no determinadas y a la cual se le ha supuesto un valor de 0.001 (m/día). El valor de la transmisibilidad media asignado a la zona acuífera confinada es de 2.500 m^2/día y el coeficiente de almacenamiento 10^{-4}.

6.4.7.3 Resultados

Después de analizar diversas alternativas de baterías de sondajes, se ha adoptado un esquema de 7 pozos de 70 l/s cada uno en la disposición indicada en la Figura 6.36 De este modo, se ha aprovechado los sondajes existentes 32° 50'-70° 50' A-8 (Las Palmas) y A-9 (San Jesús) que comprometen la zona acuífera confinada que se desea someter a explotación y se logra extraer del valle un caudal total de 490 l/s que es el monto del recurso renovable.

En la misma Figura 6.36 se ha dibujado las líneas que representan el cono de depresiones luego de un bombeo contínuo durante 300 días. Estas depresiones corresponden a los valores mínimos posibles ya que no ha sido considerado el efecto de las barreras impermeables que constituyen el límite lateral del acuífero.

Si bien se ha detectado períodos con niveles de surgencia de hasta 10 m. por sobre el nivel de terreno, su variación a lo largo del tiempo es extremadamente sensible a la ocurrencia de las recargas debido al bajo coeficiente de almacenamiento de los niveles acuíferos confinados. Por este motivo, se estima que los montos de depresión que se logran con el conjunto de sondajes, atenuará en gran medida el flujo vertical hacia arriba ya citado. En todo caso, existe la posibilidad de incrementar el monto de explotación mediante la construcción de nuevos sondajes y así aumentar el descenso promedio de los niveles piezométricos. Esta alternativa quedaría sujeta a la observación de los efectos logrados durante dos años de bombeo contínuo.

6.4.7.4 Características de la Obra

El diseño que se presenta tiene carácter de anteproyecto y cumple el objetivo de cuantificar los montos de obra más relevantes que componen el proyecto.

A los siete sondajes se les ha asignado una profundidad de 200 m. de tal forma que se asegure la penetración en los acuíferos confinados. La habilitación sugerida es en 12" desde la superficie hasta los 30 m., en 10" desde 30 m. a 100 m. y en 8" desde 100 m a 200 m.

Los equipos de bombeo tendrán una capacidad de 70 l/s a 20 m de altura y serán instalados a los 30 m de profundidad. La energía eléctrica provendrá de subestaciones individuales de 45 KVA las cuales además tendrán los tableros y circuitos requeridos.

La conducción del caudal bombeado hasta el acueducto Las Vegas se efectúa mediante un acueducto en tuberías de asbesto cemento enterradas 1.10 m desde la superficie hasta la clave.

El acueducto proyectado tiene, según se muestra en la Figura 6.37, una longitud total de 7.58 km desde la cámara de inspección N° 1 hasta su conexión a la cámara existente del acueducto Las Vegas. Los primeros 5.20 km, con diámetros variables entre 0.25 m y 0.60 m, son en escurrimiento libre, para continuar en presión desde el km 5.20 hasta el km 7.58 con diámetros de 0.60 y 0.50 m.

6.4.7.5 Costos

Un resumen con los costos tanto de inversión como de operación y mantención de las obras descritas a precio financiero se presenta en el Cuadro 6.65. Los presupuestos detallados de cada una de las obras se presentan en el Anexo A. El valor presente de los costos de inversión, operación y mantención, a la tasa de descuento del 12 por ciento es de 1,68 millones de dólares y el costo del agua resulta ser de 0.0036 US$/m3.

CUADRO 6.65 Explotación de Agua Subterránea en Llay-Llay. Costos y Programa de Inversión. (a precios financieros en miles de US$)

Item	Costo Total	Años 1	2	3-50
Inversiones	1.709,8	598,4	1.111,4	
Operación y Mantención (Costos Anuales)	-	-	-	39.9

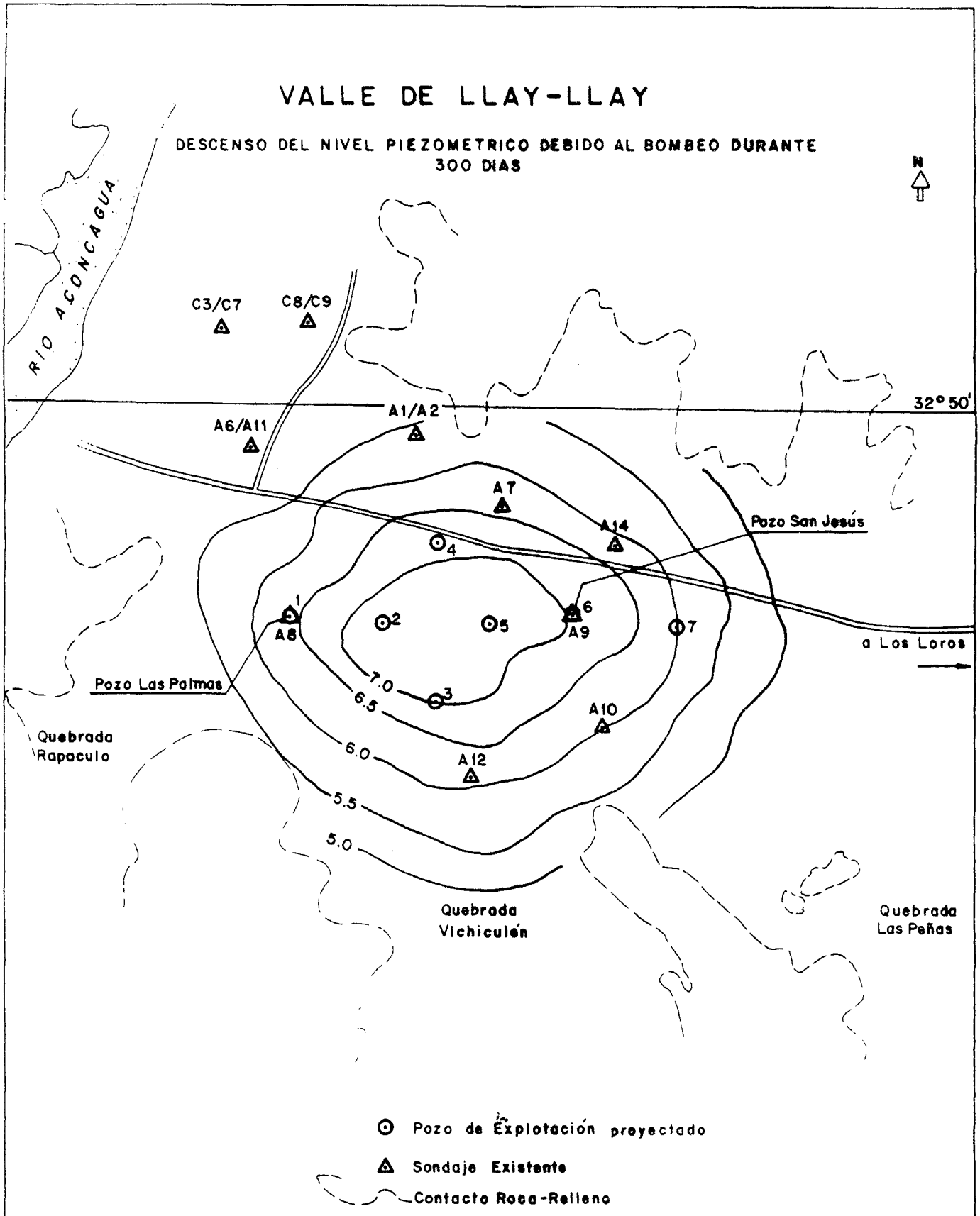
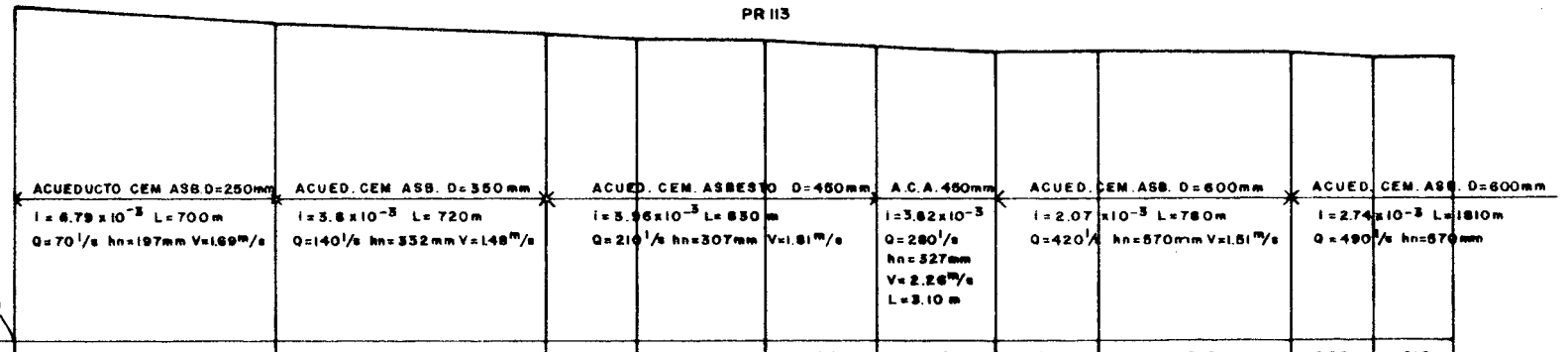

VALLE DE LLAY-LLAY
DESCENSO DEL NIVEL PIEZOMETRICO DEBIDO AL BOMBEO DURANTE 300 DIAS
N
RIO ACONCAGUA
C3/C7
C8/C9
A6/A11
A1/A2
32° 50'
A7
A14
Pozo San Jesús
A8
A9
a Los Loros
Pozo Las Palmas
7.0
6.5
6.0
5.5
5.0
A10
A12
Quebrada Rapaculo
Quebrada Vichiculén
Quebrada Las Peñas
Pozo de Explotación proyectado
Sondaje Existente
Contacto Roca-Relleno

FIGURA 6.36

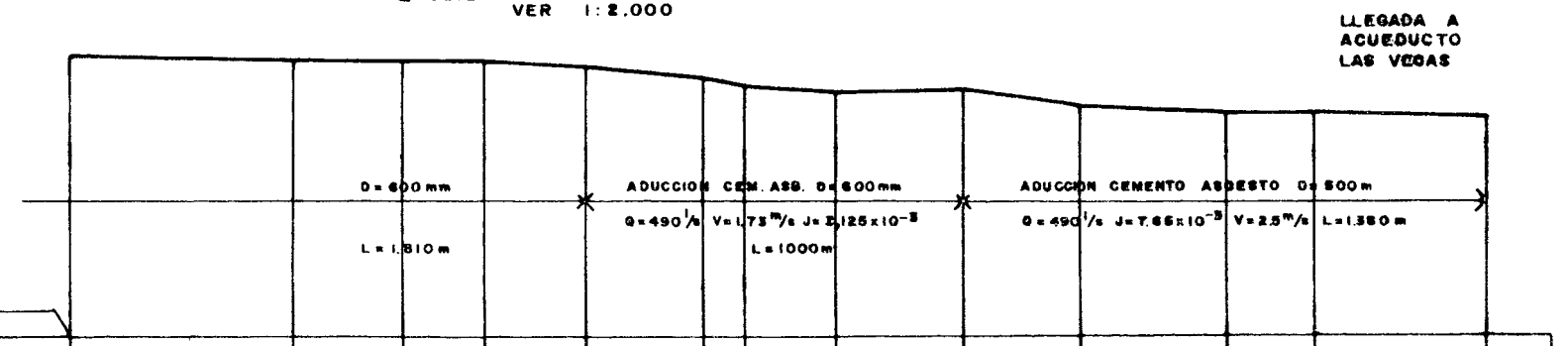
EXPLOTACION AGUA SUBT. LLAY LLAY PERFIL ACUEDUCTO HASTA CAPTACION LAS VEGAS

Escalas HOR 1:10.000 VER 1:1.000



DISTANCIAS PARCIALES		700	720	240	340	300	310	270	510	220	210		
DISTANCIAS ACUMULADAS	1	700	1420	1660	2000	2300	2610	2880	3390	3610	3820		
COTA CAMINO	388,75	384,00	381,60	379,90	379,03	378,10	376,30	376,70	376,40	374,90	374,70		
COTA RADIER TUBO	387,50	382,75	380,01	379,06	377,71	376,55	374,75	374,50	373,44	372,84	372,26		
COTA EJE HIDRAULICO o PIEZOMETRICA	387,70	382,95	380,34	379,37	378,02	376,84	375,06	375,07	374,01	373,41	372,83		
VOL. EXCAVACION (m^3)		875	1022	292	530	553	487	509	1316	852	473		

Escalas HOR 1:20.000
VER 1:2.000



DISTANCIAS PARCIALES	210	600	290	220	270	310	110	240	340	310	380	240	450	
DISTANCIAS ACUMULADAS	3820	4.420	4.710	4.930	5.200	5.510	5620	5860	6.200	6.510	6 890	7.130	7.580	
COTA CAMINO	374.70	373.80	373.50	373.30	371.60	368.70	368.30	368.00	365.70	361.00	359.00	359.00	358.00	
COTA RADIER TUBO	372.26	370.62	369.82	369.22	368.48	367.00	364.70	363.20	364.10	359.50	357.60	357.40	354.00	
COTA EJE HIDRAULICO o PIEZOMETRICA	372.83	371.19	370.39	369.79	369.05	368.08	367.74	366.99	365.93	363.56	360.65	358.82	355.37	
VOL. EXCAVACION (m^3)	473	1686	995	654	972	747	182	384	544	481	570	372	1.260	

FIGURA 6.37

6.4.8 Recarga Artificial en el Sector Los Andes-San Felipe

6.4.8.1 Generalidades

Independientemente de la existencia de condiciones locales favorables para efectuar una recarga artificial (características de permeabilidad, profundidad del nivel estático, etc.), se insinúa como interesante la recarga artificial en la primera sección del valle del río Aconcagua tanto por su gran capacidad de almacenamiento acuífero, que en comparación con la cuantía de los recursos superficiales parece ilimitada , como también porque en él existe un monto de recursos superficiales excedentes durante un período relativamente prolongado del año.

En el valle del río Putaendo, existen áreas con buenas condiciones de permeabilidad vertical, coincidentes con los requerimientos planteados para este propósito; sin embargo, la presencia de recursos sobrantes para ser recargados tiene una frecuencia muy baja como consecuencia de las elevadas tasas de recarga natural y de la utilización local del agua que compromete normalmente la totalidad de los recursos superficiales que en él se generan. No quedan,por lo tanto, remanentes superficiales de contribución de esta cuenca al valle de Aconcagua, salvo en ocasión de grandes creces que, aunque muestran elevados caudales, involucran pequeños volúmenes debido a su baja frecuencia.

En las restantes áreas que abarca el Proyecto, no se vislumbran condiciones adecuadas para la realización de este tipo de obra, ya sea por la ausencia de características locales favorables, por la falta de regulación de los acuíferos, por la inexistencia de excedentes superficiales, o porque su aplicación no involucra un mejor aprovechamiento en el manejo de los recursos.

Así,por ejemplo, el sector San Felipe-Romeral se presenta como una zona de constante descarga de agua subterránea y de alto nivel de saturación. El sector Romeral-Tabolango,aunque potencialmente tiene un volumen de regulación de alrededor de 300 millones de m^3 (comparable al del sector Los Andes-SanFelipe),anualmente casi no presenta variaciones en su volumen; ellas sólo existen entre temporadas y alcanzan a alrededor de 20 millones de m^3 como máximo. Este efecto y la falta de áreas favorables descartan en este sector la posibilidad de una recarga artificial la cual, en todo caso, debería estar asociada a una explotación masiva para aprovechar su volumen de regulación.

En los valles de Ligua y Petorca, la situación es muy similar a la del sector Romeral-Tabolango, existiendo además como desventajas adicionales la baja inercia del acuífero producto de las altas transmisibilidades de los sedimentos más superficiales y el reducido monto de excedentes superficiales para una recarga.

6.4.8.2 Objetivos

Este capítulo tiene como objetivo analizar las alteraciones que una recarga artificial induce sobre el embalse subterráneo y presentar una obra tipo a escala experimental. Esto se considera un paso de experimentación previo a la ejecución de un proyecto definitivo, aunque en este momento pareciera conveniente, a la luz de los antecedentes disponibles

Desde el punto de vista hidrogeológico, la recarga artificial estará destinada al aprovechamiento de la capacidad del acuífero embalsando excedentes superficiales. Ellos serían incorporados al movimiento general del agua subterránea en la zona, para posteriormente entregar, hacia la segunda sección del valle, el conjunto de recursos que, con muy poca variación estacional e interanual, constituye el origen mayoritario de las recuperaciones de ese tramo.

El incremento de las recuperaciones (expresado como caudal medio) por efecto de este manejo artificial, probablemente carezca de relevancia frente a aquéllos que ocurren en forma natural. Sin duda el mayor interés reside en el mejoramiento de las condiciones de explotación (incremento de niveles), al materializarse el aprovechamiento masivo de aguas subterráneas en el área.

6.4.8.3 Análisis hidrogeológico

En el caso de la primera sección del río Aconcagua, interesa conocer, por una parte, el comportamiento del nivel estático, no sólo en las vecindades del área de recarga sino en toda la sección, y por otra, la variación en el comportamiento de las recuperaciones, por efecto de esta incorporación artificial de agua al sistema acuífero.

Independientemente de la forma en que ocurre el movimiento del agua en la zona no saturada desde que se infiltra hasta que llega al nivel estático, el comportamiento posterior del acuífero depende fundamentalmente de:

- Lugar en que se efectúa la recarga
- Características elásticas (permeabilidad y almacenamiento) y geometría del acuífero.
- Forma de la superficie freática con anterioridad al inicio de la recarga.

Ahora bien, suponiendo que no ha habido perturbaciones importantes en la forma de la superficie freática, como sería la existencia de una extracción fuerte de aguas subterráneas, es válido efectuar el análisis de efectos sobre las recuperaciones de una recarga variable en el tiempo a través de la superposición lineal de los efectos parciales de una serie de recargas constantes. En base a ello, y para un lugar determinado de realización de la recarga, bastaría el conocimiento de la respuesta del acuífero a una recarga unitaria, realizada durante un tiempo también unitario.

La resolución matemática es básicamente coincidente con la metodología utilizada para el análisis de la explotación de aguas subterráneas en la Primera Sección. El problema fundamental se centra en la obtención del efecto para una recarga unitaria.

La complejidad de la formulación obliga a la búsqueda de la solución a este último problema con el auxilio del modelo de simulación que fue implementado para esta área.

Previamente, fueron seleccionadas dos zonas ubicadas en la parte superior de esta subcuenca que,en las vecindades del cauce del río, presentan buenas condiciones para el emplazamiento de las obras. Su ubicación en la zona alta tiene como explicación no sólo el contar con un nivel estático de mayor profundidad, sino a la vez dar una mayor inercia a la respuesta y una situación más favorable de niveles en el sector comprometido por la explotación.

Estas zonas seleccionadas se ubican al oriente de Curimón, y corresponden a las celdas (8.11) y (8.13) del modelo de simulación indicadas en la Figura 6.4 del Capítulo 6.2.6.2.

La Figura 6.38, en forma adimensional, muestra el efecto, en cuanto a incremento de recuperaciones, de una recarga de 2 m3/s mantenida durante el mes de Febrero de 1970.

Ello ha sido comparado con los niveles que habrían sido determinados en el mismo lapso, si no se hubiere ejecutado la recarga. La Figura 6.38 muestra dicha diferencia en la celda (8.11) que es donde tiene lugar la recarga.

La observación de ambos gráficos permite apreciar claramente la gran inercia que muestra el acuífero frente a la recarga en la ubicación seleccionada. Así, al término de dos años desde que se ejecutó la recarga, el volumen total de agua salida subterráneamente en la sección de San Felipe, por efecto de dicha recarga y referido a ella, alcanza sólo a un 31,2% si se efectúa en la celda (8.11) y a un 24 % si se realiza en la (8.13).

El máximo valor mensual (en volumen), se registra entre el 5° y 6° mes elevándose apenas a montos comprendidos entre 1.5 y 2.2 % del volumen de recarga. La recesión muy prolongada, muestra un valor mensual al cabo de 2 años, que en ambos casos permanece cercano al 1 %.

6.4.8.4 Diseño preliminar de la Obra Tipo.

Previo al diseño de la obra tipo se presentan una serie de factores vinculados a ella que inciden tanto en sus bases de cálculo como en sus posibilidades de operación y de manejo.

a) Métodos de recarga.

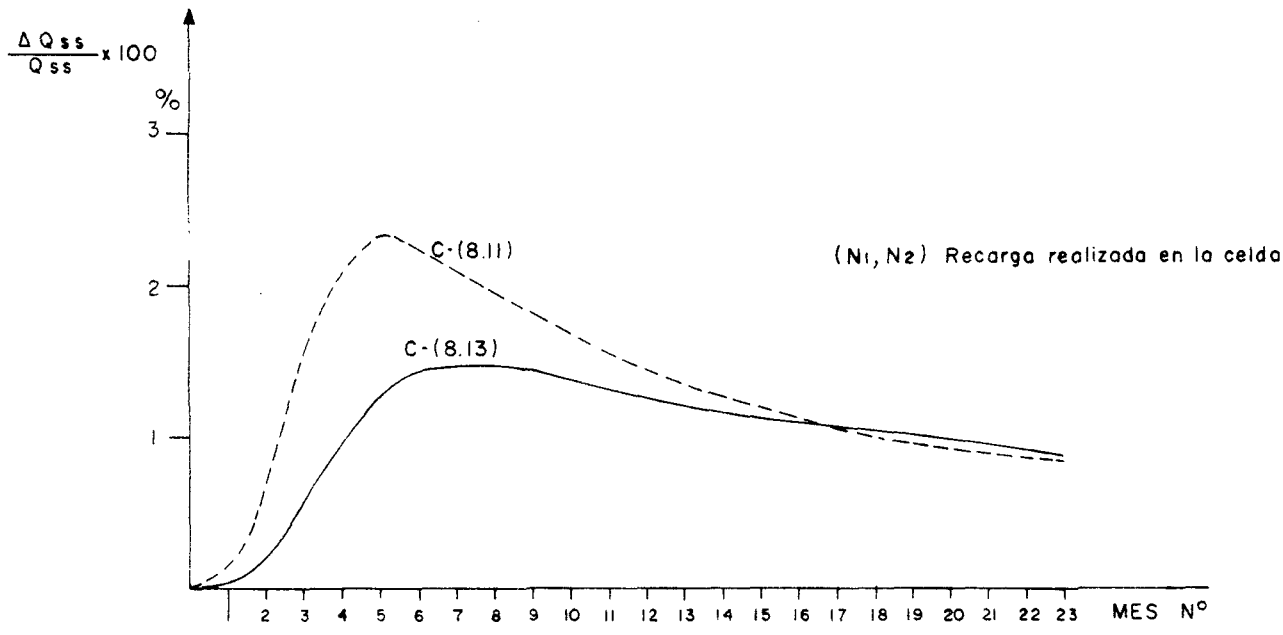
Existen diversos métodos de recarga artificial, cuya aplicación, en un caso determinado, depende no sólo de las condiciones hidrogeológicas locales y características del agua de recarga sino también de otros factores tales como la disponibilidad y el precio de la tierra.

Entre ellos, han sido utilizados los siguientes sistemas:

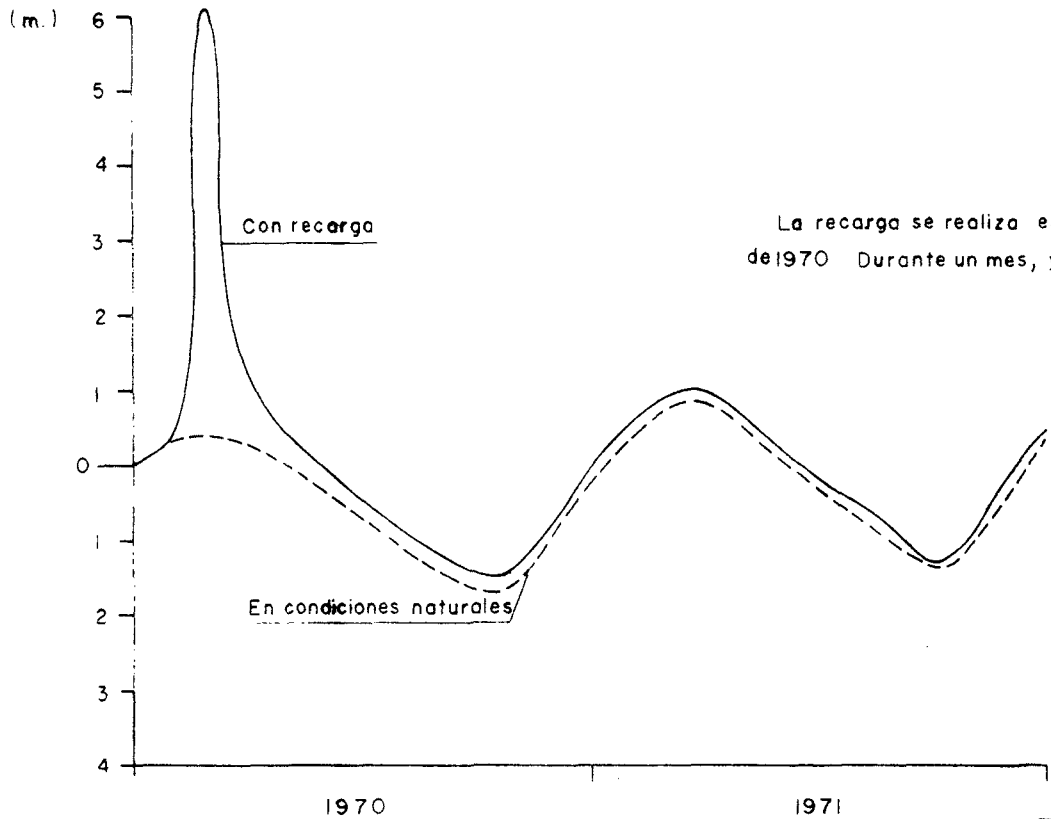
- Inundación de tierras y dispersión de agua sobre grandes extensiones, tales como lechos secos de ríos o depresiones naturales.
- Canales, zanjas y surcos
- Lagunas de infiltración poco profundas
- Piques de infiltración
- Pozos de inyección

En general, los tres primeros sistemas son más económicos, aunque aplicables sólo a acuíferos freáticos, que no presenten estratos impermeables en la zona no saturada.

VARIACION DEL CAUDAL SUBTERRANEO SALIENTE POR EFECTO DE LA RECARGA EN LAS CELDAS (8,11) y (8,13)



FLUCTUACION DE NIVEL ESTATICO EN LA CELDA DE RECARGA (CELDA 8.11)



La recarga se realiza en el mes de Febrero de 1970 Durante un mes, y una tasa de 2 m3/s

FIGURA 6.38

Los últimos dos métodos, aplicables especialmente a acuíferos confinados, requieren para su operación aguas especialmente limpias, siendo los tratamientos de limpieza mecánica y química más caros y dificultuosos que en los primeros sistemas mencionados.

Dadas las condiciones freáticas del acuífero de la primera zona, y las condiciones topográficas de las zonas aledañas al río, parece recomendable el sistema de lagunas de infiltración poco profundas, frente al de canales o zanjas. El sistema de inundación no se presta en el área por la ausencia de extensiones importantes de terreno que pudieran ser eventualmente inund adas.

b) Calidad de las aguas

Pruebas de laboratorio efectuadas usando suelos estériles y aguas sin sedimentos en suspensión han evidenciado una tasa de recarga casi constante en relación al tiempo; siendo las cargas sólidas en suspensión y las formas microbiológicas las causas más frecuentes de la obstrucción de las lagunas, con la consiguiente reducción en la capacidad de infiltración.

Ambos factores negativos, y especialmente el primero de los mencionados, se presentan en las aguas que servirían como fuente de recarga. Químicamente, no existe incompatibilidad puesto que la composición de las aguas subterráneas es prácticamente coincidente con las de la eventual fuente de recarga.

Se han realizado determinaciones de sólidos en suspensión y existe registro sistemático, en el río Aconcagua en la estación "Puente Cañería". El valor medio del registro 1966 - 1976 alcanza a 641 ppm con un medio anual mínimo de 97 ppm (1966-67) y una máxima de 1230 ppm (67-68). El valor medio mensual mínimo se observó en Junio de 1967 con 19 ppm, en tanto que el máximo de 3546 ppm fue registrado en Nov. de 1976 (Figura 6. 39).

Salvo casos puntuales, durante el período de invierno (Abril-Agosto) las cargas medias mensuales no exceden 300 ppm, y aún en el 67% de los meses resultan inferiores a 200 ppm. Por otra parte, a pesar de valores medios mensuales tan altos como los observados en Marzo de 1969 (1881 ppm), se registran en más de la mitad del mes valores menores de 700 ppm, y aún un gran número de días con menos de 200 ppm. Ello reviste gran importancia, puesto que a pesar de los altos valores mensuales que hacían aparecer las aguas como de escaso interés en ese período, ellas resultarían perfectamente aprovechables en un número importante de días.

Del estudio de arrastre de sedimentos, resulta para el control e - fectuado en "Puente Cañería" que la concentración diaria para una probabilidad de excedencia 50 por ciento es sólo de 80 pmm. Una concentración de 200 ppm. tiene sólo una probabilidad de excedencia de 20 por ciento. Esto, obviamente, es para el período pluvial.

El otro aspecto de importancia en cuanto a sedimentos dice relación con el tamaño de ellos. Sólo se ha dispuesto como antecedente de un análisis granulométrico de los sedimentos en suspensión de una muestra tomada en la estación Los Quilos.

CUADRO 6.66 Análisis granulométrico de sedimentos en suspensión
Estación : Aconcagua en Los Quilos.

% que pasa	Tamaño (mm)
70	0,096
65	0,069
60	0,054
50	0,036
40	0,027
30	0,020
20	0,013
15	0,009
10	0,006
5	0,003

Fuente: Dirección de Riego, 1965

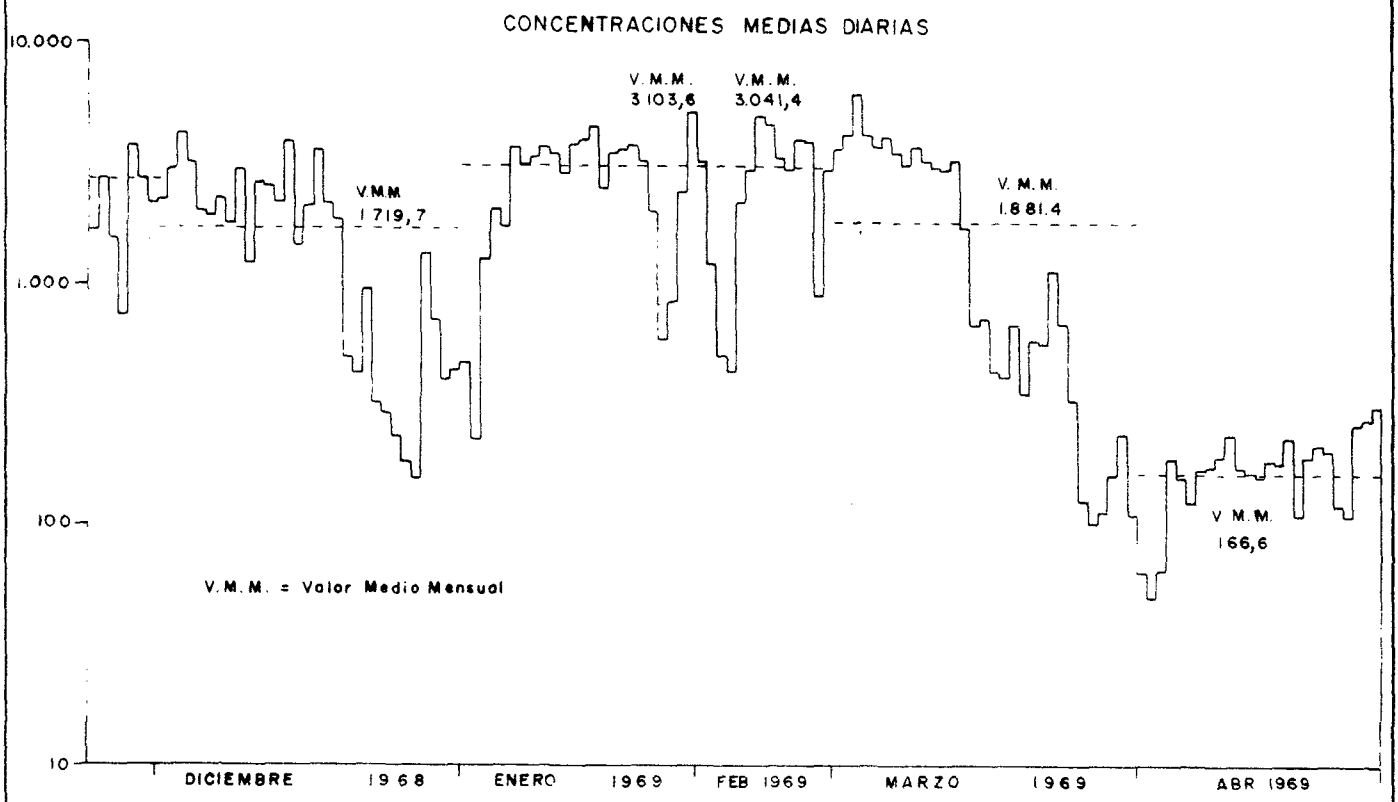
De lo anterior, se concluye que es necesario contar con clarificadores que permitan disminuir los niveles de sólidos en suspensión (a lo menos la parte más gruesa) antes que el agua ingrese a las lagunas de recarga.

c) Excedentes superficiales

A través del modelo de simulación del sistema se han obtenido los caudales superficiales susceptibles de ser recargados en la primera sección. Ellos corresponden a la situación de manejo actual, de modo que sus montos deben variarse en aquellos casos en que se realice un aprovechamiento diferente, ya sea de los recursos superficiales o de los subterráneos. La magnitud de dichos caudales durante el período histórico analizado se presenta en el Cuadro 6.67.

CONCENTRACIONES DE SOLIDOS EN SUSPENSION (p.p.m.)

ESTACION: ACONCAGUA EN PUENTE CAÑERIA



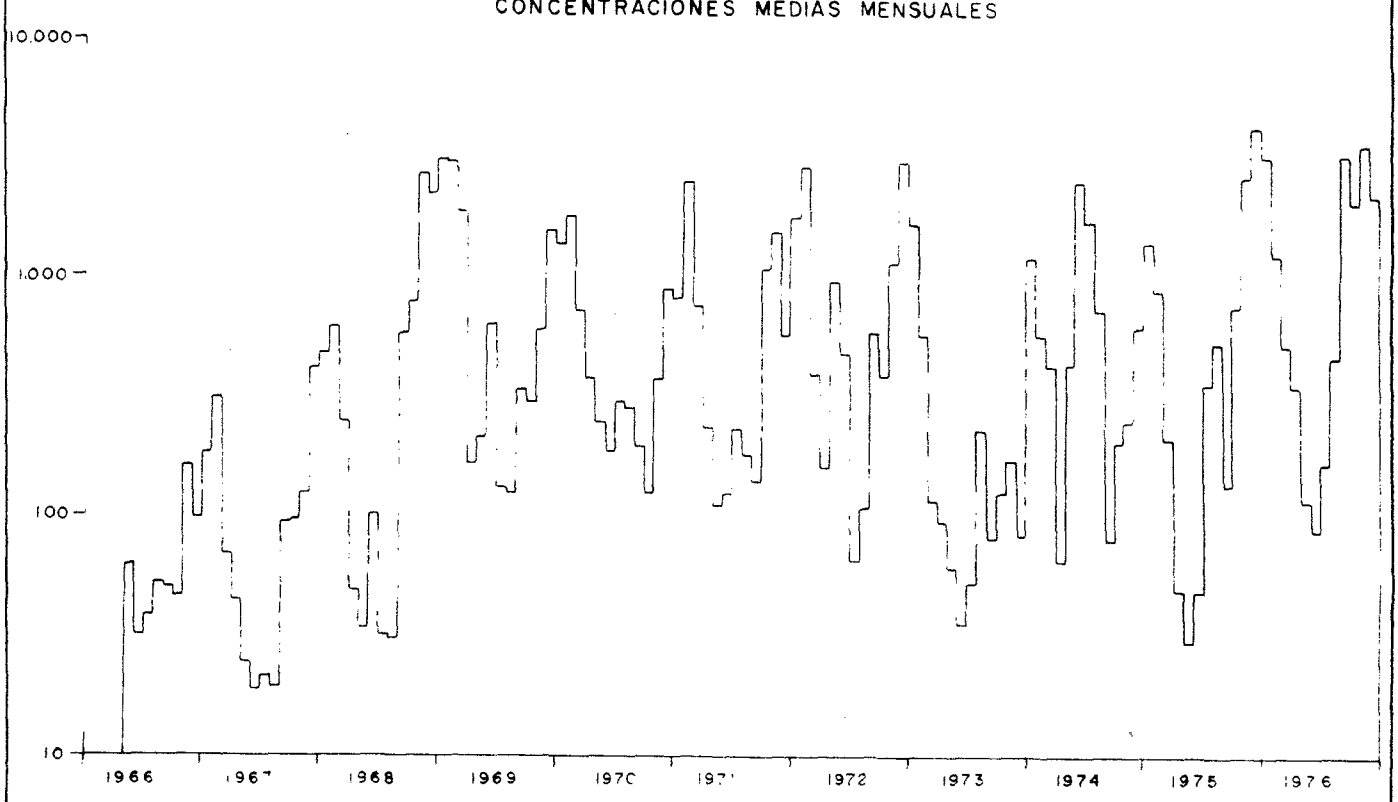


FIGURA 6.39

CUADRO 6.67 Caudales Superficiales Excedentes. Sector Los Andes - San Felipe. (Situación Actual) (m3/seg)

	May	Jun.	Jul.	Ago.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1942/43	13.5	10.4	10.1	18.2	3.3	30.8	40.1	39.0	9.0	-
43	9.0	7.0	6.4	5.6	-	3.8	17.7	7.2	-	-
44	5.1	5.3	7.6	12.7	-	69.4	55.0	21.0	9.8	-
1945/46	10.5	5.3	3.0	6.3	-	-	-	-	-	-
46	1.7	0.8	2.4	0.6	-	-	-	-	-	-
47	-	-	0.4	1.0	-	25.3	22.2	0.0	-	-
48	4.2	1.7	6.5	9.1	4.9	36.5	78.7	38.6	-	-
49	12.5	9.1	3.5	3.9	-	11.4	-	-	-	-
1950/51	4.2	-	-	0.8	-	-	32.8	-	-	-
51	4.3	4.0	9.8	6.8	-	4.9	18.9	7.1	-	-
52	5.5	4.6	4.2	3.8	-	4.9	34.7	1.1	-	-
53	4.5	6.5	5.0	14.8	2.0	76,7	133.7	69.7	29.9	-
54	5.9	6.9	4.4	6.0	-	15.4	11.8	8.0	-	-
1955/56	3.8	3.5	1.9	1.6	-	15.9	12.5	-	-	-
56	2.6	1.2	0.7	3.0	-	-	-	-	-	-
57	2.0	3.2	0.6	0.6	-	3.9	15.7	7.5	-	-
58	2.8	6.7	4.2	2.2	-	2.0	-	-	-	-
59	4.1	2.0	4.1	4.8	-	7.5	28.1	6.1	-	-
1960/61	-	4.4	2.2	4.0	-	28.7	40.9	1.8	-	-
61	2.0	6.0	3.6	5.0	3.7	44.0	53.1	12.3	-	-
62	4.2	4.5	6.9	7.1	-	24.8	16.6	-	-	-
63	2.4	2.4	7.0	6.0	-	5.0	103.7	87.7	25.3	-
64	4.4	1.3	-	-	-	-	-	-	-	-
1965/66	2.8	-	0.3	13.8	3.5	41.0	40.8	52.7	4.2	-
66	2.8	2.1	5.2	4.6	-	11.9	14.1	7.1	-	-
67	1.2	0.3	-	-	-	-	-	-	-	-
68	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
69	-	-	-	-	-	-	24.2	-	-	-
1970/71	0.1	-	-	1.3	-	6.1	0.7	-	-	-
71	-	-	0.6	2.5	-	21.3	-	-	-	-
72	8.0	16.5	11.2	15.6	-	39.5	116.7	116.7	49.4	9.6
73	8.9	6.6	8.4	6.5	-	12.7	19.7	25.3	-	-
74	3.2	6.3	10.4	8.5	-	24.0	29.0	30.3	-	-
1975/76	2.2	1.4	2.1	4.2	-	-	11.9	-	-	-
76	0.4	1.0	-	-	-	5.7	12.8	-	-	-

Del cuadro anterior se desprende que, en los meses de Mayo a Agosto, los caudales de probabilidad 50 por ciento alcanzan valores de 3, 8 m^3/s. 3, 5 m^3/s., 3. 6 m^3/s. y 4. 0 m^3/s. respectivamente. Estos montos son susceptibles de ser recargados casi en su totalidad, ya que no existe una fuerte restricción en la calidad de las aguas. En el período Primavera - Verano, si bien los caudales son de mayor magnitud, su aprovechamiento se encuentra muy limitado por la presencia de altas concentraciones de sólidos en suspensión como ya se ha visto.

d) Tasa de infiltración.

No existen determinaciones directas de tasas de infiltración en el área propuesta para realizar la recarga; sin embargo, por las características de sus sedimentos ellas deben ser similares o superiores a las obtenidas por Barros 1/ en el lecho del río Mapocho. A través de infiltrómetros de doble estanque , con una carga de 50 cm. Barros obtuvo tasas de infiltración que fluctúan inicialmente entre 1. 6 y 2. 2 m. /día estabilizándose al cabo de 20-25 días en un valor en torno a un mt/día.

Experiencias similares fueron llevadas a cabo por Ortúzar 2/ en los acuíferos de Colina. Las tasas iniciales alcanzan de 7 m/día a 30 m /día y luego, al cabo de 31 días, varían su valor de 0. 20 m/día a 3. 80 m/día respectivamente. También ensayó variaciones de carga desde 24 cm. a 50 cm., concluyéndose una relación directa entre ésta y la tasa de infiltración.

A escala de aplicación, sólo existen algunos antecedentes logrados en la galería Las Vegas. La tasa de infiltración determinada, correspondiente al lecho impermeabilizado, resultó ser de aproximadamente 6 x 10^{-3} lts/seg./m^2, vale decir, 0. 52 m/día 3/. En esta misma referencia se estima que, con un trabajo de limpieza periódica, la tasa podría aumentar en término medio de 15 a 20 x 10^{-3} lts/seg./m^2 (de 1. 30 a 1. 73 m/día)

1/ Recarga artificial de los acuíferos de Las Condes. Darío Barros. Memoria de Título U. C. 1972.

2/ Recarga artificial de los acuíferos de Colina. Ramón Ortúzar. Memoria de Título U. de Chile, 1968.

3/ Estudio sobre las captaciones de las Vegas y Ocoa. (OPRU, 1972)

Considerando los datos anteriores, se ha adoptado una tasa de 4.0 m/día como valor representativo de las condiciones de permeabilidad vertical de los sedimentos que se ubican en las áreas de recarga propuestas.

e) Areas de emplazamiento.

Las áreas de emplazamiento se localizan aguas arriba de Curimón tal como se indica en la Figura 6.40. Para su determinación se ha tenido en cuenta la incidencia que tiene sobre el comportamiento del acuífero, la idea de no utilizar terrenos agrícolas actualmente cultivados y la presencia de condiciones favorables para la recarga.

De esta forma, todas estas áreas de emplazamiento quedan ubicadas en el lecho del río Aconcagua y por lo tanto, requieren de protección de la obra. De acuerdo con el diseño que más adelante se entrega, puede considerarse que es posible recargar un caudal de 0.5 m^3/seg. por cada 10 há. de terreno, al tomar en cuenta las obras adicionales a las lagunas de infiltración. Así, el potencial de recarga alcanza a los siguientes valores:

Area N°	Superficie Há.	Caudal de recarga potencial (m^3/s.)
1	106	5,0
2	14	0.7
3	9	0.4
4	11	0.5
5	12	0.6

Lógicamente, estas cifras pueden ser modificadas sustancialmente a través de un diseño de detalle que signifique un mejor aprovechamiento de la superficie disponible. Igualmente, este potencial aumentará si las tasas de infiltración logradas superan el valor adoptado con anterioridad.

f) Obra Tipo

Las hipótesis de cálculo adoptadas son las siguientes:

- Caudal de recarga = 0,5 m^3/s.
- Tasa de infiltración = 4.0 m/día
- Tamaño de partícula retenida en clarificador = 0.02 mm. (tamaño 30%)
- Velocidad de sedimentación = 0.037 cm/s.
- Gradiente del río y suelo = 1 %

Además, se ha considerado un número adecuado de lagunas para permitir un ciclo alternado de inundación/secado, con sólo la mitad de ellas en funcionamiento. Junto con ello se ha proyectado un clarificador para cada sistema de laguna.

La obra tipo se muestra en la figura 6.41 y requiere un movimiento de tierra total de 39.500 m^3 que se distribuye del siguiente modo:

Obra	Relleno (m^3)	Excavación (m^3)
Clarificador	6.700	2.250
Lagunas	15.400	15.150
Total	22.100	17.400

El caudal que ingresa al clarificador es de 0,6 m^3/s. con el objeto de permitir un flujo saliente de 50 lts./seg. al final de cada grupo de lagunas de infiltración. Este flujo tiene por finalidad arrastrar parte de los sedimentos más finos en suspensión (limos y arcillas). Para ello, se dimensionó el sistema de modo de mantener una velocidad media de 0.1 cm/s.

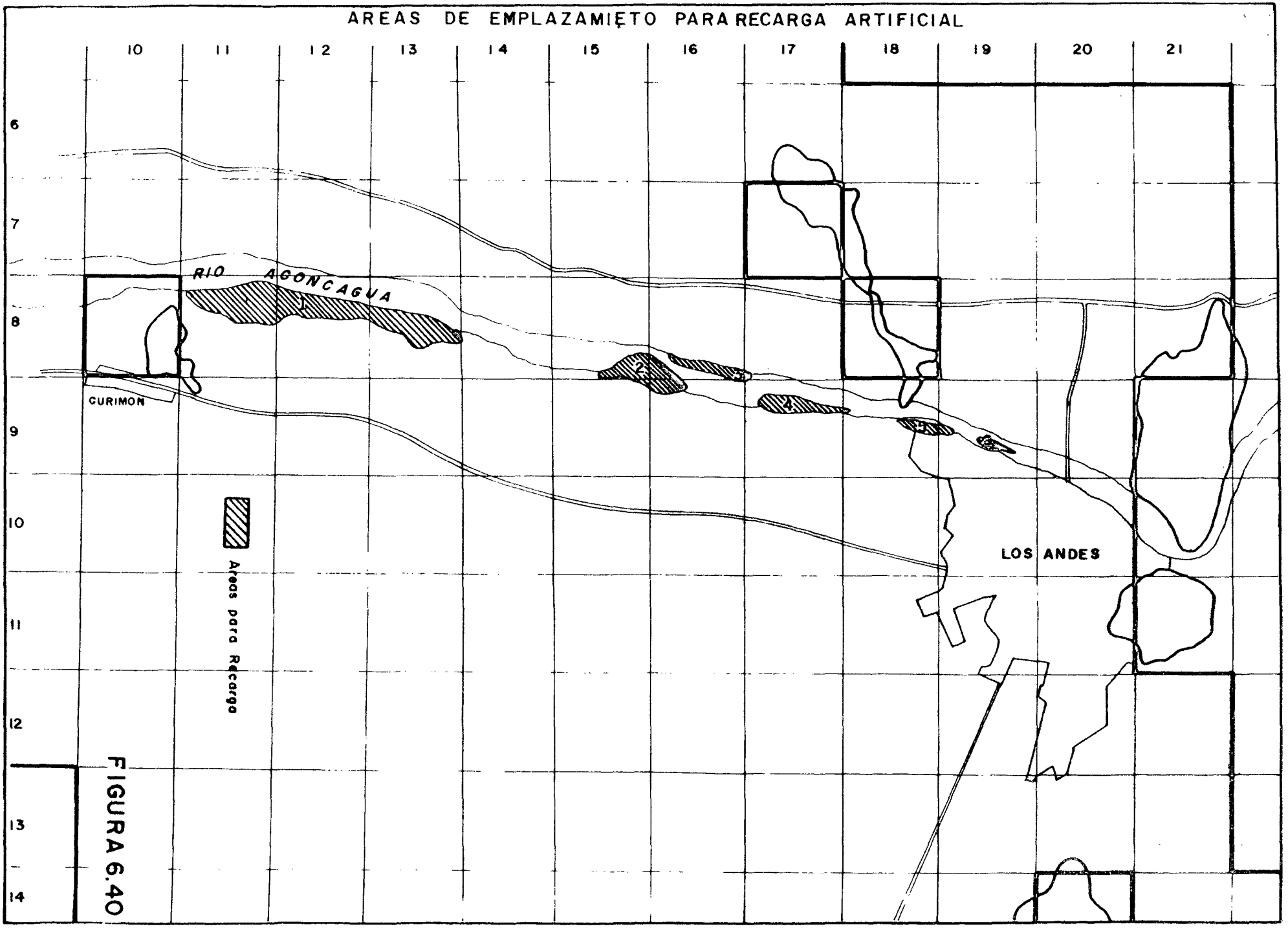
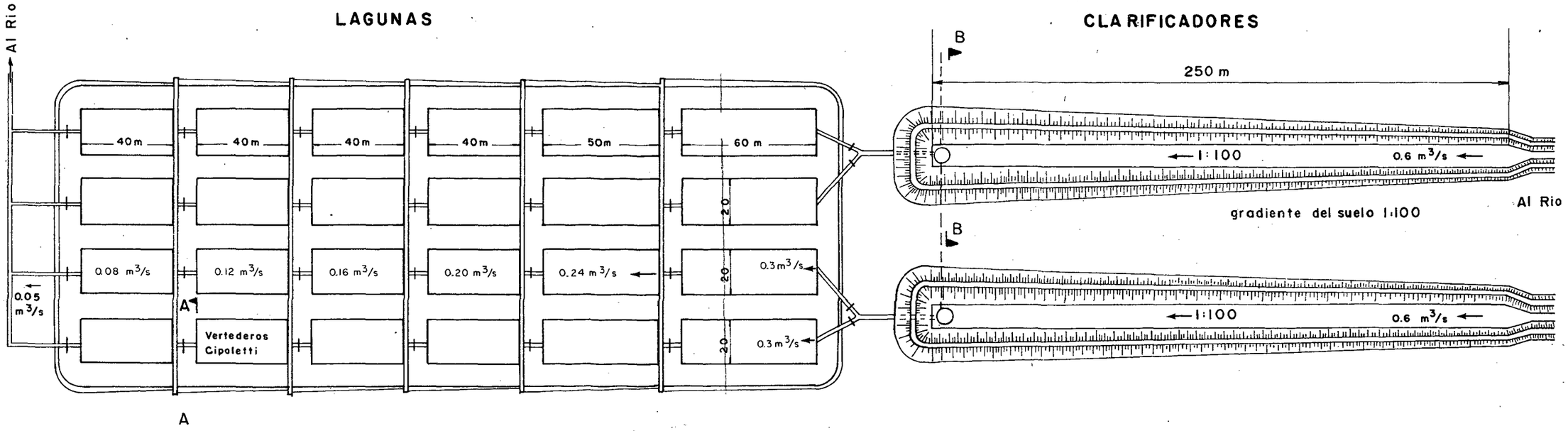
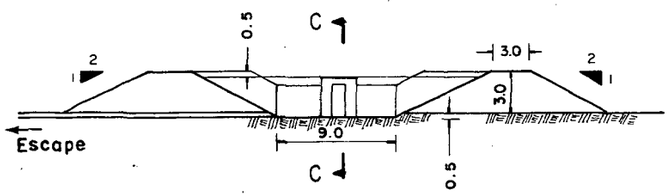

AREAS DE EMPLAZAMIENTO PARA RECARGA ARTIFICIAL
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
6
7
8
9
10
11
12
13
14
RIO AGONCAGUA
CURIMON
LOS ANDES
1
2
3
4
5
Areas para Recarga

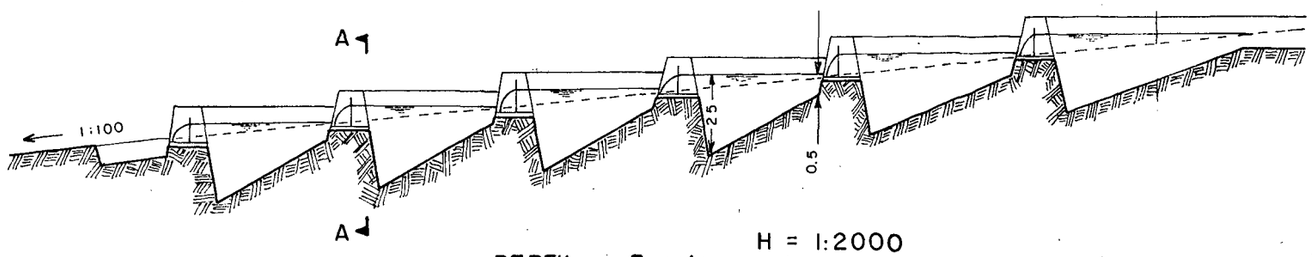
FIGURA 6.40



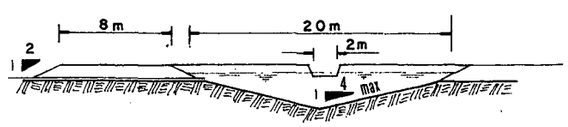
PLANTA Escala 1:2000



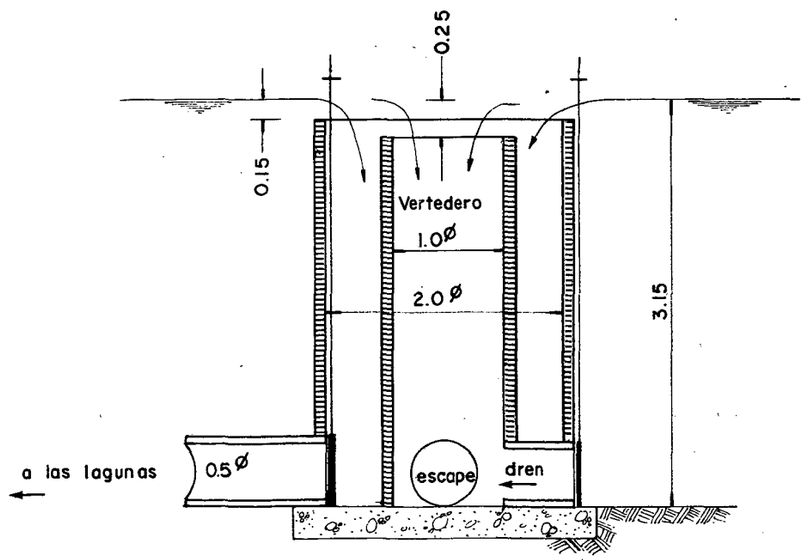
CORTE BB Escala 1:500



PERFIL Escalas H = 1:2000
V = 1:200



CORTE A A Escala



CORTE CC Escala 1:50

PROYECTO TIPO DE RECARGA ARTIFICIAL

FIGURA 6.41

6.4.9 Unificación de Bocatomas

6.4.9.1 Antecedentes Generales

Existe la posibilidad y conveniencia de unificar las bocatomas de los canales Melón, Purutún e Hijuelas y de los canales Waddington, Ovalle, Calle Larga y Pocochay. El primer grupo se ha descartado por cuanto el canal Melón es de derecho eventual y el segundo grupo cuenta con un proyecto de unificación aprobado por la Dirección General de Aguas.

Un tercer lugar en que se podría justificar una obra de toma unificada es en la puntilla de Chagres donde captan los canales Valdesano, Estancilla y Ucúquer. En este sector, se presenta el problema de que, en las crecidas, el escurrimiento produce una fuerte erosión en el lecho de modo que, al disminuir el gasto, el nivel de las aguas queda muy por debajo del nivel de toma de los canales y se requiere efectuar represas en el río para poder restituir las condiciones favorables a la captación.

Esto significa que, al costo de reposición de las tomas provisorias, se agrega el hecho de que durante un período variable, entre 10 y 15 días, los canales quedan sin suministro en la época de mayor necesidad.

Por esta razón, aunque no se ha realizado una evaluación económica de la factibilidad de esta obra, se presenta su anteproyecto y costo estimativo con el objeto de contar con una posibilidad de solución que pueda ser planteada a los usuarios de los canales beneficiados.

6.4.9.2 Unificación de Los Canales Valdesano, Estancilla y Ucuquer.

a) Situación actual

En la actualidad, los canales Valdesano y Estancilla de 2.50 y 0.35 m3/s de capacidad respectivamente, tienen tomas independientes muy cercanas entre sí y corren paralelos entre la vía del FFCC y el camino a Los Andes en un cauce rectangular revestido que separa los dos canales con un muro intermedio.

Aproximadamente 350 m. más abajo, tiene su toma el Canal Ucuquer de 2.40 m3/s de capacidad (Figura 6.42).

b) Proyecto de Unificación

De acuerdo con mediciones efectuadas en terreno, el tramo inicial revestido del Canal Valdesano tiene una capacidad de aproximadamente 6.0 m3/s que es suficiente para conducir el caudal máximo de los tres canales.

Se propone la construcción de una barrera de 100 m. de longitud con 5 compuertas desripiadoras distribuídas a lo largo del espigón, que se interna en el lecho del río formando un canal de ancho variable entre ella y el cerro (Figura 6.42). Esta barrera se encuentra tipificada en el Album de Planos.

La altura de la barrera se ha determinado a través del cálculo del eje hidráulico del canal para dar una capacidad de 5.25 m3/s. Para caudales superiores, la barrera actúa como vertedero de seguridad.

Durante las crecidas deben abrirse las compuertas desripiadoras de la barrera de modo que se limpie el canal y el material de arrastre se deposite frente a ella protegiéndola de la erosión. En los períodos de estiaje, puede ser necesaria la colocación de patas de cabra uno ó dos kilómetros aguas arriba de la bocatoma con el objeto de asegurar el desvío de un brazo del río hacia ella.

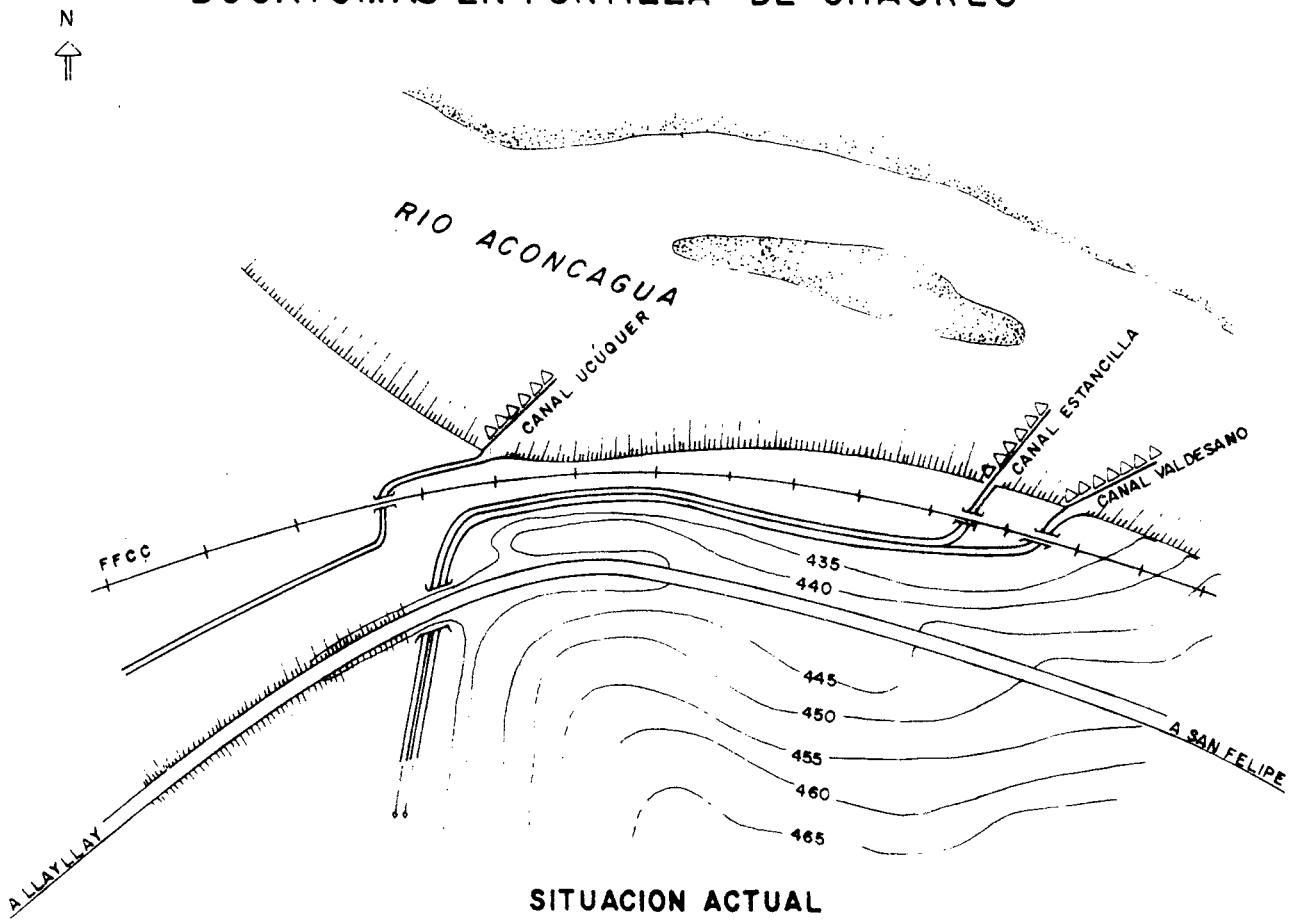
La capacidad de evacuación de la barrera es del orden de 200 m3/s con todas las compuertas desrripiadoras abiertas. Esta cifra es suficiente, dado que la barrera corta alrededor de 30 por ciento del ancho del lecho del río en crecida.

Los caudales captados serían conducidos por el canal Valdesano hasta el Km 0.400, donde se contempla instalar una obra de distribución con compuertas que divida las aguas de los 3 canales.

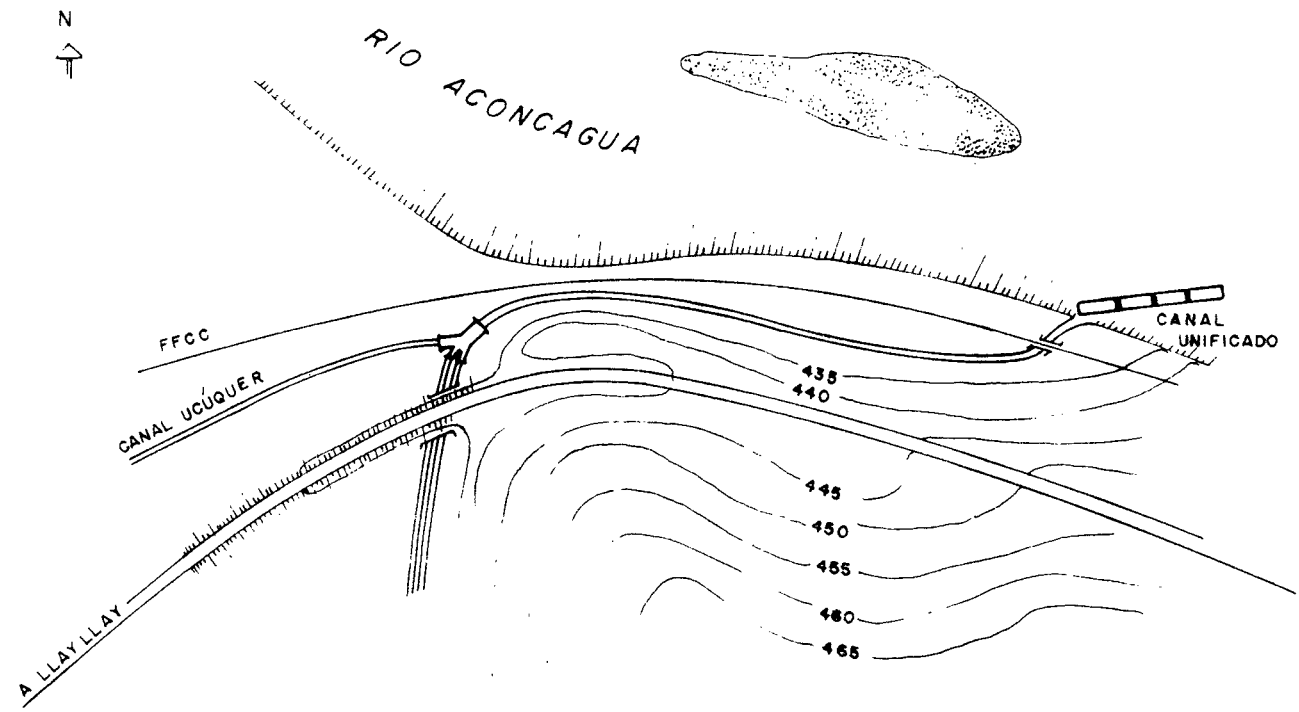
La ubicación de las obras contempladas se esquematiza en la Figura 6.42.

A continuación se indican las dimensiones generales de la barrera considerada.

BOCATOMAS EN PUNTILLA DE CHAGRES



SITUACION ACTUAL



SITUACION PROYECTADA

FIGURA 6.42

Longitud Total de la barrera	: 102.30 m
Longitud del vertedero	: 80.00 m.
Altura de vertedero sobre el fondo	: max. 2.50 m.
	min. 1.70 m.
Ancho basal del vertedero	: 8.00 m.
Ancho compuertas desrripiadoras	: 2.50 m.
Ancho machones	: 0.60 m.

6.4.9.3. Costos

El costo de inversión de las obras descritas a precios financieros asciende a US$ 276.000. Un presupuesto detallado de las mismas se presenta en el Anexo A y el costo de dichas obras se ha calculado con los criterios presentados en el Capítulo siguiente .

CAPITULO 7

Proyectos de Uso Multiple

CAPITULO 7

PROYECTOS DE USO MULTIPLE

		Pág.
7.1	INTRODUCCION	7 1
7.2	PROYECTO N° 5 DE USO MULTIPLE	7.4
7.2.1	Estudio de Alternativas	7.4
7.2.1.1	Alternativa Baja	7.4
	- Características de la conducción	7.4
	- Caudales disponibles	7.5
	- Dimensiones con fines de riego	7.9
	- Aprovechamiento hidroelétrico	7.11
7.2.1.2	Alternativa Alta sin Regulación	7.17
	- Características de las posibles conducciones	7.17
	- Caudales disponibles	7.19
	- Factibilidad técnica	7.28
7.2.1.3	Alternativa Alta con Regulación	7.33
	- Características de la conducción	7.33
	- Caudales disponibles	7.33
	- Dimensiones de las obras	7.34
	- Factibilidad Económica	7 37
7.2.1.4	Alternativa Seleccionada	7.45
7.2.2	Estudio de la Alternativa Seleccionada	7.48
7.2.2.1	Características Geológicas del Area	7.48
7.2.2.2	Central de la cola del embalse	7.51
	- Características del desarrollo	7.51
	- Costos y beneficios de las obras	7.55
	- Indicadores económicos	7.55

		Pág.
7.2.2.3	Central al pie de la presa	7.57
	- Metodología empleada	7.59
	- Disposición de las obras	7.59
	- Capacidad a instalar	7.60
	- Características del desarrollo	7.61
	- Indicadores económicos	7.67
7.2.2.4	Central al pie de la presa incluyendo Agua Potable	7.70
	- Metodología empleada	7.70
	- Disposición de las obras	7.70
	- Capacidad a instalar	7.70
	- Características del desarrollo	7.71
	- Costos y beneficios de las obras	7.72
	- Indicadores económicos	7.72
	- Análisis de beneficio y costos para Agua Potable	7.77
7.2.3	Conclusiones	7.81
7.3	PROYECTO N° 3 DE USO MULTIPLE	7.84
7.3.1	Caudales Disponibles	7.84
7.3.2	Ubicación y dimensiones de las obras	7.84
7.3.3	Características del desarrollo	7.99
7.3.4	Costos y beneficios de las obras	7.100
7.3.5	Indicadores económicos	7.101
7.3.6	Conclusiones	7.102
7.4	PROYECTO N° 4 DE USO MULTIPLE	7.105
7.4.1	Caudales Disponibles	7.105
7.4.2	Ubicación y dimensiones de las obras	7.106
7.4.3	Conclusión	7.108

7.1 INTRODUCCION

La Comisión Nacional de Riego encomendó a los consultores, en carácter de ampliación del estudio integral de riego, materia del presente informe, un nuevo estudio de los proyectos de riego N° 3 y N° 5 presentados en el capítulo anterior, incorporando los posibles desarrollos hidroeléctricos. Además para el proyecto 5 se encomendó estudiar, pero a nivel muy preliminar, el uso para agua potable de Valparaíso y Viña del Mar.

El objetivo de este nuevo estudio encomendado es el de determinar, a nivel preliminar, la factibilidad técnica y económica de estos otros usos, seleccionando aquellos desarrollos que, sin alterar los recursos de agua requeridos ni los beneficios generados por el proyecto de riego, permitan obtener el máximo incremento posible de los beneficios netos actualizados.

En el caso del proyecto de riego N° 3, el estudio es relativamente sencillo por cuanto se trata de una central de pasada que aprovecharía los caudales que pueden ser trasvasados por el canal Paico hacia el estero Los Angeles. El problema es determinar la mejor zona de caída y para ella las dimensiones económicas más atractivas. La única restricción es que la descarga de la central debe ubicarse a una cota igual o superior a la de captación del canal Norte que es la cota 335 m.s.n.m.

En el caso del proyecto de riego N° 5, el estudio es más extenso por cuanto debe estudiarse, además de la central por el canal Paico, la alternativa de alimentación por el canal Jahuel, que captaría excedentes del río Aconcagua a la entrada de su primera sección legal.

Es necesario también estudiar la central al pie del muro del embalse la cual generaría los efluentes con la altura de caída que el embalse crea.

La alternativa por el canal Paico, que se ha denominado Alternativa Baja, admite una central a la cola del embalse que permitiría generar los afluentes con una altura bruta de caída de 100 m. El canal Paico puede captar no sólo el caudal que excede al requerido por el valle Aconcagua en el lugar de su bocatoma, sino que también el caudal requerido para el riego de la parte baja de la tercera y para la cuarta sección del valle, pudiendo aprovecharlos en la producción de energía hidroeléctrica para luego restituírlos al valle de Aconcagua a través del canal Poniente que integra este proyecto.

La alternativa de alimentación del embalse Los Angeles por el canal Jahuel, que se ha denominado Alternativa Alta, también admite una central a la cola del embalse. Ella permitiría generar los afluentes con una altura bruta de caída de 470 m.

El estudio de los caudales disponibles para cada alternativa se abordó mediante la aplicación del Modelo de Simulación del Sistema el cual permite cuantificar la influencia del trasvase sobre los recursos de agua del resto del valle, tanto superficiales como subterráneos y evaluar sus consecuencias económicas.

Para decidir entre las alternativas Alta y Baja se hizo un estudio preliminar que consistió en determinar los caudales disponibles, definir los trazados de conducción y ubicación de las posibles zonas de caída en el plano 1:10.000 de la Comisión Nacional de Riego complementado con las cartas 1:50.000 del Instituto Geográfico Militar donde fue necesario. Para el canal Jahuel se utilizó tambien el estudio altimétrico de la Dirección de Riego. Se determinaron los costos de las aducciones y de las centrales y los beneficios que generarían para diferentes caudales de diseño.

En el caso de la alternativa Alta se hizo también un análisis considerando la operación del embalse Puntilla del Viento junto con una central al pie de su muro de presa.

Los resultados del estudio preliminar demostraron que solamente la Alternativa Baja con el canal Paico sería económicamente viable. En ella se incluyen una central a la cola del embalse y otra al pie del muro que serían factible económicamente concebidas como desarrollos marginales al proyecto de riego.

Una vez definida esta alternativa, se efectuó un estudio geotécnico de la zona donde se ubicarían estos desarrollos. En este capítulo se presenta solamente un resumen con las principales conclusiones del estudio geotécnico, pudiendo encontrarse mayores detalles en el Documento de Trabajo "Informe Geotécnico Alternativas Centrales Hidroeléctricas Proyecto Embalse Los Angeles" hecho por INYGE y entregado a la Comisión Nacional de Riego.

Con el objeto de poder determinar las dimensiones más convenientes de la central al pie del muro del embalse Los Angeles se preparó un programa de computación que simula la operación del embalse junto con su central hidroeléctrica. Los datos de afluentes, demandas y entregas se obtuvieron de los procesos del Modelo del Sistema. Con este programa se estudió

además el posible desarrollo múltiple al incluir las demandas de agua potable de Valparaíso y Viña del Mar.

Por último, y aunque no fue encomendado, se estudió el desarrollo hidroeléctrico que podría incorporarse en el proyecto de riego N° 4.

El estudio se inició con el proyecto N° 5 y por ello se presenta éste en primer lugar.

7.2 PROYECTO N° 5 DE USO MULTIPLE

7.2.1 Estudio de Alternativas

7.2.1.1 Alternativa Baja

Características de la conducción

El canal Paico está compuesto, en el caso de uso múltiple riego-hidroelectricidad, por dos tramos: el primero desde el río Aconcagua hasta el Estero Guayacán, que es coincidente en su trazado con el diseñado sólo para riego,y un segundo tramo desde el estero Guayacán hasta la cámara de carga de la central de cola del embalse.

El trazado del canal se presenta en la Figura 7.10.

El primer tramo tiene la bocatoma a la cota 555,0 m.s.n.m. en la ribera derecha del río Aconcagua y una longitud total hasta el Estero Guayacán de 48,70 km con una pendiente de 0,41 por mil y presenta en su trazado dos obras de arte mayores: un túnel de 650 m de largo con 2 por mil de pendiente en el km 21,30 y un túnel de 5.550 m con 2 por mil de pendiente en el km 43.15 para cruzar desde el Rincón del Sauce hasta el Estero Guayacán. La salida del túnel a cota 525,0 m.s.n.m. es el término del tramo N° 1.

Para el tramo N° 2 hay dos alternativas de conducción hasta la cola del embalse Los Angeles dependientes de la ubicación de la central, una por la ribera izquierda del Estero Guayacán y la otra por la ribera derecha.

La alternativa por la ribera izquierda consta de un sifón para cruzar el estero Guayacán cuya cámara de entrada está inmediatamente aguas abajo de la salida del túnel El Sauce. El sifón tiene una longitud de 720 m con una carga de 10,0 m. Desde el sifón se continúa con un canal de 4,6 km de longitud con pendiente de 0,4 por mil. Este canal termina en el km 54,02 en la puntilla denominada Punta Blanca, lugar donde se ubicaría la cámara de carga y nacería la tubería de presión de la central del lado izquierdo.

La otra alternativa se inicia, al igual que el caso anterior, a la salida del túnel El Sauce. Tiene una longitud total de 7,94 km y una pendiente de 0,4 por mil. En el km 3,40 (km 52,10 desde Bocatoma El Paico) cruza la quebrada de Pitipeumo con un sifón de 840 m de longitud y 60 m de carga para continuar con un segundo tramo de canal de 3,70 km hasta alcanzar en el km 56,64 la zona de caída, ubicada también a la cola del embalse Los Angeles pero en la ladera derecha del valle.

Caudales Disponibles

Los recursos disponibles para el canal Paico están representados en el Modelo de Simulación del Sistema por los excedentes que se produzcan en el nodo 12.

El primer paso consiste en determinar las necesidades de riego del valle aguas abajo del sitio de captación. Este cálculo se efectúa para cada mes de la temporada de riego desde aguas abajo hacia aguas arriba. Se parte con las demandas en bocatoma de los sectores de riego, en este caso las del proyecto global, y se le restan los retornos de riego y los afloramientos de agua subterránea que se producen. En esta forma se obtiene el caudal que debe llegar a un determinado sitio (nodo del sistema) para satisfacer la demanda en bocatoma de los sectores de riego que captan de dicho lugar y la del valle aguas abajo del lugar considerado, caudal que debe seguir por el río.

Con el objeto de determinar la máxima disponibilidad para hidroelectricidad se descuentan exclusivamente las demandas de riego de la zona ubicada aguas arriba del canal Poniente que conduce los aportes del embalse Los Angeles para la parte baja de la tercera y para la cuarta sección del valle Aconcagua. Esto implica mayor caudal trasvasado que en la situación alternativa de no trasvasar los recursos de la tercera y cuarta sección, pero no implica una mayor capacidad del canal Poniente pues ella queda determinada por la sequía del año 1968/69.

En términos de las demandas de riego se consideran entonces las de los sectores S5 al S9, el 53,9 por ciento de S10 y S11.

Para contar con una situación base y determinar el caudal mínimo del nodo 12 por sobre el cual se puede exportar, se efectuó una corrida del Modelo del Sistema con capacidad nula para el canal Paico. Esto permitió conocer los déficit que se producen en los sectores de riego cuando no hay trasvase ni explotación del acuífero de la primera sección. Estos déficit se presentan en el Cuadro 7.1.

CUADRO 7.1 Deficit Situacion Base (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1943	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1944	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1945	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1946	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1947	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1949	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.66	0.0	0.0	0.0	0.22
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1952	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1953	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1956	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.19
1957	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1958	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.22	0.0	0.0	0.0	0.19
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1960	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.76	4.29	4.28	0.0	0.0	0.0	0.78
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.25	0.0	5.33	0.0	0.0	0.0	0.47
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.52	5.64	8.40	9.01	4.27	1.81	0.0	2.55
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.28
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.60	0.0	0.0	0.0	0.38
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.58	0.21	0.20	0.0	0.25
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Se hizo otra corrida del Modelo del Sistema pero ahora con capacidad grande del canal Paico. Los resultados indicaron pequeños aumentos en los déficit de los sectores de la segunda sección, lo cual obligó a aumentar el caudal requerido en el nodo 12. Efectuado el nuevo proceso, se constató lo correcto del ajuste. Los valores finales fueron entonces

QRN 12 (m3/s)

Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
11,00	12,38	16,10	18,64	19,20	14,45	12,61	10,65

Durante los meses de invierno los aportes de la hoya intermedia son suficientes para las necesidades de riego.

El proyecto global incluye también la extracción de un caudal continuo de 3 m3/s desde el acuífero de la primera sección durante la época de sequía que va de Septiembre de 1967 a Abril de 1972.

Dicha explotación permite reducir el volumen de regulación requerido en el embalse Los Angeles, pero provoca una disminución de los afloramientos de agua subterránea que aparecen a la entrada de la segunda sección del valle Aconcagua. A su vez esta disminución de afloramientos provoca, en algunos meses, un aumento de los déficit de la situación base, el cual debe ser compensado dejando parte de los 3 m3/s en el propio valle Aconcagua.

Con dicho fin se efectuó un proceso del Modelo del Sistema bombeando los 3 m3/s desde el acuífero de la primera sección. Por comparación con la situación base se determinaron los siguientes aumentos de déficit.

Aumento de déficit (m3/s)

	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
1967/68	-	-	0,18	-	0,34	-	-	-
1968/69	0,13	0,82	0,85	0,89	0,92	0,95	0,98	-
1969/70	0,68	1,13	-	-	-	-	-	-
1970/71	-	-	-	-	1,30	0,71	-	-
1971/72	-	-	-	-	1,35	1,35	1,35	-

Finalmente se efectuó un proceso del Modelo del Sistema con la capacidad del canal Paico libre y con bombeo de 3 m3/s desde el acuífero de la primera sección del valle Aconcagua pero dejando en el Aconcagua los aumentos de déficit que induce dicho bombeo. En estas condiciones el caudal conducido por el canal Paico representa la máxima disponibilidad de agua para esta alternativa.

El Cuadro 7.2 adjunto presenta los resultados obtenidos.

CUADRO 7.2 Alternativa baja. Caudales disponibles (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	34.15	31.59	31.61	51.26	36.83	46.61	72.33	68.44	58.79	36.03	25.57	27.43	43.39
1943	28.80	26.35	25.30	23.76	17.02	19.68	26.62	30.73	18.38	18.76	16.02	19.00	22.53
1944	21.42	30.57	24.12	44.64	36.35	37.76	67.96	76.07	33.64	38.55	27.13	30.71	39.08
1945	28.88	22.71	20.15	23.92	18.16	17.14	12.17	11.61	4.37	13.64	16.41	14.03	16.95
1946	16.44	15.64	16.36	13.75	5.38	3.91	14.06	2.34	1.89	2.88	6.35	8.03	8.92
1947	11.93	17.63	13.40	13.98	11.14	10.36	49.70	34.27	11.40	10.56	9.85	13.32	17.30
1948	18.94	15.75	27.89	24.67	23.52	41.46	61.85	95.56	48.88	21.33	16.14	19.33	34.61
1949	31.53	27.02	18.87	20.47	11.36	14.47	30.89	6.00	0.00	3.33	8.67	13.65	15.52
1950	23.68	14.23	13.03	16.02	9.58	10.32	14.28	46.68	8.75	7.81	8.74	14.50	15.64
1951	19.50	18.86	30.50	21.76	12.38	12.56	26.91	30.03	17.28	4.56	9.25	13.65	18.10
1952	21.14	23.02	20.14	18.74	17.14	13.68	30.30	48.87	11.97	11.99	10.68	15.81	20.29
1953	22.01	21.43	20.78	48.01	45.78	41.47	115.5	160.3	90.65	59.57	34.05	28.35	57.32
1954	27.46	28.14	24.56	24.95	18.30	11.72	40.48	26.14	18.76	10.89	10.42	14.48	21.36
1955	22.71	19.88	17.70	16.65	12.43	11.38	38.34	24.85	4.10	8.13	9.18	12.67	16.50
1956	16.93	14.82	14.94	17.77	8.45	7.81	13.02	0.00	0.84	4.70	6.07	9.29	9.55
1957	36.73	18.16	14.45	14.89	11.21	11.71	28.14	31.92	17.76	7.81	8.78	13.67	17.94
1958	18.26	26.74	18.72	16.57	9.42	24.74	21.84	10.39	0.00	5.00	8.17	11.82	14.31
1959	17.73	18.18	19.61	19.61	18.55	13.66	29.27	40.26	16.62	7.93	7.75	10.66	18.32
1960	13.99	25.91	17.52	18.71	12.39	19.41	53.29	55.32	12.52	9.59	15.24	13.60	22.29
1961	15.55	22.10	18.66	21.64	14.79	37.10	75.92	71.64	21.86	19.63	15.42	15.36	29.14
1962	19.32	25.07	21.97	21.84	13.04	16.70	47.31	28.72	3.52	8.31	10.04	13.53	19.11
1963	16.23	17.77	23.64	23.68	43.58	26.57	31.90	128.6	107.8	49.50	27.97	23.82	43.42
1964	21.12	19.65	17.26	17.42	10.08	3.97	0.00	0.00	0.00	2.81	7.75	12.81	9.41
1965	16.54	13.76	24.89	61.87	29.19	42.77	78.87	67.75	72.13	29.06	19.03	20.03	39.66
1966	20.57	29.34	25.40	21.62	19.70	21.90	38.36	28.75	18.05	17.16	12.30	16.44	22.47
1967	16.60	16.03	15.14	14.18	9.39	6.14	2.82	5.92	2.66	3.99	5.51	9.90	9.02
1968	14.36	14.11	13.34	13.29	3.07	2.18	2.15	2.11	2.08	2.05	2.02	3.57	6.19
1969	11.17	12.44	10.70	11.19	2.32	1.67	11.19	35.17	5.66	7.14	5.13	6.81	10.07
1970	13.09	10.39	14.55	12.96	5.70	6.97	23.99	13.34	1.70	2.29	3.21	7.53	9.68
1971	12.04	12.71	12.53	15.22	9.45	13.39	38.83	10.16	1.65	1.65	1.65	6.39	11.31
1972	17.47	41.17	24.42	41.55	35.03	33.49	81.23	144.8	136.4	76.00	44.70	27.18	58.61
1973	27.29	24.82	27.54	23.31	17.17	18.00	33.61	36.16	35.37	19.34	15.20	15.74	24.46
1974	18.34	32.57	26.47	23.88	13.98	23.35	48.46	44.43	40.26	18.51	12.52	15.05	26 94
1975	17.28	16.06	20.07	19.70	13.23	9.45	9.66	21.62	4.49	2.29	5.37	10.55	12.46
1976	13.28	14.12	12.03	12.32	4.83	3.61	23.46	22.68	9.94	3.62	8.13	9.18	11.45

Dimensiones de la conducción con fines de riego.

En atención a que los beneficios que se generan en los sectores de riego incluídos en el proyecto global pueden obtenerse para distintas combinaciones de capacidades del canal Paico y del embalse Los Angeles, es necesario determinar la combinación de menor costo del conjunto canal-embalse.

Con dicho fin se efectuaron varios procesos del Modelo del Sistema para poder establecer la relación entre el volumen útil requerido en el embalse Los Angeles y la capacidad del canal Paico. Los recursos hidráulicos disponibles para el canal Paico son los presentados en el Cuadro 7.2.

El Modelo del Sistema se procesó para las siguientes capacidades del canal Paico: 14; 16; 18; 20; 22 y 35 m3/s. El análisis de los resultados obtenidos indicó que para dichas capacidades se requerirían los siguientes volúmenes útiles del embalse Los Angeles.

Q (m3/s)	14	16	18	20	22	35
V (Mm3)	386,6	381,1	372,9	366,8	363,9	358,9

Los puntos anteriores se representaron gráficamente y se trazó una curva para obtener valores intermedios.

En seguida se utilizaron los costos, a precios financieros, del canal Paico y del embalse Los Angeles. Dichos valores se convirtieron a valor presente al inicio del período de seis años que toma la construcción empleando una tasa de interés anual de 12 por ciento.

Para el canal Paico se considera una secuencia constructiva anual con los siguientes porcentajes de obra:

Año	1	2	3	4	5	6
%	0,5	3,6	18,8	27,8	33,5	15,8

Esta secuencia y la tasa del 12 por ciento implican un factor de actualización de 0,61379. Además debe incluirse el valor presente del costo anual de operación y mantenimiento durante 50 años a partir del séptimo.

Este costo anual ha sido estimado en US$ 1.500 por km de canal cuando se trata de canales de caudal superior a 10 m3/s y en US$ 1.000 por km para los de inferior capacidad. El canal Paico, incluídos sus túneles, tiene una longitud de 48,7 km, por lo que el costo anual para caudal superior a 10 m3/s es de US$ 73.050. El factor de valor presente de esta anualidad durante 50 años al 12 por ciento es 8,304498 con lo cual se actualizà a inicio del año 7. El factor para actualizar directamente a inicio del primer año es 4,207317. Por lo tanto, el valor presente del costo anual de operación y mantenimiento del canal Paico es de US$ 307.345.

El costo de la bocatoma del canal Paico se estimó en US$ 637.000 valor que se agrega al costo del canal propiamente tal. El costo de las obras de arte se estimó como un 1 por ciento del costo del canal.

Del estudio de costos del embalse Los Angeles se obtuvo la siguiente expresión para el valor presente del costo del embalse incluídos operación y mantenimiento:

$$Co = 0,08644\ V + 14,304$$

en que Co : es el costo actualizado incluídos operación y mantenimiento en (MUS$)

V : es el volumen útil del embalse en (Mm3).

Con los antecedentes anteriores se calculó el costo conjunto de las siguientes combinaciones canal-embalse.

Q	V	Costos Actualizados (MUS$)		
(m3/s)	(Mm3)	Canal	Embalse	Conjunto
12	425,0	8,732	51,041	59,773
13	399,6	9,056	48,845	57,901
14	386,6	9,371	47,721	57,092
15	384,0	9,675	47,497	57,172
16	381,1	9,970	47,246	57,216
17	376,7	10,259	46,866	57,125
18	372,9	10,538	46,537	57,075
19	369,6	10,814	46,252	57,066
20	366,8	11,082	46,010	57,092
21	365,1	11,343	45,863	57,206
22	363,9	11,601	45,760	57,361

El volumen útil correspondiente a las capacidades del canal Paico de 12 y 13 m3/s se calculó con los resultados del proceso para 14 m3/s.

Tanto la relación capacidad embalse-capacidad canal como el costo actualizado del conjunto se muestran en la Figura 7.1 que sigue.

De la curva de costo actualizado del conjunto se deduce que el costo mínimo está en el entorno de 19 m3/s, valor al cual corresponde una capacidad de embalse de 369,6 Mm3.

Dadas todas las demás incertidumbres inherentes a los antecedentes empleados en este análisis se ha adoptado como mejor combinación la de un canal de 20 m3/s con un embalse de 370 Mm3.

Aprovechamiento Hidroeléctrico

En esta alternativa es posible concebir dos aprovechamientos hidroeléctricos ubicados a la cola del embalse Los Angeles. Ambos nacen en el punto donde entregaría sus aguas el túnel El Sauce del canal Paico. Una aducción va por el costado izquierdo del valle y la otra por el derecho. Ambas permiten una caída bruta de 100 m.

Cualquiera sea la obra de alimentación que se elija para el embalse Los Angeles, es posible concebir una central de pie de muro que permita generar las entregas de agua desde el embalse. Las características de esta central de pie de muro dependen de la alternativa de alimentación que se considere pues ella define el volumen máximo en el embalse y la fluctuación de niveles del agua embalsada, los cuales también dependen de las entregas de caudal que se efectúen.

A continuación se presentan los resultados del estudio preliminar de la central de cola más conveniente junto con su factibilidad económica.

Análogamente, para la central de pie de muro se presentan también los resultados del estudio preliminar que define sus características y su evaluación económica.

Selección de la central de cola

La selección de la central de cola más conveniente se hizo para el caudal de diseño de 20 m3/s que corresponde al elegido para el proyecto de regadío. Las centrales se evaluaron como proyecto marginal al de regadío, es decir, se consideraron como obras propias de la central las que se inician en el punto donde descarga el túnel El Sauce. Posteriormente se estudió, para la central seleccionada, el caudal de diseño más atractivo desde el punto de vista económico.

A continuación se muestran las principales características, costos y beneficios de las dos posibles centrales de cola.

H. Bruta = 100 m; Qd = 20 m3/s Qm = 14,8 m3/s. Tasa anual = 12%

		Izquierda	Derecha
Potencia Inst.	(MW)	16,0	15,5
H. Neta	(m)	94,5	91,5
F. Planta		0,763	0,773
Energía Anual	(GWh)	107,0	105,0
B. Bruto Anual	(MUS$)	3,033	2,973
C. Central	(MUS$)	8,915	8,438
C. Línea Trans.	(MUS$)	1,055	1,055
C. Aducción	(MUS$)	2,090	2,750
C. Anual	(MUS$)	1,976	2,006
B. Neto Anual	(MUS$)	1,057	0,967
B. Neto Act. (t=0)	(MUS$)	4,448	4,069

Estos resultados muestran que ambas alternativas de centrales hidroeléctricas son factibles técnica y económicamente y que la del lado izquierdo del valle es mejor que la otra.

Selección del caudal de diseño

Con el objeto de encontrar el caudal de diseño más conveniente se estudió la central elegida, lado izquierdo, para dos caudales superiores al de riego y para dos inferiores pero siempre como proyecto marginal al de riego.

CAUDAL ECONOMICO
CANAL PAICO
PROYECTO Nº 5

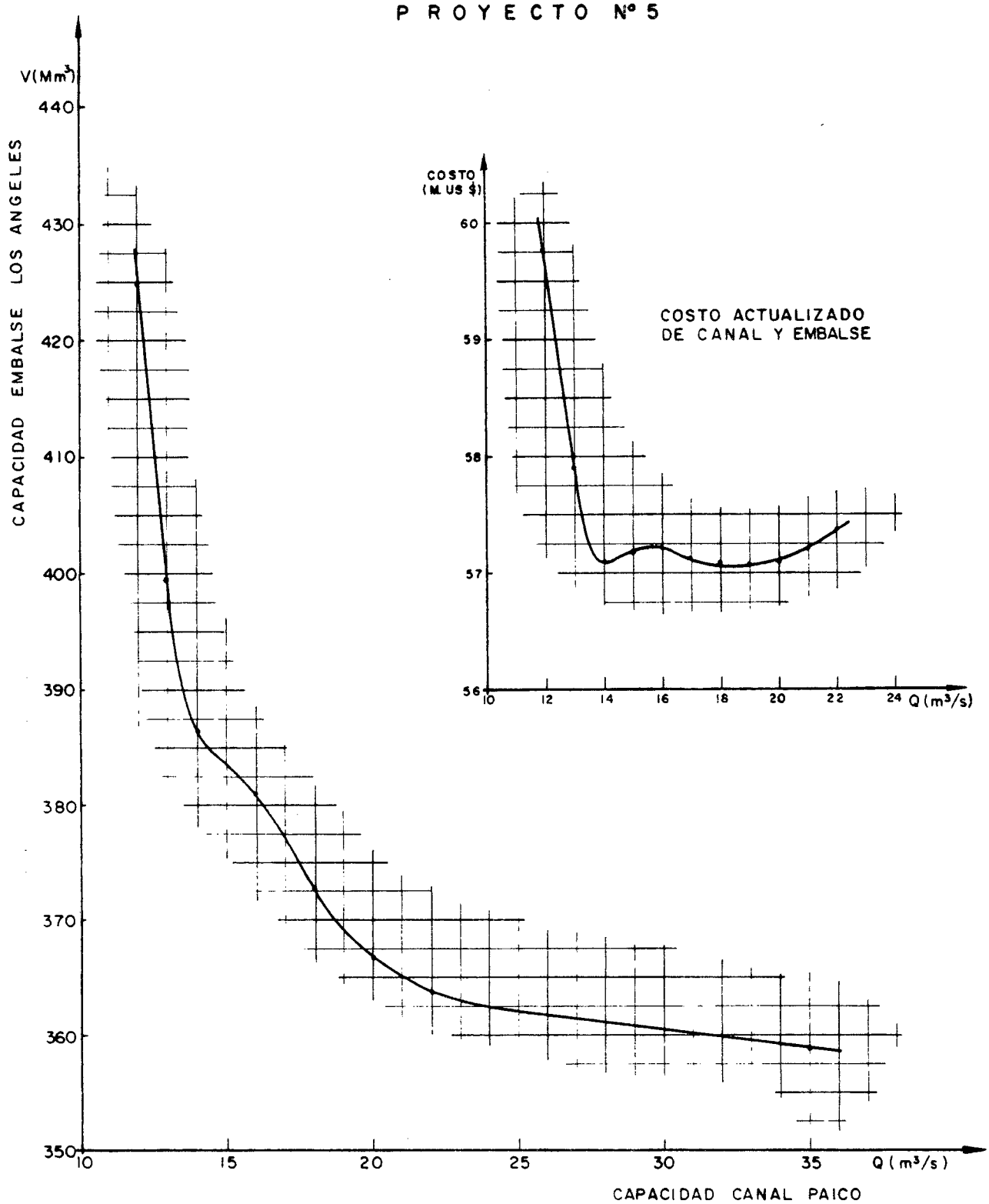


FIGURA 7.1

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Caudal máx.	(m3/s)	15,0	18,0	25,0	30,0
Caudal med.	(m3/s)	12,4	14,0	16,5	17,6
Potencia Inst.	(MW)	12,0	14,4	20,0	24,0
Energía Anual	(GWh)	89,0	100,0	118,0	127,0
B. Bruto Anual	(MUS$)	2,578	2,856	3,311	3,539
C. Central	(MUS$)	7,333	8,247	10,279	11,631
C. Línea Trans.	(MUS$)	1,055	1,055	1,055	1,055
C. Aducción	(MUS$)	1,718	1,914	2,333	2,664
C. Anual	(MUS$)	1,656	1,838	2,239	2,515
B. Neto Anual	(MUS$)	0,922	1,018	1,072	1,024
B. Neto Act.(t=0)	(MUS$)	3,881	4,285	4,510	4,309

Para los caudales de 25 y 30 m3/s debe agregarse el aumento de costo en el canal Paico por cuanto para regadío el caudal más conveniente es solamente 20 m3/s. Para 25 y 30 m3/s se estima que dichos aumentos de costo, expresados como valor actualizado en t = 0 a la tasa del 12 por ciento, son de 2,480 MUS$ y 3,690 MUS$, respectivamente.

De estos cálculos se deduce entonces que el caudal de diseño más conveniente desde el punto de vista económico es el de 20 m3/s. Es decir, conviene mantener el caudal del proyecto de regadío.

Central de pie de muro

A continuación se presentan los resultados de un estudio preliminar de la central de pie de muro en el embalse Los Angeles. Dicho estudio se realizó para determinar la factibilidad económica de esta central.

La central se ubicaría al pie de la presa y aprovecharía los caudales destinados al regadío así como la altura de caída creada por el embalse.

El caudal medio anual efluente del embalse Los Angeles, en su concepción como embalse para regadío, es de 14,3 m3/s. El nivel máximo del agua corresponde a la cota 425 m.s.n.m. mientras que la cota media es de 417 m.s.n.m. Habiendo elegido como cota de descarga la 340 m.s.n.m. resulta que la altura bruta máxima es de 85 m y la media de 77 m.

Atendiendo a estas caídas y las pérdidas de carga se adoptó como altura de diseño la altura neta media de 74,5 m. El caudal de diseño se fijó en 28 m3/s valor que corresponde a la máxima entrega para regadío. Con ello resulta una potencia instalada de 17,7 MW.

Para el caudal medio efluente de 14,3 m3/s resulta una generación media anual de 79 GWh. Sin embargo, como en este estudio preliminar no se han considerado entregas especiales para energía durante los meses de invierno, ocurre que durante 20 meses de un total de 35 años, es decir, un 5 por ciento del tiempo, el embalse presenta niveles bajo la cota 390 m.s.n.m. los cuales implican alturas inferiores al 65 por ciento de la altura de diseño, valor mínimo permitido por las unidades. Por esta razón se castigó la energía anual reduciéndola de 79 a 75 GWh. Además la potencia firme sería nula.

A continuación se presentan las principales características de la central de pie de muro junto con los resultados de la evaluación de costos y beneficios.

Caudal máximo	(m3/s)	28,0	
Caudal medio	(m3/s)	14,3	
Potencia Inst.	(MW)	17,7	
Energía Anual	(GWh)	75,0	
B. Bruto Anual	(MUS$)	1,898	
C. Central	(MUS$)	9,163	
C. Línea Trans.	(MUS$)	0,0	1/
C. Anual	(MUS$)	1,501	
B. Neto Anual	(MUS$)	0,397	
B. Neto Act.(t=0)	(MUS$)	1,670	

Este resultado demuestra que como desarrollo marginal al proyecto de regadío resulta conveniente instalar una central hidroeléctrica al pie de la presa del embalse Los Angeles cuando este último es alimentado por el canal Paico.

Una vez seleccionada la alternativa de alimentación más conveniente para el embalse Los Angeles se procederá al estudio de las dimensiones más convenientes de la central de pie de muro.

1/ Se aprovecha la misma línea consultada en la central de cola que tiene capacidad suficiente.

7.2.1.2 Alternativa Alta Sin Regulación.

Características de las posibles conducciones

El trasvase de los recursos disponibles en la parte alta del río Aconcagua para uso múltiple en el Embalse Los Angeles se estudió para tres alternativas de conducción: una directa, por el canal Jahuel hasta el estero Los Angeles y otras dos, canal Escorial y Canal Ribera Norte que devolverían el caudal captado al río Aconcagua, previo aprovechamiento en generación. En estos dos últimos casos el caudal sería nuevamente captado por el canal Paico para conducirlo al Embalse Los Angeles.

Los trazados de estas alternativas se presentan en la Figura 7.10 al final del capítulo. Las características principales se describen a continuación.

Alternativa por Canal Jahuel

La alternativa por Canal Jahuel se compone de dos canales: el canal Jahuel propiamente tal y el canal Tártaro.

El canal Jahuel corresponde al estudiado por la Dirección de Riego como parte de las obras de trasvase de recursos desde Puntilla del Viento hacia el valle del Río Putaendo. El canal tiene su bocatoma en la ribera derecha del río Aconcagua en la cota 959,8 m.s.n.m., una longitud total de 66 km con pendiente de 0,35 por mil y descarga al Río Putaendo en la cota 927,5. Las obras de arte principales son 3 túneles y 6 sifones. El túnel N° 1, en el km 34,49 tiene una longitud de 200 m y cruza el cordón de Bandurrias, el N° 2 en el km 43,10 con 3.610 m de largo bajo el cerro Blanco de Putaendo y el tercero en el km 50,11 con una longitud de 1.620 m para cruzar los cerros que separan la Rinconada de Silva de la quebrada de Putaendo.

Las pérdidas de carga de los sifones no superan los 0,50 m. Los dos primeros sifones, en los km 24,27 y 30,04, tienen cargas máximas del orden de 25 m ambos. En los demás, la carga máxima no supera los 4 m.

El canal Tártaro tiene su bocatoma en la ribera derecha del río Putaendo en la cota 923,5 m.s.n.m. inmediatamente aguas abajo de la descarga del canal Jahuel. Su longitud total es de 24,1 km con pendiente de 0,56 por mil. Los primeros 6,8 km se desarrollan por las laderas de los cerros en el borde norte de la Rinconada de Guzmán para continuar en un túnel de 8.600 m de largo y 1,1 por mil de pendiente hasta la quebrada de

Pitipeumo en el valle de Los Angeles. Desde la salida del túnel sigue en canal por la ladera poniente de los cerros Planchones y Pajaritos hasta el km 24,1 en donde se ubicaría la cámara de carga para la central cuya descarga estaría en el Estero Los Angeles.

Alternativa por Canal Escorial

El canal Escorial conduce el caudal disponible en la parte alta del río Aconcagua para generarlo en el lugar denominado Escorial, unos 5 km aguas abajo de la ciudad de San Felipe. La bocatoma está en la ribera izquierda en la cota 959,8 inmediatamente aguas abajo del emplazamiento propuesto para el Embalse Puntilla del Viento.

El canal se desarrolla por la cadena de cerros que cierran el valle Aconcagua por el sur y tiene una longitud total de 85,40 km con una pendiente de 0,5 por mil e incluye en su trazado dos obras de arte mayores: un sifón en el km 19,20 para cruzar el Estero Pocuro con una longitud de 700 m y 60 m de carga. La segunda obra de arte es un túnel de 500 m de largo para cruzar el cerro El Carmen en el km 29,90.

La cámara de carga estaría en el km 85,40 con cota de entrada 912,3 m.s.n.m.

En el trazado del canal se descartaron otras obras de arte mayores por ser de mayor costo que el tramo de canal que reemplazaban. Entre ellas las más relevantes eran:

- Túnel de 1.500 m de longitud para cruzar los cerros de Santa Rosa y eliminar 6.000 m de canal entre los km 10 y 16.

- Sifón de 1.100 m de longitud y 140 m de carga para cruzar la quebrada de la Cuesta reemplazando 6 km de canal entre los km 32,2 y 38,2.

- Túnel de 600 m de largo para cruzar la puntilla del cerro El Peñón y eliminar 3,5 km de canal entre los km 57,9 y 61,4.

Alternativa por Canal Ribera Norte

El canal Ribera Norte conduce el caudal disponible en la parte alta del río Aconcagua para generarlo en el lugar denominado Rincón de las Hormigas, en las cercanías del poblado de Encon, unos 3 km al norte de San Felipe.

La longitud total del canal es de 60,70 km. Desde la bocatoma hasta el km 42,8 coincide con el trazado del canal Jahuel descrito anteriormente. En el km 42,8, lugar en el que se ubica la entrada al Túnel N° 2 del canal Jahuel, el canal Ribera Norte se desvía hacia el Poniente por los faldeos de los cerros que cierran el valle de Aconcagua por el Norte hasta el km 60,70 en que se ubicaría la cámara de carga de la central.

La única obra de arte importante en este segundo tramo es un túnel de 1.250 m de longitud y 2 por mil de pendiente en el km 49,35.

Caudales Disponibles

El caudal que es posible trasvasar queda definido como el excedente por sobre el caudal que permite satisfacer las necesidades de la primera sección y las establecidas para la segunda sección y la parte alta de la tercera sección que no queda dominada por el canal Poniente. Es necesario considerar también que el trasvase provoca una menor recarga del acuífero que se traduce en menores afloramientos y eventualmente déficit para la segunda sección. Este efecto de las menores recargas es bastante prolongado, en teoría infinitamente largo, pero decreciente con el tiempo. Por lo tanto, la disminución de caudal saliente del acuífero de un mes en particular no sólo se debe a la disminución de recarga del mismo mes, sino que refleja además el efecto acumulado de las variaciones de recarga de todos los meses previos. Lógicamente, dichos efectos deben ser tomados en cuenta también en la determinación de los caudales disponibles para el trasvase.

La determinación de los caudales requeridos en el nodo 2 se inició con un primer cálculo que partiendo del caudal requerido en el nodo 12, ya determinado en el estudio de los caudales disponibles para la alternativa baja, se trasladó a la entrada de la primera sección, previo descuento de las descargas subterráneas y excedentes superficiales del río Putaendo y tomando en cuenta la huelga de capacidad de canales de la primera sección, su ley de captación y la percolación que se origina en el lecho del río. Estos caudales, incluídos los requerimientos propios de la primera sección, fueron los siguientes:

QRN 2 (m3/s)

May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
8,2	8,2	8,2	8,2	14,07	23,48	29,20	36,54	39,72	28,18	17,96	8,51

El caudal de Mayo a Agosto proviene de considerar que los canales de la primera sección dispongan durante el invierno de un 10 por ciento de su capacidad y que se produzca una percolación mínima pero permanente que contribuya a paliar la disminución de recuperaciones que originan las menores recargas.

Con estas cifras se hizo un proceso del Modelo del Sistema trasvasando por el canal Jahuel todo el exceso por sobre el caudal requerido en el nodo 2 recién indicado. El Cuadro 7.3 siguiente presenta los aumentos de déficit que genera el trasvase. Como puede apreciarse ellos se generan justamente en las épocas de bajos recursos agravando la situación sin trasvase por lo que debe reducirse la exportación para tratar de eliminar estos efectos perjudiciales.

En esta primera fase del estudio se hicieron otros dos procesos del Modelo del Sistema. El primero de ellos consistió en mantener el caudal de 8,2 m3/s de Mayo a Agosto y de Septiembre a Abril respetar el caudal necesario en el río para que, de acuerdo con la ley de toma de la primera sección, ella pueda captar toda la capacidad de sus canales. Dicha cifra, que corresponde a 42,5 m3/s, resulta de considerar que la capacidad total de los canales de la primera sección es de 33,5 m3/s y que ella capta sólo un 80 por ciento del caudal medido en Chacabuquito. Ahora bien, la ribera norte tiene una capacidad de canales de 15,2 m3/s y capta un 36 por ciento mientras que la ribera sur cuenta con una capacidad de canales de 18,3 m3/s y capta un 44 por ciento. Por lo tanto, para que ambas riberas puedan captar a plena capacidad, se necesita un caudal del río de $15,2/0,36 = 42,22 \approx 42,5$ m3/s. Respecto a los porcentajes del caudal del río que capta cada ribera, cabe señalar que son el resultado del análisis de los datos de las corridas de aforo y que se estima que reflejan el hecho de que las captaciones de los canales están distribuídas a lo largo del río dando lugar a pérdidas en el lecho del río que sólo sería posible evitar construyendo un canal revestido y paralelo al río que efectúe la distribución del caudal.

Como puede verse en el Cuadro 7.4 que sigue, persisten todavía mayores déficit que en la situación base pero son algo menores que los del primer proceso.

CUADRO 7.3 Alternativa alta. Proceso 1. Aumento de deficit (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1943	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1944	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1945	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1946	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1947	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1949	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.54	0.0	0.0	0.0	0.21
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1952	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1953	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1956	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.03	1.06	0.0	0.0	0.0	0.26
1957	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1958	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.04	0.0	0.0	0.0	0.17
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1960	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.78	3.73	2.62	2.43	0.0	0.0	0.0	0.58
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.09	0.0	1.82	0.30	0.0	0.0	0.35
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.66	1.22	1.14	1.07	1.00	0.94	0.88	0.0	0.58
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.41	0.79	0.0	1.89	0.69	0.66	0.0	0.0	0.37
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.09	0.43	0.0	0.0	0.13
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.38	1.16	1.08	1.01	0.0	0.30
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

CUADRO 7.4 Alternativa alta. Proceso 2. Aumento de deficit (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1943	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1944	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1945	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1946	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1947	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1949	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.89	0.0	0.0	0.0	0.16
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1952	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1953	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1956	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.60	0.64	0.0	0.0	0.0	0.19
1957	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1958	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.64	0.0	0.0	0.0	0.14
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1960	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.08	3.06	1.98	1.82	0.0	0.0	0.0	0.58
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.51	0.0	1.29	0.0	0.0	0.0	0.23
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.28	0.86	0.80	0.74	0.68	0.63	0.59	0.0	0.38
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.57	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.05
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.85	0.18	0.0	0.0	0.09
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.88	0.81	0.74	0.0	0.20
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

La siguiente corrida del Modelo del Sistema consistió en aumentar el caudal requerido en el nodo 2 determinado inicialmente, en los máximos aumentos de déficit que resultaron del trasvase. Se aumentó el caudal de invierno desde 8,2 a 10,0 m3/s. De Septiembre a Abril se consideraron los siguientes valores:

Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
14,73	24,70	32,93	39,16	42,26	29,26	18,97	8,51

Los aumentos de déficit resultantes se presentan en el Cuadro 7.5. Se obtiene una pequeña mejoría respecto a la primera corrida de esta fase (Cuadro 7.3) pero mayores aumentos de déficit que en la segunda corrida (Cuadro 7.4).

Los resultados de esta primera fase revelan cierta dificultad para eliminar las disminuciones de recuperaciones de un cierto mes por la vía de aumentar las recargas del mismo mes. Esto se debe a que los efectos de variaciones de recarga, una vez producidas, se prolongan indefinidamente en el tiempo. De acuerdo con la representación matemática que se le ha dado al acuífero, resulta que si la recarga de un mes se disminuye en 1 m3/s, el caudal saliente del acuífero baja 0,021 m3/s el mismo mes y 0,042 el mes siguiente. A partir del segundo mes las disminuciones vienen dadas por la expresión

$$\frac{\Delta S}{\Delta R} = 0,04163 \times e^{-0,04348 \times (n-2)} \; ; \; n \geq 2$$

Siendo ΔS la variación del caudal saliente
ΔR la variación de la recarga
n el número de meses una vez iniciada la variación de recarga.

Lógicamente lo anterior también vale para aumentos en la recarga y demuestra la gran inercia del acuífero. Ahora, si la disminución de descarga es el efecto acumulado de una serie de disminuciones de recarga de diferente magnitud cada una, es más difícil compensarla por la vía de las recargas pues se requerirán importantes aumentos de recarga para compensar pequeñas disminuciones de descarga.

Por las razones anteriores se inició una segunda fase de este estudio determinando la variación estacional de las recargas por el lecho del río cuando no se efectúa ningún trasvase. Con dicho fin se utilizó la estadística definitiva de Aconcagua en Chacabuquito con el análisis de frecuencia de los caudales medios mensuales.

CUADRO 7.5 Alternativa alta. Proceso 3. Aumento de deficit (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1943	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1944	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1945	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1946	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1947	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1949	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.14	0.0	0.0	0.0	0.18
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1952	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1953	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1956	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.61	0.66	0.0	0.0	0.0	0.19
1957	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1958	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.63	0.0	0.0	0.0	0.14
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1960	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.37	3.33	2.24	2.07	0.0	0.0	0.0	0.67
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.74	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.27
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.44	1.00	0.93	0.87	0.81	0.76	0.70	0.0	0.46
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.28	0.66	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.08
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.91	0.25	0.0	0.0	0.10
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.95	0.88	0.81	0.0	0.15
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Aconcagua en Chacabuquito
Caudal medio mensual Q (m3/s)

Pexc.(%)	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct
5,0	20,30	19,31	20,23	23,43	33,72	48,71
20,0	15,70	15,54	15,66	17,60	24,26	37,64
50,0	12,16	12,10	11,97	13,11	17,30	27,86
85,0	9,01	8,60	8,61	9,12	11,54	18,34
95,0	7,58	6,91	7,09	7,31	9,18	13,96

Pexc.(%)	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
5,0	92,13	127,94	110,99	62,89	36,33	23,29
20,0	71,09	91,11	70,65	45,01	28,60	18,25
50,0	52,40	62,71	46,87	33,39	22,64	14,37
85,0	33,31	37,48	31,56	25,05	17,35	10,92
95,0	23,81	26,03	26,57	22,04	14,94	9,35

Con los valores anteriores se determinó la percolación por el lecho del río que resultó ser la siguiente:

Percolación P (m3/s)

Pexc.(%)	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct
5,0	7,04	6,96	7,04	7,29	5,86	6,89
20,0	6,61	6,60	6,61	6,80	4,85	5,99
50,0	6,18	6,17	6,15	6,31	3,46	5,57
85,0	5,66	5,25	5,26	5,68	2,31	3,67
95,0	4,23	3,56	3,74	3,96	1,84	2,79

Pexc.(%)	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
5,0	9,03	9,93	9,55	7,87	5,95	4,66
20,0	8,26	9,00	8,24	6,52	5,67	3,65
50,0	7,20	7,86	6,72	5,85	4,53	2,87
85,0	5,84	5,98	5,78	5,01	3,47	2,18
95,0	4,76	5,21	5,31	4,41	2,99	1,87

Los valores anteriores se calcularon del siguiente modo. De Mayo a Agosto los canales deben captar un 10 por ciento de su capacidad, es decir 3,35m3/s. El resto del caudal escurre por el río originando la percolación.

De Septiembre a Abril la ribera norte capta un 36 por ciento del caudal del río con un tope de 15,2 m3/s. Por su parte la ribera sur capta un 44 por ciento del caudal pero con un tope de 18,3 m3/s. Luego para un caudal Q menor o a lo sumo igual a 42,5 m3/s la primera sección capta un 80 por ciento del caudal y sobra un 20 por ciento para percolación. Para caudales superiores a 42,5 m3/s, la primera sección capta a plena capacidad, es decir, 33,5 m3/s y sobra la diferencia.

En el Modelo del Sistema la percolación en el lecho del río se representó mediante la relación

$$P = 4 \times S^{0,2} \quad \text{para} \quad S \geq 5,66 \text{ m3/s}$$
$$P = S \quad \text{para} \quad S < 5,66 \text{ m3/s}$$

en que P es la percolación en el lecho del río
S es el caudal no captado por la primera sección.

La primera corrida del modelo del Sistema para esta segunda fase se hizo considerando como caudal requerido en el nodo 2 los valores del caudal para 20 por ciento de probabilidad de excedencia. Dichas cantidades fueron las siguientes :

May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
15,7	15,5	15,7	17,6	24,3	37,6	71,1	91,2	70,6	45,0	28,6	18,3

Los aumentos de déficit resultantes se presentan en el Cuadro 7.6 siguiente. Puede observarse que ellos son menores que los de los procesos previos pero aún de cierta magnitud.

El siguiente proceso se hizo para caudales intermedios entre 5 y 20 por ciento de excedencia. Los valores empleados fueron los siguientes :

CUADRO 7.6 Alternativa alta. Proceso 4. Aumento de deficit (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1943	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1944	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1945	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1946	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1947	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1949	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.16	0.0	0.0	0.0	0.10
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1952	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1953	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1956	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.96	0.03	0.0	0.0	0.0	0.08
1957	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1958	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.09	0.0	0.0	0.0	0.09
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1960	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.39	1.34	1.21	0.0	0.0	0.0	0.41
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.94	0.0	0.76	0.0	0.0	0.0	0.14
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	0.45	0.41	0.37	0.33	0.30	0.0	0.20
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.03
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.57	0.0	0.0	0.0	0.05
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.56	0 50	0.44	0.0	0.13
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
17,0	17,0	17,0	17,0	29,0	42,0	80,0	110,0	90,0	50,0	32,0	20,0

Los aumentos de déficit se presentan en el Cuadro 7.7 que sigue. Ellos son ligeramente inferiores a los del proceso previo pero todavía de cierta importancia.

Con este último proceso se dio por terminada la segunda fase de estudio de la disponibilidad de caudales para la alternativa alta por cuanto resultó evidente la imposibilidad de reducir aún más las disminuciones de recuperaciones por la vía de aumentar las recargas.

El Cuadro 7.8 presenta la estadística de caudales del último proceso que representaría la disponibilidad de caudales para la alternativa alta.

Factibilidad Técnica

Conocidos los caudales disponibles se hizo un proceso del Modelo del Sistema considerando el canal Jahuel con capacidad de 20 m3/s como alimentador del embalse Los Angeles con capacidad útil de 850 Mm3, valor que equivale a un caudal continuo de 323,4 m3/s durante un mes.

Los resultados de este proceso mostraron que los caudales disponibles son completamente insuficientes para garantizar los caudales que debe servir el embalse Los Angeles en el proyecto global.

El Cuadro 7.9 presenta el estado del embalse a fines de mes, expresado en m3/seg/mes. Puede apreciarse la gran cantidad de meses fallados.

Los resultados obtenidos demostraron que no es factible hidrológica y económicamente la alternativa del canal Jahuel como alimentador del embalse Los Angeles.

CUADRO 7.7 Alternativa alta. Proceso 5. Aumento de deficit (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1943	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1944	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1945	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1946	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1947	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1949	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.10	0.0	0.0	0.0	0.09
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1952	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1953	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1956	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.93	0.0	0.0	0.0	0.0	0.08
1957	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1958	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.06	0.0	0.0	0.0	0.09
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1960	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.30	1.25	1.12	0.0	0.0	0.0	0.39
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.88	0.0	0.71	0.0	0.0	0.0	0.13
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.47	0.42	0.38	0.34	0.30	0.27	0.0	0.18
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.03
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.56	0.0	0.0	0.0	0.05
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.55	0.49	0.44	0.0	0.12
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

CUADRO 7.8 Alternativa alta. Caudales disponibles (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	11.22	8.03	8.07	21.64	13.51	17.30	21.37	19.94	10.74	5.85	4.08	6.48	12.35
1943	5.81	4.71	4.73	4.17	2.60	4.91	6.12	3.48	1.43	0.63	0.71	2.08	3.45
1944	3.02	4.63	4.53	14.69	14.79	13.82	19.22	14.36	2.70	9.21	5.76	11.97	9.89
1945	6.83	3.00	2.88	3.59	2.16	3.40	2.49	0.51	0.00	0.00	0.00	1.05	2.16
1946	2.37	2.09	2.12	1.66	0.00	1.52	2.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14	1.06
1947	1.26	2.44	1.93	2.81	2.32	5.22	12.48	6.09	0.23	0.00	0.00	1.95	3.06
1948	3.80	3.18	6.41	6.61	6.65	17.34	13.32	28.32	3.26	1.00	0.17	1.53	7.63
1949	9.59	5.31	2.96	4.37	1.19	3.04	5.03	0.00	0.00	0.00	0.00	1.41	2.74
1950	4.80	2.75	2.07	3.74	1.02	3.88	5.65	8.54	0.51	0.00	0.00	1.60	2.88
1951	3.74	3.85	8.79	4.86	2.54	5.05	8.14	3.64	0.00	0.41	0.00	0.99	3.50
1952	3.72	4.79	4.44	4.68	5.41	5.82	10.49	7.63	0.13	0.00	0.00	1.44	4.05
1953	3.56	3.72	3.57	20.98	23.18	14.99	66.25	104.6	41.01	32.20	11.54	6.46	27.67
1954	5.16	5.57	5.06	4.85	1.29	1.57	9.64	3.70	1.12	0.00	0.00	1.30	3.27
1955	4.72	2.98	3.44	2.94	1.54	4.37	9.20	3.74	0.00	0.00	0.00	1.15	2.84
1956	3.12	2.27	2.60	3.39	1.77	2.93	4.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.54	1.78
1957	4.90	4.62	2.78	4.65	2.36	6.92	12.03	10.02	1.76	0.16	0.00	1.60	4.32
1958	3.56	5.68	3.80	3.56	2.21	8.69	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.59	2.78
1959	2.92	3.49	4.87	4.68	7.43	6.91	8.76	5.26	0.00	0.00	0.00	0.48	3.73
1960	2.27	6.75	4.03	4.46	3.65	6.71	12.75	8.14	0.89	0.00	0.03	1.21	4.24
1961	1.77	3.73	4.55	5.44	4.82	15.19	27.14	13.12	0.80	1.88	0.18	0.84	6.62
1962	2.32	3.43	3.60	3.54	1.20	3.15	9.28	3.50	0.00	0.00	0.37	1.35	2.64
1963	2.16	2.71	3.62	4.34	6.93	5.73	7.12	60.83	64.75	22.80	7.17	4.81	16.08
1964	2.80	3.68	3.44	3.59	2.55	1.91	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62	1.63
1965	2.16	2.45	4.04	23.96	9.19	16.64	20.53	20.90	19.82	3.85	1.85	2.92	10.69
1966	4.34	5.39	4.45	4.47	4.69	6.13	8.11	4.71	1.07	0.45	0.00	1.49	3.78
1967	2.35	2.44	2.20	2.00	0.73	1.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.93
1968	1.21	1.12	0.90	1.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.37
1969	0.87	1.95	0.94	1.23	0.00	0.00	2.36	1.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.77
1970	1.89	0.84	2.39	2.53	0.59	2.02	5.80	2.80	0.00	0.00	0.00	0.42	1.61
1971	1.51	1.70	1.91	3.26	1.21	2.26	5.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.47
1972	1.97	16.65	8.22	15.92	15.47	10.30	28.56	86.22	99.64	53.14	25.71	7.97	30.81
1973	5.80	4.61	5.93	4.62	4.16	5.09	5.59	3.58	3.05	0.20	0.00	0.54	4.02
1974	1.75	6.14	6.89	4.49	1.97	6.26	11.60	8.10	3.73	0.48	0.29	1.68	4.45
1975	2.54	2.63	3.70	4.54	2.72	2.83	3.00	2.32	0.00	0.00	0.00	0.76	2.09
1976	1.75	2.01	1.49	1.76	0.26	0.86	4.84	2.65	0.00	0.00	0.00	0.67	1.36

CUADRO 7.9 Estado final embalse Los Angeles con C.Jahuel (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	11.37	19.72	27.97	51.07	65.83	83.31	99.65	114.1	116.9	117.0	116.0	120.3	78.60
1943	126.1	130.8	135.5	139.7	141.4	143.2	141.8	134.9	125.7	118.8	112.7	112.3	130.2
1944	115.3	120.3	124.8	148.3	166.5	181.7	198.2	208.2	203.4	208.5	209.6	219.4	175.4
1945	226.0	229.0	231.8	235.4	236.7	235.9	223.6	206.3	182.5	173.5	166.3	164.3	209.3
1946	166.5	168.7	170.7	172.4	171.0	161.9	153.0	130.5	107.2	91.95	80.15	77.36	137.6
1947	78.51	81.26	83.24	86.17	87.77	85.55	92.08	87.80	70.20	58.38	47.48	47.41	75.49
1948	51.31	54.58	61.37	67.87	74.21	83.48	96.56	108.4	101.3	95.08	88.61	87.64	81.29
1949	97.29	102.7	105.7	110.0	110.5	109.3	106.4	83.92	56.09	39.51	27.66	27.24	81.36
1950	33.37	35.09	37.10	40.84	41.27	36.75	30.10	28.14	7.70	0.00	0.00	0.45	24.15
1951	4.37	8.40	17.59	22.41	24.94	23.19	24.21	17.37	6.03	0.00	0.00	0.00	12.38
1952	3.89	8.99	13.53	18.17	23.60	23.62	27.22	24.51	7.40	0.00	0.00	0.33	12.61
1953	4.11	7.85	11.57	38.98	61.34	76.92	93.58	108.8	122.1	137.0	143.4	148.0	79.47
1954	153.2	158.8	163.8	168.6	169.1	163.8	166.5	159.7	149.7	138.1	127.7	126.4	153.8
1955	131.1	134.1	137.5	140.4	141.0	138.3	140.3	133.4	109.3	94.65	83.72	82.06	122.2
1956	85.09	87.28	89.98	93.43	94.47	88.43	79.13	54.44	29.81	15.29	3.41	1.14	60.16
1957	8.01	13.04	16.08	20.78	23.13	24.34	31.94	34.84	26.05	12.88	2.16	1.78	17.92
1958	5.44	11.47	15.27	18.91	21.06	27.08	25.36	7.80	0.00	0.00	0.00	0.00	11.03
1959	3.02	6.77	11.73	16.53	23.25	23.41	25.41	20.21	8.01	0.00	0.00	0.00	11.53
1960	2.31	9.39	13.47	17.94	20.86	24.56	31.49	29.38	12.70	0.00	0.00	0.00	13.51
1961	1.80	5.86	10.41	16.07	20.50	32.74	47.52	52.01	42.72	37.97	31.82	30.30	27.48
1962	32.59	36.44	44.00	43.49	43.91	44.05	46.80	39.78	15.63	1.51	0.00	0.00	28.68
1963	2.22	5.08	8.90	13.50	24.27	31.40	36.98	52.73	67.39	82.67	85.10	87.86	41.51
1964	90.58	94.39	97.83	101.5	103.4	93.73	72.21	45.04	17.14	0.00	0.00	0.00	59.65
1965	2.27	4.72	9.27	40.21	53.57	71.74	88.94	104.5	118.3	117.4	114.6	115.8	70.10
1966	120.0	125.8	130.5	135.1	139.7	145.1	149.1	145.7	136.1	129.8	121.8	121.1	133.3
1967	123.4	125.8	128.0	130.0	130.1	119.6	97.14	73.18	45.24	26.71	12.11	9.52	85.06
1968	10.69	11.81	12.68	13.88	12.65	2.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.35
1969	0.89	3.02	3.94	5.26	2.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.33
1970	2.13	2.99	5.67	8.18	8.10	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	2.27
1971	1.49	3.45	5.36	8.67	8.91	3.30	1.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.74
1972	2.01	18.73	27.00	44.40	61.61	72.96	89.92	105.6	119.9	135.2	150.4	156.3	81.99
1973	162.1	166.8	172.8	177.3	180.6	182.7	180.7	178.8	170.6	162.9	155.8	153.4	170.4
1974	155.2	161.7	168.5	172.8	174.7	178.0	183.4	180.9	173.4	166.0	157.6	156.6	169.1
1975	159.1	161.6	165.5	170.1	172.0	166.1	152.0	143.2	119.2	101.7	88.31	85.94	140.4
1976	87.60	89.63	91.05	92.80	91.82	83.63	80.49	71.82	52.45	35.92	23.88	21.46	68.6

Además del canal Jahuel, la alternativa alta considera el canal Escorial y el derivado del canal Jahuel hacia San Felipe. Ambas conducciones contarían con centrales hidroeléctricas en su término devolviendo el caudal al río el cual sería captado nuevamente por el canal Paico para ser conducido al embalse Los Angeles.

Como estas conducciones deben justificarse independientemente del resto del proyecto, se estudió cada una junto con su central para los caudales de 0,5; 1,0; 2,5; 5,0; 7,5 y 10,0 m3/s determinando el beneficio neto anual de cada caso a la tasa del 12 por ciento.

Ninguna de las conducciones con sus respectivas centrales resultó factible. Todos los casos analizados arrojaron beneficios netos anuales negativos. Los valores resultantes se muestran a continuación:

		Central Escorial H. Bruta 340 m					
Caudal	(m3/s)	0,5	1,0	2,5	5,0	7,5	10,0
Potencia Inst.	(MW)	1,4	2,7	6,9	13,7	20,6	27,5
F. Planta		0,796	0,769	0,684	0,544	0,433	0,360
Energía Anual	(GWh)	9,189	17,755	39,482	62,801	74,981	83,119
B. Bruto Anual	(MUS$)	0,257	0,497	1,105	1,758	2,099	2,327
C. Central	(MUS$)	1,253	2,050	4,139	6,918	9,390	11,658
C. Línea Trans.	(MUS$)	1,055	1,055	1,055	1,055	1,055	1,055
C. Aducción	(MUS$)	4,501	5,697	7,951	10,371	12,166	13,648
C. Anual	(MUS$)	1,089	1,408	2,103	2,935	3,618	4,218
B. Neto Anual	(MUS$)	-0,832	-0,911	-0,988	-1,177	-1,519	-1,891

		Central San Felipe H. Bruta 309 m					
Caudal	(m3/s)	0,5	1,0	2,5	5,0	7,5	10,0
Potencia Inst.	(MW)	1,2	2,5	6,2	12,5	18,7	25,0
F. Planta		0,796	0,769	0,684	0,544	0,433	0,360
Energía Anual	(GWh)	8,351	16,136	35,882	57,075	68,144	75,541
B. Bruto Anual	(MUS$)	0,234	0,452	1,005	1,598	1,908	2,115
C. Central	(MUS$)	1,117	1,935	3,820	6,459	8,733	10,855
C. Línea Trans.	(MUS$)	1,055	1,055	1,055	1,055	1,055	1,055
C. Aducción	(MUS$)	3,968	4,807	6,389	8,088	9,348	10,388
C. Anual	(MUS$)	0,982	1,248	1,802	2,496	3,062	3,568
B. Neto Anual	(MUS$)	-0,748	-0,796	-0,797	-0,898	-1,154	-1,453

En consecuencia, se descarta la alternativa alta sin regulación.

7.2.1.3 Alternativa Alta con Regulación.

Características de las obras de conducción

Las alternativas de generación con los caudales disponibles en Puntilla del Viento tienen la misma ubicación que las indicadas en el Capítulo 7.2.1.2 y los trazados de las obras de conducción son los mismos allí descritos con la sola diferencia de que en este caso el caudal que conducen está regulado por el Embalse Puntilla del Viento.

Este embalse permite una alternativa de uso hidroeléctrico adicional a las descritas en el Capítulo 7.2.1.2 y que consiste en la generación de los caudales entregados por el embalse en una central a pie de muro. La altura bruta de generación para esta central depende del tamaño del embalse y varía entre 100 y 200 m para capacidades de Puntilla del Viento entre 70 y 1.031 millones de m3.

Caudales disponibles

El estudio de los caudales disponibles para la alternativa alta sin regulación puso en evidencia lo limitado de los recursos que quedan disponibles para ser trasvasados cuando las disminuciones de recuperaciones se pretenden compensar con aumentos de las recargas del acuífero.

Considerando el posible embalse Puntilla del Viento surgió la idea de utilizar este embalse como fuente para compensar las disminuciones de recuperaciones que origina el trasvase por el canal Jahuel.

Bajo esta concepción el embalse Puntilla del Viento debería entregar el caudal requerido por la primera sección, el caudal necesario para compensar las disminuciones de recuperaciones que su presencia provocaría y el caudal que sea necesario conducir por el canal Jahuel para alimentar el embalse Los Angeles y con él las demandas de riego del proyecto global.

En estas condiciones los recursos disponibles para ser trasvasados por el canal Jahuel no sólo dependen de la hidrología y de las demandas de riego sino que también de factores económicos relacionados con los costos y beneficios del embalse Puntilla del Viento, del propio canal Jahuel, del embalse Los Angeles y de las centrales hidroeléctricas que es posible concebir en esta alternativa.

En todo caso, los recursos con que contaría el embalse Puntilla del Viento son los correspondientes a Aconcagua en Chacabuquito.

Para evaluar el efecto que tendría el embalse Puntilla del Viento se hizo un último proceso del Modelo del Sistema considerando como caudal requerido en el nodo 2 el correspondiente al que debería venir por el río para poder satisfacer las demandas de riego de la primera sección atendida su ley de captación.

Dichos valores son los siguientes:

May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
4,2	4,2	4,2	4,2	10,4	20,7	25,6	31,3	33,3	24,7	13,2	4,2

El proceso se hizo para capacidad libre del canal Jahuel exportando todo el exceso sobre el caudal requerido en el nodo 2. Esta situación conduce a los máximos efectos que podrían producirse ya que el embalse nunca vertería, pero permite acotar el problema.

El Cuadro 7.10 presenta los aumentos de déficit que se producirían a la entrada de la segunda sección. Este antecedente es, como ya se dijo, tan sólo para acotar el problema, debiendo determinarse el efecto definitivo cuando se defina una capacidad para el embalse.

Dimensiones de las obras

En esta alternativa se cuenta con regulación de cabecera, Puntilla del Viento y de cola, Los Angeles. Por lo tanto, se considera el canal Jahuel para un caudal continuo.

En estas condiciones interesa determinar los volúmenes útiles requeridos en ambos embalses para diferentes capacidades del canal Jahuel con el objeto de poder seleccionar la combinación más conveniente desde el punto de vista económico. En ambos casos la relación de capacidades de embalse y canal se obtuvo con el método gráfico de Rippl aplicado al período crítico 1967/68 - 1971/72.

Para el embalse Los Angeles se consideraron las siguientes demandas de riego en el período crítico indicado.

CUADRO 7.10 Alternativa alta. Proceso b. Aumento de deficit (m3/s)

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	Prm
1942	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1943	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.54	1.01	0.0	0.0	0.0	0.21
1944	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.67	0.0	0.0	0.0	0.06
1945	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.74	2.97	3.72	0.53	0.13	0.0	0.67
1946	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.41	3.07	5.69	6.00	2.68	1.90	0.52	1.77
1947	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.86	3.89	4.48	1.14	0.60	0.0	0.91
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.11	0.0	2.43	0.0	0.0	0.0	0.30
1949	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.95	3.77	4.29	1.21	0.80	0.0	1.00
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.12	3.67	3.99	0.97	0.57	0.0	0.94
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.80	3.68	3.56	0.39	0.0	0.0	0.79
1952	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.39	3.05	3.12	0.0	0.0	0.0	0.55
1953	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.53	2.32	2.77	0.0	0.0	0.0	0.47
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	3.39	4.18	1.05	0.45	0.0	0.91
1956	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.36	3.85	6.15	2.87	2.23	0.69	1.55
1957	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.47	3.43	3.38	0.0	0.0	0.0	0.77
1958	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.11	3.70	3.81	1.13	0.89	0.0	0.97
1959	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.29	3.38	3.75	0.68	0.41	0.0	0.88
1960	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.42	2.97	3.64	0.39	0.0	0.0	0.70
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.11	3.10	0.0	0.0	0.0	0.43
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.29	3.18	4.05	0.88	0.37	0.0	0.81
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.71	5.58	4.39	4.13	1.64	1.35	0.0	1.31
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.33	1.21	0.0	0.0	0.0	0.21
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.18	2.30	0.0	0.0	0.0	0.37
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.83	3.88	4.12	3.47	1.88	1.17	0.0	1.36
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	2.20	2.71	2.57	2.44	2.31	2.19	2.42	2.36	1.60
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	1.74	2.09	5.67	7.78	7.65	4.32	3.72	2.21	2.93
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.52	0.98	4.12	5.32	2.50	2.64	2.22	0.71	1.58
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.15	0.37	3.50	6.53	4.40	3.46	2.80	1.50	1.89
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.23	2.76	3.02	0.0	0.0	0.0	0.58
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.39	2.89	3.33	0.05	0.0	0.0	0.64
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.45	4.77	5.28	2.02	1.49	0.03	1.34
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.54	0.76	2.31	5.68	6.27	2.98	2.31	0.91	1.86

	Demandas de riego (m3/s)							
	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
1967/68	0,64	11,24	21,93	26,19	27,69	19,29	16,58	4,27
1968/69	1,48	10,27	16,55	19,60	20,16	14,77	13,36	4,07
1969/70	2,44	13,25	20,04	11,11	24,28	17,52	15,41	4,36
1970/71	1,23	12,56	18,43	25,78	27,56	19,34	16,60	3,84
1971/72	1,77	11,85	8,08	23,81	25,15	17,61	15,24	4,18

Las demandas anteriores se obtuvieron del proceso del Modelo del Sistema correspondiente a la alternativa baja cuando se destina exclusiva - mente al riego.

Descontado el caudal utilizado por la primera sección resultaron los siguientes sobrantes en el nodo 2:

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct
1967/68	5,98	5,13	4,14	3,31	0,00	0,00
1968/69	2,89	2,16	1,84	1,79	0,00	0,00
1969/70	1,90	4,01	1,50	2,83	0,00	0,00
1970/71	4,96	4,17	4,15	6,08	1,94	2,64
1971/72	3,30	1,65	5,38	7,28	5,64	9,94

	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
1967/68	0,00	4,09	0,00	0,00	1,44	5,14
1968/69	0,00	0,00	0,00	0,00	0,84	2,91
1969/70	13,11	41,09	10,63	9,27	7,04	7,33
1970/71	22,81	14,09	0,00	1,17	2,04	5,51
1971/72	38,01	13,89	2,03	1,37	0,64	5,51

Con estos datos se calculó el volumen requerido para diferentes caudales continuos aplicando el método de Rippl.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para ambos embalses.

Canal (m3/s)	Embalses (Mm3) P.V.	L.A.
1,0	68	1.341
2,0	136	1.196
3,0	204	1.052
4,0	273	908
5,0	341	763
6,0	452	618
7,0	576	474
8,0	736	329
9,0	884	187
10,0	1.031	141
11,0	1.178	122
12,0	1.325	104

Factibilidad Económica

Para las dimensiones de las obras se tienen los siguientes costos:

DIMENSIONES			COSTOS ACTUALIZADOS (MUS$)			
C. Jahuel (m3/s)	E. Los Ang. (Mm3)	E. P. V. (Mm3)	C. Jahuel	E. Los Ang.	E. P. V.	Total
1	1.341,0	67,6	11,5	130,2	79,8	221,5
2	1.196,5	135,9	12,4	117,7	103,3	233,4
3	1.052,0	204,3	13,1	105,2	120,0	238,3
4	907,5	272,6	13,7	92,7	133,5	239,9
5	763,0	340,9	14,2	80,3	145,0	239,5
6	618,5	452,4	14,6	67,8	161,0	243,4
7	474,0	575,9	15,0	55,3	176,0	246,3
8	329,4	736,4	15,4	42,8	192,7	250,9
9	186,6	883,6	15,7	30,4	206,1	252,2
10	140,8	1.030,8	16,0	26,5	218,1	260,6
11	122,4	1.178,0	16,6	24,9	229,1	270,6
12	103,9	1.325,2	17,4	23,3	239,3	280,0

Los costos son al nivel de precios de Junio de 1978 e incluyen el costo anual de operación debidamente actualizado al 12 por ciento anual. Los precios son financieros.

Para el embalse Los Angeles

$$Co = 0,08644 \times V + 14,304 \; ; \; C \text{ en (MUS\$)} \; ; \; V \text{ en (Mm3)}$$

Para el embalse Puntilla del Viento

$$Co = 16,86 \times V^{0,369}$$

Para el canal Jahuel

$$L_{cnl} = 75,8 \text{ km} \; ; \quad L_{tnl} = 14,3 \text{ km}$$

Para $Q > 10$

$$C_{cnl} = 0,05422 \times Q^{0,438} \times L_{cnl} \; ;$$

$$C_{tnl} = 0,238 \times Q^{0,579} \times L_{tnl} \; ;$$

$$C_{op} = 1.500 \times (L_{cnl} + L_{tnl}) \times 10^{-6}$$

C_{cnl} en (MUS\$)
L_{cnl} en (km)
C_{tnl} en (MUS\$)
L_{tnl} en (km)

Para $Q \leq 10$

$$C_{cnl} = 0,05422 \times Q^{0,438} \times L_{cnl}$$

$$C_{tnl} = 0,9425 \times L_{tnl}$$

$$C_{op} = 1.000 \times (L_{cnl} + L_{tnl}) \times 10^{-6}$$

Dado que el canal presenta tres túneles siendo el más largo de 8,6 km, se ha supuesto un período de estudios y construcción de 6 años con el siguiente ritmo de inversiones, en tanto por ciento del costo directo de las obras, según criterios usados por ENDESA.

Año	1	2	3	4	5	6
%	3	7	15	35	30	10

El valor presente en t = 0 del costo directo de las obras a la tasa del 12 por ciento es 0,632679 x Costo Directo.

Para una vida útil de 50 años y a la tasa del 12 por ciento el costo anual de operación y mantenimiento expresado como valor actualizado al instante t = 6 es 8,304498 veces el costo anual y llevado a valor presente al instante t = 0 es 4,207317 veces el costo anual.

Por lo tanto, el costo actualizado del canal con sus túneles e incluído el costo anual de operación y mantenimiento es :

- Para $Q > 10$

$$Co = 2,600 \times Q^{0,438} + 2,153 \times Q^{0,579} + 0,569$$

- Para $Q \leq 10$

$$Co = 2,600\ Q^{0,438} + 8,906$$

Central en Canal Jahuel

Además del incremento de beneficios en los sectores de riego es posible obtener ingresos adicionales por concepto de la generación de hidroeléctricidad. En efecto, esta alternativa permite aprovechar una caída de 470 m al término del canal Jahuel y concebir también una central al pie del muro del embalse Puntilla del Viento.

Los beneficios de la generación hidroeléctrica se han estimado en forma preliminar. Con este fin se ha estimado el costo de la central como una función de la potencia instalada mediante la relación:

$$Cc = 0,974 \times P^{0,749} \text{ ; Cc en (MUS\$); P en (MW)}$$

Esta relación es el resultado de un estudio de regresión de los costos de la centrales La Obra, Chicureo, Huechuraba y Patagüilla analizadas por la Comisión Nacional de Riego en el estudio "Aprovechamiento Múltiple de los Recursos Hídricos del Alto Maipo". Los costos se han expresado al nivel de precios de Junio de 1978.

Se considera también el costo de una línea de transmisión hasta la subestación Quínquimo del Sistema Interconectado. El costo estimado para esta línea es de 1,055 MUS$.

El precio de venta del kwh corresponde al costo marginal de la energía determinado por ENDESA para Junio de 1978, valor que alcanza a 0,025 US$/kwh y que se incrementa en 12 por ciento por concepto de la garantía de potencia. Es decir, se evalúa con 0,028 US$/kwh.

Se ha supuesto que las obras de una central se construyen en 4 años con un ritmo de las inversiones de 5; 20; 50 y 25 por ciento en los años 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

El costo directo de las obras, incluída la línea de transmisión, se expresa como valor futuro al término de la construcción y se convierte a costo anual equivalente a la tasa de 12 por ciento. Se considera también un costo anual de operación y mantenimiento equivalente a un 2,4 por ciento del costo directo. En consecuencia el costo anual incluído el costo de operación y mantenimiento se obtiene con el factor 0,160.

El beneficio neto anual es la diferencia entre el ingreso bruto y dicho costo anual. El valor actualizado del beneficio neto anual, al inicio de la puesto en marcha, se obtiene con el factor 8,304498, 50 años y 12 por ciento anual y llevado a valor presente al instante t = 0, es decir, 6 años que es el período de construcción de las demás obras, el factor es 4,207317.

Q (m3/s)	P (MW)	Ea (Gwh)	CLT (MUS$)	Cc (MUS$)	C anual (MUS$)	B anual (MUS$)	B anual (MUS$)	BNo (MUS)
1	3,8	31,917	1,055	2,647	0,592	0,894	0,302	1,3
2	7,6	63,834	1,055	4,449	0,881	1,787	0,906	3,8
3	11,4	95,750	1,055	6,028	1,133	2,681	1,548	6,5
4	15,2	127,667	1,055	7,478	1,365	3,575	2,210	9,3
5	19,0	159,584	1,055	8,838	1,583	4,468	2,885	12,1
6	22,8	191,501	1,055	10,131	1,790	5,362	3,572	15,0
7	26,6	223,417	1,055	11,371	1,988	6,256	4,268	18,0
8	30,4	255,334	1,055	12,567	2,180	7,149	4,969	20,9
9	34,2	287,251	1,055	13,726	2,365	8,043	5,678	23,9
10	38,0	319,168	1,055	14,853	2,545	8,937	6,392	26,9
11	41,7	351,084	1,055	15,924	2,717	9,830	7,113	29,9
12	45,5	383,001	1,055	16,998	2,888	10,724	7,836	33,0

Central de Pie de Muro en Puntilla del Viento

El costo de esta central se obtiene por el de las siguientes partidas: túnel, casa de máquinas, patio de alta tensión y cámara de válvulas.

El caudal de diseño queda determinado por el caudal máximo que debe entregarse para regadío en el valle Aconcagua, primera sección y aumentos de déficit en la segunda sección, y la entrega para el canal Jahuel. La entrega máxima para riego del Aconcagua es de 33,7 m3/s para la primera sección, considerada ya su ley de toma y 7,6 m3/s para la segunda sección, lo que da, aproximadamente, 40 m3/s. Por lo tanto, el caudal de diseño es Q + 40, siendo Q el caudal del canal Jahuel.

Costo del túnel

El túnel debe ser blindado. Su costo se ha estimado a partir del costo calculado para el túnel de la central de pie de muro del embalse Los Angeles. Dicho túnel con una longitud de 370 m y diseñado para un caudal de 28 m3/s, tiene un costo de US$ 917.000. Esto representa un mayor costo de 50 por ciento respecto al que se obtiene con la expresión para túneles de hormigón. Luego el costo del túnel se obtendrá con la expresión:

$$C = 1,50 \times 0,238 \times (40 + Q)^{0,579} \times 0,370$$

$$C = 0,1321 \times (40 + Q)^{0,579}$$

Casa de Máquinas

Se aplica el costo por kw resultante para la central de pie de muro del embalse Los Angeles. Este valor es de US$ 61/kw.

La potencia instalada es

$$P = 8,5 \times Q \times (0,98 \times Hb)$$

Luego el costo es

$$C = 0,50813 \times (40 + Q) \times Hb/1000;$$

en que Hb es la altura bruta en (m); C en (MUS$)

Patio de Alta Tensión, Cámara de válvulas y Línea de Alta Tensión

Se mantienen los valores obtenidos para la central de pie de muro de Los Angeles.

Patio de Alta Tensión	US$ 100.000
Cámara de Válvulas	US$ 70.000
Línea de Transmisión	US$ 1.055.000
Total	US$ 1.225.000

Costo anual equivalente.

Adoptanto las mismas bases que para la central en el canal Jahuel, el costo anual en MUS$ es:

$$Ca = 0,160 \times (0,1321 \times (40 + Q)^{0,579} + 0,50813 \times (40 + Q) \times Hb/1000 + 1,225)$$

Energía Anual e Ingreso Bruto.

La energía anual E es

$$E = (8,5 \times 0,96) \times Qm \times (Hb \times 0,98) \times 8.760 \text{ ; kwh/año}$$

Qm es el caudal medio que es la suma del caudal medio para riego de Aconcagua más el entregado a Jahuel que opera a gasto constante. Como el caudal medio para regadío es de 16 m3/s, el caudal medio es Qm = 16+Q.

Luego $E = 70.052 \times (16 + Q) \times Hb$ kwh/año

Para un precio de venta de energía de 0,028 US$/kwh incluído el 12 por ciento para potencia garantizada, el ingreso bruto anual es

$$B = 1.961 \times (16 + Q) \times Hb \quad \text{US\$/año}$$

Beneficio Neto Anual y Actualizado.

El beneficio neto anual es la diferencia entre el ingreso bruto y el costo anual, luego

$$BN = 1.961 \times (16 + Q) \times Hb/1000 - 0,021136 \times (40 + Q)^{0,579} - 0,0813 \times (40 + Q) \times Hb/1000 - 0,196$$

El beneficio neto actualizado al instante t = 0 del período de 6 años que toma la construcción de todas las obras, se obtiene con el factor 4,207317.

$$BNA_o = 8,251 \times (16+Q) \times Hb/1000 - 0,088926 \times (40+Q)^{0,579} - 0,342055 \times (40+Q) \times Hb/1000 - 0,825$$

El valor de la altura bruta, Hb, que corresponde a un cierto caudal Q del canal Jahuel se obtiene a partir del volumen útil requerido en Puntilla del Viento para ese caudal Q y de la curva de embalse.

			Beneficio Neto Actualizado		
Q (m3/s)	V EPV (Mm3)	Hb (m)	P.V. (MUS$)	JHL (MUS$)	PV + JHL (MUS$)
1	67,6	98,0	10,8	1,3	12,1
2	135,9	117,0	14,1	3,8	17,9
3	204,3	130,0	16,9	6,5	23,4
4	272,6	140,0	19,4	9,3	28,7
5	340,9	150,0	22,1	12,1	34,2
6	452,4	160,0	24,9	15,0	39,9
7	575,9	171,0	28,1	18,0	46,1
8	736,4	182,0	31,4	20,9	52,3
9	883,6	192,0	34,7	23,9	58,6
10	1.030,8	200,0	37,8	26,9	64,7
11	1.178,0	208,0	41,0	29,9	70,9
12	1.325,2	214,0	43,9	33,0	76,9

Beneficios de Riego

Como el objeto de este análisis es determinar la factibilidad económica del proyecto global alimentado por el canal Jahuel con su posible central hidroeléctrica incluyendo el embalse Puntilla del Viento con su propia central hidroeléctrica al pie del muro, es necesario tomar en cuenta también los incrementos de beneficios en los sectores de riego y los costos de las obras de riego de aguas abajo del embalse Los Angeles.

El valor presente del incremento de beneficios en los sectores de riego es de 85,5 MUS$ a precios financieros.

El valor presente del costo de las obras de riego de aguas abajo del embalse Los Angeles, que no sufren variación con los desarrollos hidroeléctricos que se consideren, es de 38,8 (MUS$), a precios financieros. El detalle de este costo es el siguiente:

Partida	V.P. Costo (MUS$)
Canal Poniente	22,312
Canal Norte	4,192
Canal Canela Lital	0,567
Canal Mauco	3,864
Canal Quebradilla	0,169
Canal Papudo	0,737
Mejoramiento Canal Waddington	2,139
Mejoramiento Ligua	0,018
Mejoramiento Petorca	0,068
Embalses Nocturnos	0,747
Puesta en Riego	2,060
Rinconadas	0,988
Mantención Canales y Tranques Areas Nuevas	0,974
TOTAL	38,835

Por lo tanto y para efectos del análisis queda un saldo positivo proveniente del regadío de 85,5 - 38,8 = 46,7 (MUS$).

Análisis Gráfico

El análisis de factibilidad económica de esta alternativa se presenta en forma gráfica en la Figura 7.2.

Se representa el costo del embalse Los Angeles, del embalse Puntilla del Viento y del canal Jahuel en función del caudal de diseño de este último. También se incluye la suma de los costos de estas tres obras.

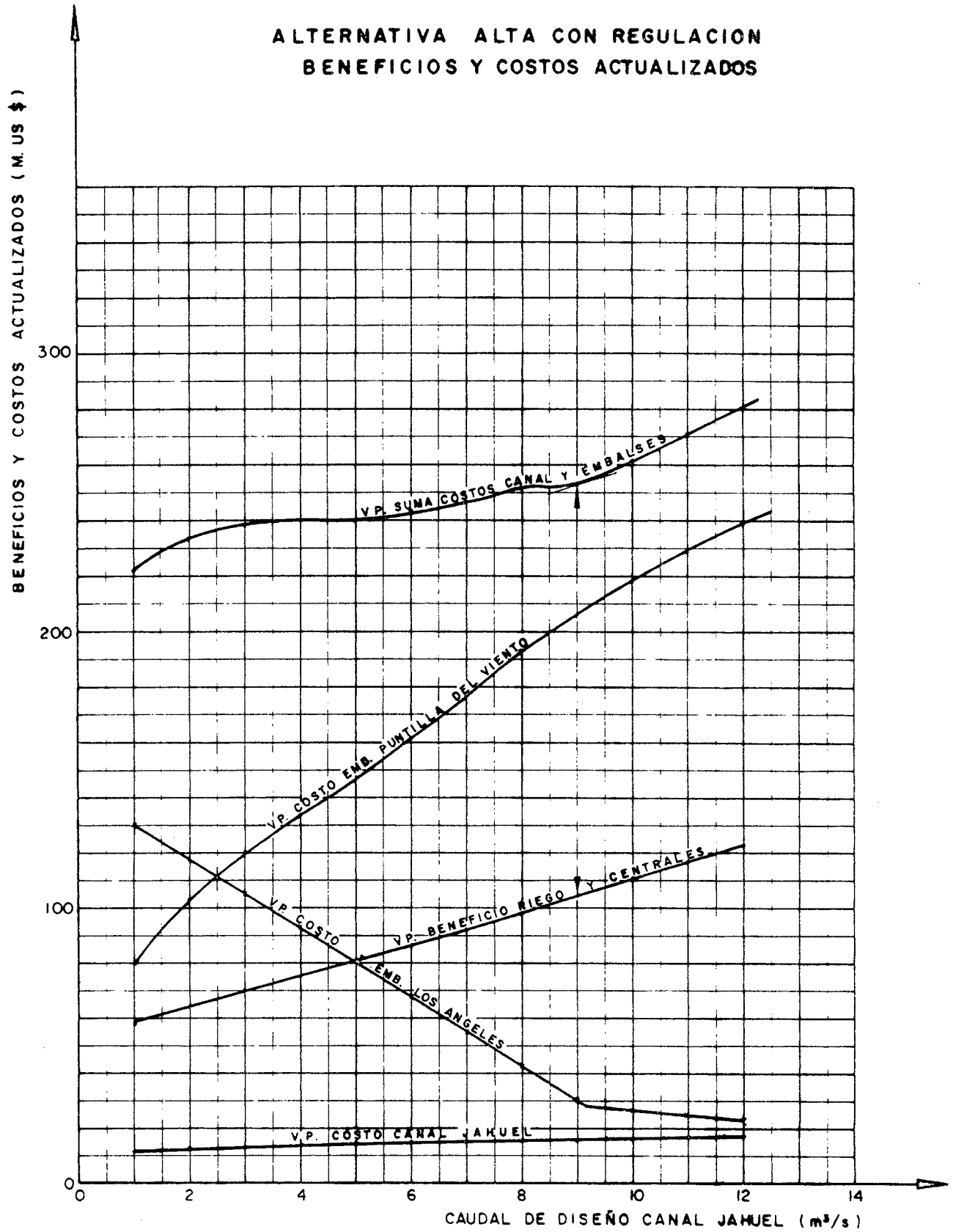

ALTERNATIVA ALTA CON REGULACION
BENEFICIOS Y COSTOS ACTUALIZADOS
BENEFICIOS Y COSTOS ACTUALIZADOS (M. US $)
300
200
100
0
0
2
4
6
8
10
12
14
CAUDAL DE DISEÑO CANAL JAHUEL (m³/s)
V.P. SUMA COSTOS CANAL Y EMBALSES
V.P. COSTO EMB. PUNTILLA DEL VIENTO
V.P. COSTO
V.P. BENEFICIO RIEGO Y CENTRALES
EMB. LOS ANGELES
V.P. COSTO CANAL JAHUEL

FIGURA 7.2

Se representa por último una línea con la suma de los beneficios de riego e hidroelectricidad en función del caudal de diseño del canal Jahuel. Los beneficios del riego corresponden al saldo de 46,7 (MUS$) anteriormente indicado, que no varía con el caudal de diseño del canal Jahuel. Los beneficios de hidroelectricidad corresponden a la suma de los beneficios netos de las centrales en el canal Jahuel y al pie del muro de Puntilla del Viento anteriormente presentados.

La diferencia entre las curvas "Beneficios de riego y centrales" y "Suma costos canal y embalses" es el beneficio neto final de esta alternativa. Como puede apreciarse en la figura, esta diferencia es siempre negativa. Incluso para el caudal de diseño de 9 m3/s, que sería el menos negativo, el beneficio neto actualizado sería de 104,7 - 252,2 =-147,5 (MUS$).

En consecuencia la alternativa alta con regulación no es factible económicamente en ningún caso.

7.2.1.4 Alternativa Seleccionada.

Los resultados del estudio de alternativas de alimentación del embalse Los Angeles incluyendo los posibles aprovechamientos hidroeléctricos demostraron que la alternativa baja es la mejor de todas las otras estudiadas y por ello se seleccionó como la más conveniente.

Esta alternativa incluye el canal Paico, una central hidroeléctrica en la cola del embalse Los Angeles y otra al pie del muro del mismo.

La central de cola posee una aducción de 5,32 km de longitud y conduce un caudal máximo de 20 m3/s. La central se diseñó para un caudal de 20 m3/s y una altura neta de caída de 94,5 m. La potencia instalada es de 16.000 kw. La generación media anual es de 107 GWh.

Este aprovechamiento hidroeléctrico, concebido como proyecto marginal al de regadío agrega un valor presente neto, al 12 por ciento ascendente a 4,448 MUS$.

El estudio preliminar de la central de pie de muro indicó su conveniencia por cuanto, concebida como proyecto marginal al de regadío produciría un valor actualizado neto, al 12 por ciento, que alcanza a 1,670 MUS$.

En el estudio definitivo se determinarán las dimensiones más convenientes del proyecto concebido como uno de múltiple propósito.

7.2.2 Estudio de la Alternativa Seleccionada

7.2.2.1 Características Geológicas del Area.

Para contar con la información geológica necesaria para el estudio de las posibles centrales hidroeléctricas asociadas al proyecto Aconcagua, se ha realizado el estudio llamado "Informe Geotécnico Alternativas Centrales Hidroeléctricas Proyecto Embalse Los Angeles" hecho en Mayo de 1982 por INYGE.

Geológicamente el área de las obras se caracteriza por presentar un basamento rocoso cubierto en las laderas y fondo del valle por materiales cuaternarios.

El basamento rocoso está formado principalmente por rocas estratificadas de edad cretásica similares a las definidas en otros puntos del país como Formación Abanico y además por algunos intrusivos granodioríticos de pequeña extensión y sin continuidad entre ellos.

Las rocas estratificadas son de los siguientes tipos:

- Lavas andesíticas de color grisáceo oscuro.
- Lavas brechosas y brechas andesíticas de color gris verdoso.
- Lavas brechosas y brechas andesíticas de color gris rojizo.
- Brechas tobíferas y tobas cenicientas grises rojizas.

Las lavas andesíticas y las lavas brechosas,que son predominantes en la zona de la presa y en el costado izquierdo del valle del estero Los Angeles son habitualmente macizas y duras con escasa descomposición y buena calidad química pudiendo considerarse de aceptables a muy buenas propiedades geomecánicas.

Las lavas brechosas y brechas andesíticas de color gris rojizo, que se encuentran más frecuentemente en el costado derecho del valle del estero Los Angeles son de menor calidad geotécnica que las lavas andesíticas especialmente en las zonas con fallamientos o fracturamientos.

Las brechas tobíferas y las tobas son las rocas de menor calidad geotécnica de todo el basamento rocoso pues tienen mucho material arcillizado. Se presentan sólo en el costado derecho del valle del estero Los Angeles.

Las rocas intrusivas son de composición granodiorítica o dioríticа y se presenta en macizos pequeños y aislados en el costado izquierdo del valle donde servirían de fundación a las obras de la zona de caída de la central de cola.

Estas rocas son de grano medio a fino y están frecuentemente algo metamorfoseadas o silicificadas pero se aprecian macizas, duras y resistentes por lo que pueden suponerse con buenas a muy buenas propiedades geomecánicas.

Los materiales cuaternarios son de origen sedimentario y corresponden a depósitos fluvioaluvionales ubicados en el fondo del valle y a escombreras y conos de deyección de quebradas laterales.

Dentro de los materiales fluvioaluvionales es posible distinguir una unidad de depósitos recientes que son predominantes en el fondo del valle y forman el actual lecho de las quebradas. Su espesor se ha estimado entre unos 15 y 20 m y se caracterizan por mezclas muy diversas de gravas arenosas con escaso contenido de finos limo arcillosos y abundantes bolones diseminados.

Estos materiales se aprecian sueltos en sus primeros 2 m desde la superficie y pueden considerarse propensos a experimentar desplazamientos con ocasión de grandes crecidas. Estos materiales podrían servir para el suministro de áridos para el hormigón que requieran las obras.

La unidad de materiales fluvioaluvionales antigua corresponden a terrazas ubicadas a los lados del valle y consiste en mezclas de gravas, arenas, limos y arcillas con un espesor total estimado en unos 100 m. Los terrenos formados por esta unidad pueden considerarse estables y de buena capacidad de soporte para el emplazamiento de obras importantes.

La unidad de escombros de falda y conos de deyección se ubica en la ladera de los valles y quebradas y consiste en mezclas muy hetereogéneas de piedras de todos los tamaños con predominio de clastos angulosos en una matriz fina de arenas limos y arcillas. Esta unidad es relativamente suelta y puede presentar fenómenos de remoción en masa sobre todo en los primeros 5 m desde la superficie.

Las condiciones geotécnicas para la central de cola deben considerarse buenas ya que gran parte de su aducción se fundaría en el basamento rocoso y la zona de caída queda ubicada en un intrusivo granodiorítico de buenas características geotécnicas.

La central a pie de presa se ubicaría en el apoyo derecho de la presa del embalse Los Angeles formado por andesitas afaníticas que tienen aceptables a buenas calidades geotécnicas, sin embargo, es posible que se presente una cierta cobertura de materiales de escombro de falda en la salida del túnel de aducción la que probablemente deberá ser excavada para fundar la casa de máquinas.

La central hidroeléctrica considerada en el caso de no construirse el embalse Los Angeles se situaría a unos 500 m aguas abajo del posible emplazamiento de la presa de embalse en la ladera izquierda del valle. El canal de aducción de esta central no presentaría mayores problemas geotécnicos ya que iría fundado en el basamento rocoso, sin embargo es posible que la tubería deba fundarse en materiales de escombro de falda lo que obligaría a realizar fundaciones importantes para esta obra. La casa de máquinas de esta central se fundaría en los materiales fluvioaluvionales antiguos los que pueden considerarse aceptables para este objeto.

7.2.2.2 Central a la cola del embalse.

En el estudio de alternativas presentado en el Capítulo 7.2.1 se determinó que la solución óptima corresponde a una central ubicada en el costado izquierdo del valle del estero Los Angeles en el extremo superior de la zona de inundación del embalse Los Angeles. La altura de caída bruta sería de 100 m los que corresponden a la diferencia de cota entre la salida del túnel El Sauce (525 m.s.n.m.) y el nivel máximo del embalse Los Angeles (425 m.s.n.m.). El caudal de diseño óptimo es de 20 m3/s lo que permite instalar una potencia de 16 MW y producir 107 GWh como promedio anual.

Características del desarrollo

La estadística de caudales disponibles para el embalse Los Angeles, considerando una capacidad máxima de la aducción de 20 m3/s, permite aprovechar un caudal promedio de 14,83 m3/s con la siguiente distribución mensual:

Mes	Q (m3/s)	Mes	Q (m3/s)
May	17,57	Nov	17,12
Jun	17,73	Dic	16,05
Jul	17,68	Ene	11,27
Ago	17,80	Feb	10,76
Sep	13,42	Mar	11,17
Oct	13,72	Abr	13,72

El caudal firme de esta central, calculado como el de seguridad 95 por ciento en los meses de invierno de Abril a Agosto, es de 10,55 m3/s.

La energía anual promedio es de 107 GWh con la siguiente distribución mensual:

Mes	E (GWh)	Mes	E (GWh)
May	10,5	Nov	10,4
Jun	10,6	Dic	9,6
Jul	10,6	Ene	6,8
Ago	10,7	Feb	6,6
Sep	8,1	Mar	6,7
Oct	8,2	Abr	8,2

La potencia firme de la central (95 por ciento de seguridad en el período de invierno) es de 8,47 MW.

Las obras de la central consisten en una aducción de 5,3 km de longitud que se inicia en la salida del túnel El Sauce mediante un sifón de 720 m de longitud que permite cruzar el estero Guayacán y continuaría luego mediante un canal construído en la ladera de los cerros que forman el costado izquierdo del valle de Los Angeles.

El sifón tendría una carga máxima de 10 m y sería construído de hormigón armado.

El canal de aducción sería de sección trapecial revestido en toda su longitud y terminaría en la cámara de carga de la central.

La zona de caída quedaría ubicada a unos 5,5 km aguas arriba de la presa del embalse Los Angeles en el costado izquierdo del valle y se compondría de una cámara de carga, una tubería en presión de 270 m de longitud y 2,4 m de diámetro la que se bifurcaría poco antes de llegar a la casa de máquinas para alimentar a cada una de las dos turbinas Francis de eje vertical de que dispondría la central.

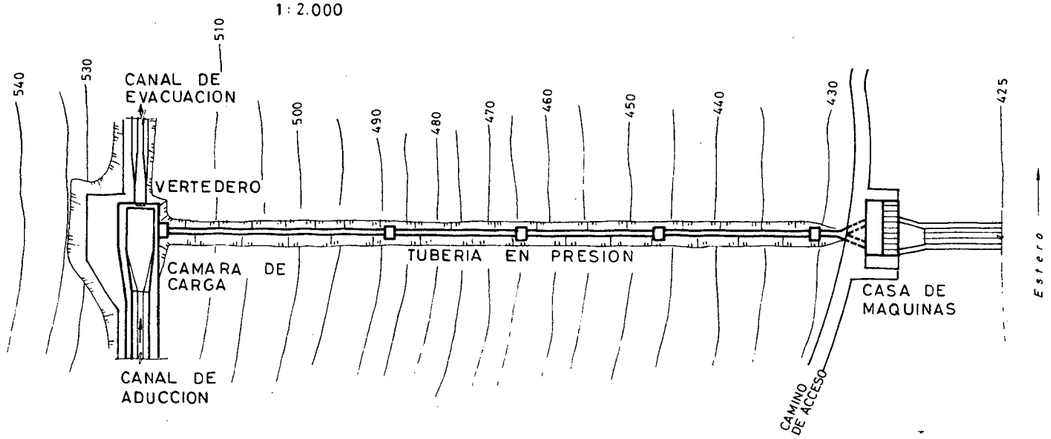
En la cámara de carga se dispondrá de una obra de seguridad destinada a evacuar los caudales rechazados por la central y que consistirá en un vertedero provisto de compuertas automáticas seguido de un corto canal que descargará estos caudales a una quebrada próxima a la zona de caída.

Cada uno de los generadores de la central iría acoplado directamente a una turbina y tendrían una velocidad de rotación de 500 r.p.m. Los transformadores se ubicarían al lado de la casa de máquinas y desde ellos se conduciría la energía hasta el patio de alta tensión ubicado próximo a la casa de máquinas. Desde este último lugar nacería la línea de trasmisión de 50 km de longitud y 66 Kv de tensión, que entregaría la energía producida en la sub-estación de Quínquimo del Sistema Interconectado.

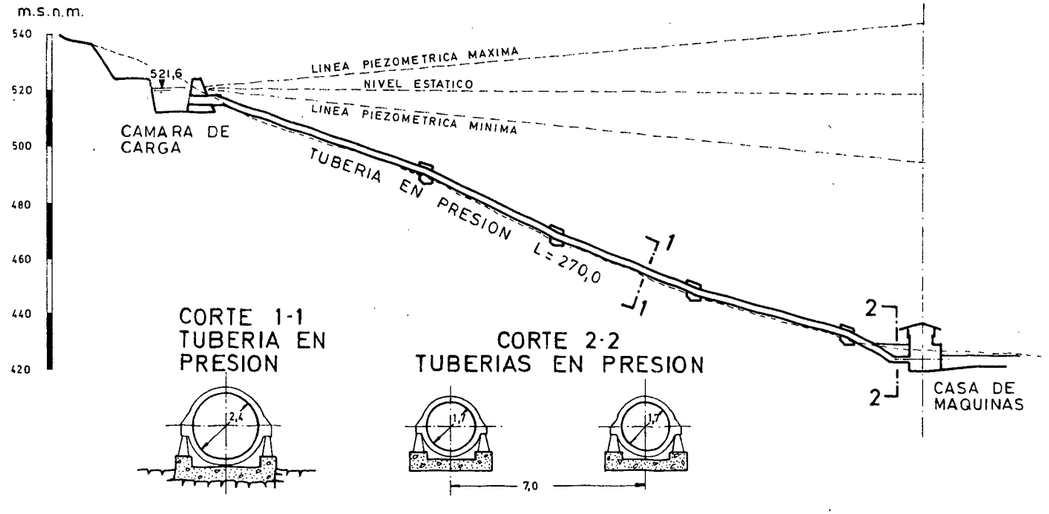
La ubicación y prediseño de las obras de la central se muestra en la Figura 7.3 que sigue.

CENTRAL DE COLA · EMBALSE 370 Hm^3

PLANTA ZONA DE CAIDA
1:2.000



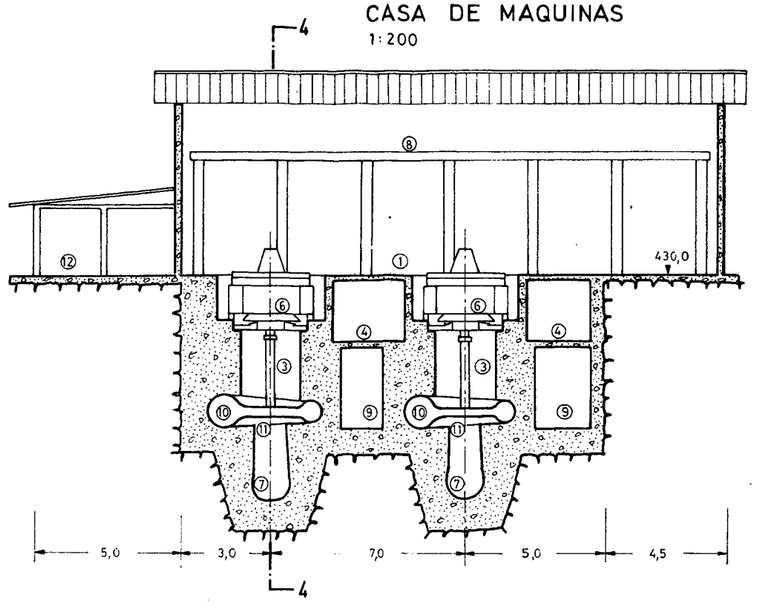
PERFIL ZONA DE CAIDA
1:2.000



CORTE 1-1
TUBERIA EN PRESION

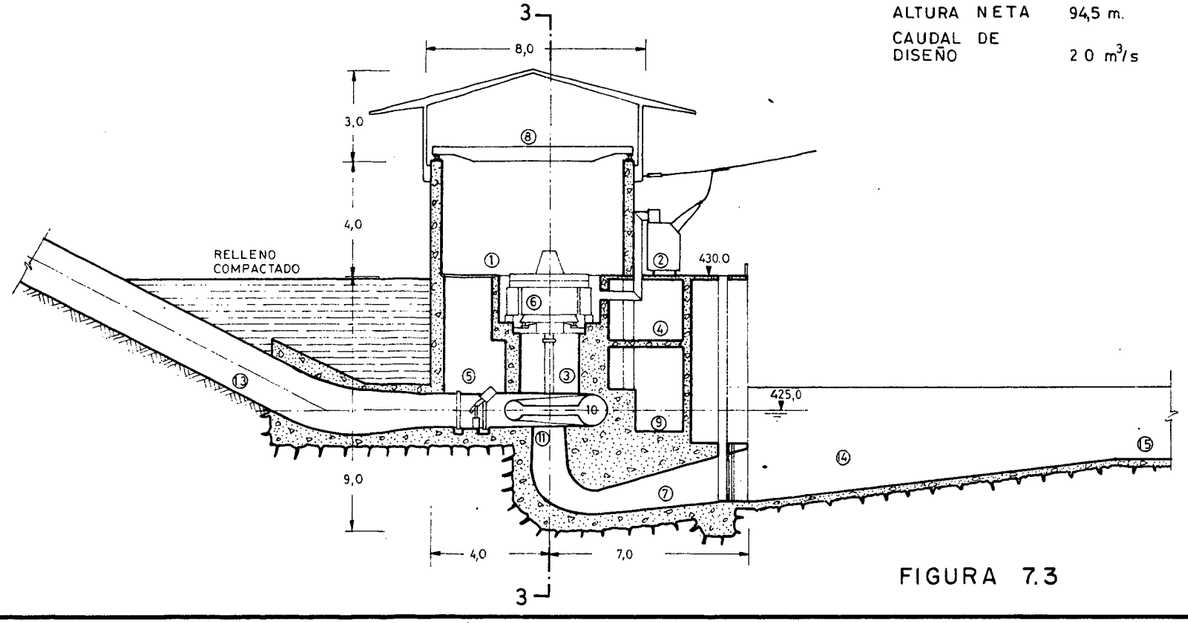
CORTE 2-2
TUBERIAS EN PRESION

CORTE 3-3
CASA DE MAQUINAS
1:200



1 PISO PRINCIPAL
2 TRANSFORMADORES
3 PISO DE TURBINAS
4 GALERIA DE CABLES
5 GALERIA DE VALVULAS
6 GENERADOR
7 DIFUSOR
8 PUENTE GRUA
9 ZONA DE EQUIPOS AUX.
10 CARACOL
11 RODETE TURBINA
12 EDIFICIO DE MANDO
13 TUBERIA
14 TRANSICION
15 CANAL DE EVACUACION

CORTE 4-4
CASA DE MAQUINAS
1:200



CARACTERISTICAS GENERALES

POTENCIA	16 MW
ENERGIA MEDIA ANUAL	107 GWh
ALTURA NETA	94,5 m.
CAUDAL DE DISEÑO	20 m^3/s

FIGURA 7.3

Costos y beneficios de las obras

El costo de las obras de aducción de la central es el siguiente:

Sifón Guayacán	US$ 1.170.000
Canal de Aducción	US$ 920.000
Total Aducción	US$ 2.090.000

El costo de las obras de la zona de caída se indica en el Cuadro 7.11 siguiente.

Los beneficios de la central se han obtenido valorizando la producción anual de energía y de potencia firme. Con este fin se han aplicado los resultados de un estudio realizado en 1979 por la Oficina de Planificación de la ENDESA que establece los siguientes precios de energía y potencia firme, expresados en moneda de Junio de 1978.

	Sociales	Mercado
Energía (US$/kwh)	0,023	0,0253
Potencia Firme (US$/kw-año)	35,0	38,5

En consecuencia, a precios de mercado, la central produciría un beneficio bruto anual por venta de energía de US$ 2.707.000 y por potencia firme US$ 326.000. De modo que el ingreso bruto anual sería de US$ 3.033.000.

Indicadores Económicos

Las consecuencias económicas que tendría este proyecto, concebido como desarrollo marginal al proyecto de riego, se han evaluado a través del beneficio neto actualizado y del costo de la energía producida.

Para el cálculo de los indicadores económicos se ha estimado un plazo de construcción de cuatro años. El programa de inversión ha sido adecuado al del proyecto de riego, adoptándose los siguientes valores:

Año	1	2	3	4	5	6
% de la inversión	0	0	3	19	55	23

CUADRO 7.11 Costo Obras Zona de Caída (US$ x 10^3)

OBRAS CIVILES	
Cámara de carga	205
Vertedero y rápido descarga	250
Tubería en presión	632
Casa de Máquinas	912
Canal de evacuación	308
Patio alta tensión	89
TOTAL OBRAS CIVILES	2.396
EQUIPO DE PROYECTO	
Turbinas	1.204
Generadores	1.764
Transformadores	163
Equipo auxiliar	944
Válvulas	220
Compuertas y rejas	98
Puente Grúa	169
TOTAL EQUIPO DE PROYECTO	4.562
TOTAL COSTO DE CONSTRUCCION	6.958
Estudios e ingeniería	525
Imprevistos	1.077
Inspección y administración de la construcción	130
Fletes y gastos portuarios	217
Derechos de internación equipo proyecto	348
TOTAL CON IVA E INTERNACION	9.255
Derechos de internación equipo construcción	69
IVA Obras civiles	340
TOTAL SIN IVA (Costo financiero)	8.915
Porcentaje del costo ME	55
MN	45
Porcentaje de la mano de obra (sobre MN)	27

El indicar un período de 6 años corresponde solamente al hecho de que el plazo de construcción del proyecto de riego es de 6 años y a que todas las obras deberían entrar en servicio simultáneamente al término del sexto año.

La revisión del programa de construcción de la línea de trasmisión indicó que puede construirse en 3 años con el siguiente flujo de inversiones:

Año	1	2	3	4	5	6
% de la inversión	0	0	0	15	45	40

Los costos y beneficios se calcularán actualizados al instante cero que corresponde al inicio de la construcción de todo el proyecto. La tasa de interés considerada es de un 12 por ciento anual. Los resultados se muestran en el Cuadro 7.12 siguiente.

Los resultados obtenidos indican que el beneficio neto actualizado sería de US$ 4.683.000 y el costo de producción de la energía sería de 17,9 mills/kwh.

7.2.2.3 Central al pie de la presa.

En este acápite se presenta el análisis de la conveniencia de instalar una central hidroeléctrica que utilice los caudales que entregaría el embalse Los Angeles y la altura de caída creada por él. De acuerdo con los estudios realizados, el volumen útil de regulación necesario para satisfacer las demandas de riego sería de 370 millones de m3 por lo que la cota máxima de aguas en el embalse sería de 425 m.s.n.m. En caso de que el embalse se destinara además a abastecer parte de las demandas de agua potable de Valparaíso y Viña del Mar, su volumen útil de regulación debería ser de 680 millones de m3 con lo que el nivel máximo de agua sería la cota 448 m.s.n.m.

En primer término se analizará el caso de volumen de regulación de 370 millones de m3.

CUADRO 7.12 Indicadores Económicos (US$ x 10^3)

Inversión Aducción de la central	2.090
Inversión Obras zona de caída	8.915
Inversión Línea de trasmisión	1.055
INVERSION TOTAL	12.060
Inversión de la línea actualizada a 0	584
Inversión de la central actualizada a 0	6.280
INVERSION TOTAL ACTUALIZADA AL INSTANTE 0	6.864
Costo anual de operación y mantención de la central	289
Costo de operación y mantención actualizado a 0	1.216
COSTO TOTAL ACTUALIZADO A 0	8.080
BENEFICIOS	
Bruto anual por energía	2.707
Bruto anual por potencia	326
Bruto anual total	3.033
BENEFICIO BRUTO ACTUALIZADO AL INSTANTE 0	12.763
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO A 0 (VAN)	4.683
COSTO DE LA ENERGIA	
Costo de la central al instante 6 (puesta en servicio)	13.548
Costo anual del capital	1.631
Costo anual de operación y mantención	289
Costo anual total	1.920
Energía media anual GWh	107
COSTO DE LA ENERGIA mills/kwh	17,9

Metodología Empleada

Para estudiar esta central se ha elaborado un programa de computación a fin de simular la operación del embalse considerando distintas capacidades de la central pero satisfaciendo siempre las demandas de riego. Además de restringir el funcionamiento de la central al utilizar sólo los caudales entregados para riego, se ha considerado que la central dejaría de funcionar en las ocasiones en que el nivel del embalse no permita tener a lo menos una altura de caída igual al 65 por ciento de la altura de caída de diseño de la central.

Como altura de diseño de la central se ha considerado la diferencia entre la cota más frecuente del embalse y la cota de descarga, la que se ha considerado constante e igual a la 340 m.s.n.m.

Las operaciones simuladas del embalse permitieron determinar que la cota más frecuente del embalse es la 417 m.s.n.m. por lo que la altura de caída bruta de diseño es de 77 m.

Las pérdidas de carga se evalúan, en el programa de operación, de acuerdo al caudal utilizado en cada mes de acuerdo a fórmulas del tipo $h = K Q^2$ en que h es la pérdida de carga, Q el caudal utilizado por la central y K una constante que depende de las características de la aducción de la central.

Disposición de las Obras

La central hidroeléctrica ha sido concebida bajo la limitante de no modificar la disposición de las obras actualmente diseñadas para el embalse Los Angeles y en lo posible aprovechar parte de ellas para la central.

De acuerdo con lo anterior las obras propias de la central consistirán en un túnel blindado con acero que se conecta al túnel de desviación unos 40 m aguas arriba de la ubicación de las válvulas de entrega a riego. Este túnel blindado tendría una longitud de 370 m y su trazado sería casi paralelo al túnel de desviación del embalse, de manera de salir a la superficie a unos 60 m a la derecha de la salida del túnel de desviación y entrega a riego del embalse.

Al término del túnel se ubicará una bifurcación de acero de donde nacerán dos cortas tuberías que alimentarán cada una de las turbinas de la central.

Casi al inicio del túnel blindado se ubicará una válvula a fin de independizar la construcción de la central del funcionamiento del túnel de desviación del embalse. Para instalar esta válvula se deberá construir una pequeña caverna la que tendrá acceso desde el túnel de desviación del embalse.

La casa de máquinas estará provista de dos unidades generadoras y se ubicará al aire libre a unos 60 m a la derecha de la salida del túnel de desviación del embalse.

El patio de alta tensión de la central se ubicará casi al lado de la casa de máquinas y a él llegará la línea de trasmisión que viene de la central de cola del embalse. Desde este patio de alta tensión partirá la línea de 66 KV que conducirá la energía producida por ambas centrales hasta la subestación Quínquimo del Sistema Interconectado.

La Figura 7.4 muestra las obras recién descritas.

Capacidad a instalar

Con el objeto de determinar el óptimo caudal de diseño de esta central, se ha calculado sus características, costos y beneficios para varios caudales de diseño los que se indican a continuación junto a la correspondiente potencia instalada y energía media anual producida.

Caudal de diseño m3/s	Potencia Instalada MW	Energía media anual GWh
8	5,2	34,4
13	8,4	54,0
18	11,6	70,6
23	14,8	80,0
28	18,0	81,5

Los costos actualizados de la central se han determinado a nivel de Junio de 1978 y se representan en la Figura 7.5 al igual que los beneficios brutos actualizados de la central los que se han obtenido valorizando la energía a razón de 25,3 milésimas de dólar por kwh producido.

Mediante las curvas de costos y beneficios antes indicados, es posible obtener el óptimo caudal de diseño de la central el que corresponde a 21,6 m3/s.

Para este caudal de diseño, la potencia instalada sería de 14,0 MW y la energía media anual producida sería de 78 GWh. Hay que señalar que debido a que el embalse no entregaría ningún caudal durante algunos meses de invierno de todo el período estadístico considerado, la potencia firme de la central es cero.

Características del Desarrollo

Las principales características del desarrollo hidroeléctrico seleccionado serían las siguientes:

Potencia Instalada	14	MW
Caudal de diseño	21,6	m3/s
Altura neta de diseño	75	m
Altura mínima de funcionamiento	48	m
Caudal medio generado	13,2	m3/s
Energía media anual	78	GWh
Energía media de invierno (Abril-Agosto)	25	GWh
Energía media de verano (Septiembre-Marzo)	53	GWh
Longitud túnel blindado	370	m
Diámetro túnel blindado	2,45	m
Número de unidades generadoras	2	
Potencia cada unidad	7	MW

El costo de las obras de la central se muestra en el Cuadro 7.13 siguiente.

CUADRO 7.13 Costos Obras Central a Pie de Presa (US$ x 10^3)

Caudal de Diseño (m3/s)	21,6	
Potencia Instalada (MW)	14,0	
OBRAS CIVILES		
Cámara de Válvula		68
Túnel blindado		639
Casa de Máquinas		916
Canal de evacuación		161
Patio alta tensión		84
TOTAL OBRAS CIVILES		1.868
EQUIPO DE PROYECTO		
Turbinas		1.163
Generadores		1.375
Transformadores		146
Equipo auxiliar		844
Válvulas		398
Compuertas y rejas		15
Puente Grúa		60
TOTAL EQUIPO DE PROYECTO		4.001
TOTAL COSTO DE CONSTRUCCION		5.869
Estudios e ingeniería		444
Imprevistos		887
Inspección y administración de la construcción		105
Fletes y gastos portuarios		190
Derechos de internación equipo proyecto		304
TOTAL CON IVA E INTERNACION		7.799
Derechos de internación equipo construcción		47
IVA Obras Civiles		257
TOTAL SIN IVA (Costo financiero)		7.542
Porcentaje del Costo ME		55
MN		45
Porcentaje de la mano de obra (sobre MN)		27

CAUDAL ECONOMICO
CENTRAL A PIE DE PRESA
EMBALSE 370 Mm³

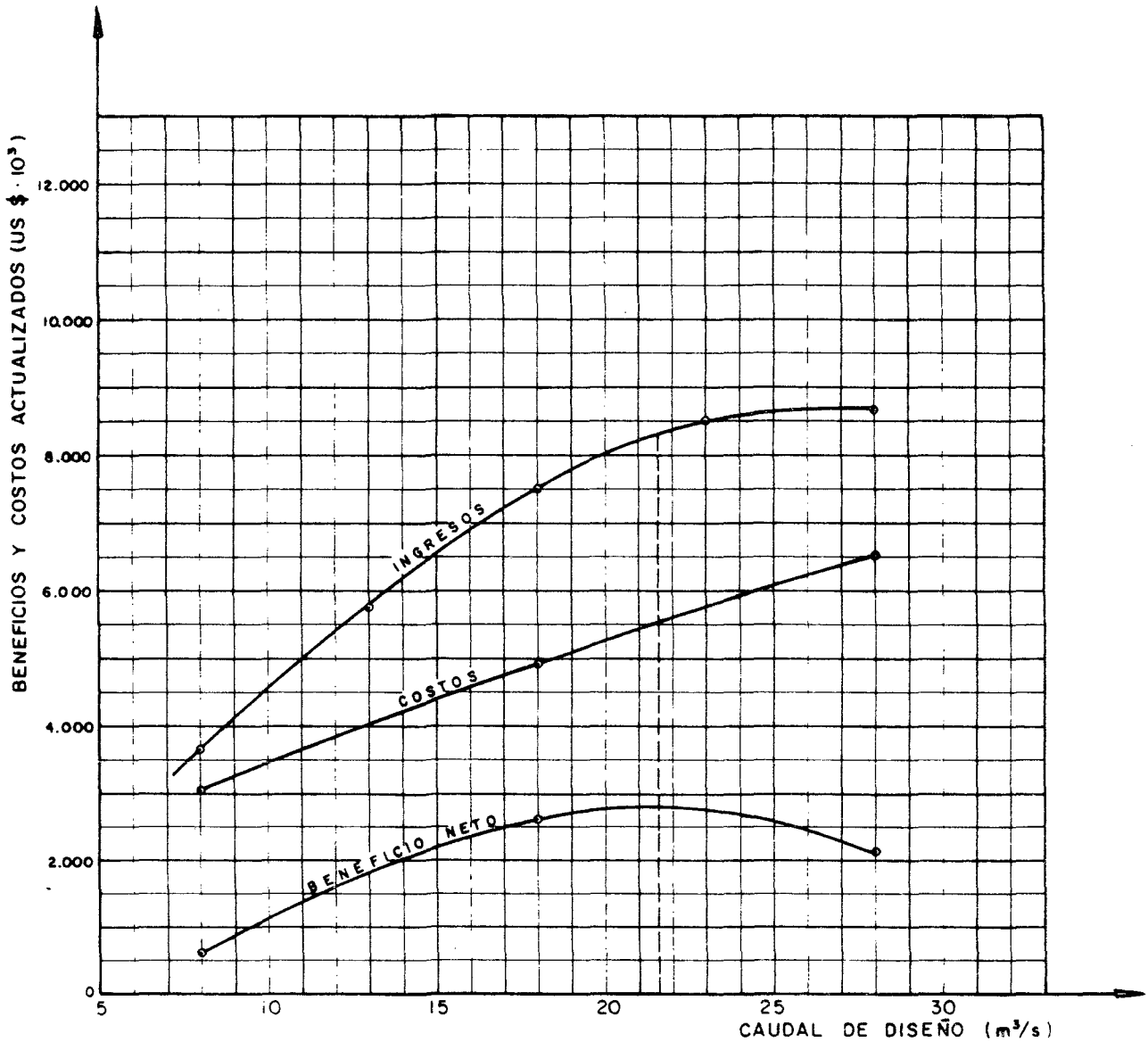


FIGURA 7.5

Indicadores Económicos

El plazo de construcción de esta obra es de cuatro años pero debe considerarse que ella deberá hacerse en dos períodos diferentes. En el primero, que deberá coincidir con el de construcción del túnel de desviación del embalse, se deberá hacer el túnel blindado, la cámara de válvula e instalar la válvula, en el segundo período, cuya duración será de tres años deberá construirse la casa de máquinas y realizar el montaje de los equipos además de conectar las tuberías al túnel blindado.

Con estas consideraciones y tomando en cuenta que el período de construcción del embalse sería de 6 años, el flujo de inversiones será el siguiente:

Año	1	2	3	4	5	6
% de la inversión	18	0	0	18	45	19

Los costos y beneficios actualizados al instante inicial de la construcción de todo el proyecto Aconcagua se muestra en el Cuadro 7 14.

El valor neto actualizado de la central sería de 2.815.000 dólares y el costo de producción de la energía, de 16,7 mills/kwh.

CUADRO 7.14 Indicadores Económicos Central a Pie de Presa (US$ x 10^3)

Inversión de la central	7.542
INVERSION TOTAL	7.542
Inversión de la central actualizada a 0	4.727
INVERSION TOTAL ACTUALIZADA AL INSTANTE 0	4.727
Costo anual de operación y mantención de la central	181
COSTO TOTAL ANUAL DE OPERACION Y MANTENCION	181
COSTO DE OPERACION Y MANTENCION ACTUALIZADO A 0	762
COSTO TOTAL ACTUALIZADO A 0	5.489
BENEFICIOS	
Bruto anual por energía	1.973
Bruto anual por potencia	0
BRUTO ANUAL TOTAL	1.973
BENEFICIO BRUTO ACTUALIZADO AL INSTANTE 0	8.304
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO A 0 (VAN)	2.815
COSTO DE LA ENERGIA	
Costo de la central al instante 6 (puesta en servicio)	9.330
Costo anual del capital	1.123
Costo anual de operación y mantención	181
Costo anual total	1.304
Energía media anual GWh	78
COSTO DE LA ENERGIA mills/kwh	16,7

Posible Peralte del Muro

Con el objeto de determinar la conveniencia de peraltar el muro de embalse para mejorar la producción de la central,se ha analizado el abastecer las mismas demandas de riego mediante un embalse 10 m más alto que el anteriormente considerado. En este caso la cota de aguas máximas del embalse sería la 435 m.s.n.m. manteniéndose como cota de descarga la 340 m.s.n.m. En estas condiciones el embalse tendría una capacidad útil de 500 Mm3 y las características de la central serían:

Altura bruta máxima	95 m
Altura bruta más frecuente	87 m
Altura de diseño de la central	85 m
Caudal de diseño	21,6 m3/s
Potencia Instalada	15,8 MW
Caudal medio anual generado	13,2 m3/s
Energía media anual	89 GWh

La inversión necesaria para construir esta central ascendería a US$ 7.961.000 siendo el costo anual de operación y mantención de ella de US$ 183.000.

El costo de la central expresado en valor presente ascendería a US$ 5.760.000.

El beneficio bruto anual de la central sería de US$ 2.091.500 los que expresados en valor presente alcanzan a US$ 8.803.000.

En consecuencia, el valor neto actualizado de la central sería de US$ 3.043.000, valor que significa un incremento de US$ 228.000 con respecto a la altura de presa original (cota máxima de aguas 425 m.s.n.m.)

El costo del incremento del muro de presa se ha calculado y asciende a 11,24 millones de dólares expresados en valor presente, lo que significa que aumentar la altura de la presa con objeto de aumentar la producción de la central no se justifica por cuanto el valor neto incremental de esta modificación sería de US$ - 11.012.000.

7.2.2.4 Central al pie de la presa incluyendo Agua Potable.

Metodología Empleada

La metodología empleada en este caso es en todo similar a la planteada en el caso anterior habiéndose considerado además, en la simulación de la operación del embalse, el abastecimiento de las demandas futuras de agua potable de Valparaíso y Viña del Mar. Dichas demandas son las mismas utilizadas para la operación del embalse Aromos pero incrementadas por concepto de las pérdidas en el canal Poniente que fueron estimadas en un 5 por ciento.

La cota más frecuente del embalse, determinada mediante la simulación,es la 440 m.s.n.m. Siendo la cota de descarga la 340 m.s.n.m., la altura bruta de diseño de la central resulta de 100 m con una capacidad útil del embalse de 680 Mm3.

Las pérdidas de carga se evalúan de la misma forma planteada en el caso anterior.

Disposición de las Obras

La disposición de las obras de la central es en todo similar a la del caso anterior variando solamente la longitud del túnel blindado de aducción el que aumenta de 370 m a 390 m.

Capacidad a instalar

Al igual que en el caso de la central con un volumen de embalse de 370 millones de m3, se han calculado las características, costos y beneficios de la central para distintos caudales de diseño. La potencia instalada y energía producida serían las siguientes:

Caudal de diseño m3/s	Potencia Instalada MW	Energía media anual GWh
8	6,7	44,2
13	10,9	67,2
18	15,1	86,7
23	19,2	97,5
28	23,4	100,6

La potencia firme de esta central sería también igual a cero ya que algunos meses de invierno el nivel del embalse se encuentra por debajo del mínimo necesario para que funcione la central y aunque se entreguen los caudales destinados al agua potable de Valparaíso y Viña del Mar estos no podrán generarse por la razón anteriormente señalada.

Otro punto importante de señalar es que no es posible operar el embalse de manera de mantener un nivel que permita operar siempre a la central por cuanto ello implicaría aumentar los caudales afluentes y también aumentar el volumen del embalse.

Los costos y beneficios actualizados de la central para los distintos caudales de diseño se han representado en el gráfico de la Figura 7.6 del cual es posible deducir el óptimo caudal de diseño el que resulta ser de 22,8 m3/s. En este caso la potencia instalada sería de 19 MW y la generación media anual alcanzaría a 97 GWh.

Características del Desarrollo

Las principales características del desarrollo seleccionado serían las siguientes:

Potencia instalada	19	MW
Caudal de diseño	22,8	m3/s
Altura neta de diseño	98	m
Altura mínima de funcionamiento	64	m
Caudal medio generado	12,9	m3/s
Energía media anual	97	GWh
Energía media de invierno (Abril-Agosto)	26	GWh
Energía media de Verano (Septiembre-Marzo)	71	GWh

Longitud túnel blindado	390 m
Diámetro túnel blindado	2,5 m
Número de unidades generadoras	2
Potencia cada unidad	9,5 MW

Costos y beneficios de las obras

El costo de las obras propias de la central se presenta en el Cuadro 7.15. La producción anual de 97 GWh implica un ingreso bruto de US$ 2.454.000.

Indicadores Económicos

Dado el mayor tamaño de este embalse, el plazo de construcción se ha estimado en 7 años mientras que el plazo de construcción de la central sería de 4 años. Considerando que el túnel blindado y la cámara de válvulas deberá construirse simultáneamente con el túnel de desviación del embalse, el flujo de inversiones sería el siguiente:

Año	1	2	3	4	5	6	7
% de la inversión	18	0	0	0	18	45	19

En el Cuadro 7.16 se presentan los indicadores económicos de la central.

CAUDAL ECONOMICO
CENTRAL A PIE DE PRESA
EMBALSE 680 Mm³

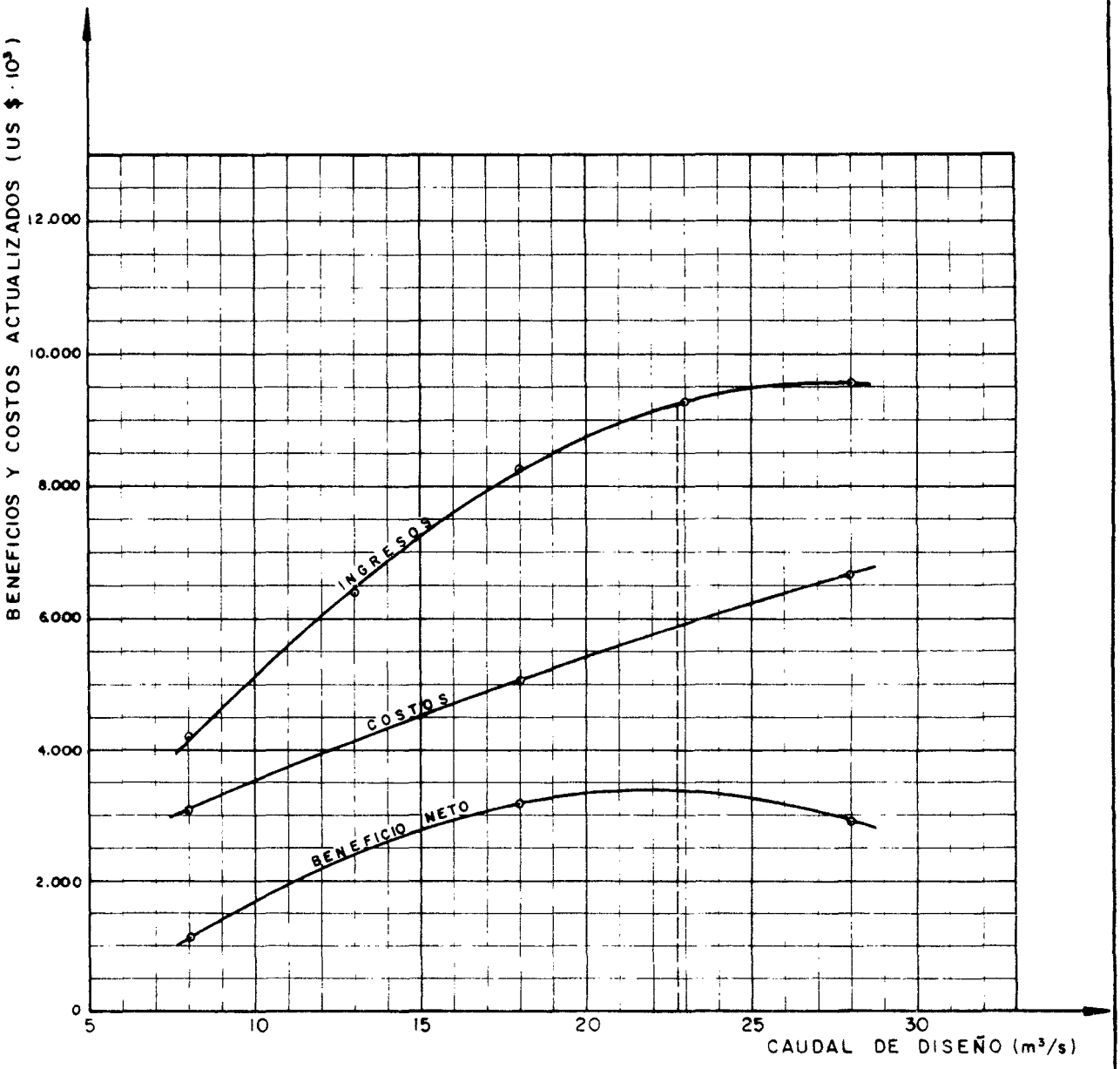


FIGURA 7.6

CUADRO 7.15 Costos Obras Central a Pie de Presa
Embalse de 680 Mm3 (US$ x 10^3)

Caudal de Diseño	22,8 m3/s	
Potencia Instalada	19 MW	
OBRAS CIVILES		
Cámara de Válvula		68
Túnel blindado		758
Casa de Máquinas		1.009
Canal de evacuación		166
Patio alta tensión		97
TOTAL OBRAS CIVILES		2.098
EQUIPO DE PROYECTO		
Turbinas		1.345
Generadores		1.609
Transformadores		179
Equipo auxiliar		1.094
Válvulas		514
Compuertas y rejas		18
Puente Grúa		64
TOTAL EQUIPO DE PROYECTO		4.823
TOTAL COSTO DE CONSTRUCCION		6.921
Estudio e ingeniería		521
Imprevistos		1.029
Inspección y administración de la construcción		116
Fletes y gastos portuarios		223
Derechos de internación equipo proyecto		356
TOTAL CON IVA E INTERNACION		9.166
Derechos de internación equipo construcción		53
IVA Obras civiles		290
TOTAL SIN IVA (Costo financiero)		8.876
Porcentaje del costo ME		55
MN		45
Porcentaje de la mano de obra (sobre MN)		27

CUADRO 7.16 Indicadores Económicos Central a Pie de Presa. Embalse de 680 Mm3 (US$ x 10^3)

Caudal de diseño	22,8 m3/s	
Potencia Instalada	19 MW	
Inversión de la central		8.876
INVERSION TOTAL		8.876
Inversión de la central actualizada a 0		5.119
INVERSION TOTAL ACTUALIZADA AL INSTANTE 0		5.119
Costo anual de operación y mantención de la central		204
COSTO TOTAL ANUAL DE OPERACION Y MANTENCION		204
COSTO DE OPERACION Y MANTENCION ACTUALIZADA A 0		767
COSTO TOTAL ACTUALIZADO A 0		5.886
BENEFICIOS		
Bruto anual por energía		2.454
Bruto anual por potencia		-
BRUTO ANUAL TOTAL		2.454
BENEFICIO BRUTO ACTUALIZADO AL INSTANTE 0		9.220
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO A 0 (VAN)		3.334
COSTO DE LA ENERGIA		
Costo de la central al instante 7 (puesta en servicio)		11.316
Costo anual del capital		1.363
Costo anual de operación y mantención		204
Costo anual total		1.567
Energía media anual GWh		97
COSTO DE LA ENERGIA	mills/kwh	16,2

El valor presente de los costos sería de US$ 5.886.000. El ingreso bruto actualizado llegaría a US$ 9.220.000 de modo que el beneficio neto actualizado resulta ser de US$ 3.334.000. El costo de producción de la energía sería de 0,0162 US$/kwh.

Debe tomarse en cuenta que un embalse del volumen de regulación aquí considerado no permitiría la construcción de la central a la cola del embalse tal como fue planteado en el punto 7.2.2.2. Esto obligaría a ubicar esta central más aguas arriba reduciéndose su altura de caída de 100 m a 77 m y su potencia instalada de 16 MW a 12,4 MW. La generación media anual bajaría de 107 GWh a 83 GWh y la potencia firme de 8,47 MW a 6,54 MW. El cálculo de costos y beneficios de la central de cola considerando un volumen de embalse de 680 millones de m3 determinó que el valor neto actualizado baja de 4.683.000 dólares a 3.259.000 dólares, es decir, disminuye en US$ 1.424.000.

Análisis de costos y beneficios para Agua Potable

A continuación se presenta un análisis de los costos marginales que tendría el proyecto N° 5 para riego e hidroelectricidad cuando se incluye el uso para agua potable de Valparaíso y Viña del Mar.

De acuerdo con el estudio realizado,al incluir agua potable, los beneficios netos actualizados asociados al desarrollo hidroeléctrico varían de la siguiente manera.

La central a pie de presa subiría el beneficio neto actualizado desde 2,800 MUS$ a 3,460 MUS$. Por lo tanto, hay un incremento de 0,660 MUS$.

La central a la cola del embalse vería disminuído su beneficio como consecuencia de la menor altura de caída que provoca el mayor embalse. El beneficio neto actualizado bajaría de 4,683 MUS$ a 3,259 MUS$. Valores que implican una disminución de 1,424 MUS$.

Luego el desarrollo hidroeléctrico completo implica una disminución del beneficio neto actualizado de 0,764 MUS$.

Respecto al embalse mismo, se requiere un volumen útil de 680 Mm3 en lugar de 370 Mm3. Ello implica un mayor costo de 26,796 MUS$ en valor presente.

Respecto al canal Poniente se debe aumentar su capacidad de 23 a 26 m3/s. En valor presente esto significa un mayor costo de 0,609 MUS$.

En resumen, al incluir agua potable, los costos marginales del proyecto 5 para riego e hidroelectricidad serían:

- Por desarrollo hidroeléctrico	0,764 MUS$
- Por embalse Los Angeles	26,796 MUS$
- Por canal Poniente	0,609 MUS$
	28,169 MUS$

Con las obras indicadas hasta aquí, se estaría entregando en el río Aconcagua en el punto donde termina el canal Poniente, un volumen anual de 66,6 Mm3. Expresando el costo marginal anterior como valor futuro a la puesta en marcha del proyecto, término año 7 y luego como costo anual equivalente al 12 por ciento, resulta que el agua producida tendría un costo de 0,113 US$/m3.

Ahora bien, para llegar con el agua producida hasta Valparaíso y Viña del Mar debería construirse un nuevo acueducto, una nueva planta de filtros y un nuevo estanque de regulación.

El nuevo acueducto podría tener un trazado muy similar al del acueducto de Las Vegas, por esta razón y para efectos de estimar un costo de esta obra se ha supuesto una tubería de 84 km de longitud. Aceptando que la tubería fuese de acero de un diámetro de 1350 mm, se estima un costo de 450 US$/m. De modo que esta inversión sería de 37,800 MUS$.

Para la nueva planta de filtros y el nuevo estanque de regulación se han adoptado las inversiones estimadas por la Comisión Nacional de Riego en su estudio "Aprovechamiento Múltiple de Recursos Hídricos del Maipo Alto" que son las siguientes:

- Planta de filtros para 2.000 lt/s US$ 5.360.000
- Nuevo estanque de 8.000 m3 US$ 400.000

En resumen, la inversión necesaria para llevar el agua producida desde el punto de entrega mencionado hasta el centro de consumo sería de 43,560 MUS$. Suponiendo que estas obras se construyan durante los últimos tres años del periodo de 7 años que tomaría la construcción del embalse Los Angeles y con un ritmo de inversiones de 10%, 50% y 40%, según criterios empleados por ENDESA, el costo actualizado sería de 21,388 MUS$.

Finalmente, puede decirse entonces que el costo marginal actualizado asociado al agua potable sería de 49,557 MUS$.

En este análisis preliminar se estimarán los beneficios atribuibles a la producción de agua potable como el ahorro que se genera al no terminar las obras del embalse Aromos y no efectuar el gasto anual por concepto de energía para elevar los caudales que el embalse Aromos aportaría.

Según el estudio del Maipo Alto el costo para terminar Aromos es de 45,000 MUS$ de los cuales 20,000 MUS$ corresponderían a la terminación de las obras del embalse mismo y los 25,000 MUS$ restantes son atribuíbles a las obras complementarias entre las cuales se incluyen una planta de tratamiento de aguas servidas, una nueva planta de filtros en Concón, la aducción Aromos-Concón y otras.

Según antecedentes proporcionados por la Comisión Nacional de Riego, la cifra más reciente para el costo de terminar las obras propias del embalse Aromos sería ahora de US$ 19.475.000, expresado en moneda de Abril de 1981.

El estudio del Maipo Alto indica que el nivel de precios empleado en los estudios de las centrales hidroeléctricas corresponde a Enero de 1980. Por lo tanto, se supondrá que el costo de las obras complementarias está expresado a ese nivel de precios.

Aceptando que la componente en moneda extranjera sea de 30 por ciento y la nacional 70 por ciento se expresa el costo de estas obras a nivel de Junio de 1978 a través de las variaciones de índices de precios al consumidor de U.S.A. y de Chile. Los referidos índices experimentaron las siguientes variaciones:

	Junio 78 - Enero 80	Junio 78 - Abril 81
IPC U.S.A.	19,46%	36,61%
IPC Chile	61.15%	115,39%

El costo de las obras del embalse, expresado en moneda de Junio de 1978, sería entonces de US$ 10.605.990.

El costo de las obras complementarias, expresado en moneda de Junio de 1978, sería a su vez de US$ 17.137.700.

El costo total para terminar Aromos, expresado en moneda de Junio de 1978, sería de US$ 27.743.690. Estas obras se construirían en tres años a un ritmo de 12 por ciento el primer año, 70 por ciento el segundo y 18 por ciento el tercero. Por razones de consistencia del presente análisis, se supone que estos desembolsos se efectuarían durante los últimos tres años del período de siete que tomaría la construcción del embalse Los Angeles. En estas condiciones, a la tasa del 12 por ciento, el costo actualizado al inicio del período de siete años mencionado sería de 13,987 MUS$.

El estudio del Maipo Alto presenta la serie de gastos anuales necesarios para elevar el agua producida por el embalse Aromos. La Comisión Nacional de Riego proporcionó los precios de energía empleados en el cálculo de estos gastos anuales de modo que es posible obtener la energía anual consumida y valorizar entonces la serie al nivel de precios de Junio de 1978. Los datos mencionados y los cálculos efectuados se presentan a continuación.

Año	Gasto (MUS$)	Precio kwh (US$ x 10^{-3})	Energía (GWh)	Gasto (nivel Jun. 78) (MUS$)
1	-		-	-
2	-		-	-
3	-		-	-
4	1,715	28,000	61,250	1,362
5	1,716	28,560	60,084	1,336
6	1,710	29,131	58,700	1,306
7	1,698	29,714	57,145	1,271
8	1,680	30,308	55,431	1,233
9	1,824	30,914	59,002	1,312
10	1,972	31,533	62,538	1,391
11	2,126	32,163	66,101	1,470
12	2,314	32,806	70,536	1,569

Año	Gasto (MUS$)	Precio kwh (US$ x 10³)	Energía (GWh)	Gasto (nivel Jun. 78) (MUS$)
13	2,437	33,463	72,827	1,620
14	2,598	34,132	76,116	1,693
15	2,831	34,814	81,318	1,809
16	3,070	34,814	88,183	1,961
17	3,326	34,814	95,536	2,125
18	3,588	34,814	103,062	2,292
19-30	3,700	34,814	106,279	2,364

Al nivel de precios de Junio de 1978 se aplicó un precio del kwh de US$ 0,022243. El valor presente de la serie, actualizada al inicio del período de siete años mencionado sería de 5.709 MUS$.

De acuerdo con los cálculos anteriores, no terminar el proyecto del embalse Aromos implicaría un ahorro de costos, en valor presente a la tasa anual del 12 por ciento, ascendente a 19.696 MUS$.

Como el costo actualizado asociado al agua potable es por lo menos 49.557 MUS$, el beneficio neto sería -29.861 MUS$. Se deduce entonces que, bajo las hipótesis de este análisis preliminar, no sería económicamente factible agregar el uso para agua potable.

7.2.3 Conclusiones

Del estudio realizado se concluye que solamente la Alternativa Baja, es decir, el trasvase por el canal Paico, es económicamente factible para desarrollos hidroeléctricos cuando ellos son concebidos como proyectos marginales al de riego.

En este proyecto la central hidroeléctrica a la cola del embalse se ubicaría en la ladera izquierda del estero Guayacán en la puntilla anterior a Punta Blanca. Su caudal de diseño más económico sería el mismo que el del canal Paico en el proyecto de riego, esto es 20 m3/s.

Las principales características de la central hidroeléctrica a la cola del embalse serían las siguientes:

Potencia Instalada	16,0	MW
Caudal de Diseño	20,0	m3/s
Longitud total Aducción	5,3	km
Altura bruta de caída	100,0	m
Altura neta de caída	94,5	m
Cota de descarga	425	m.s.n.m.
Caudal medio anual generado	14,8	m3/s
Energía media anual	107,0	GWh
Potencia Firme	8,5	MW
Ingreso Bruto Actualizado	12,763	MUS$
Costo Total Actualizado	8,080	MUS$
Beneficio Neto Actualizado	4,683	MUS$

Respecto a la central hidroeléctrica al pie del muro del embalse Los Angeles se concluyó también que como proyecto marginal al de riego produciría un incremento positivo de los beneficios netos actualizados. El análisis de costos y beneficios de las obras indicó claramente que no se justificaba un mayor volumen de embalse para aumentar la altura de caída de la central al pie para lo cual se requería una mayor capacidad del canal Paico. Por lo tanto, el volumen útil del embalse, con o sin desarrollo hidro - eléctrico al pie, es de 370 Mm3.

Las características principales de la central al pie del muro de presa son las siguientes:

Potencia Instalada	14,0	MW
Caudal de Diseño	21,6	m3/s
Longitud Aducción	370	m
Altura bruta de caída	77	m
Altura neta de caída	75	m
Cota de descarga	340	m.s.n.m.
Caudal medio anual generado	13,2	m3/s
Energía media anual	78	GWh
Potencia Firme	0	MW
Ingreso Bruto Actualizado	8,300	MUS$
Costo Total Actualizado	5,500	MUS$
Beneficio Neto Actualizado	2,800	MUS$

El agregar a este proyecto el uso para agua potable no es económicamente factible de acuerdo con las hipótesis del análisis preliminar.

Cuando se agrega el uso de las obras para agua potable de Valparaíso y Viña del Mar el embalse Los Angeles debería tener una capacidad de 680 Mm3 útiles, el canal Paico mantendría su capacidad de 20 m3/s y el canal Poniente aumentaría su capacidad a 26 m3/s. La central a la cola del embalse Los Angeles se reduciría en potencia instalada, energía anual, costos y beneficios respecto al desarrollo sin uso para agua potable. Por el contrario, la central al pie del muro aumentaría en potencia, energía, costos y beneficios respecto al desarrollo sin agua potable.

Como en este caso se requiere un embalse de 680 Mm3 el plazo de construcción aumenta de 6 a 7 años.

Los costos marginales actualizados atribuíbles al agua potable alcanzarían a 28,169 MUS$ llegando con el agua hasta el río Aconcagua. Este valor implica un costo de 0,113 US$/m3.

Los costos actualizados para llegar hasta Valparaíso, con un acueducto paralelo al acueducto Las Vegas, alcanzarían a 49,557 MUS$.

Los beneficios atribuíbles al agua potable, estimados como el ahorro de los gastos para terminar el embalse Aromos y los gastos anuales de energía para elevar el caudal, alcanzarían a 19,696 MUS$, en valor presente. Habría un beneficio negativo de - 29,861 MUS$.

7.3 PROYECTO N° 3 DE USO MULTIPLE

En el proyecto de riego N° 3 el canal Paico tendría una capacidad de 4,3 m3/s y entregaría sus caudales a la salida del túnel El Sauce los que serían aprovechados en el riego de los valles de los ríos Ligua y Petorca.

En estas condiciones es posible utilizar la altura de caída disponible entre la salida del túnel El Sauce, cota 525 m.s.n.m. y el sitio donde captaría el canal Norte, cota 335 m.s.n.m. para instalar una central hidroeléctrica cuya ubicación, capacidad y conveniencia se determinan en lo que sigue.

7.3.1 Caudales Disponibles

Para determinar la disponibilidad de caudales con que contaría este desarrollo hidroeléctrico se procesó el Modelo de Simulación del Sistema en las condiciones definidas para el proyecto de riego N° 3 pero dejando libre la capacidad del canal Paico.

En dichas condiciones el caudal medio anual sería de 17,15 m3/s con la siguiente distribución mensual:

Mes	Q (m3/s)	Mes	Q (m3/s)
May	15,33	Nov	28,40
Jun	16,43	Dic	32,96
Jul	15,36	Ene	18,07
Ago	18,50	Feb	10,53
Sep	16,00	Mar	7,43
Oct	12,69	Abr	14,03

7.3.2 Ubicación y Dimensiones de las Obras

Con el objeto de analizar la conveniencia económica de realizar este proyecto de central hidroeléctrica y determinar sus principales características se han considerado dos posibles zonas de caída de la central, determinando para cada uno de ellos, el óptimo caudal de diseño, como aquel que produce mayor beneficio neto actualizado.

La primera zona de caída que se ha llamado Zona de Caída I corresponde a la misma que se consideró como central de cola del embalse

Los Angeles. Ella se ubica en el costado izquierdo del valle del estero Los Angeles y descarga a la cota 425 m.s.n.m.

La segunda zona de caída, llamada Zona de Caída II se ubica unos 700 m aguas abajo del eje del muro del embalse Los Angeles. La descarga de los caudales utilizados se produce a la cota 335 m.s.n.m.

En ambas alternativas se consideran cuatro caudales de diseño, 4,3; 8,0; 11,0 y 15,0 m3/s. El primero corresponde al caudal de diseño del canal Paico para riego y el tercero, 11 m3/s, al máximo caudal que pueden conducir los túneles con sección mínima.

Las características de ambas alternativas son las siguientes:

Zona de Caída I Caudal de Diseño	m3/s	4,3	8,0	11,0	15,0
Longitud canal de aducción	km	4,6	4,6	4,6	4,6
Longitud Sifón Guayacán	m	720	720	720	720
Longitud tubería	m	290	290	290	290
Pérdidas de carga	m	6,0	6,0	6,0	6,0
Cota inicial canal	m.s.n.m.	525	525	525	525
Cota descarga de la central	m.s.n.m.	425	425	425	425
Altura bruta de caída	m	100	100	100	100
Altura neta de caída	m	94	94	94	94
Caudal medio anual	m3/s	3,88	6,55	8,41	10,37
Caudal Firme	m3/s	4,30	4,87	4,87	4,87
Potencia instalada	MW	3,4	6,4	8,8	12,0
Energía media anual	GWh	27	46	59	72
Potencia Firme	MW	3,4	3,9	3,9	3,9
Voltaje línea de trasmisión	KV	23	23	23	66

Zona de Caída II Caudal de Diseño	m3/s	4,3	8,0	11,0	15,0
Longitud canal de aducción	km	17,1	17,1	17,1	17,1
Longitud Sifón Guayacán	m	720	720	720	720
Longitud tubería	m	400	400	400	400
Pérdidas de carga	m	13,0	13,0	13,0	13,0
Cota inicial canal	m.s.n.m.	525	525	525	525
Cota descarga de la central	m.s.n.m.	335	335	335	335
Altura bruta de caída	m	190	190	190	190
Altura neta de caída	m	177	177	177	177
Caudal medio anual	m3/s	3,88	6,55	8,41	10,37
Caudal Firme	m3/s	4,30	4,87	4,87	4,87
Potencia instalada	MW	6,5	12,60	16,0	22,6
Energía media anual	GWh	51	86	111	137
Potencia Firme	MW	6,5	7,3	7,3	7,3
Voltaje línea de trasmisión	KV	23	66	66	66

El costo de las obras se ha calculado a nivel de Junio de 1978 y con las mismas bases usadas en el estudio de las centrales del proyecto con el embalse Los Angeles.

El costo incremental del canal Paico que conducirá los caudales desde el río Aconcagua hasta la salida del túnel El Sauce es el siguiente para cada uno de los caudales de diseño.

Caudal diseño m3/s	Costo incremental US$ x 10^3	Costo anual incremental de operación y mantención US$ x 10^3
4,3	0	0
8,0	1.492	0
11,0	2.452	21
15,0	4.710	21

El costo de las obras de aducción de la central (desde la salida del túnel El Sauce hasta la zona de caída) se indica a continuación.

Zona de Caída	Caudal de Diseño m3/s	Costos US$ x 10^3		
		Canal	Sifón	Total
I	4,3	473	403	876
	8,0	620	575	1.195
	11,0	713	715	1.428
	15,0	817	901	1.718
II	4,3	1.756	403	2.159
	8,0	2.305	575	2.880
	11,0	2.649	715	3.364
	15,0	3.035	901	3.936

Para la línea de trasmisión se ha considerado, en ambas alternativas de zona de caída, una longitud de 50 km que permitiría entregar la energía en la sub-estación Quínquimo del Sistema Interconectado.

El voltaje de esta línea será de 23 KV para las alternativas con potencia inferior a 10 MW y de 66 KV para potencias mayores a la señalada. El costo de esta línea será de 790.000 dólares en el primer caso y 1.055.000 dólares en el segundo (Costo financiero).

El costo de las obras de la zona de caída y el análisis de costos y beneficios para las dos alternativas consideradas se muestra en los Cuadros 7.17 a 7.20 que siguen.

CUADRO 7.17 Costos Obras Zona de Caída I (US$ x 10^3)

Potencia Instalada (MW)	3,4	6,4	8,8	12,0
Caudal de Diseño (m3/s)	4,3	8,0	11,0	15,0
OBRAS CIVILES				
Cámara de carga	36	56	104	156
Vertedero y rápido descarga	114	156	184	216
Tubería en presión	254	358	453	530
Casa de Máquinas	344	506	628	759
Canal de evacuación	146	197	231	269
Patio alta tensión	45	60	69	79
TOTAL OBRAS CIVILES	939	1.333	1.669	2.009
EQUIPO DE PROYECTO				
Turbinas	356	592	744	963
Generadores	646	894	1.053	1.482
Transformadores	45	69	85	132
Equipo auxiliar	259	439	573	742
Válvulas	81	113	152	196
Compuertas y rejas	31	45	59	75
Puente Grúa	51	80	91	121
TOTAL EQUIPO DE PROYECTO	1.469	2.232	2.757	3.711
TOTAL COSTO DE CONSTRUCCION	2.408	3.565	4.426	5.720
Estudios e ingeniería	184	273	341	432
Imprevistos	389	569	706	891
Inspección y administración de la const.	51	72	90	109
Fletes y gastos portuarios	75	110	133	179
Derechos de internación equipo proy.	119	175	212	287
TOTAL CON IVA E INTERNACION	3.226	4.764	5.908	7.618
Derechos de internación equipo const.	27	39	49	58
IVA Obras civiles	133	189	238	285
TOTAL SIN IVA (Costo financiero)	3.093	4.575	5.670	7.333
Porcentaje del costo ME	55	55	55	55
MN	45	45	45	45
Porcentaje de la mano de obra(sobre MN)	27	27	27	27

CUADRO 7.18 Costos Obras Zona de Caída II(US$ x 10^3)

Potencia Instalada (MW)	6,5	12,0	16,6	22,6
Caudal de Diseño (m3/s)	4,3	8,0	11,0	15,0
OBRAS CIVILES				
Cámara de carga	37	56	77	119
Vertedero y rápido descarga	123	171	202	241
Tubería en presión	439	646	786	952
Casa de Máquinas	383	571	700	854
Canal de evacuación	130	173	201	233
Patio alta tensión	60	79	90	103
TOTAL OBRAS CIVILES	1.172	1.696	2.056	2.502
EQUIPO DE PROYECTO				
Turbinas	498	802	1.032	1.311
Generadores	903	1.236	1.460	1.711
Transformadores	69	132	164	208
Equipo auxiliar	444	742	974	1.261
Válvulas	122	206	241	314
Compuertas y rejas	31	45	59	75
Puente Grúa	80	121	131	160
TOTAL EQUIPO DE PROYECTO	2.147	3.284	4.061	5.040
TOTAL COSTO DE CONSTRUCCION	3.319	4.980	6.117	7.542
Estudios e ingeniería	251	375	459	572
Imprevistos	519	768	938	1.153
Inspección y administración de la const.	63	91	110	134
Fletes y gastos portuarios	104	154	173	224
Derechos de internación equipo proy.	166	244	274	357
TOTAL CON IVA E INTERNACION	4.422	6.612	8.071	9.982
Derechos de internación equipo constr.	36	52	63	76
IVA Obras civiles	168	244	295	360
TOTAL SIN IVA (Costo financiero)	4.254	6.368	7.776	9.622
Porcentaje del costo ME	55	55	55	55
Porcentaje del costo MN	45	45	45	45
Porcentaje de la mano de obra(sobre MN)	27	27	27	27

CUADRO 7.19 Costos y Beneficios Zona de Caída I (US$ x 10^3)

Potencia Instalada (MW)	3,4	6,4	8,8	12,0
Caudal de Diseño (m3/s)	4,3	8,0	11,0	15,0
Inversión Incremental canal El Paico	0	1.492	2.452	4.710
Inversión Aducción de la central	876	1.195	1.428	1.718
Inversión obras zona de caída	3.093	4.575	5.670	7.333
Inversión Línea de trasmisión	790	790	790	1.055
INVERSION TOTAL	4.759	8.052	10.340	14.816
Inversión Incremental en canal Paico actualizado a 0	0	916	1.505	2.891
Inversión de la central actual. a 0	2.800	3.859	4.641	5.945
INVERSION TOTAL ACTUALIZADA AL INSTANTE 0	2.800	4.775	6.146	8.836
Costo Incremental anual de operación y mantención canal El Paico	0	0	21	21
Costo anual de operación y mantención de la central	133	177	205	243
COSTO TOTAL ANUAL DE OPERACION Y MANTENCION	133	177	226	264
COSTO DE OPERACION Y MANTENCION ACTUALIZADO A 0	560	745	863	1.111
COSTO TOTAL ACTUALIZADO A 0	3.360	5.520	7.009	9.947
BENEFICIOS				
Bruto anual por energía	683	1.164	1.493	1.822
Bruto anual por potencia	131	150	150	150
BRUTO ANUAL TOTAL	814	1.314	1.643	1.972
BENEFICIO BRUTO ACTUALIZADO AL INSTANTE 0	3.425	5.529	6.914	8.298
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO A 0 (VAN)	65	9	- 95	-1.649

CUADRO 7.19 (Continuación)

COSTO DE LA ENERGIA				
Costo de la central al instante 6 (puesta en servicio)	5.527	9.425	12.131	17.441
Costo anual del capital	665	1.135	1.461	2.100
Costo anual de op. y mantención	133	177	226	264
Costo anual total	798	1.312	1.687	2.364
Energía media anual GWh	27	46	59	72
COSTO DE LA ENERGIA mills/kwh	29,6	28,5	28,6	32,8

CUADRO 7.20 Costos y Beneficios Zona de Caída II (US$ x 10^3)

Potencia Instalada (MW)	6,5	12,0	16,6	22,6
Caudal de Diseño (m3/s)	4,3	8,0	11,0	15,0
Inversión Incremental canal El Paico	0	1.492	2.452	4.710
Inversión Aducción de la central	2.159	2.880	3.364	3.936
Inversión obras zona de caída	4.254	6.368	7.776	9.622
Inversión Línea de trasmisión	790	1.055	1.055	1.055
INVERSION TOTAL	7.203	11.795	14.647	19.323
Inversión Incremental en canal El Paico actualizada a 0	0	916	1.505	2.891
Inversión de la central actualizada a 0	4.238	6.061	7.174	8.597
INVERSION TOTAL ACTUALIZADA AL INSTANTE 0	4.238	6.977	8.679	11.488
Costo Incremental anual de operación y mantención canal El Paico	0	0	21	21
Costo anual de op. y mantención de la central	194	258	280	307
COSTO TOTAL ANUAL DE OPERACION Y MANTENCION	194	258	301	328
COSTO DE OPERACION Y MANTENCION ACTUALIZADO A 0	816	1.084	1.267	1.380
COSTO TOTAL ACTUALIZADO A 0	5.054	8.061	9.946	12.868
BENEFICIOS				
Bruto anual por energía	1.290	2.176	2.808	3.466
Bruto anual por potencia	250	281	281	281
BRUTO ANUAL TOTAL	1.540	2.457	3.089	3.747
BENEFICIO BRUTO ACTUALIZADO AL INSTANTE 0	6.480	10.339	12.998	15.767
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO A 0 (VAN)	1.426	2.278	3.052	2.899

CUADRO 7.20 (Continuación)

COSTO DE LA ENERGIA				
Costo de la central al instante 6				
(puesta en servicio)	8.365	13.771	17.131	22.675
Costo anual del capital	1.007	1.658	2.063	2.730
Costo anual de operación y mant.	194	258	301	328
Costo anual total	1.201	1.916	2.364	3.058
Energía media anual GWh	51	86	111	137
COSTO DE LA ENERGIA mills/kwh	23,6	22,3	21,3	22,3

Zona de Caída y Caudal de Diseño más Conveniente

La comparación de los beneficios netos actualizados de las dos alternativas indica que la zona de caída II es mucho más atractiva que la I para cualquier caudal de diseño que se considere.

Con el objeto de determinar el óptimo caudal de diseño de la zona de caída II se ha representado gráficamente el beneficio neto actualizado en función de su caudal de diseño. La curva resultante, que puede verse en la Figura 7.7 adjunta, muestra que el caudal óptimo está entre 12,5 y 13 m3/s. Se ha elegido un caudal de diseño de 12,6 m3/s que permite instalar 19 MW en cifras redondas. Para dicho caudal el beneficio neto actualizado sería de unos US$ 3.600.000.

Para verificar que la zona de caída II es efectivamente la más conveniente, se analizará una tercera zona de caída ubicada unos 500 m aguas arriba del eje de la presa del embalse Los Angeles y sólo para el caudal de diseño de 12,6 m3/s. Esta nueva zona de caída se denominará Zona de Caída III.

Las principales características que tendría una central ubicada en esta zona de caída son las que se muestran a continuación:

Longitud canal aducción	km	15,0
Longitud Sifón Guayacán	m	720
Longitud tubería	m	380
Pérdidas de carga	m	11,0
Cota inicial canal	m.s.n.m.	525,0
Cota de descarga de la central	m.s.n.m.	350,0
Altura bruta de caída	m	175
Caudal medio anual	m3/s	9,30
Caudal Firme	m3/s	4,87
Potencia Instalada	MW	17,6
Energía media anual	GWh	113
Potencia Firme	MW	6,7
Voltaje Línea de trasmisión	KV	66

Al igual que en los casos anteriores el costo total de la central es la suma de los siguientes costos parciales.

- Costo incremental del canal de riego El Paico. Para el caudal de diseño de 12,6 m3/s este costo es de US$ 3.427.000 y el mayor costo anual de operación y mantención es de US$ 21.000.

- Costo de las obras de aducción de la central. Corresponde al costo del canal y sifón necesarios para conducir el caudal desde la salida del túnel El Sauce hasta la zona de caída. Su costo es el siguiente:

Costo Canal Aducción	US$ 2.468.000
Costo Sifón Guayacán	US$ 790.000
Costo Aducción	US$ 3.258.000

- Costo de la línea de trasmisión. Esta obra tendrá una longitud de 50 km y permitirá entregar la energía en la sub-estación Quínquimo del Sistema Interconectado. Su voltaje será de 66 KV y su costo alcanza a US$ 1.055.000 (Costo financiero).

- Costo de las obras de la zona de caída. Comprende todas las obras desde la cámara de carga de la central hasta la entrega del caudal al curso del estero Los Angeles, además de todos los equipos necesarios para el funcionamiento de la central. Este costo puede verse en el Cuadro 7.21.

El análisis de los costos (sin impuestos) y beneficios se presenta en el Cuadro 7.22.

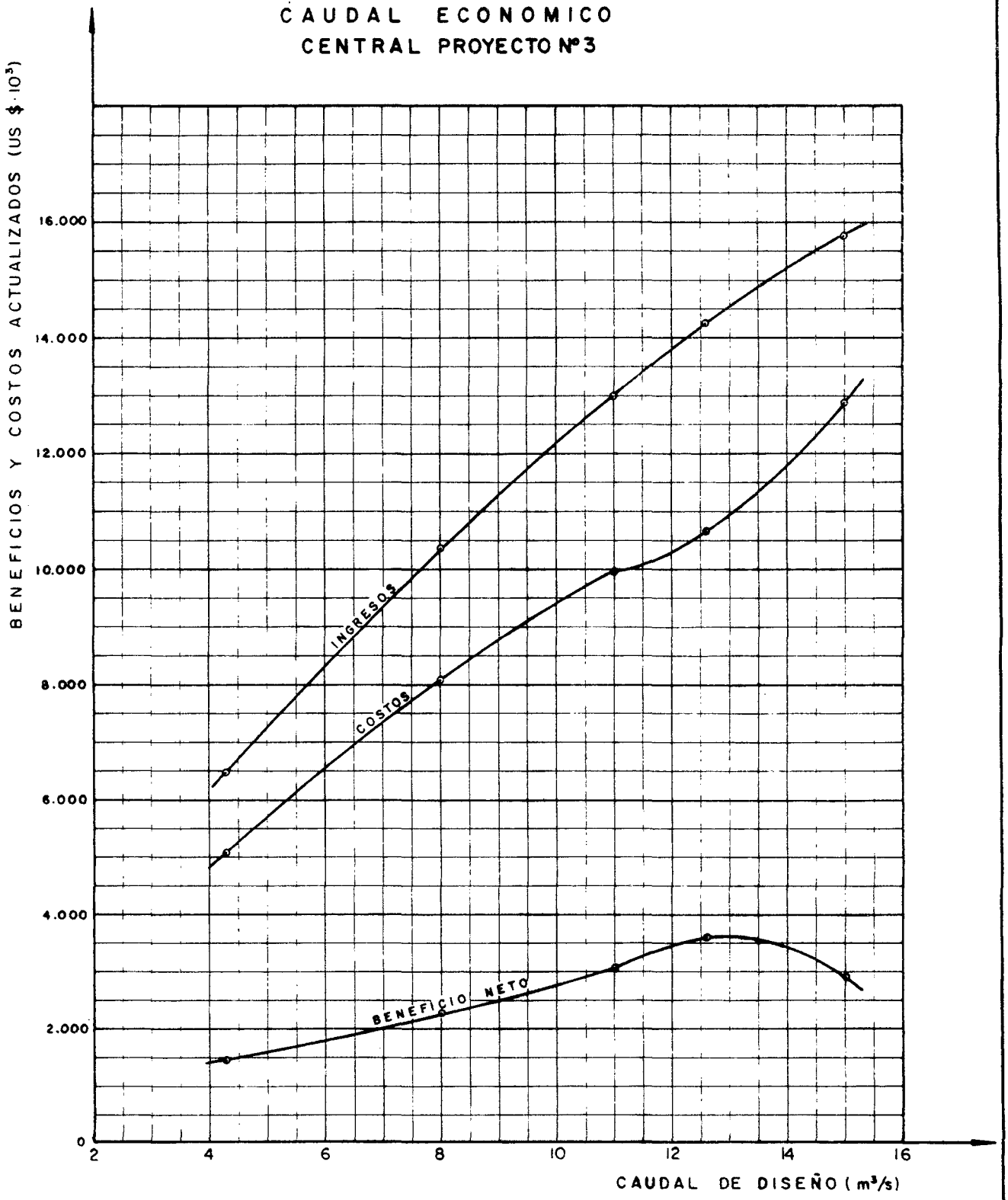

ZONA DE CAIDA II
CAUDAL ECONOMICO
CENTRAL PROYECTO Nº3
BENEFICIOS Y COSTOS ACTUALIZADOS (US $·10³)
16.000
14.000
12.000
10.000
8.000
6.000
4.000
2.000
0
INGRESOS
COSTOS
BENEFICIO NETO
2
4
6
8
10
12
14
16
CAUDAL DE DISEÑO (m³/s)

FIGURA 7.7

CUADRO 7.21 Costos Obras Zona de Caída III (US$ x 10^3)

Potencia Instalada 17,6 (MW)	
Caudal de Diseño 12,6 (m3/s)	
OBRAS CIVILES	
Cámara de carga	105
Vertedero y rápido descarga	189
Tubería en presión	790
Casa de Máquinas	753
Canal de evacuación	173
Patio alta tensión	93
TOTAL OBRAS CIVILES	2.103
EQUIPO DE PROYECTO	
Turbinas	1.104
Generadores	1.504
Transformadores	170
Equipo auxiliar	1.023
Válvulas	311
Compuertas y rejas	68
Puente Grúa	141
TOTAL EQUIPO DE PROYECTO	4.321
TOTAL COSTO DE CONSTRUCCION	6.424
Estudios e ingeniería	484
Imprevistos	977
Inspección y administración de la construcción	113
Fletes y gastos portuarios	197
Derechos de internación equipo proyecto	314
TOTAL CON IVA E INTERNACION	8.509
Derechos de internación equipo construcción	64
IVA Obras civiles	302
TOTAL SIN IVA (Costo financiero)	8.207
Porcentaje del costo ME	55
MN	45
Porcentaje de la mano de obra (sobre MN)	27

CUADRO 7.22 Costos y Beneficios Zona de Caída III (US$ x 10^3)

Potencia Instalada 17,6 (MW)	
Caudal de Diseño 12,6 (m3/s)	
Inversión Incremental canal El Paico	3.427
Inversión Aducción de la central	3.258
Inversión obras zona de caída	8.207
Inversión Línea de trasmisión	1.055
INVERSION TOTAL	15.947
Inversión Incremental en canal El Paico actualizada a 0	2.103
Inversión de la central actualizada a 0	7.366
INVERSION TOTAL ACTUALIZADA AL INSTANTE 0	9.469
Costo Incremental anual de operación y mantención Canal El Paico	21
Costo anual de operación y mantención de la central	288
COSTO TOTAL ANUAL DE OPERACION Y MANTENCION	309
COSTO DE OPERACION Y MANTENCION ACTUALIZADO A 0	1.300
COSTO TOTAL ACTUALIZADO A 0	10.769
BENEFICIOS	
Bruto anual por energía	2.859
Bruto anual por potencia	258
BRUTO ANUAL TOTAL	3.117
BENEFICIO BRUTO ACTUALIZADO AL INSTANTE 0	13.116
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO A 0 (VAN)	2.347
COSTO DE LA ENERGIA	
Costo de la central al instante 6 (puesta en servicio)	18.690
Costo anual del capital	2.250
Costo anual de operación y mantención	309
Costo anual total	2.559
Energía media anual GWh	113
COSTO DE LA ENERGIA (mills/kwh)	22,6

El estudio de la zona de caída III mostró que su beneficio neto actualizado es de US$ 2.347.000. El de la zona de caída II era de US$ 3.600.000 por lo que en forma definitiva se adoptará la zona de caída II como ubicación de la central. Sus características serían las siguientes:

Potencia Instalada	19,0	MW
Caudal de Diseño	12,6	m3/s
Altura Bruta de Caída	190	m
Altura Neta de Caída	177	m
Cota de Descarga	335	m.s.n.m.
Caudal Medio Anual Generado	9,30	m3/s
Energía Media Anual	122,6	GWh
Potencia Firme	7,3	MW

Características del desarrollo

La central se ubicaría en la zona de caída II, tendría una potencia de 19 MW y un caudal de diseño de 12,6 m3/s.

De la estadística de caudales medios mensuales disponibles, limitada a la capacidad de la central, 12,6 m3/s, se obtiene un caudal medio anual de 9,3 m3/s con la siguiente distribución mensual.

Mes	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A
Q (m3/s)	11,3	11,3	11,2	11,3	10,3	8,2	10,1	9,8	6,2	5,7	5,6	10,6

El caudal firme de la central, calculado como el de seguridad 95 por ciento en los meses de invierno es de 4,87 m3/s y la potencia firme es de 7.3 MW. La energía media anual sería de 122,6 GWh con la siguiente distribución mensual:

Mes	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A
E (GWh)	12,4	12,4	12,3	12,4	11,3	9,0	11,1	10,8	6,8	6,3	6,2	11,6

Las obras propias de la central se componen de una aducción de 17,8 km de longitud de los cuales 17,1 km corresponden a un canal construído en la ladera de los cerros que forman el costado izquierdo del valle del estero Guayacán y el resto de la aducción corresponde a un sifón de 720 m de longitud que permite conectar el canal de aducción con la salida del túnel El Sauce, punto en que terminaría el proyecto de riego.

. El sifón tendría una carga máxima de 10 m, sería construído de hormigón armado y cruzaría bajo el lecho del estero.

El canal de aducción sería de sección trapecial, revestido en toda su longitud y terminaría en la cámara de carga de la central.

Como obra de seguridad de la cámara de carga se ha dispuesto un vertedero provisto de compuertas automáticas que entregaría los caudales rechazados por la central a un corto canal que los descargará a una quebrada cercana a la zona de caída.

La tubería en presión tendría un diámetro de 1,9 m, una longitud de 400 m y nacería de la cámara de carga. En la entrada a la tubería se dispondría de rejas y una válvula de protección. El espesor máximo de la tubería sería de 12 mm.

Al llegar a la casa de máquinas la tubería se bifurcaría de manera de alimentar a cada una de las dos turbinas Francis de eje vertical de que dispondría la central.

Los generadores irían acoplados directamente a cada una de las turbinas, tendrían una velocidad de rotación de 750 r.p.m. y una potencia de 9500 kw cada uno. La energía producida se conduciría hasta los transformadores ubicados al lado exterior de la casa de máquinas para desde allí transportarla hasta el patio de alta tensión de la central, el que estaría situado al frente de la casa de máquinas. La línea de transmisión nacería en el patio de alta tensión, tendría una longitud de 50 km, un voltaje de 66 KV y permitiría entregar la energía producida en la subestación Quínquimo del Sistema Interconectado.

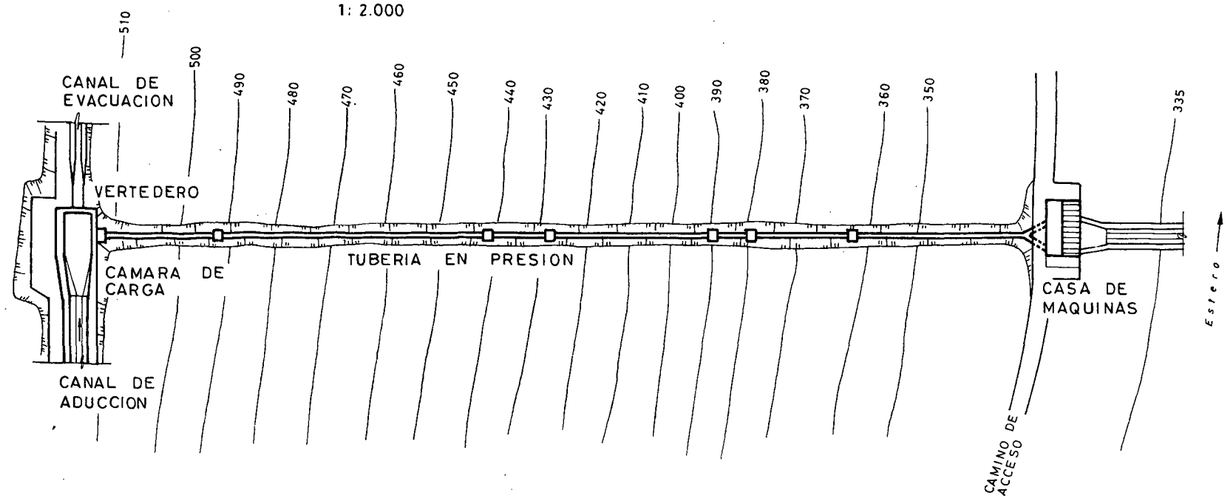
La ubicación y prediseño de las obras de la central se presenta en la Figura 7.8 que sigue.

Costos y beneficios de las obras

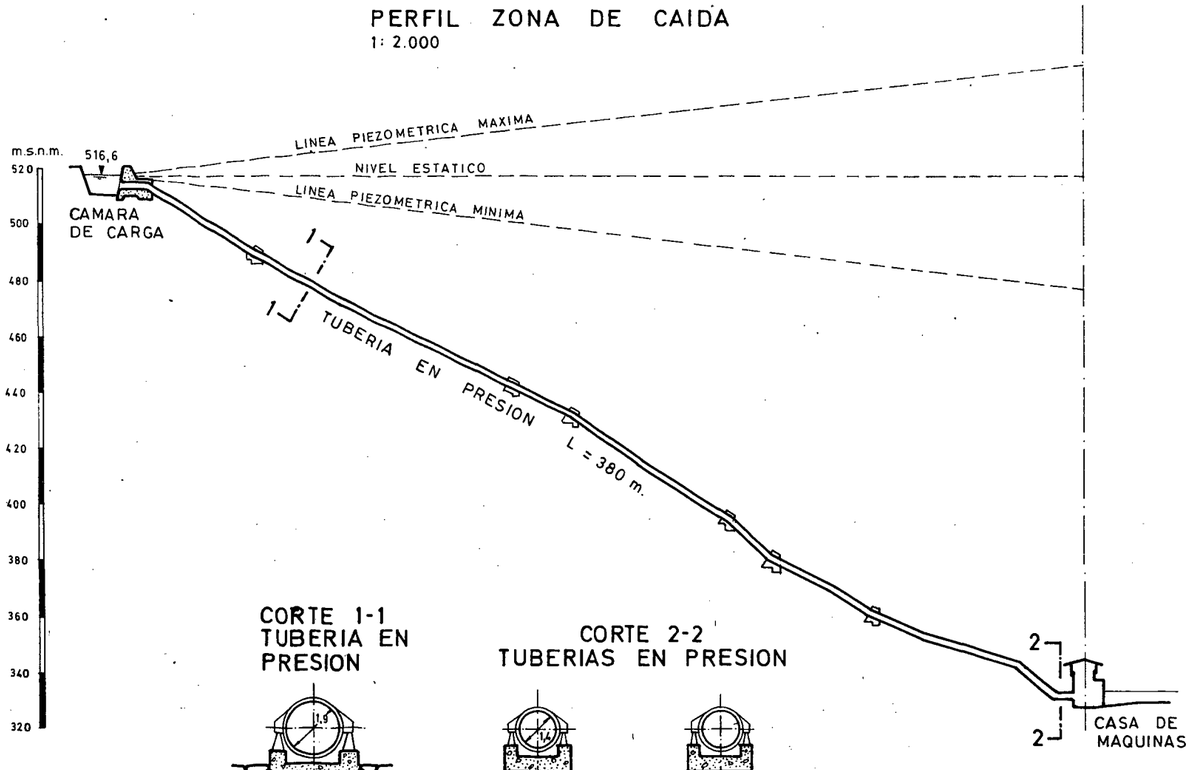
Además del costo de las obras propias de la central, corresponde agregar el mayor costo que tendría el canal El Paico y el túnel El Sauce que son las obras que permitirían contar con caudales del río Aconcagua en el estero Los Angeles y cuya capacidad sería de 4,3 m3/s en caso de no considerarse una central hidroeléctrica. En el análisis del caudal de diseño y zona de caída más favorables se calculó el costo incremental del canal Paico como si fuera revestido. Sin embargo, el proyecto de riego considera un canal sin revestimiento. En estas condiciones el costo incremental es el que se presenta a continuación.

CENTRAL DE PASADA · PROYECTO Nº 3

PLANTA ZONA DE CAIDA
1: 2.000



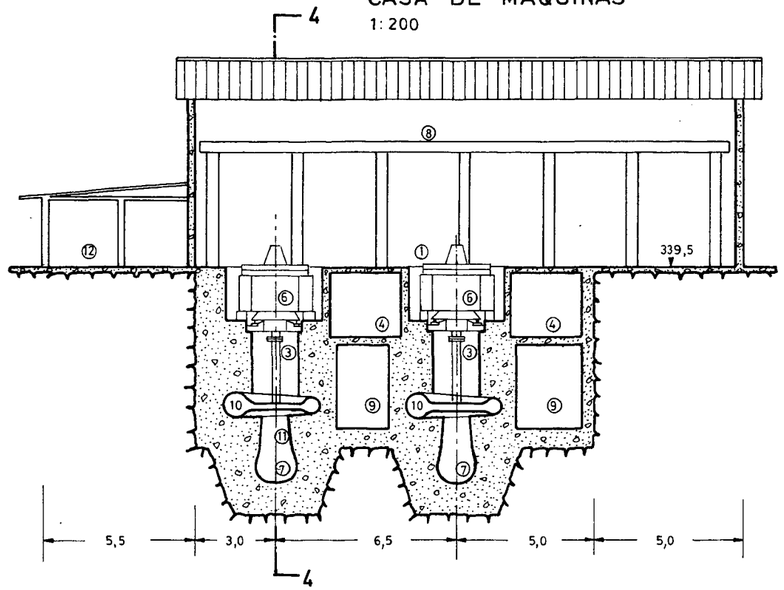
PERFIL ZONA DE CAIDA
1: 2.000



CORTE 1-1
TUBERIA EN PRESION

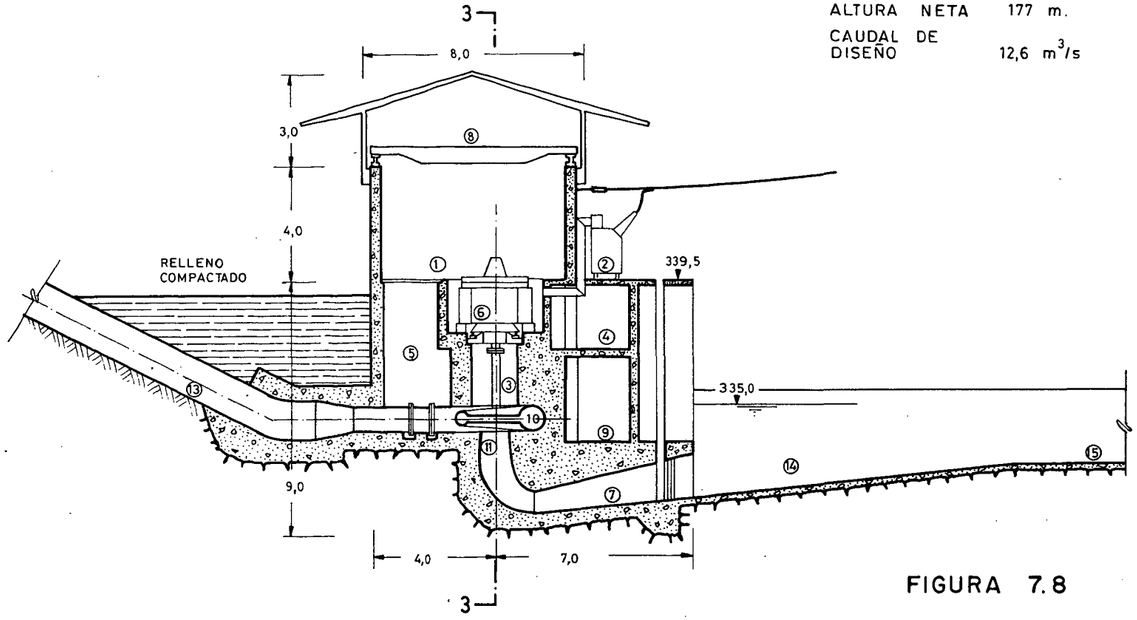
CORTE 2-2
TUBERIAS EN PRESION

CORTE 3-3
CASA DE MAQUINAS
1: 200



1 PISO PRINCIPAL
2 TRANSFORMADORES
3 PISO DE TURBINAS
4 GALERIA DE CABLES
5 GALERIA DE VALVULAS
6 GENERADOR
7 DIFUSOR
8 PUENTE GRUA
9 ZONA DE EQUIPOS AUX.
10 CARACOL
11 RODETE TURBINA
12 EDIFICIO DE MANDO
13 TUBERIA
14 TRANSICION
15 CANAL DE EVACUACION

CORTE 4-4
CASA DE MAQUINAS
1: 200



CARACTERISTICAS GENERALES

POTENCIA	19 MW
ENERGIA MEDIA ANUAL	123 GWh
ALTURA NETA	177 m.
CAUDAL DE DISEÑO	12,6 m^3/s

FIGURA 7.8

El costo incremental de estas obras y que sería atribuíble a la central sería el siguiente (en miles de dólares)

Δ Costo bocatoma Aconcagua	290
Δ Costo Canal El Paico	4.734
Δ Costo Túnel El Sauce (y menores)	555
Total Costo Incremental	5.579

Habría que considerar además un incremento del costo anual de operación y mantención que alcanza a US$ 21.000 anuales.

El costo de las obras de aducción de la central es el siguiente :

Costo Sifón Guayacán	US$ 790.000
Costo Canal Aducción	US$ 2.812.950
Costo Total Aducción	US$ 3.602.950

El costo de las obras de la zona de caída se indica en el Cuadro 7.23.

La central elegida produciría un monto anual de 122,6 (GWh) que valorizados a precios financieros implican un beneficio bruto anual por la venta de energía ascendente a US$ 3.102.000. La potencia firme es de 7,3 MW lo que implica un ingreso anual de US$ 281.000. Por lo tanto, el beneficio bruto anual atribuíble a este desarrollo alcanzaría a US$ 3.383.000.

Indicadores Económicos

Para el cálculo de los indicadores económicos se ha estimado un plazo de construcción de 4 años para la central y su aducción. El programa de inversiones ha sido revisado y se ha considerado el mismo período de cuatro años requerido por el proyecto de riego con el fin de no atrasar el inicio de la serie de beneficios propios del regadío lo que implicaría un costo adicional atribuíble al desarrollo hidroeléctrico. La secuencia de inversiones adoptada es la siguiente :

Año	1	2	3	4
%	3	19	55	23

El programa de construcción de la línea de trasmisión también se ha revisado llegándose a un plazo de 3 años para su proyecto y construcción con el siguiente flujo de inversiones:

Año	1	2	3	4
% de la inversión	0	15	45	40

Los costos y beneficios se calcularán actualizados al instante cero que corresponde al inicio de la construcción de todo el proyecto de riego. Este cálculo se muestra en el Cuadro 7.24. Los resultados indican que esta central tendría un beneficio neto actualizado de US$ 3.012.000 y un costo de la energía producida de 22,9 mills/kwh.

7.3.6 Conclusiones

Del estudio realizado se concluye que sería conveniente incorporar un desarrollo hidroeléctrico al proyecto de riego N° 3 pues se obtendría un incremento del beneficio neto actualizado de US$ 3.012.000.

Este desarrollo hidroeléctrico implica la construcción de una central en la zona de caída II, una aducción desde la salida del túnel El Sauce y la ampliación del canal Paico desde 4,3 m3/s a 12,6 m3/s.

Las principales características de la central hidroeléctrica son las siguientes:

Potencia Instalada	19,0	MW
Caudal de Diseño	12,6	m3/s
Longitud total Aducción	17,8	km
Altura bruta de caída	190	m
Altura neta de caída	177	m
Cota de descarga	335	m.s.n.m.
Caudal medio anual generado	9,3	m3/s
Energía media anual	122,6	GWh
Potencia Firme	7,3	MW
Ingreso bruto actualizado	15,943	MUS$
Costo Total Actualizado	11,916	MUS$
Beneficio Neto Actualizado	3,012	MUS$

CUADRO 7.23 Costo Obras Zona de Caída (US$ x 10^3)

Potencia Instalada 19 MW	
OBRAS CIVILES	
Cámara de carga	105
Vertedero y rápido descarga	218
Tubería en presión	855
Casa de Máquinas	570
Canal de evacuación	214
Patio alta tensión	96
TOTAL OBRAS CIVILES	2.058
EQUIPO DE PROYECTO	
Turbinas	1.146
Generadores	1.565
Transformadores	180
Equipo auxiliar	1.091
Válvulas	211
Compuertas y rejas	68
Puente Grúa	146
TOTAL EQUIPO DE PROYECTO	4.407
TOTAL COSTO DE CONSTRUCCION	6.465
Estudios e ingeniería	481
Imprevistos	976
Inspección y administración de la construcción	108
Fletes y gastos portuarios	198
Derechos de internación equipo proyecto	314
TOTAL CON IVA E INTERNACION	8.542
Derechos de internación equipo construcción	69
IVA Obras civiles	302
TOTAL SIN IVA (Costo financiero)	8.240
Porcentaje del costo ME	56
MN	44
Porcentaje de la mano de obra (sobre MN)	27

CUADRO 7.24 Indicadores Económicos

Inversión Incremental canal El Paico y Túneles	5.579
Inversión Aducción de la central	3.603
Inversión obras zona de caída	8.240
Inversión Línea de trasmisión	1.055
INVERSION TOTAL	18.477
Inversión Línea de Trasmisión actualizada a 0	732
Inversión Incremental en canal El Paico actualizada a 0	4.022
Inversión de la central actualizada a 0	8.478
INVERSION TOTAL ACTUALIZADA AL INSTANTE 0	13.232
Costo Incremental anual de operación y mantención C. El Paico	21
Costo anual de operación y mantención de la central	284
COSTO TOTAL ANUAL DE OPERACION Y MANTENCION	305
COSTO DE OPERACION Y MANTENCION ACTUALIZADO A 0	1.610
COSTO TOTAL ACTUALIZADO A 0	14.842
BENEFICIOS	
Bruto anual por energía	3.102
Bruto anual por potencia	281
BRUTO ANUAL TOTAL	3.383
BENEFICIO BRUTO ACTUALIZADO AL INSTANTE 0	17.854
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO A 0 (VAN)	3.012
COSTO DE LA ENERGIA	
Costo de la central al instante 4 (puesta en servicio)	20.821
Costo anual del capital	2.507
Costo anual de operación y mantención	305
Costo anual total	2.812
Energía media anual GWh	122,6
COSTO DE LA ENERGIA mills/kwh	22,9

7.4 PROYECTO N° 4 DE USO MULTIPLE

El proyecto de riego N° 4 considera el embalse Los Angeles destinado al regadío de los valles de Ligua y Petorca incluyendo áreas nuevas. El embalse tendría una capacidad de 136 Mm3 y sería alimentado por el canal Paico cuya capacidad sería de 11 m3/s.

En estas condiciones es posible utilizar la altura de caída disponible entre la salida del túnel El Sauce, cota 525 m.s.n.m. y la cota de aguas máximas del embalse, que correspondería ahora a la cota 398 m.s.n.m., para generar los caudales afluentes en una central hidroeléctrica a la cola del embalse.

Un análisis preliminar indicó que no se justificaría económicamente una central de pie de presa dada la menor altura creada por el embalse y los menores afluentes. Por esta razón se estudió solamente la central de cola.

La aducción de esta central coincidiría también con la estudiada en los proyectos N° 5 y N° 3 sólo que la zona de caída estaría ubicada en el kilómetro 11,7 del canal, en una puntilla frente al aeródromo de Pitipeumo.

7.4.1 Caudales Disponibles

Los caudales disponibles corresponden a los determinados mediante el Modelo de Simulación del Sistema para el proyecto de riego pero dejando libre la capacidad del canal Paico.

El caudal medio anual sería de 18,11 m3/s con la siguiente distribución mensual:

	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct
Q (m3/s)	19,40	20,48	19,34	22,43	16,04	12,50

	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
Q (m3/s)	28,11	32,06	16,56	9,39	6,97	14,10

7.4.2 Ubicación y Dimensiones de las Obras

En el caso del proyecto N° 3 con desarrollo hidroeléctrico se demostró la conveniencia de ubicar la central lo más abajo posible respetando la cota de captación del canal Norte. Por esta razón se analiza solamente la puntilla en el km 11,7 que corresponde al sitio más bajo compatible con la cota de aguas máximas del embalse.

Para dicha ubicación se estudia el caudal de diseño más económico de la central. Se consideran los caudales de 11; 15 y 20 m3/s. Los dos últimos valores implican ampliar el canal Paico respecto a su capacidad para regadío en este proyecto.

Para los caudales indicados se tendrían las siguientes características de la central:

Caudal de diseño	(m3/s)	11	15	20
Altura neta	(m)	119	119	119
Potencia Instalada	(MW)	11	15	20
Caudal medio anual	(m3/s)	8,10	10,49	12,53
Energía media anual	(GWh)	72	94	114
Caudal firme	(m3/s)	7,89	7,89	7,89
Potencia firme	(MW)	8,0	8,0	8,0

La línea de transmisión sería de 66 KV y tendría 50 km de longitud para llegar a la subestación Quínquimo del Sistema Interconectado.

Para determinar el caudal de diseño más económico se determinaron los costos y beneficios, expresados en valor presente a la tasa de interés anual del 12 por ciento.

En estos cálculos se supuso un plazo de construcción de 4 años para las obras de la central las que se ejecutarían durante los últimos 4 años de los 6 que toma la construcción de las obras del proyecto de riego.

El ritmo de inversión adoptado es el que sigue:

Año	1	2	3	4	5	6
%	0	0	3	19	55	23

A la tasa de interés anual este flujo implica un factor de actualización de 0,570712.

Para la línea de transmisión se ha considerado el mismo costo de 1,055 MUS$ determinado en los otros proyectos estudiados. El ritmo de inversiones sería el que se indica a continuación:

Año	1	2	3	4	5	6
%	0	0	0	15	45	40

Con este flujo el factor de actualización, a la tasa del 12 por ciento anual, es 0,553322.

El costo de las obras de aducción desde la salida del túnel El Sauce hasta la cámara de carga sería el siguiente, expresado en US$ x 10^3:

Q (m3/s)	Sifón L=720 m	Canal L=11 km	Total
11	715	1.705	2.420
15	900	1.953	2.853
20	1.170	2.215	3.385

El costo incremental en el canal Paico, expresado en US$ x 10^3 se presenta a continuación:

Q (m3/s)	Costo Canal L=42,5 km	Costo Bocatoma	Costo túneles L=6200 m	Total	Costo Increment.
11	6.587	322	5.909	12.818	0
15	7.546	460	7.071	15.077	2.259
20	8.559	638	8.352	17.549	4.731

Los costos del canal Paico anteriores no incluyen las obras de arte ni las inversiones requeridas por las estaciones de bombeo. Este último costo es común para todos los caudales y el de obras de arte, si bien varía con el caudal,no incide mayormente en el costo total. Tampoco se ha incluído el costo de operación y mantenimiento por haberlo supuesto igual para los tres caudales.

Para el cálculo del valor presente del costo incremental del canal Paico se ha empleado el factor 0,61379 que proviene de actualizar a la tasa del 12 por ciento el flujo siguiente:

Año	1	2	3	4	5	6
%	0,5	3,6	18,8	27,8	33,5	15,8

El costo de las obras de la zona de caída se presenta en el Cuadro 7.25 adjunto.

Los costos y beneficios actualizados se muestran en el Cuadro 7.26.

Los valores resultantes se resumen a continuación:

Caudal	(m3/s)	11,0	15,0	20,0
B. Bruto Act.	(US$ x 10^3)	8.961,0	11.303,0	13.221,0
C. Total Act.	(US$ x 10^3)	6.405,0	9.008,0	11.818,0
B. Neto Act.	(US$ x 10^3)	2.556,0	2.295,0	1.403,0

Estos resultados se han representado gráficamente en la Figura 7.9 de la cual se deduce que lo más conveniente es mantener el caudal de riego de 11 m3/s.

7.4.3 Conclusión

Del estudio realizado se concluye que el desarrollo hidroeléctrico asociado al proyecto N° 4 sería económicamente factible cuando se le concibe como proyecto marginal al de riego.

Las características principales de la central hidroeléctrica elegida son las siguientes:

Caudal de diseño	(m3/s)	11,0
Altura neta	(m)	119,0
Potencia Instalada	(MW)	11,0
Energía media anual	(GWh)	72,0
Beneficio Bruto Act.	(US$ x 10^3)	8.961,0
Costo Total Act.	(US$ x 10^3)	6.405,0
Beneficio Neto Act.	(US$ x 10^3)	2.556,0

CUADRO 7.25 Costos Obras Zona de Caída (US$ x 10^3)
Central Proyecto N° 4

Potencia Instalada (MW)	11	15	20
Caudal de Diseño (m3/s)	11	15	20
OBRAS CIVILES			
Cámara de carga	105	156	205
Vertedero y rápido descarga	160	189	221
Tubería en presión	525	636	760
Casa de Máquinas	632	793	953
Canal de evacuación	115	135	156
Patio alta tensión	75	87	98
TOTAL OBRAS CIVILES	1.612	1.996	2.393
EQUIPO DE PROYECTO			
Turbinas	842	1.071	1.338
Generadores	1.215	1.425	1.652
Transformadores	124	153	185
Equipo auxiliar	690	895	1.139
Válvulas	184	236	292
Compuertas y rejas	59	75	93
Puente Grúa	106	131	150
TOTAL EQUIPO DE PROYECTO	3.220	3.986	4.849
TOTAL COSTO DE CONSTRUCCION	4.832	5.982	7.242
Estudios e ingeniería	364	451	547
Imprevistos	742	918	1.105
Inspección y administración de la construcción	88	108	129
Fletes y gastos portuarios	153	186	222
Derechos de internación equipo proyecto	244	296	353
TOTAL CON IVA E INTERNACION	6.423	7.941	9.598
Derechos de internación equipo construcción	47	59	70
IVA Obras civiles	229	285	422
TOTAL SIN IVA (Costo financiero)	6.194	7.656	9.176

CUADRO 7.26 Costos y Beneficios (US$ x 10^3)
Central Proyecto N° 4

Potencia Instalada (MW)	11	15	20
Caudal de Diseño (m3/s)	11	15	20
Inversión Incremental canal El Paico	0	2.259	4.731
Inversión Aducción de la central	2.420	2.853	3.385
Inversión obras zona de caída	6.194	7.656	9.176
Inversión Línea de transmisión	1.055	1.055	1.055
INVERSION TOTAL	9.669	13.823	18.347
Inversión Línea actualizada a 0	584	584	584
Inversión Incremental en C.El Paico actual. a 0	0	1.387	2.904
Inversión de la central actualizada a 0	4.916	5.998	7.169
INVERSION TOTAL ACTUAL. AL INSTANTE 0	5.500	7.969	10.657
Costo Incremental anual de operación y mant. Canal El Paico	-	-	-
Costo anual de operación y mantención de la central	215	247	276
COSTO TOTAL ANUAL DE OP. Y MANTENC.	215	247	276
COSTO DE OP. Y MANT. ACTUALIZADA A 0	905	1.039	1.161
COSTO TOTAL ACTUALIZADO A 0	6.405	9.008	11.818
BENEFICIOS			
Bruto anual por energía	1.822	2.378	2.834
Bruto anual por potencia	308	308	308
Bruto anual total	2.130	2.686	3.142
BENEFICIO BRUTO ACTUAL.AL INSTANTE 0	8.961	11.303	13.221
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO A 0 (VAN)	2.556	2.295	1.403
COSTO DE LA ENERGIA			
Costo de la central al instante 6 (puesta en serv.)	10.856	15.729	21.035
Costo anual del capital	1.307	1.894	2.533
Costo anual de operación y mantención	215	247	276
Costo anual total	1.522	2.141	2.809
Energía media anual GWh	72	94	112
COSTO DE LA ENERGIA mills/kwh	21,1	22,8	25,1

CAUDAL ECONOMICO
CENTRAL PROYECTO Nº 4

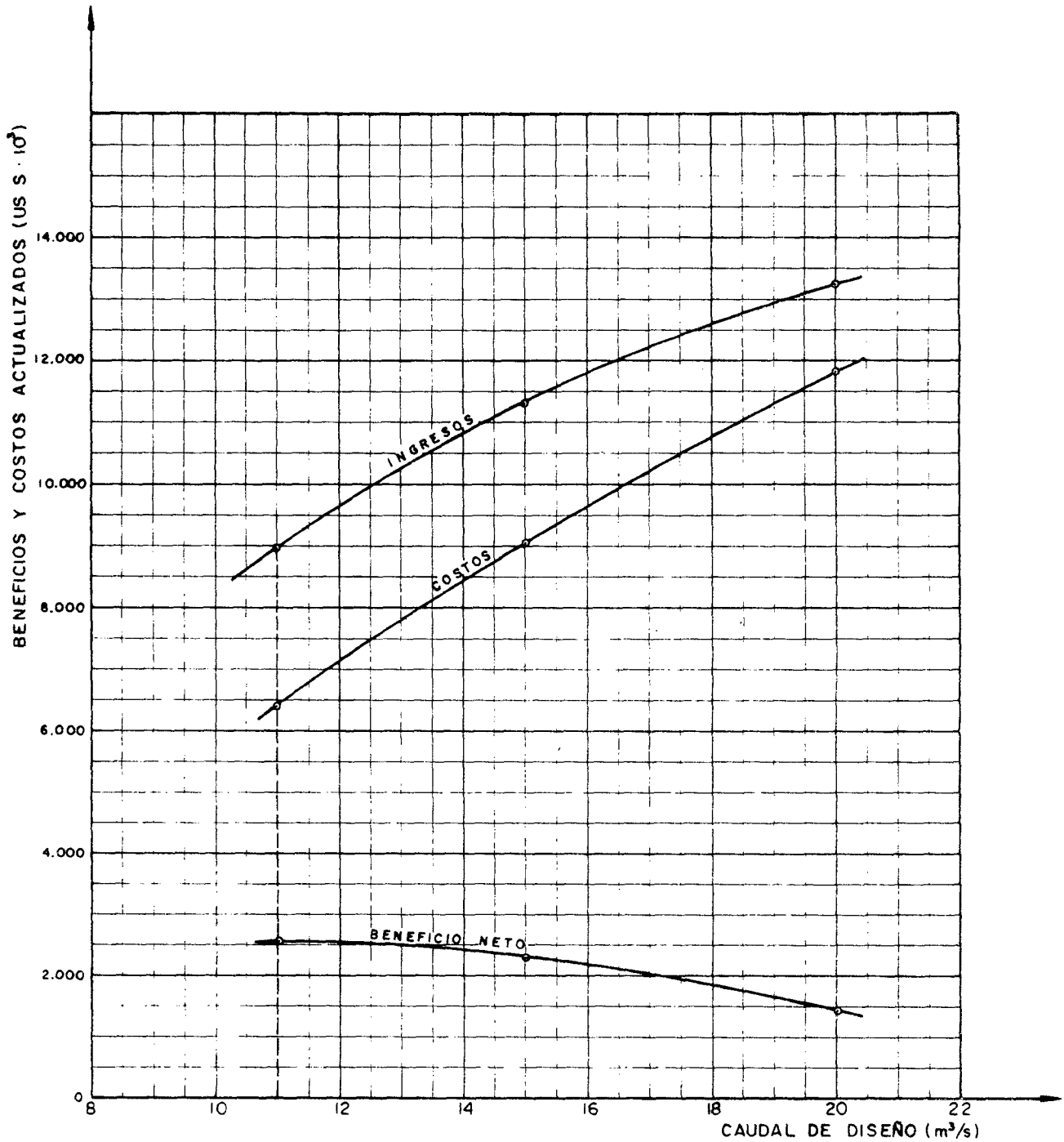


FIGURA 7.9

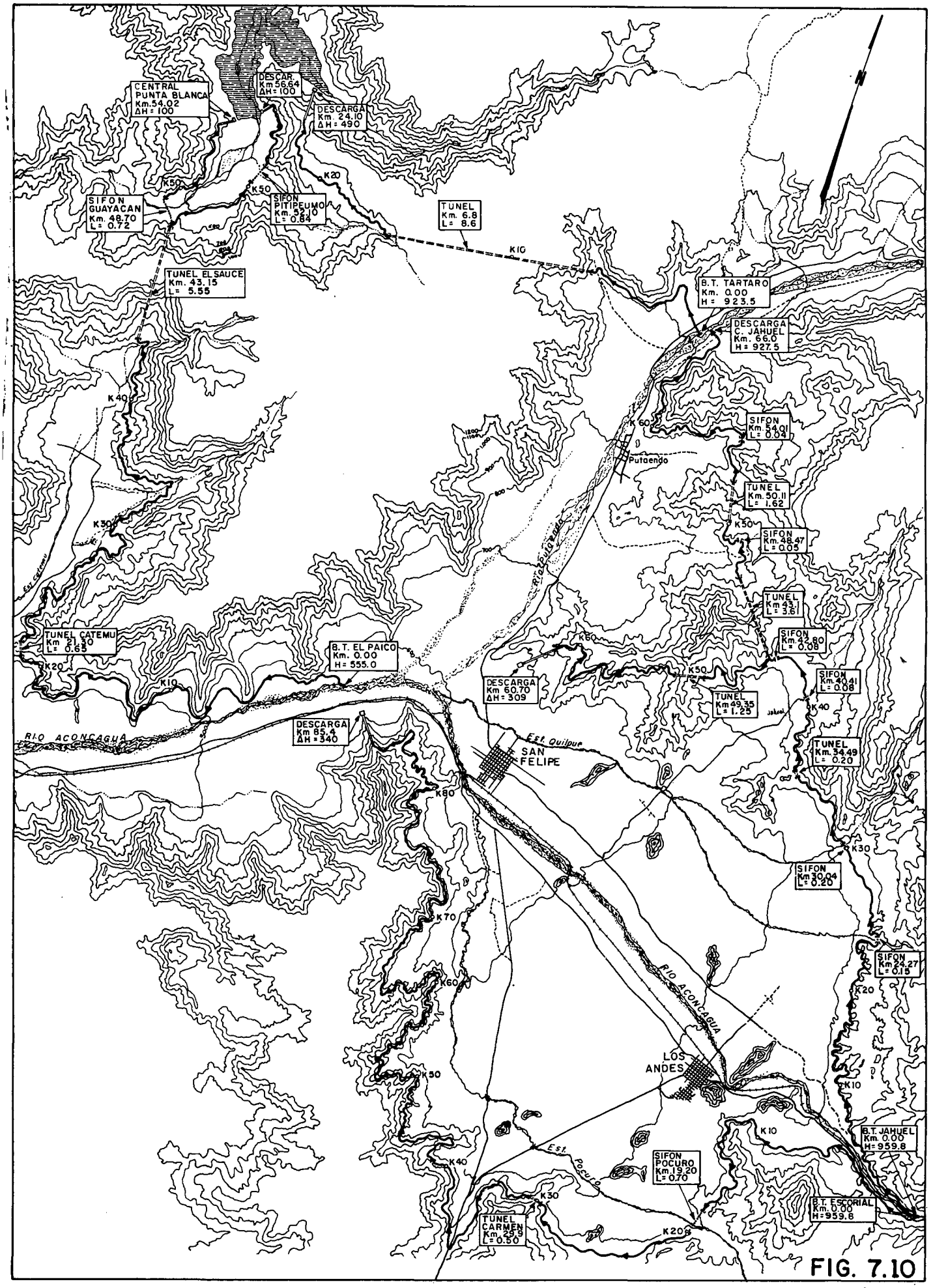

CENTRAL
PUNTA BLANCA
Km.54.02
ΔH = 100
DESCAR.
Km 56.64
ΔH = 100
DESCARGA
Km 24.10
ΔH = 490
SIFON
GUAYACAN
Km. 48.70
L = 0.72
SIFON
PITIPEUMO
Km 52.10
L = 0.84
TUNEL
Km. 6.8
L = 8.6
TUNEL ELSAUCE
Km. 43.15
L = 5.55
B.T. TARTARO
Km. 0.00
H = 923.5
DESCARGA
C. JAHUEL
Km. 66.0
H = 927.5
SIFON
Km 54.01
L = 0.04
Putaendo
TUNEL
Km. 50.11
L = 1.62
SIFON
Km. 48.47
L = 0.05
TUNEL
Km 43.1
L = 3.61
SIFON
Km 42.80
L = 0.08
SIFON
Km 40.41
L = 0.08
TUNEL
Km 49.35
L = 1.25
TUNEL
Km. 34.49
L = 0.20
SIFON
Km 30.04
L = 0.20
SIFON
Km 24.27
L = 0.15
TUNEL CATEMU
Km 21.10
L = 0.65
B.T. EL PAICO
Km. 0.00
H = 555.0
DESCARGA
Km 60.70
ΔH = 309
DESCARGA
Km 85.4
ΔH = 340
RIO ACONCAGUA
Est. Quilpue
SAN
FELIPE
LOS
ANDES
Est. Pocuro
SIFON
POCURO
Km 19.20
L = 0.70
B.T. JAHUEL
Km. 0.00
H = 959.8
B.T. ESCORIAL
Km. 0.00
H = 959.8
TUNEL
CARMEN
Km. 29.9
L = 0.50
K10
K20
K30
K40
K50
K60
K70
K80

FIG. 7.10

EMBALSE PUNTILLA DEL VIENTO

CURVAS CARACTERISTICAS DEL EMBALSE

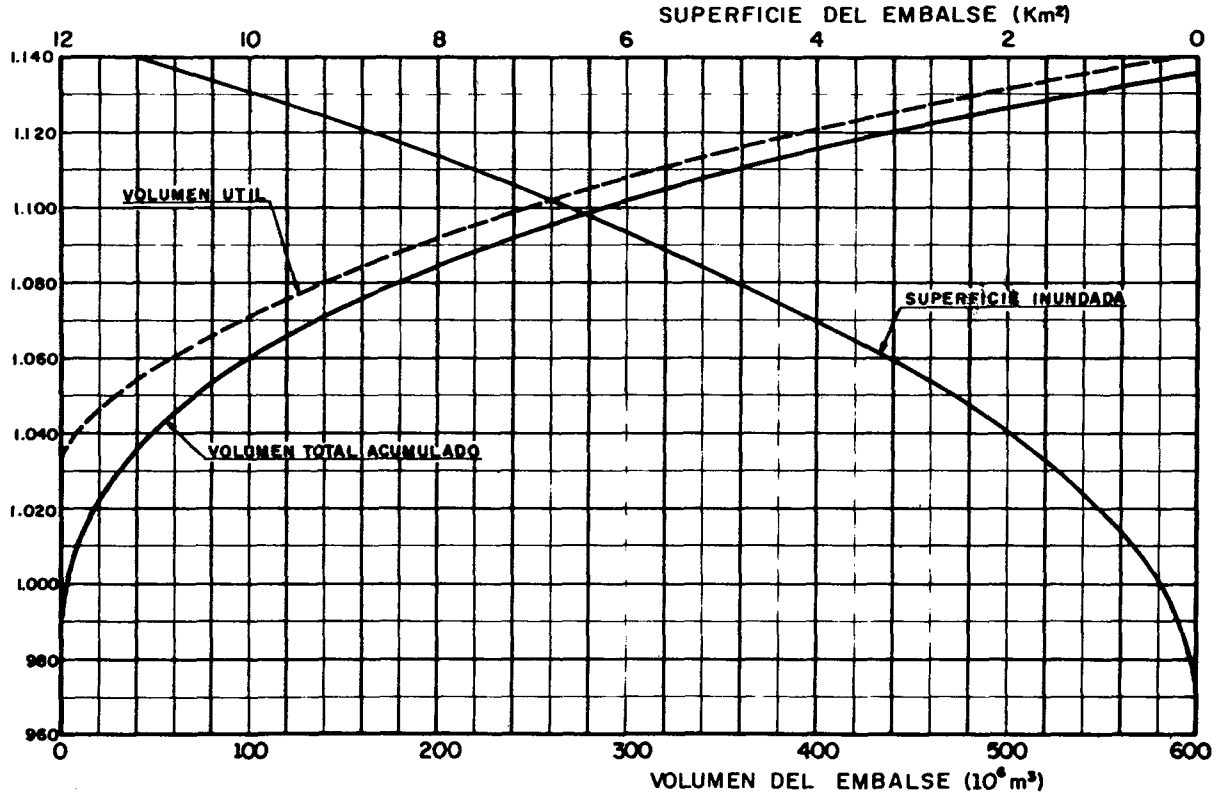


FIGURA 7.11

CAPITULO 8

Costos

CAPITULO 8

COSTOS

		Pág.
8.1	INTRODUCCION	8.1
8.2	COSTOS DE SUMINISTRO DE AGUA	8.1
8.2.1	Precios Unitarios	8.1
8.2.2	Costos de Ingeniería	8.22
8.2.3	Imprevistos	8.22
8.2.4	Presupuestos	8.22
8.3	COSTOS BASICOS	8.23
8.3.1	Costos Preliminares	8.23
8.3.2	Costos Obras Tipo en Canales	8.29
8.3.3	Pozos	8.39
8.3.4	Embalses de Noche	8.47
8.4	COSTOS DE PUESTA EN RIEGO	8.50
8.4.1	Nivelación	8.50
8.4.2	Cercos	8.50
8.4.3	Canales de Regadío	8.50
8.4.4	Caminos	8.50
8.4.5	Despeje de Vegetación	8.50
8.4.6	Obras Tipo	8.50
8.5	EMBALSES LOS ANGELES Y PUNTILLA DEL VIENTO	8.56
8.5.1	Embalse Los Angeles	8.57
8.5.2	Embalse Puntilla del Viento	8.57

8 COSTOS

8.1 INTRODUCCION

Los costos de las obras que componen los proyectos incluídos en el estudio, así como los correspondientes a su operación y mantención, están expresados en dólares constantes al 30 de Junio de 1978 a la tasa de cambio de $ 32,06 y fueron determinados, tanto a precios financieros como económicos, conforme al criterio adoptado por los Consultores, de acuerdo con la CNR y ODEPLAN, como valores proyectados a 1983, para incluir las últimas normas entregadas por ODEPLAN (Febrero 1979) sobre estimación de precios en la evaluación de proyectos de inversión

Los costos se calcularon considerando, cuando era procedente, factores de economía de escala y evitando introducir factores de distorsión existentes en el país por situaciones transitorias de contracción en el sector de la construcción y fueron controlados con los costos actualizados obtenidos de obras similares en el país y en el extranjero.

8.2 COSTOS DE SUMINISTRO DE AGUA

8.2.1 Precios Unitarios

8.2.1.1 Bases de Cálculo.

La determinación de los precios unitarios se efectuó teniendo como referencia los precios de mercado existentes para la mano de obra, insumos y equipos, tanto nacionales como importados, al 30 de Junio de 1978, bajo el supuesto del empleo en la ejecución de las obras de la mejor tecnología de construcción disponible.

Para calcular los precios unitarios a valores financieros y económicos, se estudió la estructura de cada uno de ellos, procediendo a desglosar los precios unitarios a valores de mercado en las siguientes componentes :

- Mano de obra directa
- Componente nacional de insumos y equipos
- Impuestos sobre componente nacional
- Componente importada indirecta de insumos y equipos
- Impuestos sobre componente importada indirecta
- Componente importada directa de insumos y equipos
- Impuestos sobre componente importada directa
- Gastos generales y utilidad

Los supuestos básicos empleados en el cálculo de cada una de estas componentes son las siguientes:

Mano de obra directa.

En la determinación del costo de la mano de obra se consideró tanto la legislación vigente sobre remuneraciones y beneficios para el sector de la construcción como los usos y costumbres sobre modalidades de trabajo y remuneraciones imperantes en este sector y los rendimientos medios de la mano de obra asociados a estas condiciones.

El Acuerdo N° 9 del Ministerio del Trabajo y Previsión Social denominado "Condiciones de Trabajo y de Remuneraciones para la Actividad de la Construcción" (Tarifado de la Construcción), fijó las remuneraciones para el sector a partir del 1° de Julio de 1978, por lo que se decidió emplear éste en lugar de actualizar el anterior que expiró el 30 de Junio. Este Acuerdo estipula los valores mínimos de los salarios por categorías, los valores de las tarifas para las labores ejecutadas bajo la modalidad de trato y los beneficios adicionales que rigen para el sector.

De este Tarifado se emplearon, cuando eran aplicables, los valores correspondientes a la modalidad de trato y, en los otros, los salarios mínimos por categorías allí especificados aumentados en un 100 por ciento, para considerar salarios efectivos mayores a los mínimos e incentivos de producción usuales en esta actividad, sin que este recargo implique una sobrevaloración del costo de la mano de obra, ya que él es concordante con los rendimientos de la mano de obra empleados en el estudio del precio unitario.

El costo adicional que representa el aporte patronal a los sistemas previsionales y los beneficios adicionales indicados en el Tarifado se estudiaron en forma separada y se expresaron como un porcentaje sobre el valor de los salarios, incluídos los incentivos, que resultó ser de 116 por ciento.

En el Cuadro 8.1 se muestra el resumen de las variables consideradas y sus porcentajes, relativos al salario medio y, en el Cuadro 8.2, las categorías principales de mano de obra y sus salarios.

CUADRO 8.1 Mano de Obra. Costos Porcentuales de Previsión y Beneficios.

	Item	Costo 1/ Porcentaje
1.	Aporte patronal al S.S.S.	35.20
2.	Semana corrida	20.33
3.	Vacaciones	7.86
4.	Movilización	22.08
5.	Desahucio	5.00
6.	Colación	8.06
7.	Desgaste de herramientas	0.62
8.	Vestuario de Trabajo	2.50
9.	Accidentes de trabajo	6.54
10.	Subsidio por enfermedad	0.30
11.	Asignación por fallecimiento	0.05
12.	Paralización por causas climáticas	2.50
13.	Aguinaldos y asignaciones varias	2.96
14.	Capacitación ocupacional	1.00
15.	Aporte habitacional	1.00
	TOTAL	116.00

1/ Porcentajes calculados sobre salario promedio diario con incentivos de US$ 5.22 y 300 jornadas por año.

Fuente : Análisis de Precios Unitarios, CICA, 1979

CUADRO 8.2 Mano de Obra. Costos por Categoría.

Categoría	Salario Diario mínimo 1/ US$	Salario Diario con Incent. US$	Previsión y otros Benef. US$	Costo Diario Total US$
Maestro de Primera	3.47	6.94	8.04	14.98
Maestro de Segunda	3.12	6.24	7.24	13.48
Ayudantes	2.60	5.20	6.01	11.21
Jornaleros	2.47	4.94	5.73	10.67

1/ Según Tarifado de la Construcción.

Fuente : Análisis de Precios Unitarios, CICA, 1979

Componente Nacional de Insumos y Equipos.

Los precios de los insumos y equipos nacionales se obtuvieron de cotizaciones directas de productores y fabricantes y de las encuestas efectuadas por la Cámara Chilena de la Construcción, para compras en cantidad, al contado y puestas en obra en la zona del estudio. El valor de la componente nacional se determinó descontando del precio la componente indirecta de divisas, calculada como se indica más adelante y excluyendo los impuestos.

Impuestos sobre Componente Nacional de Insumos y Equipos.

Su valor es el 20 por ciento de la componente nacional y corresponde al Impuesto al Valor Agregado.

Componente Importada Indirecta de Insumos y Equipos.

Se determinó en cada caso, empleando las cifras publicadas por la Sociedad de Fomento Fabril que se muestran en el Cuadro 8.3 y se expresa, descontando los impuestos y derechos de internación, en valores CIF.

CUADRO 8.3 Insumos Nacionales. Componente Importada.

Insumo Nacional	Componente Importada Porcentaje
Cemento	7.1
Aceros	6.6
Explosivos	27.1
Maderas	5.0
Combustibles	42.0
Otros	12.6

Fuente : Estructura de Costos de los Sectores Industriales. Sociedad de Fomento Fabril, 1978

Componente Importada Directa de Insumos y Equipos.

Se incluyeron en esta componente los materiales y equipos incorporados en los proyectos así como los equipos de construcción y sus repuestos empleados en la ejecución de los mismos, todos valorados a precios CIF.

Impuestos sobre las Componentes Importadas Directas e Indirectas.

Los impuestos y derechos que gravan las componentes importadas son, expresadas en función de su valor CIF, los siguientes:

- Apertura Registro de Importación	3 %
- Derechos de Internación	10 %
- Impuesto al Valor Agregado (20 % sobre CIF + Derechos Internación)	22 %
Total Impuestos Sobre Componentes Importadas	35 %

Gastos Generales y Utilidad.

Se estimó que alcanza al 40 por ciento de los costos directos de obra, desglosado como sigue:

a) Gastos Generales.

Incluyen gastos de puesta en marcha, instalación de faenas, caminos de acceso, personal superior de faena, gastos de administración en faena y oficina central, seguros, gastos financieros y garantías. Su valor se estimó equivalente al 25 por ciento de los costos directos.

b) Utilidad.

El margen de utilidad para este tipo de obras se estimó ascendía al 12 por ciento del costo directo más gastos generales, equivalente al 15 por ciento sobre los costos directos.

Los precios unitarios así estudiados no incluyen los costos de ingeniería tanto de diseño como de supervisión, ni la incertidumbre en los volúmenes de obra derivados de la información disponible y del nivel de anteproyecto que tienen las obras consideradas.

8.2.1.2 Precios Unitarios Financieros.

Se denomina así a los precios unitarios empleados en la evaluación financiera de los proyectos y que incluyen las normas de ODEPLAN sobre el particular. La incorporación de estas normas implicó las siguientes correcciones a los precios unitarios calculados a valores de mercado:

Mano de Obra.

La mano de obra se valoró, de acuerdo a lo determinado por los Consultores, por su valor proyectado para el año 1983 y, considerando que ODEPLAN estipula un aumento real de este costo de 3 por ciento anual, el factor de corrección resultó ser $(1,03)^4 = 1.1255$.

Impuestos sobre Componente Nacional de Insumos y Equipos.

Según ODEPLAN los precios de todos los bienes e insumos deben emplearse excluyendo el Impuesto al Valor Agregado; en consecuencia, esta componente se anula.

Impuestos sobre Componentes Importadas.

En este caso, al igual que en el anterior, se elimina el Impuesto al Valor Agregado, pero se mantienen los derechos de internación. El factor de corrección resultó ser 0.37142.

Gastos Generales y Utilidad.

Para el cálculo de esta componente a precios financieros se estudió su estructura y se procedió a corregir el valor de la mano de obra y a excluir el Impuesto al Valor Agregado, obteniéndose un factor de corrección 0.9788.

Las otras componentes del precio unitario no tienen corrección y mantienen el valor que tenían a precios de mercado.

Los precios unitarios financieros así obtenidos y empleados en el estudio de los proyectos se detallan en el Cuadro 8.4.

CUADRO 8.4 PRECIOS UNITARIOS FINANCIEROS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componentes Importadas				Gastos Generales y Utilidad	TOTAL
					Indirecta		Directa			
					CIF	Derechos	CIF	Derechos		
1.	RUBROS BASICOS									
1.1	ACEROS									
1.1.1	Acero para hormigón									
1.1.1.1	Acero normal $\phi < 25$mm	kg	0.339	0.493	0.030	0.004			0.354	1.22
1.1.1.2	Acero normal $\phi \geq 25$mm	kg	0.203	0.459	0.030	0.004			0.304	1.00
1.1.1.3	Acero alta resistencia $\phi < 25$mm	kg	0.395	0.504	0.033	0.004			0.394	1.33
1.1.1.4	Acero alta resistencia $\phi \geq 25$mm	kg	0.257	0.504	0.033	0.004			0.342	1.14
1.1.2	Estructura acero	kg	0.560	0.604	0.040	0.005	0.096	0.013	0.552	1.87
1.2	HORMIGONES									
1.2.1	Horm. preparados en planta dosificadora									
1.2.1.1	Clase A	m^3	6.700	11.250	1.588	0.204	6.689	0.870	11.989	39.29
1.2.1.2	Clase C	m^3	6.700	18.499	2.102	0.269	6.689	0.870	15.671	50.80
1.2.1.3	Clase D	m^3	6.700	20.910	2.273	0.292	6.689	0.870	16.896	54.63
1.2.2	Horm. preparado en betonera 0.5 m^3									
1.2.2.1	Clase A	m^3	9.294	11.573	1.447	0.186	6.029	0.784	12.627	41.94
1.2.2.2	Clase C	m^3	9.294	18.804	1.960	0.250	6.029	0.784	16.289	53.41
1.2.2.3	Clase D	m^3	9.294	21.213	2.128	0.272	6.029	0.784	17.510	57.23
1.3	MOLDAJES									
1.3.1	Moldaje recto madera	m^2	2.556	4.084	0.215	0.028	0.088	0.012	2.967	9.95
1.3.2	Moldaje curvo madera	m^2	2.726	5.435	0.282	0.037	0.088	0.012	3.700	12.28
1.3.3	Moldaje acero	m^2	0.284	0.643	0.042	0.006			0.425	1.40
2.	CANALES									
2.1	EXCAVACION EN TIERRA									
2.1.1	Cuneta									
2.1.1.1	$V < 1.000$ m^3/km	m^3	2.320	0.153	0.021	0.003			0.893	3.39

Continúa

Continuación

CUADRO 8.4 PRECIOS UNITARIOS FINANCIEROS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componentes Importadas				Gastos Generales y Utilidad	TOTAL
					Indirecta		Directa			
					CIF	Derechos	CIF	Derechos		
2.1.1.2	1.000 < V< 5.000 m^3/km	m^3	1.062	0.105	0.040	0.005	0.383	0.049	0.646	2.29
2.1.1.3	5.000 < V<10.000 m^3/km	m^3	0.589	0.100	0.037	0.005	0.389	0.050	0.480	1.65
2.1.1.4	10.000 < V<15.000 m^3/km	m^3	0.368	0.100	0.037	0.005	0.408	0.052	0.410	1.38
2.1.1.5	15.000 < V m^3/km	m^3	0.246	0.100	0.037	0.005	0.408	0.052	0.372	1.22
2.1.1.6	Remoción Embanques	m^3	1.190	0.060	0.010	-	0.100	0.010	0.500	1.87
2.1.2	Mesa									
2.1.2.1	Corte	m^3	0.200	0.080	0.025	0.003	0.270	0.035	0.265	0.88
2.1.2.2	Reparación	m^3	0.720	0.040	-	-	-	-	0.270	1.03
2.2	EXCAVACION EN ROCA									
2.2.1	Cuneta	m^3	2.195	1.503	0.680	0.088	1.621	0.211	2.682	8.98
2.2.2	Mesa	m^3	1.885	1.318	0.592	0.077	1.262	0.165	2.251	7.55
2.3	RELLENOS COMPACTADOS	m^3	0.385	0.047	0.030	0.004	0.418	0.055	0.391	1.33
2.4	REVESTIMIENTO									
2.4.1	Hormigón									
2.4.1.1	Espesor 0.10m	m^3	18.130	23.751	2.892	0.373	7.692	1.001	23.061	76.90
2.4.1.2	Espesor 0.07m	m^3	21.013	26.019	3.182	0.411	7.692	1.001	25.282	84.60
2.4.2	Mampostería	m^2	3.660	1.410	0.230	0.030	-	-	2.050	7.38
3.	TUNELES									
3.1	EXCAVACION									
3.1.1	Sección A >15m^2	m^3	11.319	7.708	3.393	0.411	10.379	1.351	14.839	49.43
3.1.2	Sección 15 > A >10m^2	m^3	14.028	7.130	2.996	0.389	12.827	1.669	16.591	55.63
3.1.3	Sección 10 > A > 4m^2	m^3	17.264	8.409	3.620	0.469	14.137	1.840	19.241	65,08
	SOSTENIMIENTO									
3.2.1	Marcos Metálicos	kg	0.560	0.604	0.040	0.005	0.096	0.013	0.552	1.87
3.2.2	Shotcrete	m^2	1.881	1.944	1.731	0.225	1.764	0.230	3.415	11.19
3.2.3	Cáncamos	c/u	3.555	8.637	1.000	0.129	4.762	0.620	7.297	26.00
3.2.4	Inyecciones relleno	c/u	18.240	44.310	5.130	0.660	24.430	3.180	37.440	133.39

Continúa

Continuación

CUADRO 8.4 PRECIOS UNITARIOS FINANCIEROS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componentes Importadas				Gastos Generales y Utilidad	TOTAL
					Indirecta		Directa			
					CIF	Derechos	CIF	Derechos		
3.2.5	Perforación inyección relleno clave	c/u	3.724	9.045	1.048	0.136	4.986	0.649	7.642	27.23
3.2.6	Inyección relleno clave	m^3	24.828	60.303	6.987	0.907	33.241	4.326	50.948	181.54
3.3	REVESTIMIENTO	m^3	23.257	33.397	4.170	0.536	12.410	1.615	32.545	107.93
4.	EMBALSES									
4.1	EXCAVACIONES									
4.1.1	Excavación en suelos									
4.1.1.1	Escape	m^3	0.260	0.145	0.093	0.012	0.836	0.109	0.645	2.10
4.1.1.2	Excavación suelos reutilizables	m^3	0.227	0.120	0.078	0.010	0.732	0.095	0.568	1.83
4.1.2	Excavación en roca									
4.1.2.1	Excavación roca a botadero	m^3	1.252	1.501	0.631	0.081	2.141	0.279	2.605	8.49
4.1.2.2	Excavación roca reutilizable	m^3	0.940	1.126	0.473	0.061	1.606	0.210	1.954	6.37
4.1.2.3	Excavación roca en zanja reutilizable	m^3	1.648	1.128	0.510	0.066	1.216	0.158	2.014	6.74
4.2	INYECCIONES									
4.2.1	Perforación									
4.2.1.1	Inyección consolidación	ml	6.210	15.070	1.750	0.220	8.310	1.080	12.740	45.38
4.2.1.2	Inyección profunda a percusión	ml	2.298	5.581	0.647	0.084	3.076	0.400	4.714	16.80
4.2.1.3	Inyección profunda a rotación	ml	10.941	26.574	3.079	0.400	14.648	1.907	22.451	80.00
4.2.2	Inyección									
4.2.2.1	Consolidación	saco	1.120	2.710	0.320	0.040	1.500	0.190	2.290	8.17
4.2.2.2	Profunda	saco	1.846	4.485	0.520	0.065	2.472	0.322	3.790	13.50
4.3	RELLENOS DE MURO									
4.3.1	Relleno permeable de excavación	m^3	0.118	0.066	0.042	0.005	0.378	0.049	0.292	0.95
4.3.2	Relleno permeable de yacimiento	m^3	0.557	0.339	0.218	0.028	1.732	0.225	1.381	4.48
4.3.3	Relleno de transición	m^3	0.689	0.399	0.258	0.034	2.043	0.266	1.641	5.33
4.3.4	Relleno impermeable	m^3	0.819	0.458	0.295	0.039	2.354	0.307	1.898	6.17

Continúa

Continuación

CUADRO 8.4 PRECIOS UNITARIOS FINANCIEROS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componentes Importadas				Gastos Generales y Utilidad	TOTAL
					Indirecta		Directa			
					CIF	Derechos	CIF	Derechos		
4.3.5	Filtros	m^3	1.220	0.638	0.410	0.053	3.350	0.437	2.712	8.82
4.3.6	Enrocado	m^3	0.778	1.117	0.467	0.061	1.778	0.231	1.978	6.41
4.3.7	Rip-rap	m^3	1.150	1.654	0.672	0.087	2.073	0.270	2.624	8.53
4.4	HORMIGONES ESTRUCTURALES									
4.4.1	Clase D-0.5 m^2 mold/m^3	m^3	11.263	27.198	2.769	0.356	12.717	1.655	24.882	80.84
4.4.2	Clase D-1.0 m^2 mold/m^3	m^3	13.819	31.558	3.019	0.389	12.805	1.666	27.994	91.25
4.4.3	Clase D-1.5 m^2 mold/m^3	m^3	16.373	35.912	3.269	0.420	12.893	1.678	31.105	101.65
5.	OBRAS DE ARTE									
5.1	EXCAVACIONES									
5.1.1	En tierra	m^3	1.062	0.105	0.040	0.005	0.383	0.049	0.646	2.29
5.1.2	En roca	m^3	2.195	1.503	0.680	0.088	1.621	0.211	2.682	8.98
5.1.3	En zanja	m^3	0.290	0.106	0.068	0.009	0.601	0.078	0.508	1.66
5.1.4	Rellenos compactados	m^3	0.779	0.083	0.031	0.004	0.429	0.056	0.548	1.93
5.2	VARIOS									
5.2.1	Hormigón D (incl. mold)	m^3	24.632	43.309	3.248	0.417	6.557	0.853	34.084	113.10
5.2.2	Mortero	m^3	8.280	17.100	1.590	0.200	3.060	0.390	13.370	43.99
5.2.3	Estuco	m^2	1.800	0.550	0.050	0.010	0.100	0.010	0.720	3.24
5.2.4	Albanilería	m^2	1.510	2.720	0.090	0.010	0.200	0.020	1.470	6.02
5.2.5	Mampostería	m^3	18.300	7.050	1.150	0.150	-	-	10.250	36.90
5.2.6	Compuertas	m^2	95.670	234.200	14.750	1.890	32.00	4.090	167.370	549.97
6.	TUBERIAS (Suministro, colocación y pruebas)									
6.1	TUBERIA CEMENTO COMPRIMIDO									
6.1.1	D = 0.30 m	ml	1,766	1.764	0.180	0.023	0.555	0.072	1.830	6.19
6.1.2	D = 0.40 m	ml	2.817	2.811	0.287	0.038	0.885	0.115	2.917	9.87

Continúa

Continuación

CUADRO 8.4 PRECIOS UNITARIOS FINANCIEROS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componentes Importadas				Gastos Generales y Utilidad	TOTAL
					Indirecta		Directa			
					CIF	Derechos	CIF	Derechos		
6.1.3	D = 0.50 m	ml	3.750	4.140	0.420	0.050	1.310	0.170	3.120	12.96
6.1.4	D = 0.60 m	ml	4.971	5.941	0.610	0.079	1.881	0.244	5.834	19.56
6.1.5	D = 0.70 m	ml	6.433	8.196	0.839	0.104	2.603	0.339	7.406	25.92
6.1.6	D = 0.80 m	ml	9.145	12.600	1.299	0.169	4.005	0.520	11.902	39.64
6.1.7	D = 0.90 m	ml	10.255	14.874	1.531	0.198	4.734	0.615	12.883	45.09
6.1.8	D = 1.00 m	ml	12.625	18.863	1.949	0.253	6.008	0.780	17.462	57.94
6.1.9	D = 1.10 m	ml	19.884	29.707	3.069	0.398	9.462	1.228	27.502	91.25
6.1.10	D = 1.20 m	ml	22.364	33.411	3.452	0.448	10.642	1.381	30.932	102.63
6.1.11	D = 1.30 m	ml	26.123	39.027	4.032	0.523	12.431	1.613	36.131	119.88
6.2	TUBERIA HORMIGON REFORZADO									
6.2.1	D = 1.00 m	ml	22.104	36.226	2.896	0.371	4.395	0.577	28.121	94.69
6.2.2	D = 1.20 m	ml	30.633	51.268	4.171	0.536	6.597	0.867	39.788	133.86
6.2.3	D = 1.40 m	ml	41.927	68.757	5.537	0.708	8.613	1.130	53.498	180.17
6.2.4	D = 1.60 m	ml	54.189	88.883	7.175	0.917	11.249	1.476	69.211	233.10
6.3	TUBERIA ASBESTO-CEMENTO									
6.3.1	D = 0.30 m	ml	0.910	16.660	2.130	0.280	-	-	6.960	26.94
6.3.2	D = 0.40 m	ml	1.450	22.530	2.880	0.380	-	-	9.470	36.71
6.3.										
6.4	TUBERIA ACERO	kg	0.471	0.673	0.049	0.006	0.189	0.025	0.607	2.02
7.	SONDAJES									
7.1	INSTALACION DE FAENAS	Gl	229.830	105.790	140.640	18.350	396.350	51.610	413.540	1.356.11
7.2	PERFORACION (rendimiento = 1ml/día									
7.2.1	Diámetro Nominal 16"	ml	60.253	20.230	4.975	0.653	79.414	10.341	75.094	250.96
7.2.2	Diámetro nominal 12"	ml	49.692	16.684	4.103	0.538	65.494	8.528	61.931	206.97
7.2.3	Diámetro nominal 10"	ml	47.055	15.797	3.885	0.510	62.014	8.075	58.644	195.98

Continúa

Continuación

CUADRO 8.4 PRECIOS UNITARIOS FINANCIEROS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componentes Importadas				Gastos Generales y Utilidad	TOTAL
					Indirecta		Directa			
					CIF	Derechos	CIF	Derechos		
7.3	ENTUBADO									
7.3.1	Diámetro Nominal 16"	ml	2.640	45.831	3.048	0.397	3.480	0.453	25.911	81.77
7.3.2	Diámetro nominal 12"	ml	2.640	21.297	1.508	0.196	3.480	0.453	13.566	43.14
7.3.3	Diámetro nominal 10"	ml	2.640	17.987	1.298	0.170	3.480	0.453	12.002	38.03
7.4	AGOTAMIENTO Y PRUEBA	Gl	528.420	121.630	50.100	6.530	696.110	90.470	635.410	2.128.67
7.5	RANURADO	ml	5.630	12.510	1.600	0.210	-	-	8.690	28.64
7.6	FILTROS									
7.6.1	De grava	ml	1.780	0.750	0.480	0.060	3.620	0.470	3.140	10.34
7.6.2	De ripio	ml	0.450	0.188	0.120	0.015	0.910	0.118	8.789	2.59
7.7	DESARROLLO	hr	6.600	2.215	0.545	0.072	8.700	1.133	8.225	27.49
7.8	ENLACE Y TABLERO COMANDO									
7.8.1	40 HP	c/u	1.294.000	1.337.000	838.000	109.000	-	-	1.521.000	5.099.00
7.8.2	50 HP	c/u	1.328.000	1.540.000	838.000	109.000	-	-	1.629.000	5.544.00
7.8.3	75 HP	c/u	1.379.000	1.634.000	880.000	114.000	-	-	1.713.000	5.720.00
7.8.4	100 HP	c/u	1.469.000	2.030.000	1.027.000	134.000	-	-	2.008.000	6.668.00
7.8.5	150 HP	c/u	1.632.000	2.780.000	1.112.000	144.000	-	-	2.462.000	8.130.00
7.8.6	200 HP	c/u	1.654.000	2.919.000	1.338.000	174.000	-	-	2.655.000	8.740.00
7.8.7	250 HP	c/u	1.654.000	3.554.000	1.480.000	192.000	-	-	3.027.000	9.907.00
8.	ENERGIA ELECTRICA									
8.1	LINEA ALTA TENSION	km	3.149.000	6.535.000	998.000	132.000	241.000	31.000	4.824.000	11.086.00
8.2	SUB ESTACION Y EMPALME A B. T.									
8.2.1	45 K.V.A.	c/u	631.000	3.517.000	482.000	64.000	48.000	7.000	-	4.749.00
8.2.2	75 K.V.A.	c/u	614.000	4.284.000	579.000	77.000	47.000	6.000	-	5.607.00
8.2.3	150 K.V.A.	c/u	769.000	7.194.000	960.000	127.000	58.000	7.000	-	9.115.00
8.2.4	300 K.V.A.	c/u	816.000	11.267.000	1.482.000	196.000	62.000	8.000	-	13.831.00

8.2.1.3 Precios Unitarios Económicos

Se denomina así a los precios unitarios empleados en la evaluación económica de los proyectos y se calcularon a partir de los precios unitarios financieros determinados en el punto anterior, siguiendo las pautas de ODEPLAN sobre el particular.

Como en el estudio los flujos de costos se han expresado en US$, las componentes importadas directa e indirecta no sufren variación, los derechos que gravan estas componentes se eliminan y las componentes nacionales se expresan en dólares empleando el tipo de cambio económico 1/

La aplicación de estas normas generales , el tipo de cambio económico y tratamiento de la mano de obra (ODEPLAN, Feb, 1979), y el criterio adoptado por los Consultores, implicó corregir las siguientes componentes del precio unitario financiero:

Mano de Obra

El valor de esta componente expresado en moneda nacional es el mismo a precios financieros y económicos, tanto por el criterio adoptado por los Consultores de emplear valores proyectados para el año 1983, como por el hecho que la mano de obra contemplada corresponde , según las pautas de ODEPLAN, a la categoría de mano de obra calificada; luego, la única corrección que se efectuó fue la de expresarla en US$ con la tasa de cambio económico. La tasa de cambio económico , P_D^* , se expresa, en función del tipo de cambio financiero P_D, como :

$$P_D^* = 1.06\ P_D = \frac{P_D}{0.9434}$$

luego, para obtener la componente de mano de obra a precios económicos en US$, se aplicó un factor de corrección 0.9434 a la componente correspondiente del precio unitario financiero.

1/ ODEPLAN "Preparación y presentación de Proyectos de Inversión" 1976 (Anexo 2)

Componente Nacional de Insumos y Equipos

Esta componente tiene, al igual que la de mano de obra, el mismo valor en moneda nacional a precios financieros como económicos; luego, el factor de corrección es el mismo obtenido en el punto anterior

Gastos Generales y Utilidad

La aplicación de las correciones antes mencionadas sobre la estructura de esta componente resultó en un factor de corrección = 0.9332

Los precios unitarios económicos obtenidos se detallan en el Cuadro 8.5.

CUADRO 8.5 PRECIOS UNITARIOS ECONOMICOS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componente Importada		Gastos Generales Utilidad	Total
					Indirecta CIF	Directa CIF		
1.	RUBROS BASICOS							
1.1	ACEROS							
1.1.1	Acero para Hormigón							
1.1.1.1	Acero normal ϕ < 25 mm	kg	0.319	0.461	0.032	-	0.328	1.14
1.1.1.2	Acero normal $\phi \geq$ 25 mm	kg	0.192	0.432	0.032	-	0.284	0.94
1.1.1.3	Acero alta resistencia ϕ < 25 mm	kg	0.375	0.475	0.033	-	0.367	1.25
1.1.1.4	Acero alta resistencia $\phi >$ 25 mm	kg	0.242	0.475	0.033	-	0.320	1.07
1.1.2	Estructura acero	kg	0.530	0.570	0.040	0.096	0.514	1.75
1.2	HORMIGONES							
1.2.1	Horm. preparados en planta dosif							
1.2.1.1	Clase A	m^3	6.323	10.612	1.588	6.689	11.188	36.40
1.2.1.2	Clase C	m^3	6.323	17.452	2.102	6.689	14.624	47.19
1.2.1.3	Clase D	m^3	6.323	19.723	2.272	6.689	15.763	50.77
1.2.2	Horm. preparado en betonera 0.5 m^3							
1.2.2.1	Clase A	m^3	8.678	10.922	1.447	6.029	11.784	38.95
1.2.2.2	Clase C	m^3	8.768	17.737	1.958	6.029	15.198	49.69
1.2.2.3	Clase D	m^3	8.768	20.014	2.128	6.029	16.341	53.28
1.3	MOLDAJES							
1.3.1	Moldaje recto madera	m^2	2.414	3.854	0.215	0.088	2.769	9.34
1.3.2	Moldaje curvo madera	m^2	2.571	5.126	0.282	0.088	3.453	11.52
1.3.3	Moldaje acero	m^2	0.268	0.607	0.042	0.006	0.397	1.32
2.	CANALES							
2.1	EXCAVACION EN TIERRA							
2.1.1.1	Cuneta							
	V < 1.000 m^3/km	m^3	2.186	0.143	0.020	-	0.831	3.18
2.1.1.2	1.000 < V< 5.000 m^3/km	m^3	1.004	0.099	0.040	0.383	0.604	2.13
2.1.1.3	5.000 < V<10.000 m^3/km	m^3	0.559	0.095	0.037	0.390	0.449	1.53
2.1.1.4	10.000 < V<15.000 m^3/km	m^3	0.348	0.094	0.037	0.408	0.383	1.27
2.1.1.5	15.000 < V m^3/km	m^3	0.233	0.094	0.037	0.408	0.348	1.12

Continúa

Continuación

CUADRO 8.5 PRECIOS UNITARIOS ECONOMICOS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componente Importada		Gastos Generales Utilidad	Total
					Indirecta CIF	Directa CIF		
2.1.1.6	Remoción embanques	m^3	1.120	0.060	0.010	0.100	0.470	1.76
2.1.2	Mesa							
2.1.2.1	Corte	m^3	0.188	0.074	0.025	0.268	0.245	0.80
2.1.2.2	Reparación	m^3	0.680	0.040	-	-	0.260	0.98
2.2	EXCAVACION EN ROCA							
2.2.1	Cuneta	m^3	2.070	1.417	0.680	1.621	2.502	8.29
2.2.2	Mesa	m^3	1.780	1.244	0.592	1.262	2.102	6.98
2.3	RELLENOS COMPACTADOS	m^3	0.360	0.045	0.031	0.418	0.366	1.22
2.4	REVESTIMIENTO							
2.4.1	Hormigón							
2.4.1.1	Espesor 0.10 m	m^3	17.100	22.406	2.892	7.692	21.520	71.61
2.4.1.2	Espesor 0.07 m	m^3	19.826	24.546	3.182	7.692	23.594	78.84
2.4.2	Mampostería	m^2	3.450	1.330	0.230	-	1.910	6.92
3.	TUNELES							
3.1	EXCAVACION							
3.1.1	Sección $A > 15\ m^2$	m^3	10.678	7.272	3.393	10.379	13.848	45.57
3.1.2	Sección $15 > A > 10\ m^2$	m^3	13.238	6.726	2.996	12.827	15.483	51.27
3.1.3	Sección $10 > A > 4\ m^2$	m^3	16.288	7.935	3.620	14.137	18.050	60.03
3.2	SOSTENIMIENTO							
	Marcos metálicos	kg	0.530	0.570	0.040	0.096	0.514	1.75
3.2.2	Shotcret	m^2	1.775	1.834	1.730	1.763	3.188	10.29
3.2.3	Cáncamos	c/u	3.353	8.145	1.000	4.762	6.810	24.07
3.2.4	Inyección relleno	c/u	17.210	41.800	5.130	24.430	34.940	123.51
3.2.5	Perforación inyección relleno clave	c/u	3.513	8.531	1.049	4.986	7.131	25.21
3.2.6	Inyección relleno clave	m^3	23.420	56.880	6.996	33.245	47.549	168.09
3.3	REVESTIMIENTO	m^3	21.940	31.508	4.170	12.410	30.372	100.40

Continúa

Continuación

CUADRO 8.5 PRECIOS UNITARIOS ECONOMICOS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componente Importada		Gastos Generales Utilidad	Total
					Indirecta CIF	Directa CIF		
4.	EMBALSES							
4.1	EXCAVACIONES							
4.1.1	Excavación en suelos							
4.1.1.1	Escape	m^3	0.245	0.135	0.093	0.835	0.602	1.91
4.1.1.2	Excavación suelos reutilizables	m^3	0.214	0.114	0.078	0.734	0.530	1.67
4.1.2	Excavación en roca							
4.1.2.1	Excavación roca a botadero	m^3	1.180	1.417	0.631	2.141	2.431	7.80
4.1.2.2	Excavación roca reutilizable	m^3	0.885	1.063	0.473	1.606	1.823	5.85
4.1.2.3	Excavación roca en zanja reutilizable	m^3	1.553	1.063	0.510	1.216	1.878	6.22
4.2	INYECCIONES							
4.2.1	Perforación							
4.2.1.1.	Inyección consolidación	ml	5.580	13.540	1.660	7.920	11.320	40.02
4.2.1.2	Inyección profunda a percusión	ml	2.168	5.266	0.648	3.076	4.402	15.56
4.2.1.3	Inyección profunda a rotación	ml	10.322	25.065	3.082	14.649	20.952	74.07
4.2.2	Inyección							
4.2.2.1	Consolidación	saco	1.050	2.560	0.310	1.500	2.140	7.56
4.2.2.2	Profunda	saco						
4.3	RELLENOS DE MURO							
4.3.1	Relleno permeable de excavación	m^3	0.110	0.061	0.042	0.376	0.271	0.86
4.3.2	Relleno permeable de yacimiento	m^3	0.524	0.319	0.218	1.732	1.287	4.08
4.3.3	Relleno de transición	m^3	0.652	0.376	0.257	2.041	1.531	4.86
4.3.4	Relleno impermeable	m^3	0.775	0.433	0.295	2.354	1.773	5.63
4.3.5	Filtros	m^3	1.150	0.600	0.410	3.350	2.530	8.04
4.3.6	Enrocados	m^3	0.735	1.054	0.467	1.778	1.846	5.88
4.3.7	Rip-rap	m^3	1.085	1.560	0.672	2.073	2.450	7.84
4.4	HORMIGONES ESTRUCTURALES							
4.4.1	Clase D 0.5 m^2 mold/m^3	m^3	10.625	25.659	2.769	12.717	23.220	74.99
4.4.2	Clase D 1.0 m^2 mold/m^3	m^3	13.035	29.775	3.019	12.805	26.126	84.76
4.4.3	Clase D 1.5 m^2 mold/m^3	m^3	15.447	33.880	3.270	12.893	29.030	94.52

Continúa

Continuación

CUADRO 8.5 PRECIOS UNITARIOS ECONOMICOS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componente Importada		Gastos Generales Utilidad	Total
					Indirecta CIF	Directa CIF		
5.	OBRAS DE ARTE							
5.1	EXCAVACIONES							
5.1.1	En tierra	m^3	1.004	0.100	0.040	0.383	0.603	2.13
5.1.2	En roca	m^3	2.070	1.418	0.680	1.620	2.502	8.29
5.1.3	En zanja	m^3	0.275	0.101	0.068	0.601	0.475	1.52
5.1.4	Rellenos compactados	m^3	0.734	0.077	0.031	0.428	0.510	1.78
5.2	VARIOS							
5.2.1	Hormigón D (incl. mold.)	m^3	23.235	40.856	3.248	6.557	31.804	105.70
5.2.2	Mortero	m^3	7.810	16.130	1.590	3.060	12.480	41.07
5.2.3	Estuco	m^2	1.700	0.520	0.050	0.100	0.670	3.04
5.2.4	Albanilería	m^2	1.420	2.570	0.090	0.200	1.370	5.65
5.2.5	Mampostería	m^3	17.250	6.650	1.150	-	9.550	34.60
5.2.6	Compuertas	m^2	90.250	220.940	14.750	32.000	156.190	514.13
6.	TUBERIAS (Suministro, colocación y prueba)							
6.1	Tubería cemento comprimido							
6.1.1	D = 0.30 m	ml	1.665	1.664	0.180	0.555	1.706	5.77
6.1.2	D = 0.40 m	ml	2.655	2.652	0.287	0.885	2.721	9.20
6.1.3	D = 0.50 m	ml	3.540	3.900	0.420	1.310	2.910	12.08
6.1.4	D = 0.60 m	ml	4.689	5.605	0.610	1.881	5.445	18.23
6.1.5	D = 0.70 m	ml	6.072	7.735	0.839	2.603	6.911	24.16
6.1.6	D = 0.80 m	ml	8.629	11.888	1.299	4.005	11.109	36.93
6.1.7	D = 0.90 m	ml	9.677	14.034	1.531	4.734	12.024	42.00
6.1.8	D = 1.00 m	ml	11.911	17.795	1.949	6.008	16.297	53.96
6.1.9	D = 1.10 m	ml	18.798	28.081	3.069	9.462	25.720	85.13
6.1.10	D = 1.20 m	ml	21.146	31.558	3.452	10.642	28.932	95.76
6.1.11	D = 1.30 m	ml	24.706	36.869	4.032	12.431	33.802	111.84
6.2	Tubería hormigón reforzado							
6.2.1	D = 1.00 m	ml	20.860	34.186	2.896	4.395	26.263	88.60
6.2.2	D = 1.20 m	ml	28.900	48.364	4.171	6.595	37.130	125.16

Continúa

Continuación

CUADRO 8.5 PRECIOS UNITARIOS ECONOMICOS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componente Importada		Gastos Generales Utilidad	Total
					Indirecta CIF	Directa CIF		
6.2.3	D = 1.40 m	ml	39.552	64.865	5.537	8.613	49.923	168.49
6.2.4	D = 1.60 m	ml	51.124	83.854	7.175	11.249	64.588	217.99
6.3	Tubería asbesto -cemento							
6.3.1	D = 0.30 m	ml	0.860	15.720	2.130	-	6.490	25.20
6.3.2	D = 0.40 m	ml	1.370	21.250	2.880	-	8.840	34.34
6.4	Tubería acero	kg	0.443	0.635	0.049	0.188	0.565	1.88
7.	SONDAJES							
7.1	Instalación de faenas	Gl	216.820	99.800	140.640	396.350	385.500	1.239.12
7.2	Perforación (Rend. = 1ml/día).							
7.2.1	Diametro nominal 16"	ml	56.840	19.084	4.975	79.414	70.077	230.39
7.2.2	Diametro nominal 12"	ml	46.880	15.739	4.103	65.494	57.794	190.01
7.2.3	Diámetro nominal 10"	ml	44.386	14.903	3.885	62.014	54.722	179.91
7.3	Entubado							
7.3.1	Diámetro nominal 16"	ml	2.490	43.242	3.048	3.480	24.180	76.44
7.3.2	Diámetro nominal 12"	ml	2.490	20.096	1.508	3.480	12.666	40.24
7.3.3	Diámetro nominal 10"	ml	2.490	16.968	1.298	3.480	11.204	35.44
7.4	Agotamiento y prueba	Gl	498.510	114.750	50.100	696.110	592.960	1.952.43
7.5	Ranurado	ml	5.310	11.800	1.600	-	8.110	26.82
7.6	Filtros							
7.6.1	De grava	ml	1.680	0.710	0.480	3.620	2.930	9.42
7.6.2	De ripio	ml	0.420	0.175	0.120	0.910	0.735	2.36
7.7	Desarrollo	hr	6.227	2.091	0.545	8.700	7.677	25.24

Continúa

Continuación

CUADRO 8.5 PRECIOS UNITARIOS ECONOMICOS (US$ constantes de Junio 1978).

Item	Designación	Un.	Mano de Obra Directa	Componente Nacional	Componente Importada		Gastos Generales Utilidad	Total
					Indirecta CIF	Directa CIF		
7.8	Enlace y tablero de comando							
7.8.1	40 HP	c/u	1.221.000	1.261.000	838.000	-	1.418.000	4.738.00
7.8.2	50 HP	c/u	1.253.000	1.453.000	838.000	-	1.518.000	5.062.00
7.8.3	75 HP	c/u	1.301.000	1.542.000	880.000	-	1.597.000	5.320.00
7.8.4	100 HP	c/u	1.386.000	1.915.000	1.027.000	-	1.871.000	6.199.00
7.8.5	150 HP	c/u	1.540.000	2.623.000	1.112.000	-	2.295.000	7.570.00
7.8.6	200 HP	c/u	1.561.000	2.754.000	1.338.000	-	2.475.000	8.128.00
7.8.7	250 HP	c/u	1.561.000	3.353.000	1.480.000	-	2.822.00	9.216.00
7.8.								
8.	ENERGIA ELECTRICA							
8.1	Línea Alta Tensión	km	2.971.000	6.165.000	998.000	241.000	-	10.375.00
8.2	Sub-estación y empalme B.T							
8.2.1	45 K.V.A.	c/u	596.000	3.317.00	482.000	48.000	-	4.443.00
8.2.2	75 K.V.A.	c/u	580.000	4.040.00	579.000	47.000	-	5.246.00
8.2.3	150 K.V.A.	c/u	725.000	6.784.00	959.000	58.000	-	8.526.00
8.2.4	300 K.V.A.	c/u	769.000	10.628.00	1.482.000	62.000	-	12.941.00

8.2.2 Costos de Ingeniería

Tal como se ha indicado, los precios unitarios no incluyen los costos de Ingeniería correspondientes a diseño y supervisión. Estos costos se incorporaron en forma explícita en los presupuestos de cada obra en particular y se los estimó en 10 por ciento de los costos directos, tanto en la evaluación financiera como económica.

8.2.3 Imprevistos

Los costos asociados a la incertidumbre en los volúmenes de obra, derivados de la información disponible y del nivel de anteproyecto que tienen las obras consideradas, se estimaron como un porcentaje sobre los costos directos más los costos de ingeniería, y se indican en los presupuestos de cada una de las obras. Este porcentaje se estimó, en general, en un 20 por ciento.

8.2.4 Presupuestos

Los precios unitarios determinados en el presente estudio de costos se han utilizado para la confección de los presupuestos de obras, de acuerdo con los criterios de diseño indicados en el Capítulo 6 de este tomo. Los presupuestos detallados se incluyen en el Anexo A de este tomo.

8.3 COSTOS BASICOS

8.3.1 Costos Preliminares

Para la estimación preliminar del costo de las obras incluídas en las diferentes alternativas se recurrió al empleo de curvas de costo, algunas calculadas por los consultores y otras obtenidas de otras fuentes, según se detalla en cada caso.

8.3.1.1 Canales

El costo de los canales depende, tanto de sus características hidráulicas como de la topografía del terreno que atraviesa en su recorrido; pero mientras las primeras permanecen constantes en tramos definidos, la segunda varía de un punto a otro dentro del tramo, siendo la pendiente del terreno la variable de mayor incidencia en el costo.

Con las condiciones de diseño indicadas en el punto 6.2.1.1 a) y de las secciones tipo que se muestran en el album de planos, se calculó el costo por metro de canal para un rango de caudales entre 2 y 30 m3/s, con pendiente de fondo 0.3; 0.5 y 1.0 por mil y pendientes transversales del terreno variando entre 10.0 y 62.5 por ciento, tanto para canales revestidos como sin revestir. Con ellos se construyeron tres curvas de costo de canales: en terreno plano, semiplano y semiabrupto, cada una de las cuales incluye los costos ponderados para diferentes pendientes de terreno, cuyas distribuciones por tipo se indican en el Cuadro 8.6. Las curvas de costo obtenidas se muestran en la Figura 8.1.

Bajo el supuesto de que el 90 por ciento de la longitud del canal, descontados los túneles y sifones, es sin revestir y el 10 por ciento restante revestido, se calculó el costo del canal como una combinación de los valores obtenidos de las curvas, de modo que la distribución de pendientes transversales, en esta combinación, fuera la medida en el trazado del canal en particular. El costo de los túneles y sifones se detallan en los puntos siguientes.

CUADRO 8.6 Porcentajes de longitud de canal por tipo de terreno.

Tipo de terreno	Pendiente del Terreno 1/										
	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0
Tipo I (abrupto)	2	3	6	19	15	20	15	10	8	6	6
Tipo II (semi plano)	-	-	2	3	5	8	10	17	30	15	10
Tipo III (plano)	-	-	-	-	-	-	-	5	10	25	60

1/ La pendiente de terreno indicada corresponde a la cotangente del ángulo formado por el terreno con la horizontal.

8.3.1.2 Túneles

Para la estimación preliminar de costos de túneles se construyó una curva de costo en función de la sección terminada del túnel, Figura 8.2, que considera, además de la excavación, las partidas que se indican en el Cuadro 8.7.

CUADRO 8.7 Túneles - Características medias de diseño.

Partida	% 1/	Observaciones
Sostenimiento		
- Marcos	20	1 marco cada metro
- Cancamos	25	3 por metro lineal
- Shotcrete	75	espesor = 0.05 m
Revestimiento		
- Sección completa	20	en zona de marcos
- Sección escurrimiento	80	sólo para túneles revestidos
Inyecciones	20	1 cada 3 m de bóveda revestida

1/ Porcentajes referidos al largo de túnel.

CURVAS DE COSTOS DE CANALES

TIPO 1

EN TERRENO ABRUPTO

(EXCAVACION EN ROCA = MAX. 30% EXCAVAC. TOTAL)

TIPO 2

EN TERRENO SEMIPLANO

(EXCAVACION EN ROCA = MAX. 10% EXCAVAC. TOTAL)

TIPO 3

EN TERRENO PLANO

(SOLO EXCAVACION EN TIERRA)

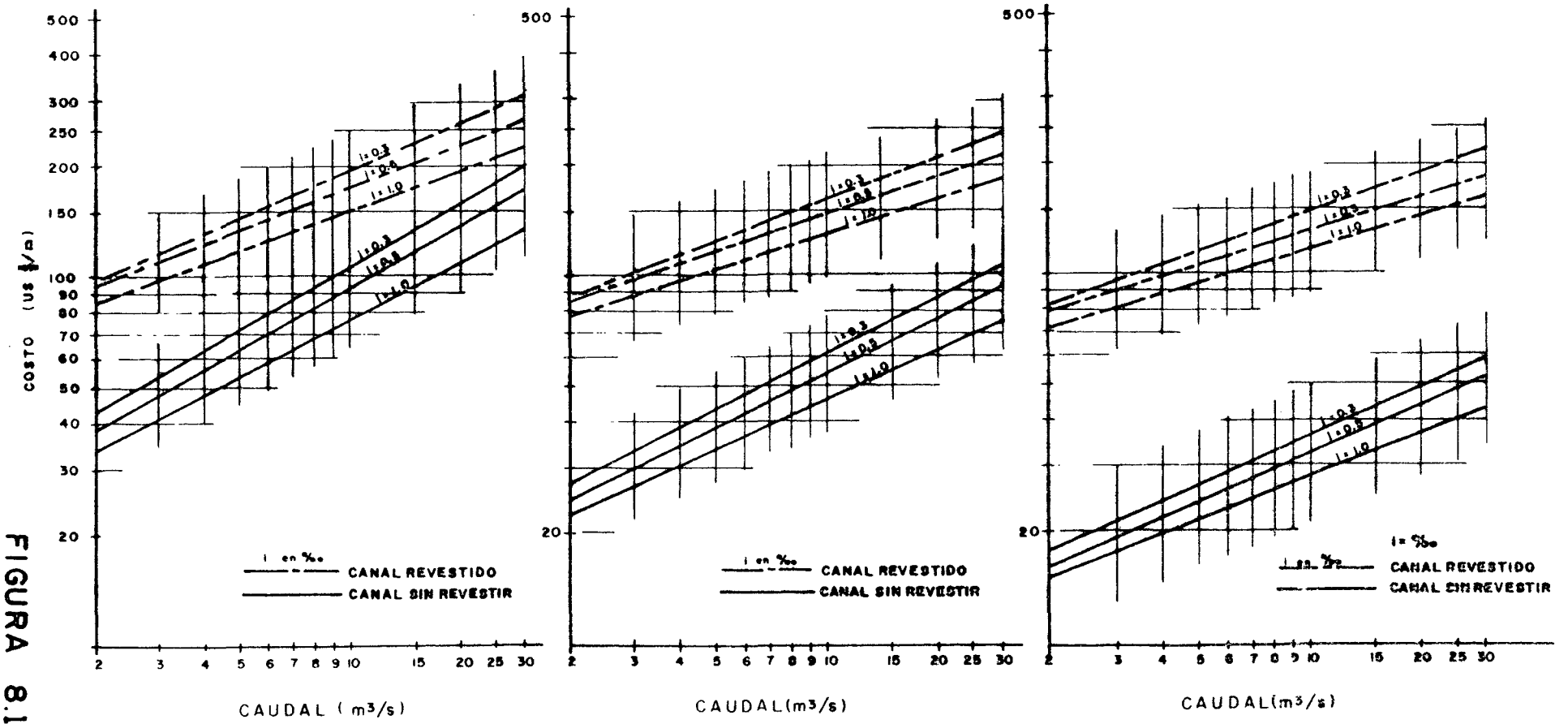


FIGURA 8.1

CURVA DE COSTO DE TUNELES

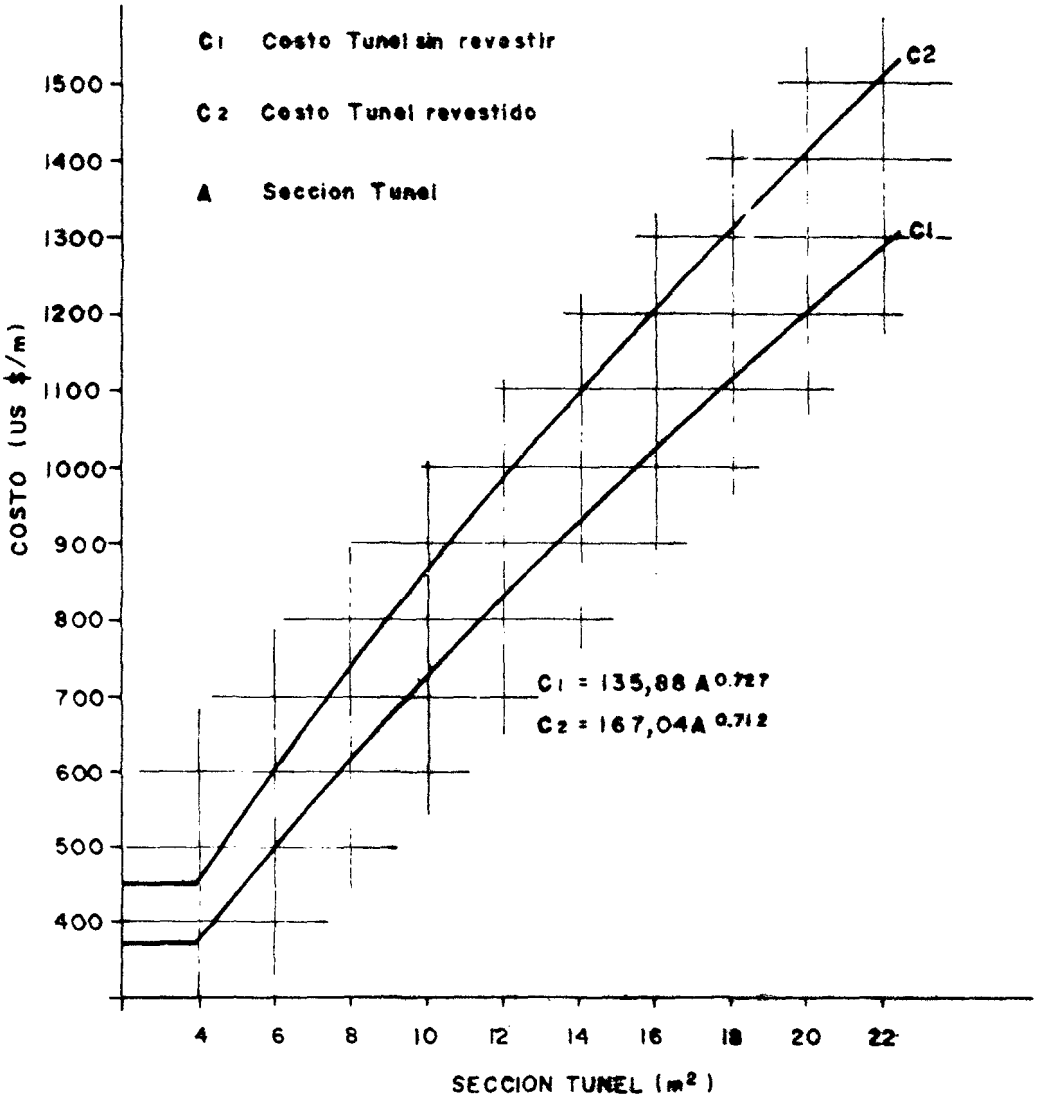


FIGURA 8.2

8.3.1.3 Sifones

Para determinar el costo preliminar de sifones, se dedujo una curva de costo con Q.H como variable independiente, en que H es la carga máxima, con los proyectos y cubicaciones de 11 sifones. La curva obtenida se muestra en la Figura 8.3.

8.3.1.4 Embalses

Las curvas de costos preliminares de las obras mayores que componen los embalses: muro, obras de desviación y obras de evacuación de crecidas se dedujeron de los costos obtenidos con los diseños y cubicaciones de 17 embalses, incluyendo entre ellos a Puntilla del Viento (Electro-Watt) y Los Angeles (G. Noguera). Las curvas y ecuaciones de regresión correspondientes se muestran en las Figuras 8.4; 8.5 y 8.6.

8.3.2 Costos Obras Tipo en Canales

Los costos financieros y económicos de las obras tipo descritas en el Capítulo 6 se determinaron con los precios unitarios de las secciones 8.2.1.2 y 8.2.1.3. Las cubicaciones y costos obtenidos para estas obras se indican en los siguientes cuadros:

Cuadro 8.8	Alcantarillas de cajón y puentes
Cuadro 8.9	Alcantarillas de Tubo de Acero
Cuadro 8.10	Compuertas de Descarga
Cuadro 8.11	Marcos Partidores
Cuadro 8.12	Cámaras de Inspección de Sifones

CUADRO 8.8 Cubicación y Costo de Alcantarillas de Cajón y Puente.

Obra Tipo	Componentes	Cubicación				Costos Financieros			Costos Económicos	
		Excavación Zanja m^3	Relleno Comp. m^3	Hormigón C con Moldaje m^3	Fierro en Barras kg	Total	Divisa Indirecta	Divisa Directa	Total	Mano de Obra
C 1010	Transición de E y S	-	-	4.90	272.00	886.03	24.63	32.14	828.01	200.92
	Alcant. por m.l.	1.00	8.40	0.77	35.90	148.76	3.97	9.26	138.79	35.79
C 1510	Transición de E y S	-	-	5.24	320.60	983.77	17.03	34.37	919.35	221.78
	Alcant. por m.l.	1.50	12.60	0.98	61.10	212.19	5.62	12.75	197.95	51.95
C 1515	Transición de E y S	-	-	8.06	506.20	1.529.15	42.39	52.87	1.429.01	349.30
	Alcant. por m.l.	2.30	16.50	1.13	72.70	252.16	6.65	15.89	235.19	62.21
C 1520	Transición de E y S	-	-	12.82	704.40	2.309.31	64.21	84.10	2.158.09	523.34
	Alcant. por m.l.	3.00	20.50	1.28	92.60	302.29	7.95	19.01	281.91	75.18
C 2015	Transición de E y S	-	-	8.72	596.80	1.714.33	47.44	57.20	1.602.06	393.63
	Alcant. por m.l.	3.00	22.10	1.80	109.20	384.44	10.22	23.11	358.65	93.75
C 2020	Transición de E y S	-	-	13.48	782.20	2.478.87	68.84	88.43	2.316.54	563.58
	Alcant. por m.l.	4.00	27.30	2.00	124.20	437.05	11.57	27.26	407.66	107.27
C 2525	Transición de E y S	-	-	18.60	1.223.40	3.596.21	99.60	122.02	3.360.70	823.75
	Alcant. por m.l.	6.30	40.70	3.05	199.70	677.60	17.96	41.29	632.07	166.26
Puente P 6035	Transiciones	-	-	16.00	544.00	2.382.20	67.10	104.28	2.225.92	527.40
	Losa y Estribos ml	-	-	11.70	702.00	2.156.96	59.91	76.53	2.015.64	491.90

Costos en US$ constantes de Junio 1978.

COSTO SIFONES

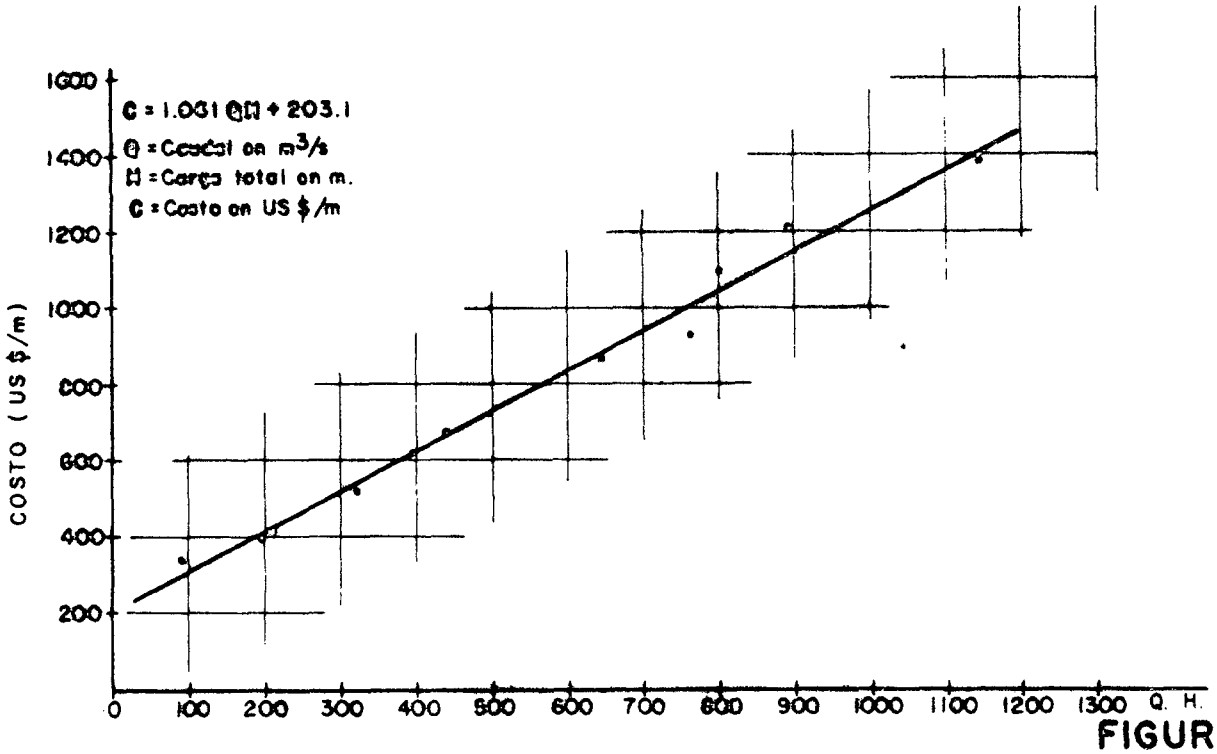


FIGURA 8.3

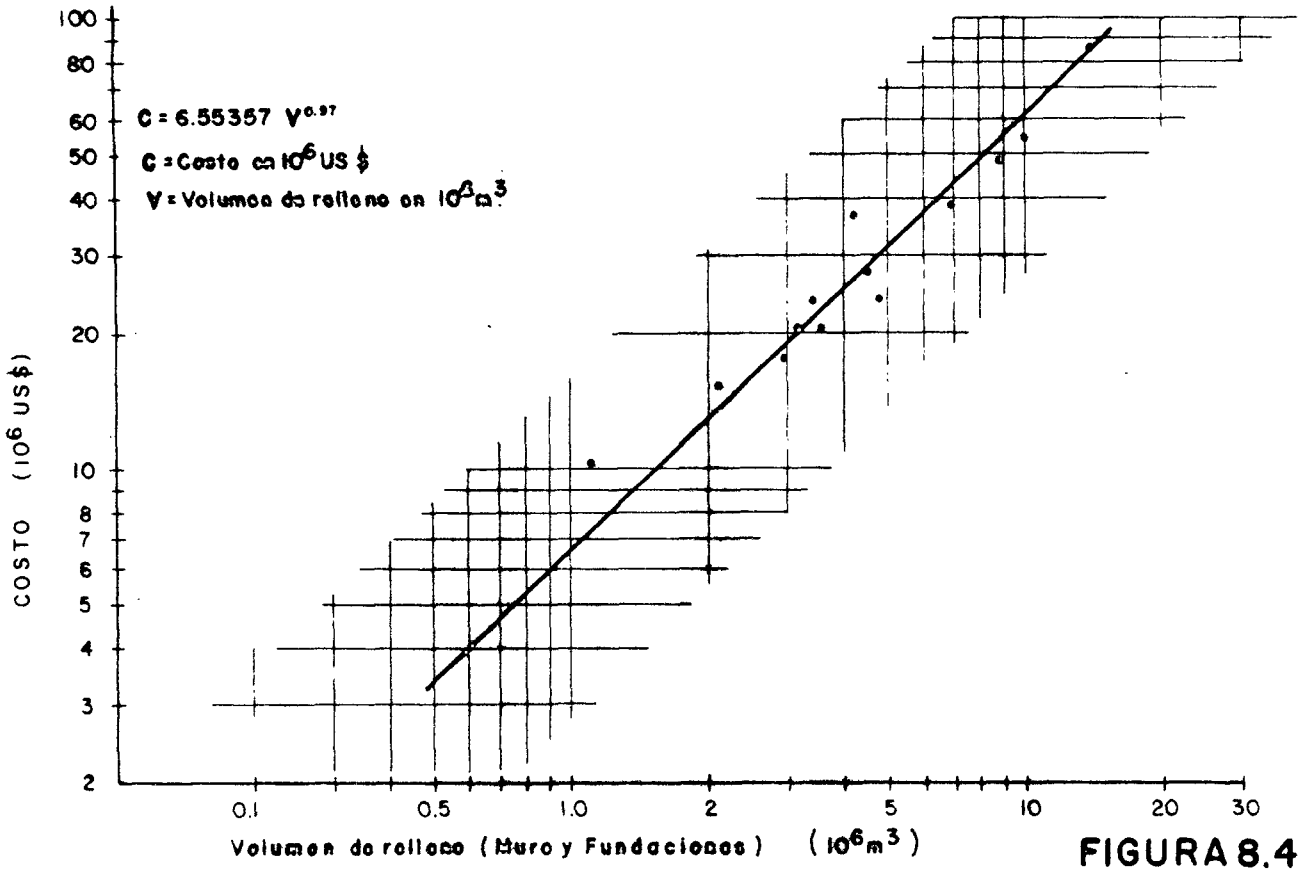


FIGURA 8.4

COSTO MUROS DE PRESA DE TIERRA

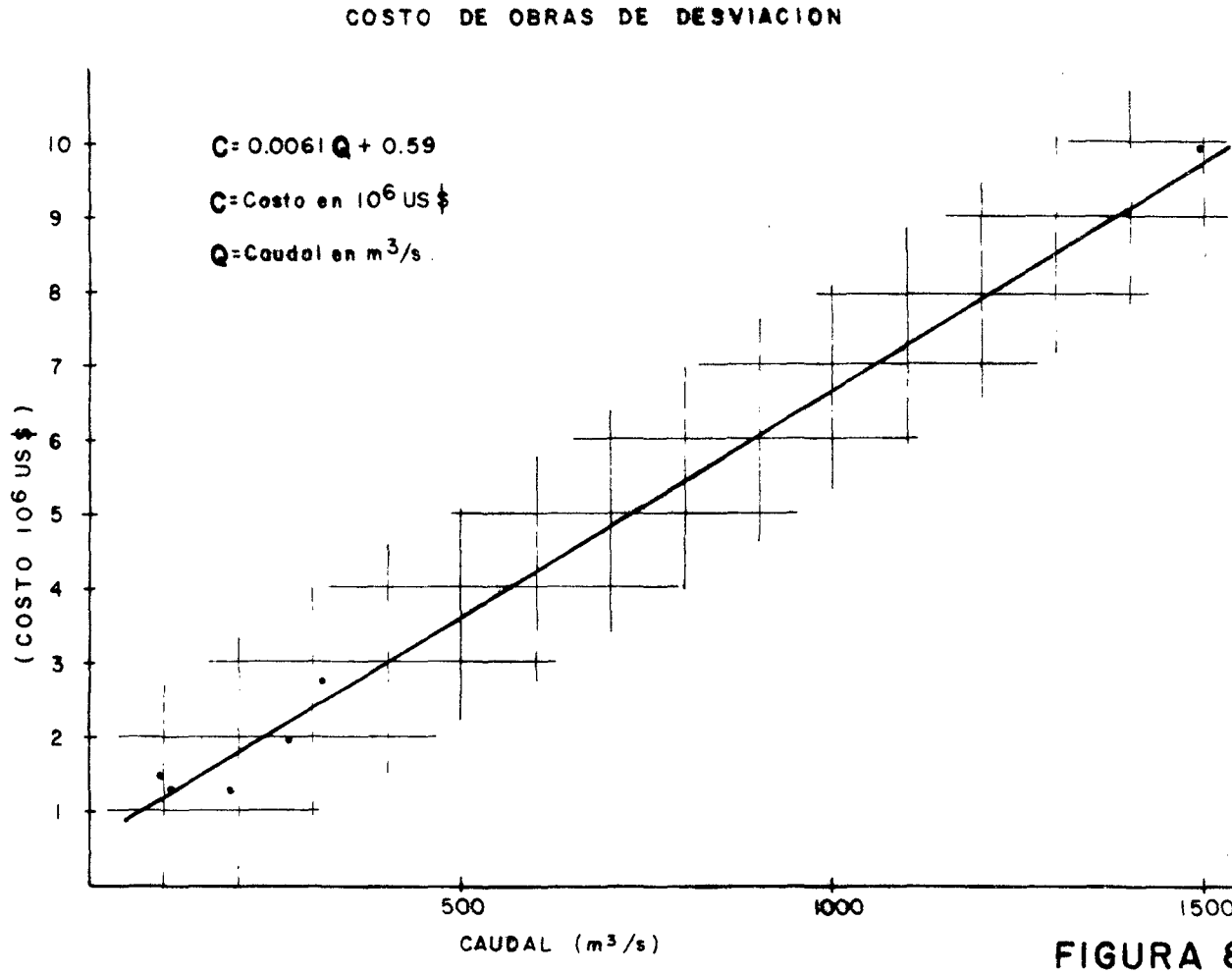


FIGURA 8.5

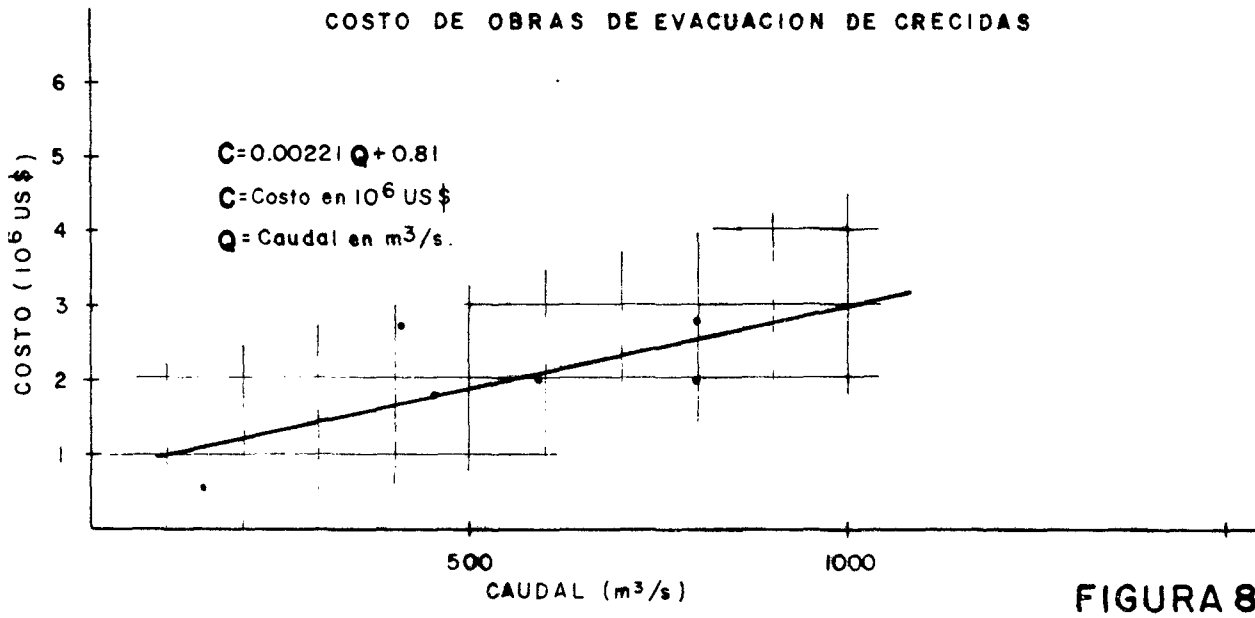


FIGURA 8.6

CUADRO 8.9 Cubicación y Costo de Alcantarillas de Acero Corrugado.

Obra Tipo	Componentes	Cubicación					Costos Financieros			Costos Económicos	
		Muro Mampost. m^3	Revestim. Mampost. m^2	Excavación Zanja m^3	Rellenc Comp. m^3	Tubo Corrugado ml	Total	Divisa Indirecta	Divisa Directa	Total	Mano de Obra
TC-80	Transición de E y S	1.78	8.40	-	-	-	127.67	3.98	-	119.72	59.69
	Alcant. por m.l.	-	-	0.70	5.90	1.00	86.50	3.23	2.96	81.31	9.69
TC-100	de E y S	2.60	12.70	-	-	-	189.67	5.91	-	177.84	88.67
	Alcant. por m.l.	-	-	1.00	8.40	1.00	104.98	3.85	4.21	98.62	12.51
TC-155	Transición de E y S	4.45*	170.00**	-	-	-	710.70	19.90	29.19	664.17	157.82
	Alcant. por m.l.	-	-	2.40	17.50	1.00	231.74	8.55	8.97	217.73	27.05
TC-185	Transición de E y S	5.67*	222.00**	-	-	-	912.12	25.53	37.20	852.40	202.81
	Alcant. por m.l.	-	-	3.40	23.80	1.00	284.31	10.39	12.27	267.01	34.65
TC-80D	Transición de E y S	2.42	12.60	-	-	-	182.29	5.68	-	170.92	85.22
	Alcant. por m.l.	-	-	1.60	6.50	2.00	163.10	6.31	3.76	153.48	15.57
TC-100D	Transición de E y S	3.56	19.10	-	-	-	272.32	8.49	-	255.35	127.31
	Alcant. por m.l.	-	-	2.50	9.40	2.00	196.51	7.52	5.54	184.83	19.76

* Hormigón C con moldaje (m^3)
** Fierro en barras (kg)

Costos en US$ constantes de Junio 1978.

CUADRO 8.10 Cubicación y Costo de Compuertas de Descarga.

Tipo (Q Canal)	Cubicación						Costos Financieros			Costos Económicos	
	Excavación m^3	Relleno Compac. m^3	Hormigón B m^3	Hormigón C c/Moldaje m^3	Fierro en Barras kg	Compuertas m^2	Total	Divisa Indirecta	Divisa Directa	Total	Mano de Obra
1	21.00	9.00	1.12	8.32	333.00	1 45	2.265.66	62.20	119.58	2.116.89	468.17
2	27.00	11.00	1.75	9.54	382.00	2 00	2.814.73	77.27	152.12	2.629.85	574.83
3	34.00	13.00	2.37	10.64	426.00	2 60	3.373.40	92.53	185.80	3.151.80	682.52
4	44.00	16.00	3.22	12.24	490.00	3 45	4.170.73	114,35	233.71	3.896.69	836.54
5	53.00	18.00	3.76	14.06	562.00	3 92	4.774.13	130.89	268.23	4.460.40	959.49
6	61.00	19.00	4.35	15.05	602.00	4 46	5.281.36	144.76	299.03	4.934.28	1.057.94
7	69.00	22.00	4.98	16.06	642.00	5.04	5.818.70	159.41	332.34	5.436.25	1.162.27
8	74.00	23.00	5.41	16.80	672.00	5.41	6.177.17	169.24	353.96	5.771.14	1.231.96
9	81.00	24.00	5.91	17.83	713.00	6 00	6.710.90	183.80	385.70	6.269.81	1.334.38
10	88.00	26.00	6.44	18.90	756.00	6 62	7.281.42	199.45	420.48	6.802.80	1.443.82
12	103.00	29.00	7.50	20.93	837.00	7 70	8.286.56	226.80	480.54	7.741.89	1.639.12
15	118.00	32.00	8.70	23.10	924.00	8 92	9.408.69	257.47	548.04	8.790.27	1.855.21
17	130.00	35.00	10.80	25.80	1.032.00	9 86	10.504.70	287.89	614.34	9.811.69	2.069.96
20	151.00	39.00	12.30	28.40	1.134.00	11 40	11.985.70	325.97	699.42	11.113.56	2.339.09
25	176.00	43.00	14.30	31.65	1.266.00	13 33	13.649.83	374.35	803.63	12.752.36	2.688.11
30	211.00	48.00	16.74	36.90	1 476.00	15 12	15.694.95	429.85	927.67	14.662.86	4.297.63

Costos en US$ constantes de Junio 1978.

CUADRO 8.11 Cubicación y Costos de Marcos Partidores.

Caudal Entrante m^3/s	Cubicaciones						Costos Financieros			Costos Económicos	
	Excav.	Horm. B	Horm C c/Mold	Fierro enbarra	Fierro en pl.	Pedra plén	Total	Divisa Indirecta	Divisa Directa	Total	Mano de Obra
	m^3	m^3	m^3	kg	kg	m^2					
0 - 0.15	6.00	0.25	2.80	72	39	6.30	550.07	15.10	26.06	514.19	138.71
0.15 - 0.30	11.00	0.40	4.10	103	52	8.60	795.58	21.85	38.75	743.62	200.07
0.30 - 0.45	16.00	0.50	5.30	130	68	10.30	1.024.60	28.08	50.90	957.65	257.08
0.45 - 0.60	20.00	0.70	6.30	154	76	11.50	1.206.89	33.11	60.63	1.127.98	301.61
0.60 - 0.75	26.00	0.80	7.60	183	89	13.00	1.450.89	39.79	74.18	1.355.42	361.27
0.75 - 1.00	34.00	1.00	9.30	223	104	14.80	1.756.49	48.13	90.54	1.641.53	436.71

Costos en US$ constantes de Junio 1978

CUADRO 8.12 Cubicación y Costos de Cámaras de Inspección para Sifones.

Diámetro Interior Sifón	Cubicación						Costos Financieros			Costos Economicos	
	Excav.	Relleno Compac.	Horm. B	Horm. C c/Mold.	Fierro en Barras	Tapa	Total	Divisa Indirecta	Divisa Directa	Total	Mano de Obra
	m^3	m^3	m^3	m^3	kg	N°					
800	3.20	0.60	0.24	3.30	230.00	1	977.21	26.16	53.07	911.95	223.53
1.000	3.60	0.70	0.30	3.60	252.00	1	1.042.06	27.97	55.59	972.54	238.55
1.300	4.20	0.82	0.40	4.10	286.00	1	1.146.65	30.89	59.76	1.070.25	262.61
1.600	4.80	0.94	0.48	4.60	322.00	1	1.252.69	33.83	63.80	1.169.32	287.14
2.000	5.60	1.10	0.60	5.20	364.00	1	1.379.88	37.38	68.83	1.288.13	316.49

Costos en US$ constantes de Junio 1978

8.3.3. Pozos

8.3.3.1 Costos de Inversión

El costo de inversión para los pozo tipo incluídos en los proyectos se determinó considerando un instalación típica como la descrita en la Figura 8.7 para el caso en que la descarga se efectúa al exterior y tal como la indicada en la Figura 8.8 cuando la descarga se hace a una tubería colectora.

En el Cuadro 8.14 se resumen las características de diseño principales y los costos a precios financieros y económicos de todos los pozos tipo, los que se obtuvieron con los precios unitarios indicados en los Cuadros 8.4 y 8.5. Estos precios unitarios se calcularon con los antecedentes obtenidos de empresas especialistas, para sondajes contratados en forma individual y la experiencia de los consultores en la materia. Los supuestos básicos incluídos en cada uno son los siguientes:

Instalación de Faenas.

Comprende el traslado, instalación y posterior retiro de los equipos de perforación al término de las faenas, así como del campamento para el personal.

Perforación

El precio unitario por perforación se determinó para perforación por percusión con una perforadora Bucyrus Erie, tipo GOL, por ser este tipo de equipo el más empleado en el país y suponiendo un rendimiento medio de 1 m de perforación por jornada. En cada caso particular se estimó en base a los antecedentes disponibles de sondajes similares, los rendimientos esperados para el pozo en estudio y se usó la fracción correspondiente del precio unitario base. Es necesario indicar que el número de sondajes que involucran algunos de los proyectos y las características del terreno permitiría el uso de otras técnicas y equipos de perforación de mayor rendimiento, con la reducción de costo consiguiente.

Entubado

Se consideró un rendimiento medio de 20 m de entubado por jornada y en el precio se incluye el suministro de la tubería de revestimiento.

Ranurado

Se supuso el empleo,como es la práctica en el país, de tuberías ranuradas en lugar de rejillas en la zona de captación y se consideró una longitud de ranurado igual a un tercio de la profundidad del pozo.

Desarrollo

Se estimó que el desarrollo del pozo tiene una duración de 72 horas.

Agotamiento y Prueba

Se contempla la ejecución de una prueba de bombeo de 36 horas, incluyendo en el precio la colocación y retiro del equipo de bombeo de prueba.

El resumen del costo de construcción del sondaje a precios financieros para diferentes rendimientos de perforación se muestra en el Cuadro 8.13 . Para las zonas de Putaendo y Curimón se consideró un rendimiento de 1 m de perforación por jornada, de 2 m por día para Llay Llay y de 3 m por día para Quillota.

CUADRO 8.13 Costos de Sondajes

Rendimiento de Perforación	Costos Fijos US$	Costos por metro de sondaje (US$/mil)			
		Diámetro nominal en pulgadas			
		16	12	10	8
1 m/día	5.464	355	273	256	242
2 m/día	5.464	230	169	159	149
3 m/día	5.464	188	135	126	118

DIAGRAMA DE POZOS TIPO

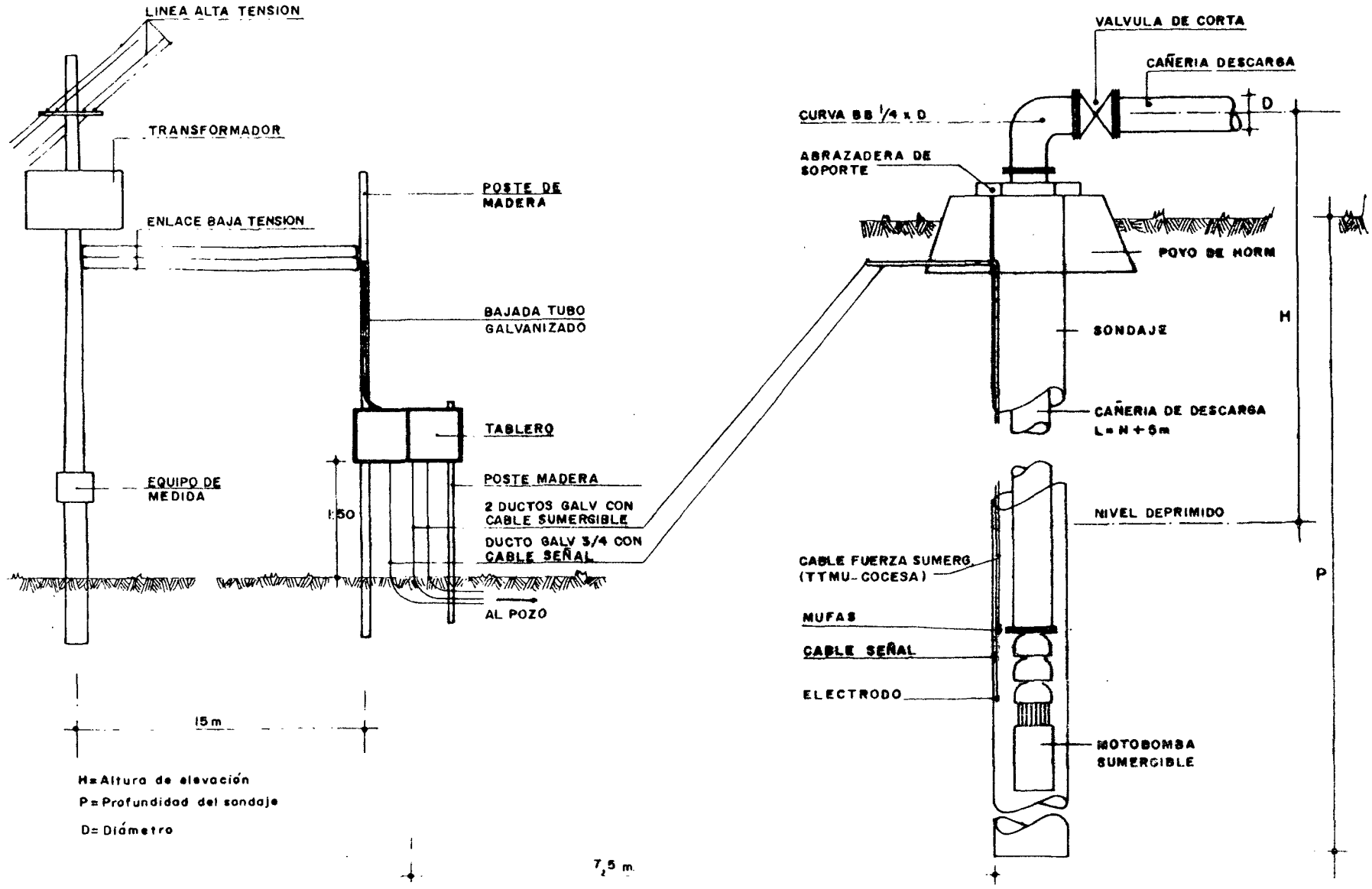


FIGURA 8.7

POZO - CAMARA TIPO

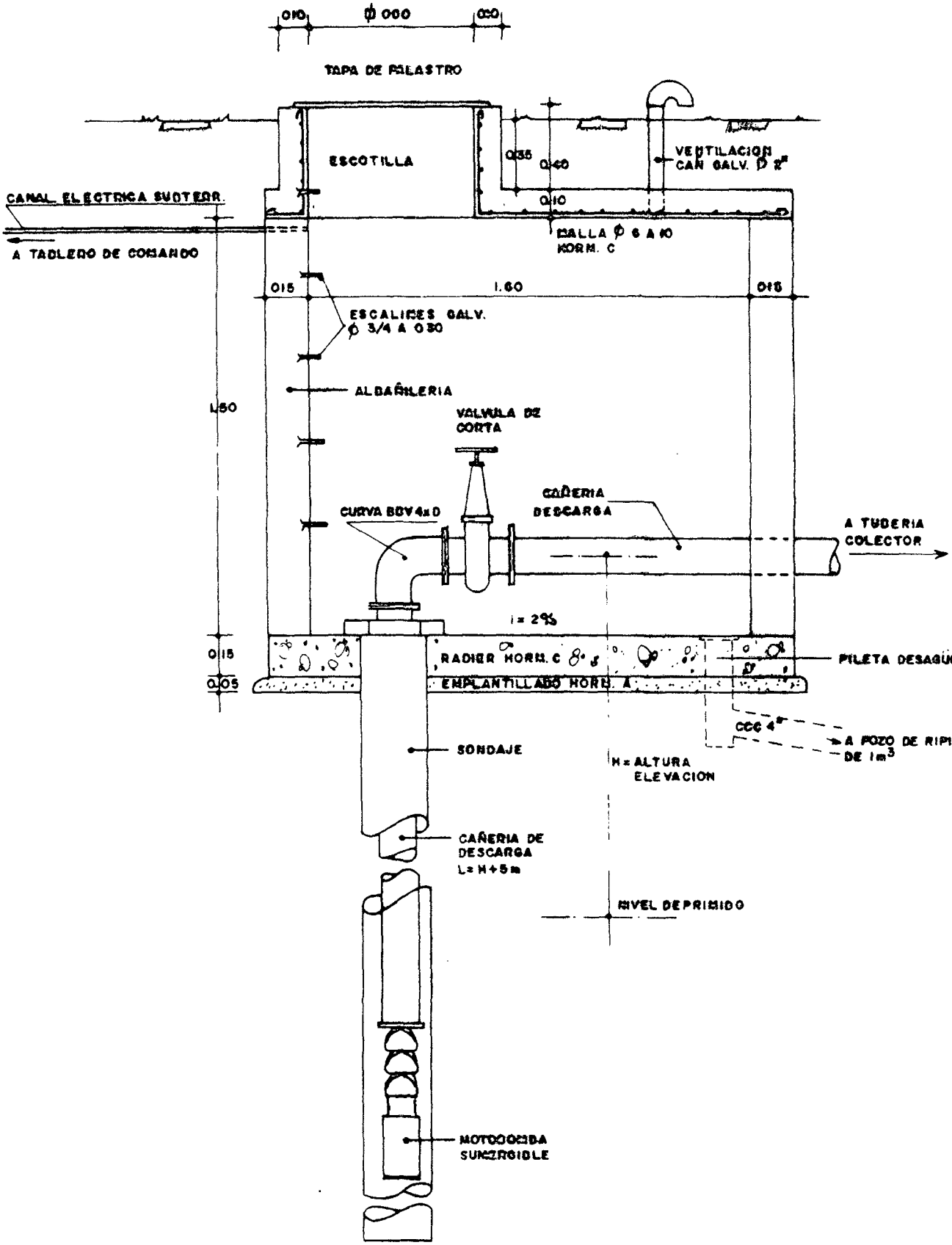


FIGURA 8.8

Bombas

Los precios de las bombas se obtuvieron de casas importadoras especialistas en la materia y corresponden a bombas de pozo profundo con motor sumergido. El costo empleado en los presupuestos incluye el suministro y montaje de motor, cañería de descarga y cable de fuerza de tipo sumergible, estos dos últimos de procedencia nacional.

Instalaciones Eléctricas

Se contemplan en ella la confección y montaje del tablero de comando que incluye partidor, interruptor automático, selector, guarda nivel de pozo e instrumental de medida y el empalme de baja tensión con medidores de consumo. Los costos de los tableros de comando se obtuvieron de contratistas especialistas en la materia y el empalme en baja tensión de las tarifas oficiales proporcionadas por la Compañía Chilena de Electricidad.

Línea de Alta Tensión

Los precios empleados son los proporcionados por Chilectra para exteriores de línea de alta tensión en postes de hormigón.

8.3.3.2 Costos Anuales

Los costos anuales incluyen los costos directos de operación y mantención de las instalaciones y bombas y la cuota anual para reposición. Los costos correspondientes al personal y equipos para supervisión y administración de los campos de sondajes están incluídos en los costos de las Corporaciones de Desarrollo.

El número de horas anuales de bombeo por pozo se determinó, a partir de los cuadros de caudal bombeado que entrega el Modelo de Simulación del Sistema, acotados a la capacidad instalada del campo de sondajes. La determinación se hizo como sigue:

a) Si todos los pozos del campo son iguales y es indiferente la secuencia en que se operan, se supone que todos los pozos bombean el mismo número de horas cada año.

$$N = \frac{730}{C} \frac{1}{35} \sum_{j=1}^{35} \sum_{i=1}^{12} Q_{ij}$$

N = Número de horas de bombeo/año
C = Capacidad instalada m^3/seg
Q_{ij} = Caudal bombeado acotado en $m^3/seg/mes$ en el mes i del año j entregado por el modelo de simulación del sistema
730 = Número de horas/mes
i = 1,....12 número índice del mes
j = 1,....35 número índice del año

b) Si los pozos del campo son de características diferentes o, si por condiciones de uso del agua bombeada, es necesario asignar una secuencia de operación, los pozos del campo de sondajes se distribuyen en subgrupos, de modo que cada uno de estos esté constituído por pozos de iguales características. El número de horas de bombeo para cada subgrupo está dado por:

$$N_k = \frac{730}{C} \frac{1}{35} \sum_{j=1}^{35} \sum_{i=1}^{12} Q_{ijk}$$

en que:

$$Q_{ijk} = C_k \qquad \text{si} \quad \sum_{k=1}^{k} C_k < Q_{ij}$$

$$Q_{ijk} = Q_{ij} - \sum_{k=1}^{k-1} C_k \qquad \text{si} \quad \sum_{k=1}^{k-1} C_k < Q_{ij} \leqslant \sum_{k=1}^{k} C_k$$

$$Q_{ijk} = 0 \qquad \text{si} \quad Q_{ij} \leqslant \sum_{k=1}^{k-1} C_k$$

N_k = N°de horas de bombeo/año en el sub-grupo k
C_k = Capacidad máxima del sub-grupo k
Q_{ij} = Caudal bombeado acotado en m^3/seg del campo en $m^3/seg/mes$
Q_{ijk} = Caudal bombeado por el sub-grupo k
k = 1,.....,k N°índice de los grupos de pozos

Costos Anuales de Operación

Se consideran sólo los correspondientes al costo energía eléctrica consumida con la tarifa preferencial de US$ 0,022243 por KWH a precios financieros. Para determinarlo se consideraron las horas de bombeo anuales aumentados en un 10 por ciento como margen de seguridad.

Costos Anuales de Mantención

Se estimó que el costo anual de mantención es equivalente al 2 por ciento del costo de la bomba instalada, que incluye motor, bomba, cañería de descarga y líneas de fuerza sumergibles.

Cuota Anual de Reposición

Para determinar la cuota anual, con una tasa de interés del 12 por ciento, para el reemplazo de la bomba al término de su vida útil, se consideró que las bombas tenían una vida útil de 20.000 horas con un valor residual de 20 por ciento y que el reemplazo incluía, tanto la bomba y motor, como la cañería de descarga y líneas de fuerza sumergidas. La cuota incluye todos los reemplazos necesarios para un período de 30 años.

Los costos anuales de operación, mantención y reposición para cada tipo de pozo en las diferentes alternativas estudiadas, se presentan a precios financieros y económicos en el Cuadro 8.15.

8.3.4 Embalses de Noche

Los costos de los embalses de noche usados corresponden, con excepción de los del valle de Putaendo, a estimaciones hechas con una curva de costos obtenida con los presupuestos de los embalses de noche proyectados para Putaendo (5.9 al 5.13 del Anexo A) y la actualización de los presupuestos de diferentes embalses existentes, tanto en la zona del estudio como en la zona central del país, abarcando un rango de capacidades entre 6.000 y 150.000 m3 para los embalses sin clarificador y entre 6.000 y 70.000 m3 para embalses con clarificador. Las curvas de costo y sus ecuaciones de regresión se muestran en la Figura 8.9.

CUADRO 8.14 Características y Costos de Pozos Tipo

Pozos Tipo	Caudal l/s	Altura Elevac. m	Profundidad m	Potencia KVA	Costos de Capital (US$)				
					Financieros			Económicos	
					TOTAL	Divisas Indirectas	Divisas Directas	TOTAL	Mano de Obra
SAN FELIPE - LOS ANDES									
Pozo Tipo Curimón	100	80	120	150	107.275.00	3.906.73	32.256.59	98.659.50	14.068.81
Pozo Tipo San Rafael	70	150	200	200	154.600.00	5.493.00	43.163.00	142.400.00	19.834.00
PUTAENDO									
Pozo Tipo 1	120	60	140	100	123.594.00	4.504.53	40.808.29	113.437.00	16.581.51
Pozo Tipo 2	100	80	150	150	121.250.80	4.481.83	34.966.19	111.612.00	16.866.91
Pozo Tipo 3	100	90	160	150	143.890.80	4.573.73	51.898.29	131.822.00	17.525.51
Pozo Tipo 4	70	110	190	150	135.331.60	4.449.83	39.765.39	124.542.00	18.952.11
Pozo Tipo 5	70	130	200	150	144.907.60	4.541'73	42.767.49	133.365.00	18.679.71
Pozo Tipo 6	70	150	200	200	154.605.60	5.493.67	43.162.84	142.431.00	19.833.95
Pozo Tipo 7	70	130	200	150	144.907.60	4.541.73	42.767.49	133.365.00	18.679.71
Pozo Tipo 8	70	150	200	200	154.605.60	5.493.67	43.162.84	142.431.00	19.833.95
LLAY-LLAY									
Pozo Tipo	70	25	200	30	56.320.00	2.630.92	26.045.71	51.742.00	9.596.21

8.4 COSTOS DE PUESTA EN RIEGO

En la determinación de los costos de las obras y labores típicas de puesta en riego se consideró que estas son hechas por los agricultores y, en consecuencia, la mano de obra se evaluó con el costo que tiene en el sector agrícola y los equipos y maquinarias con los precios de arriendo vigentes en el mercado; los gastos generales se estimaron en un 30 por ciento sobre el costo directo y no se contempló margen de utilidad.

8.4.1 Nivelación

En su ejecución se contempló el uso de microniveladoras tipo Evers man y de rastras tiradas por tractor.

8.4.2 Cercos

Se contempló un cerco tipo con postes de madera (rollizos de 4") cada 3 metros y 3 corridas de alambres de púas.

8.4.3 Canales de regadío

Se consideró que los canales de riego se construyen con una zanjadora arrastrada por tractor con un rendimiento medio de 250 m/hora.

8.4.4 Caminos

Se consideraron caminos de 4 metros de ancho ejecutados con motoniveladora con un rendimiento de 500 m/hora con 6 pasadas.

8.4.5 Despeje de Vegetación

Se consideró el empleo de tractor oruga tipo D-4 o similar.

8.4.6 Obras Tipo

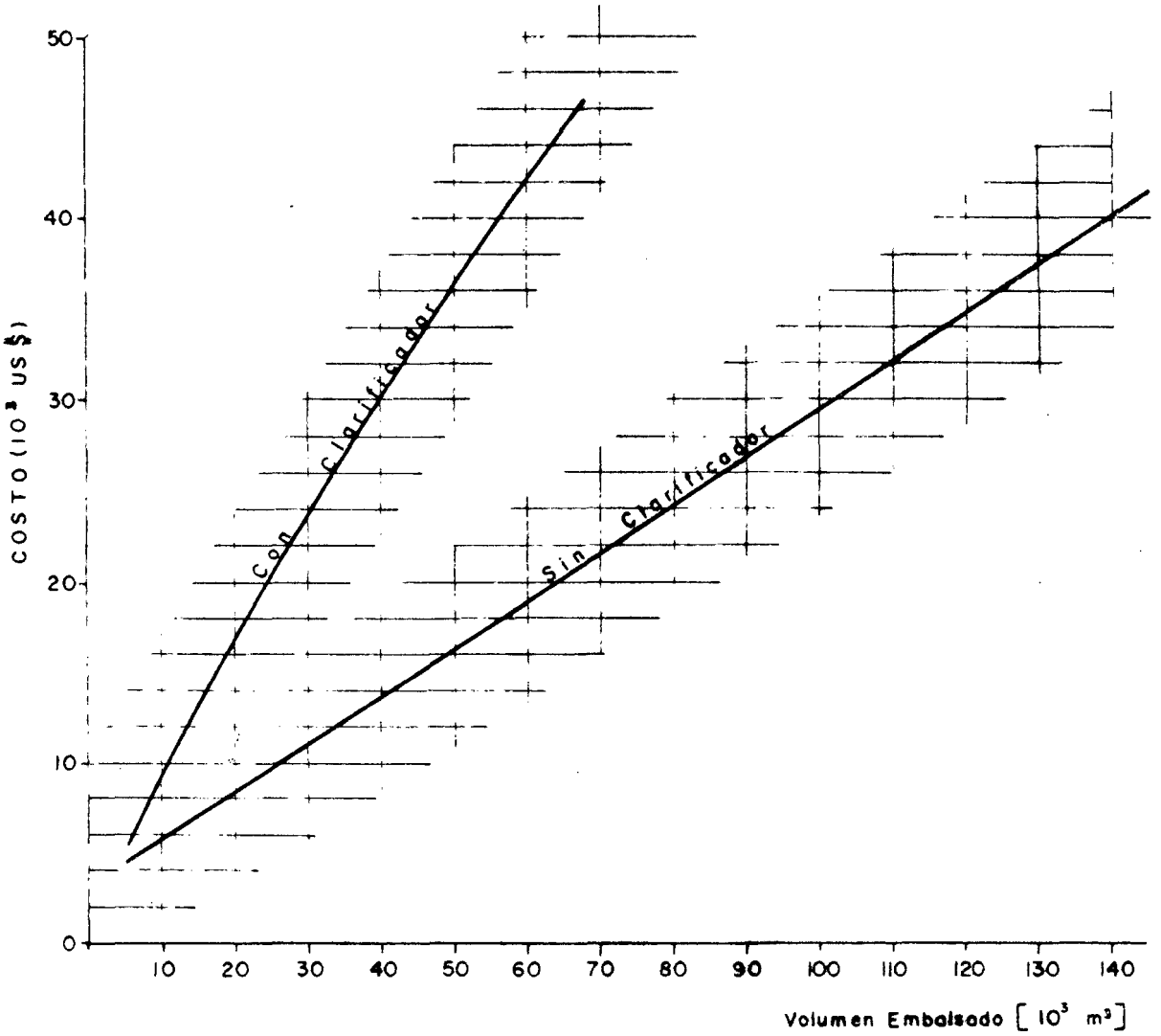
Las obras tipo consideradas son compuertas de derivación, caídas o saltillos y puentes sobre canales. Un esquema de su diseño y especificaciones se muestra en la Figura 8.10.

En el Cuadro 8.16 se resumen los costos tanto a precios financieros como sociales.

CUADRO 8.15 Costos Anuales de Operación Mantención y Reposición de Pozos

Ubicación y Tipo	Destino	Costos Anuales US$/año					
		Financieros			Económicos		
		Operación	Mantención	Reposición	Operación	Mantención	Reposición
SAN FELIPE Q = 3 m³/s	Embalse Los Angeles						
Pozo Tipo Curimón		3.399.50	728.50	358.70	3.237.70	660.20	322.10
SAN FELIPE Q = 4 m³/s							
Pozo Tipo Curimón	Ligua Petorca	2.746.20	728.50	162.40	2.615.40	660.20	141.70
SAN FELIPE Q = 5 m³/s	Aconcagua						
Pozo Tipo Curimón		2.788.70	728.50	210.10	2.655.90	660.20	190.40
SAN FELIPE Q = 9 m³/s	Aconcagua						
Pozo Tipo Curimón		2.084.90	728.50	55.30	1.985.60	660.20	50.10
SAN FELIPE Q = 9 m³/s	Aconcagua Ligua Petorca						
Pozo Tipo Curimón							
SAN FELIPE Q = 13 m³/s	Aconcagua Ligua Petorca	3.434.10	728.50	364.10	3.270.60	660.20	330.00
Pozo Tipo Curimón							
Pozo Tipo San Rafael							
PUTAENDO Q = 1.55 m³/s	Putaendo						
Pozo Tipo 1		4.422.00	831.00	1.325.00	4.212.00	748.00	1.192.00
Pozo Tipo 2		4.090.00	728.00	873.00	3.895.00	660.00	792.00
Pozo Tipo 3		4.183.00	1.100.00	1.156.00	3.984.00	999.00	1.040.00
Pozo Tipo 4		3.234.00	770.00	355.00	3.080.00	698.00	321.00
Pozo Tipo 5		3.235.00	891.00	353.00	3.366.00	809.00	321.00
Pozo Tipo 6		3.765.00	978.00	333.00	3.585.00	891.00	303.00
Pozo Tipo 7		2.900.00	891.00	181.00	2.762.00	809.00	164.00
Pozo Tipo 8		2.182.00	978.00	-	2.078.00	891.00	-
LLAY-LLAY Q = 0.50 m³/s							
Pozo Tipo		5.089.00	225.00	2.632.00	4.847.00	203.00	2.369.00

COSTOS EMBALSES DE NOCHE A PRECIOS FINANCIEROS



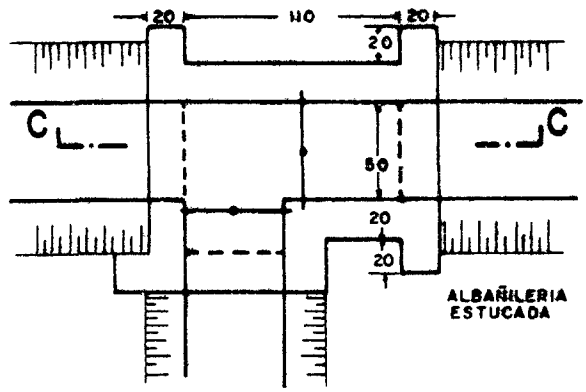
Embalse con clarificador $C = 3{,}9343\ V^{0.8435}$

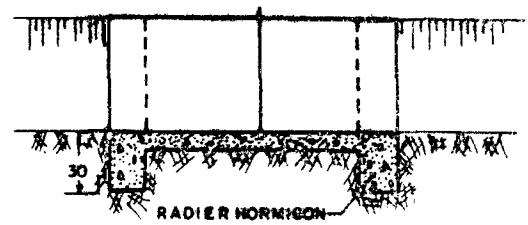
Embalse sin clarificador $C = 3252 + 0{,}2619\ V$

C = US $ V = m^3

FIGURA 8.9

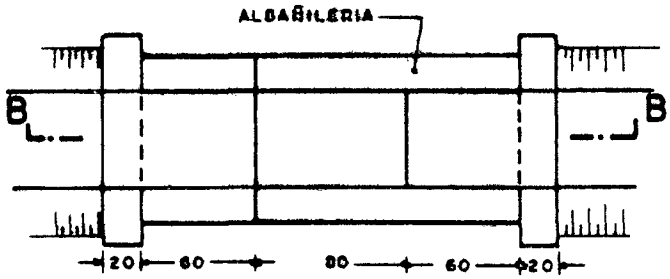
CAJA DISTRIBUCION TIPO

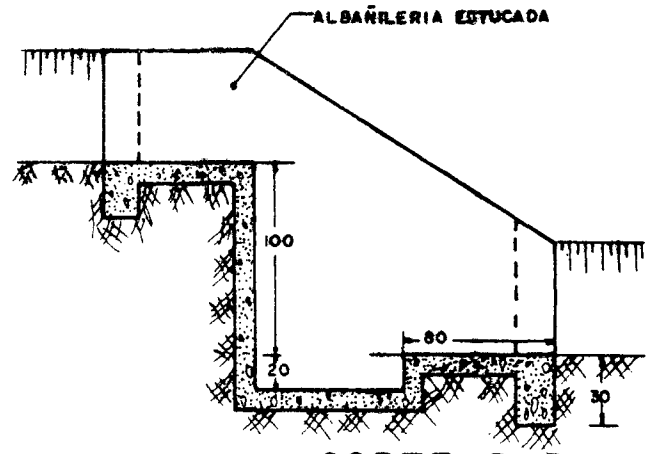




CORTE C-C

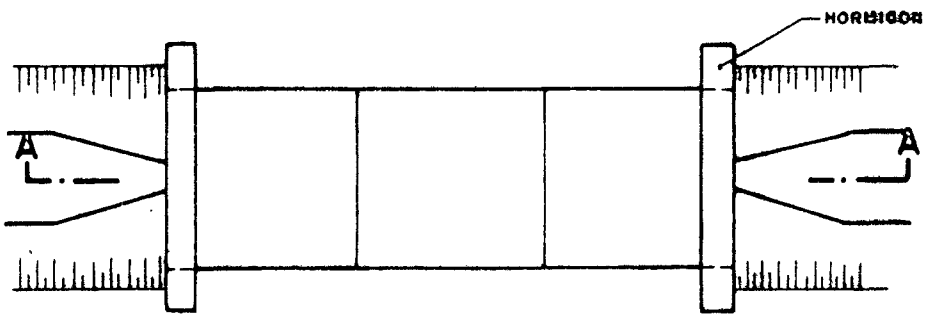
CAIDA TIPO

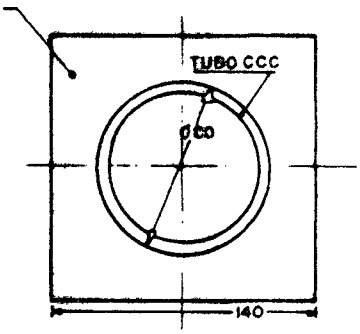


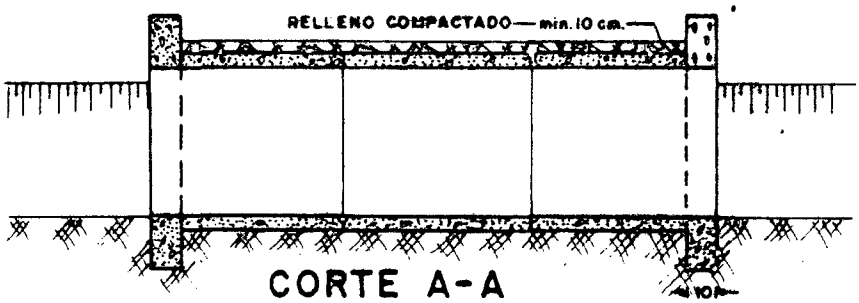


CORTE B-B

PUENTE TIPO







CORTE A-A

FIGURA 8.10

CUADRO 8.16 Puesta en Riego - Costos de Faenas y Obras Tipo.

Descripción	Unidad	Costos US$				
		Financieros			Económicos	
		Total	Divisas Indirectas	Divisas Directas	Total	Mano de Obra
Microniveladora	hr	14.32	0.93	3.85	13.15	2.98
Rastra	hr	14.32	0.93	3.85	13.15	2.98
Cercos	m	1.08	0.04	-	1.02	0.22
Canal de Regadío	km	65.40	3.66	17.14	56.10	12.79
Puentes	c/u	404.92	11.40	36.36	377.63	97.13
Caídas	c/u	86.43	1.92	5.19	82.76	26.55
Compuerta Derivación	c/u	43.17	0.94	2.53	40.40	13.85
Caminos	km	77.50	5.22	25.20	70.88	10.58
Tractor Oruga	hr	31.51	1.74	10.71	28.79	4.81

8.5 EMBALSES LOS ANGELES Y PUNTILLA DEL VIENTO

La evaluación de los proyectos en que intervienen los embalses de Los Angeles y Puntilla del Viento requiere de los costos de estos embalses para diferentes capacidades de almacenamiento, tanto a precios financieros como económicos al 30 de Junio de 1978.

Los costos entregados por la Dirección de Riego, resultado de los informes finales de los proyectos de estos embalses, fueron estimados con precios unitarios correspondientes a precios de mercado para contratos bajo la modalidad de series de precios unitarios y excluían, en el caso del embalse Los Angeles, las partidas de imprevistos y en el embalse de Puntilla del Viento las partidas de imprevistos, costos de ingeniería de proyecto y de supervisión. Además, el embalse Puntilla del Viento fue valorado al nivel de precios de Diciembre 1978.

Los estudios de precios unitarios que respaldan los presupuestos de estos embalses para diferentes capacidades no permiten la transformación directa a precios financieros y económicos, tal como ellos han sido definidos, de acuerdo a las pautas de ODEPLAN, para el resto del estudio, por lo que esta transformación se efectuó mediante las siguientes relaciones:

$$\text{Costo Financiero} = 0.93999 \times \text{Costo Mercado}$$
$$\text{Costo Económico} = 0.85888 \times \text{Costo Mercado}$$

Los coeficientes que intervienen en estas relaciones se dedujeron por el procedimiento de costear, con los precios unitarios calculados por CICA para el resto del estudio y las cubicaciones del Estudio de Noguera y Asociados, los anteproyectos del Embalse Los Angeles para las capacidades de 70, 120, 300, 300 y 700 millones de m3 y asumir que las relaciones obtenidas en este caso entre los presupuestos a precios de mercado, financieros y económicos eran aplicables a los presupuestos primitivos, una vez que se hubieran corregido para incluir las partidas omitidas.

8.5.1 Embalse Los Angeles

Para determinar la curva de costos a precios de mercado se procedió a agregar las partidas de imprevistos e ingeniería como sigue:

- Imprevistos sobre obras de presa : 10% sobre el total de estas obras para las alternativas desde 70 hasta 300 Mm3
  12,5% para alternativa de 700 Mm3.
- Imprevistos otras obras : 20% sobre el total de estas obras para todas las alternativas.
- Ingeniería y Supervisión : estos valores fueron entregados por la Dirección de Riego excepto para la alternativa de 70 Mm3 en que se estimó por extrapolación.

Los presupuestos a precios financieros y económicos se calcularon por el procedimiento anteriormente indicado.

El resumen del cálculo y resultado se muestran en el Cuadro 8.17 y Figura 8.11, en la que se incluye además las curvas de costo en valor presente a la tasa del 12 por ciento para los calendarios de inversiones estimados e incluyendo los costos de operación y mantención durante la vida útil del proyecto.

8.5.2 Embalse Puntilla del Viento

El procedimiento para la obtención de las curvas de costo del embalse Puntilla del Viento es similar al seguido para el embalse Los Angeles excepto que previamente debió expresarse los costos a Junio de 1978 para lo cual se corrigieron por variación de IPC la componente en moneda nacional y por variación del índice de precios en U.S.A. para la componente en moneda extranjera.

El resumen del cálculo y resultado se muestran en el Cuadro 8.18 y Figura 8.12 en la que, al igual que en el caso de Los Angeles, se incluye la curva de costos en valor presente.

CUADRO 8.17 Embalse Los Angeles - Costos de Inversión (US$ al 30 Junio 1978)

ITEM	Capacidad (Mm3)				
	70	120	200	300	700
Obra desviación y entrega	1.194.877	1.136.408	1.360.860	1.562.061	2.487.993
Obra evacuación de crecidas	2.024.642	1.907.409	1.957.553	1.985.576	2.340.552
Muro de presa	19.889.864	26.459.873	38.221.292	53.429.390	105.592.410
Sub-Total Obras de presa	23.109.383	29.503.690	41.539.705	56.977.027	110.420.955
Imprevistos obras de presa	2.310.938	2.950.369	4.153.971	5.697.703	13.802.619
Otras obras	2.255.333	2.459.923	2.689.989	2.951.036	3.064.640
Imprevistos otras obras	451.067	491.985	537.998	590.207	612.928
Sub-Total	28.126.721	35.405.967	48.921.663	66.215.973	127.901.142
Ingeniería y supervisión	3.624.000	4.000.000	4.276.000	4.621.000	6.000.000
Costo a Precios Mercado US$	31.750.721	39.405.967	53.197.663	70.836.973	133.901.142
Costo a Precios Financ. US$	29.845.360	37.041.215	50.005.271	66.586.046	125.865.735
Costo a Precios Económ. US$	27.270.004	33.844.928	45.690.316	60.840.336	115.004.780

EMBALSE LOS ANGELES

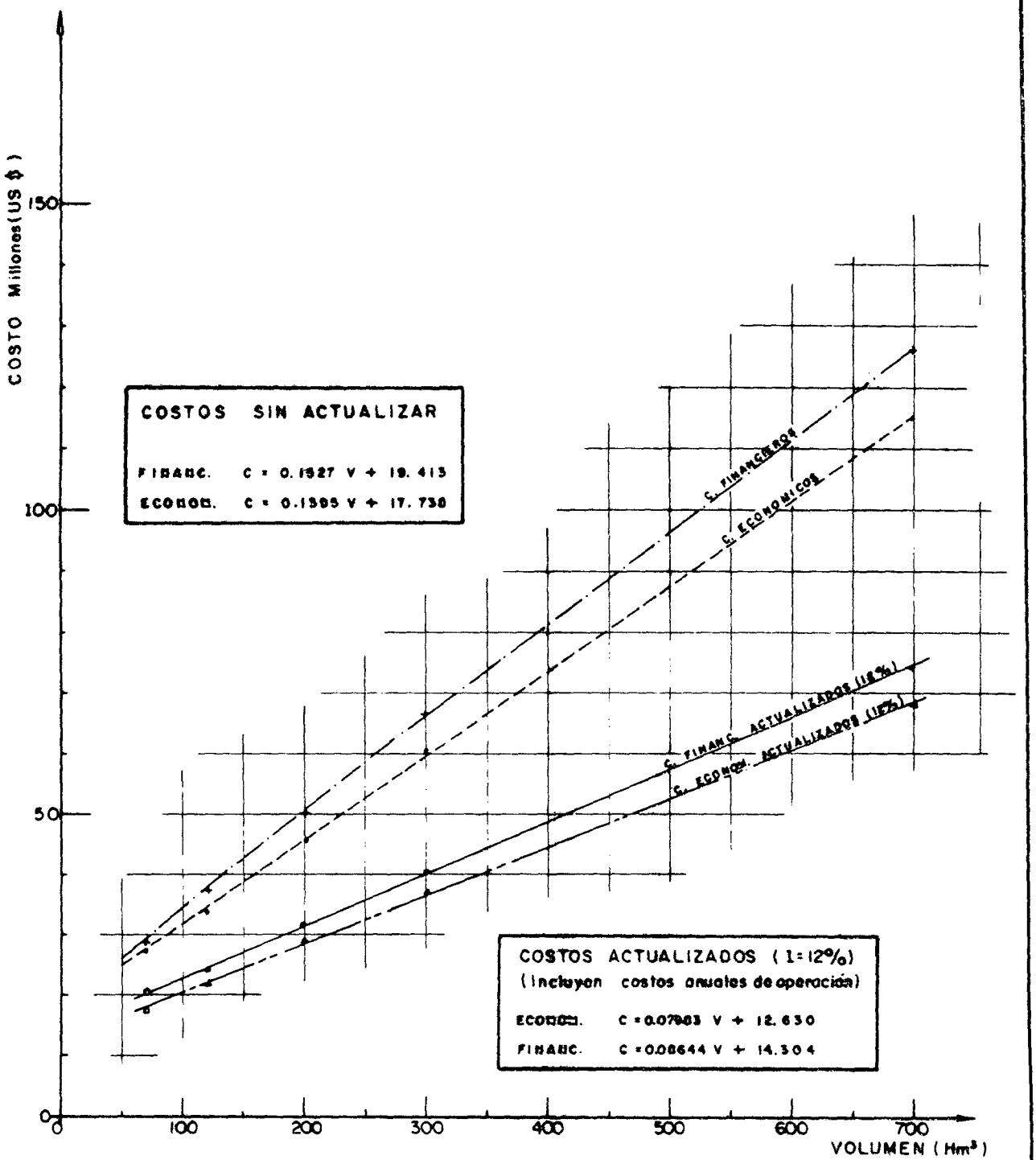


FIGURA 8.11

CUADRO 8.18 Embalse Puntilla del Viento - Costos de Inversión
(millones de US$ al 30 Junio 1978)

ITEM	Capacidad (Hm3)			
	80	150	300	400
Obras de Presa	46,520	64,350	118,850	140,150
Obras Anexas	42,317	43,662	57,445	58,069
Imprevistos (10%)	8,884	10,801	17,630	19,822
Otras Instalaciones	28,881	35,427	40,373	43,756
Imprevistos (20%)	5,776	7,085	8,075	8,751
Ingeniería y supervisión	5,955	6,345	7,230	7,489
Total a P. Mercado	138,333	167,670	249,603	278,073
Total a P. Financieros	130,032	157,608	234,624	261,386
Total a P. Económicos	118,811	144,008	214,379	238,831

EMBALSE PUNTILLA DEL VIENTO

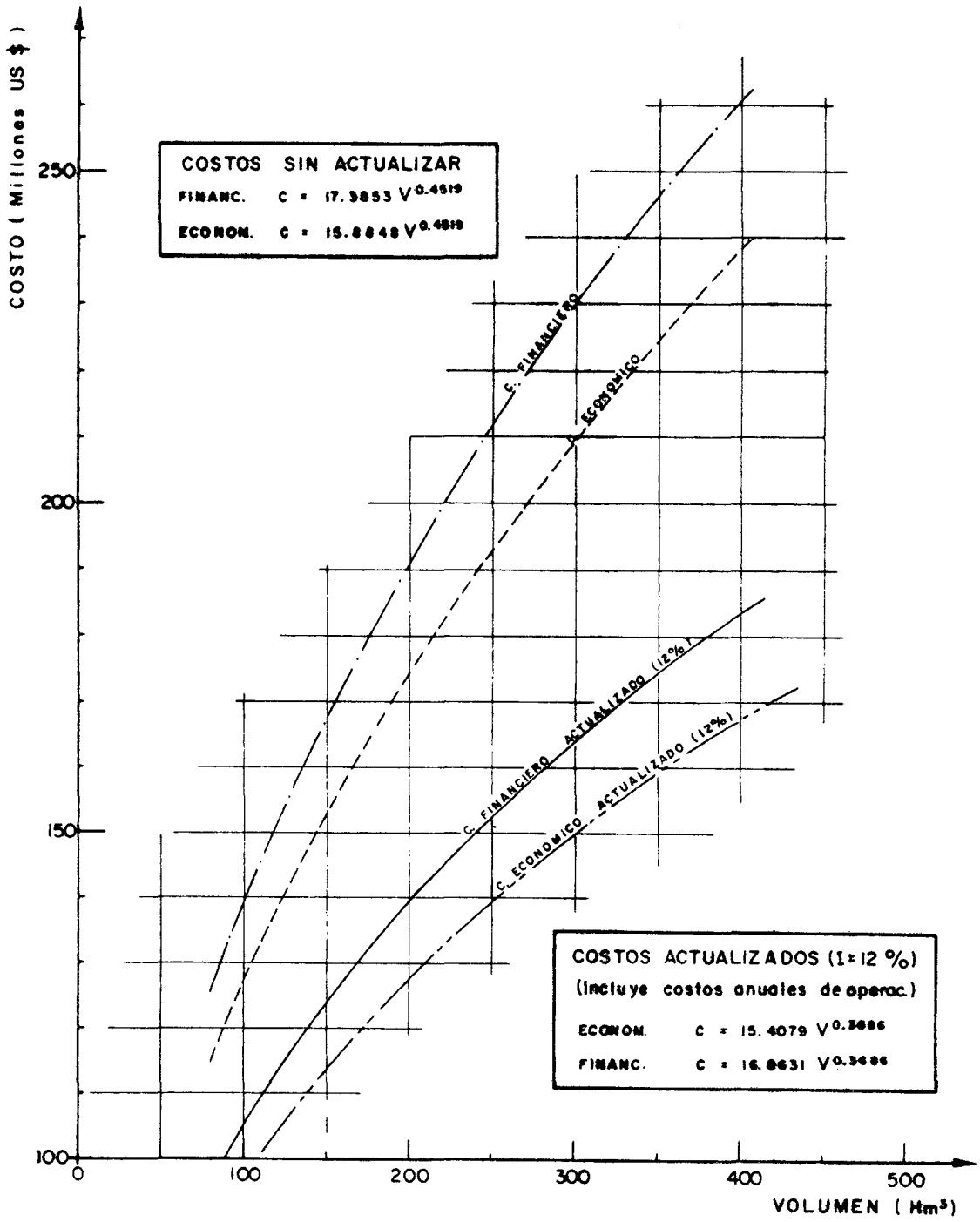


FIGURA 8.12

ANEXO A

ANEXO A

PRESUPUESTOS DE OBRAS

ANEXO A

PRESUPUESTOS DE OBRAS

			Pág.
1.	CANALES		
1.1	Extensión Canal Unificado de Putaendo		A.1
1.2	Canal Paico	Q = 4.3 m3/s	A.2
1.3	Canal Paico	Q = 11.0 m3/s	A.4
1.4	Canal Paico	Q = 12.6 m3/s	A.7
1.5	Canal Paico	Q = 20.0 m3/s	A.9
1.6	Canal Norte	Q = 3.1 m3/s	A.12
1.7	Canal Norte	Q = 4.1 m3/s	A.15
1.8	Canal Cabildo	Q = 5.5 m3/s	A.18
1.9	Canal Poniente	Q = 23.0 m3/s	A.22
1.10	Canal Poniente	Q = 26.0 m3/s	A.27
1.11	Canal Canela		A.32
1.12	Canal Quebradilla Poniente		A.34
1.13	Canal Quebradilla Oriente		A.36
1.14	Canal Papudo		A.37
1.15	Ampliación y extensión Canal Mauco		A.38
1.16	Canal Alicahue - Chincolco		A.41
1.17	Sifón Estero Pocuro		A.42
1.18	Bocatoma Unificada Chagres		A.43
2.	MEJORAMIENTO CANALES		
2.1	Mejoramiento red de regadío Putaendo		A.44
2.2	Mejoramiento Canal Mauco		A.45
2.3	Mejoramiento Canal Waddington		A.46
2.4	Reparación y revestimiento Canal Waddington		A.47
3.	CAMPOS DE SONDAJES		
3.1	Putaendo		A.48
3.2	Curimón	Q = 3 m3/s	A.49
3.3	Curimón	Q = 4 m3/s	A.51
3.4	Curimón	Q = 5 m3/s	A.52
3.5	Curimón	Q = 9 m3/s	A.53
3.6	Llay-Llay		A.55

ANEXO A (continuación)

		Pág.
4.	ELEVACIONES	
4.1	Laguna del Inca	A.56
5.	EMBALSES NOCTURNOS Y OBRAS DE DISTRIBUCION	
5.1	Putaendo	A.58
5.2	Aconcagua, Sectores 1, 2 y 10 al 17	A.60
5.3	Ligua	A.61
5.4	Petorca, Sector 30	A.62
5.5	Canela	A.63
5.6	Catapilco - Quebradilla - Papudo	A.64
5.7	Quintero - Puchuncaví	A.65
5.8	Petorca, Sectores 25 al 29	A.66
6.	EMBALSES	
6.1	Embalse Los Angeles - Capacidad 120 Mm3	A.67
6.2	Embalse Los Angeles - Capacidad 200 Mm3	A.73
6.3	Embalse Los Angeles - Capacidad 300 Mm3	A.79
6.4	Embalse Los Angeles - Capacidad 700 Mm3	A.85
6.5	Embalse Chincolco - Capacidad 10 Mm3	A.91
7.	PUESTA EN RIEGO	
7.1	Canela	A.93
7.2	Quebradilla	A.94
7.3	Catapilco - Papudo	A.95
7.4	Quintero - Puchuncaví	A.96

CUADRO 1.1

EXTENSION CANAL UNIFICADO PUTAENDO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	CANAL UNIFICADO						
1.1	Excavación en tierra	m^3	22.392	2.29	51.277.68	2.13	47.694.96
1.2	Mampostería piedra	m^2	25.889	7.38	191.060.82	6.92	179.151.88
1.3	Revestimiento hormigón	m^3	48	84.60	4.060.80	78.84	3.784.32
2.	CANAL SECUNDARIO						
2.1	Excavación en tierra	m^3	2.880	2.29	6.595.20	2.13	6.134.40
2.2	Revestimiento hormigón	m^3	544	84.60	46.022.40	78.84	42.888.96
3.	OBRAS DE ARTE						
3.1	Obras distribución						
	Tipo 5	N°	2	5.550.00	11.100.00	5.140.00	10.280.00
	Tipo 3	N°	1	3.300.00	3.300.00	3.084.00	3.084.00
	Tipo 2	N°	2	2.200.00	4.400.00	2.056.00	4.112.00
	Tipo 1	N°	4	1.756.49	7.025.96	1.641.53	6.566.12
3.2	Cruce de Caminos						
	C1010 L = 8	N°	1	2.076.00	2.076.00	1.938.33	1.938.33
3.3	Sifón Piguchen						
	Excavación	m^3	4.176	2.20	9.537.85	2.13	8.8[illegible]
	Relleno	m^3	3.832	1.93	7.395.76	1.78	6.820.96
	Hormigón A	m^3	53	41.94	2.222.82	38.95	2.064.35
	Hormigón D	m^3	167	57.23	9.557.41	53.28	8.897.76
	Hormigón C (incl. mold.)	m^3	4	113.10	452.40	105.70	422.80
	Fierro en barras	kg	15.900	1.22	19.398.00	1.14	18.126.00
	Moldaje	m^2	1.787	1.40	2.501.80	1.32	2.358.84
	Rejas	kg	158	1.87	295.46	1.75	276.50
	Costos				378.280.36		353.473.03
	Ingeniería				37.828.04		35.347.36
	Sub- Total				416.108.40		388.820.99
	Imprevistos				83.221.68		77.764.20
	COSTO TOTAL				499.330.08		466.585.19
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				14.504.09		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				24.210.38		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						219.970.77

CUADRO 1.2

CANAL PAICO (Q= 4.3 N=0.025 ; I= 0.00065 ;B=1.600 ;H=1.800)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 48.70)						
Exc cuneta en tierra	m3	206423.	1.65	340598.	1.53	315827.
Exc mesa en tierra	m3	402114.	0.88	353860.	0.80	321691.
Exc cuneta en roca	m3	53372.	8.98	479281.	8.29	442454.
Exc mesa en roca	m3	5337.	7.55	40294.	6.98	37252.
Relleno compactado	m3	169594.	1.33	225560.	1.22	206905.
Revest hormigon e=.10	m3	1990.	76.90	153031.	71.61	142504.
Obras de arte						
Cruce queb C1510 l= 16	#	1.	4378.81	4379.	4086.55	4087.
Cruce queb C1515 l= 16	#	3.	5563.71	16691.	5192.05	15576.
Cruce queb TC1855l= 16	#	1.	5461.08	5461.	5124.56	5125.
Puente P6035 a= 6	#	4.	15325.00	61300.	14320.00	57280.
Compuerta descarga tp	4#	6.	4170.73	33366.	3896.69	31174.
Bocatoma						
Exc en tierra	m3	775.	2.29	1775.	2.13	1651.
Enrocados	m3	175.	6.41	1122.	5.88	1029.
Filtros	m3	85.	8.82	750.	8.04	683.
Hormigon A	m3	3.	41.94	126.	38.95	117.
Horm C (incl.molde.)	m3	481.	113.10	54401.	105.70	50842.
Acero en barras	kg	14460.	1.22	17641.	1.14	16484.
Rieles	kg	4900.	1.50	7350.	1.41	6909.
Estructuras acero	kg	1400.	1.87	2618.	1.75	2450.
Compuertas	m2	16.	549.97	8800.	514.13	8226.
Plataforma pasarela	m2	35.	8.00	280.	7.50	263.
Adoquinados	m3	14.	185.00	2590.	173.00	2422.
Canalizacion	GL	1.	8000.00	8000.	7285.00	7285.
Tunel pueblo de Catemu						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	3644.	65.08	237152.	45.57	166057.
Marcos metalicos	kg	20050.	1.87	37493.	1.75	35088.
Cancamos	#	390.	26.00	10140.	24.07	9387.
Inyecciones	#	217.	133.39	28946.	123.51	26802.
Shotcret	m2	2402.	11.19	26878.	10.29	24717.
Revestimiento	m3	1034.	107.93	111600.	100.40	103814.
Tunel El Sauce						
Excavacion en tierra	m3	1500.	0.88	1320.	0.80	1200.
Excavacion en roca	m3	800.	7.55	6040.	6.98	5584.
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	31115.	65.08	2024964.	45.57	1417910.
Marcos metalicos	kg	171175.	1.87	320097.	1.75	299556.
Cancamos	#	3330.	26.00	86580.	24.07	80153.
Inyecciones	#	1850.	133.39	246771.	123.51	228493.
Shotcret	m2	20513.	11.19	229540.	10.29	211079.

CUADRO 1.2 (cont.)

CANAL PAICO (Q= 4.3 N=0.025 ; I= 0.00065 ;B=1.600 ;H=1.800)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Revestimiento	m3	8832.	107.93	953238.	100.40	886733.
Costo directo				6205076.		5235400.
Costo ingenieria				620508.		523540.
Subtotal				6825585.		5758941.
Imprevistos				1365116.		1151788.
COSTO TOTAL				8190700.		6910728.
Mon.ext indirecta	P.Fin			360116.		
Mon.ext directa	P.Fin			1126175.		
Mano de obra	P.Ecn			1485915.		
Jornadas hombre				123826.		

CUADRO 1.3

CANAL PAICO (Q=11.0 N=0.015 ; I= 0.00040 ;B=2.000 ;H=2.300)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 48.70)						
Exc cuneta en tierra	m3	366844.	1.38	506245.	1.27	465892.
Exc mesa en tierra	m3	605068.	0.88	532460.	0.80	484054.
Exc cuneta en roca	m3	85331.	8.98	766272.	8.29	707394.
Exc mesa en roca	m3	7168.	7.55	54118.	6.98	50033.
Relleno compactado	m3	169594.	1.33	225560.	1.22	206905.
Revest hormigon e=.10	m3	35808.	76.90	2753634.	71.61	2564210.
Obras de arte						
Cruce queb C1510 l= 16	#	1.	4378.81	4379.	4086.55	4087.
Cruce queb C1515 l= 16	#	3.	5563.71	16691.	5192.05	15576.
Cruce queb TC185S1= 16	#	1.	5461.08	5461.	5124.56	5125.
Puente P6035 a= 6	#	4.	15325.00	61300.	14320.00	57280.
Compuerta descarga tp12	#	8.	8286.56	66292.	7741.89	61935.
Bocatoma						
Exc en tierra	m3	7095.	2.29	16248.	2.13	15112.
Enrocados	m3	987.	6.41	6327.	5.88	5804.
Filtros	m3	623.	8.82	5495.	8.04	5009.
Hormigon A	m3	11.	41.94	461.	38.95	428.
Horm C (incl.mold.)	m3	2378.	113.10	268952.	105.70	251355.
Acero en barras	kg	54500.	1.22	66490.	1.14	62130.
Rieles	kg	44100.	1.50	66150.	1.41	62181.
Estructuras acero	kg	9080.	1.87	16980.	1.75	15890.
Compuertas	m2	58.	549.97	31898.	514.13	29820.
Plataforma pasarela	m2	227.	8.00	1816.	7.50	1703.
Mamposteria piedra	m2	48.	7.38	354.	6.92	332.
Adoquinados	m3	14.	185.00	2590.	173.00	2422.
Canalizacion	Gl	1.	28000.00	28000.	25500.00	25500.
Tunel pueblo de Catemu						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	3544.	65.08	230644.	45.57	161500.
Marcos metalicos	kg	20050.	1.87	37493.	1.75	35088.
Cancamos	#	390.	26.00	10140.	24.07	9387.
Inyecciones	#	217.	133.39	28946.	123.51	26802.
Shotcret	m2	2402.	11.19	26878.	10.29	24717.
Revestimiento	m3	1034.	107.93	111600.	100.40	103814.
Tunel El Sauce						
Excavacion en tierra	m3	1500.	0.88	1320.	0.80	1200.
Excavacion en roca	m3	800.	7.55	6040.	6.98	5584.
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	31115.	65.08	2024964.	45.57	1417910.
Marcos metalicos	kg	171175.	1.87	320097.	1.75	299556.
Cancamos	#	3330.	26.00	86580.	24.07	80153.
Inyecciones	#	1850.	133.39	246771.	123.51	228493.

CUADRO 1.3 (cont.)

CANAL PAICO (Q=11.0 N=0.015 ; I= 0.00040 ;B=2.000 ;H=2.300)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Shotcret	m2	20513.	11.19	229540.	10.29	211079.
Revestimiento	m3	8832.	107.93	953238.	100.40	886733.
Planta elevadora #1						
Canal colector						
Exc en tierra	m3	280.	2.29	641.	2.13	596.
Relleno compactado	m3	100.	1.93	193.	1.78	178.
Hormigon A	m3	8.	41.94	336.	38.95	312.
Horm C (incl.mold.)	m3	40.	113.10	4524.	105.70	4228.
Acero en barras	kg	1300.	1.22	1586.	1.14	1482.
Empedrados	m3	25.	8.53	213.	7.84	196.
Compuertas	m2	2.	549.97	1100.	514.13	1028.
Obras civiles						
Exc en tierra	m3	4400.	2.29	10076.	2.13	9372.
Relleno compactado	m3	3390.	1.93	6543.	1.78	6034.
Hormigon A	m3	12.	41.94	503.	38.95	467.
Hormigon C	m3	120.	53.41	6409.	49.69	5963.
Horm C (incl.mold.)	m3	210.	113.10	23751.	105.70	22197.
Acero en barras	kg	12460.	1.22	15201.	1.14	14204.
Estructuras acero	kg	3250.	1.87	6077.	1.75	5688.
Tuberia H.A. D=1.00	ml	30.	94.69	2841.	88.60	2658.
Tuberias acero	kg	51700.	2.02	104434.	1.88	97196.
Equipos e instalacion						
Pombas Q=500 H= 45	#	4.	72389.00	289556.	64572.00	258288.
Inst.electrica B.T.	GL	1.	51100.00	51100.	47588.00	47588.
Linea alta tension	km	2.	11086.00	22172.	10375.00	20750.
Subestacion	GL	1.	43952.00	43852.	41040.00	41040.
Planta elevadora #2						
Canal colector						
Exc en tierra	m3	280.	2.29	641.	2.13	596.
Relleno compactado	m3	100.	1.93	193.	1.78	178.
Hormigon A	m3	8.	41.94	336.	38.95	312.
Horm C (incl.mold.)	m3	40.	113.10	4524.	105.70	4228.
Acero en barras	kg	1300.	1.22	1586.	1.14	1482.
Empedrados	m3	25.	8.53	213.	7.84	196.
Compuertas	m2	2.	549.97	1100.	514.13	1028.
Obras civiles						
Exc en tierra	m3	4400.	2.29	10076.	2.13	9372.
Relleno compactado	m3	3390.	1.93	6543.	1.78	6034.
Hormigon A	m3	12.	41.94	503.	38.95	467.
Hormigon C	m3	120.	53.41	6409.	49.69	5963.
Horm C (incl.mold.)	m3	210.	113.10	23751.	105.70	22197.
Acero en barras	kg	12460.	1.22	15201.	1.14	14204.
Estructuras acero	kg	3250.	1.87	6077.	1.75	5688.
Tuberia H.A. D=1.00	ml	30.	94.69	2841.	88.60	2658.
Tuberias acero	kg	108600.	2.02	219372.	1.88	204168.

CUADRO 1.3 (Cont.)

CANAL PAICO (Q=11.0 N=0.015 ; I= 0.00040 ;B=2.000 ;H=2.300)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Equipos e instalacion						
Bombas Q=500 H= 75	#	4.	108677.00	434708.	96904.00	387616.
Inst.electrica B.T.	GL	1.	89425.00	89425.	83279.00	83279.
Linea alta tension	Km	2.	11086.00	22172.	10375.00	20750.
Subestacion	GL	1.	76741.00	76741.	71820.00	71820.
Costo directo				11396980.		10034473.
Costo ingenieria				1139698.		1003448.
Subtotal				12536682.		11037924.
Imprevistos				2507336.		2207584.
COSTO TOTAL				15044016.		13245506.
Mon.ext indirecta	P.Fin			589349.		
Mon.ext directa	P.Fin			2403695.		
Mano de obra	P.Ecn			2617128.		
Jornadas hombre				218094.		

CUADRO 1.4

CANAL PAICO (Q=12.6 N=0.015 ; I= 0.00040 ;B=2.100 ;H=2.400)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 48.70)						
Exc cuneta en tierra	m3	399605.	1.38	551455.	1.27	507499.
Exc mesa en tierra	m3	653828.	0.88	575369.	0.80	523062.
Exc cuneta en roca	m3	92493.	8.98	830587.	8.29	766767.
Exc mesa en roca	m3	7697.	7.55	58112.	6.98	53725.
Relleno compactado	m3	169594.	1.33	225560.	1.22	206905.
Revest hormigon e=.10	m3	37419.	76.90	2877520.	71.61	2679574.
Obras de arte						
Cruce queb C1510 l= 16	#	1.	4378.81	4379.	4086.55	4087.
Cruce queb C1515 l= 16	#	3.	5563.71	16691.	5192.05	15576.
Cruce queb TC185Sl= 16	#	1.	5461.08	5461.	5124.56	5125.
Puente P0035 a= 6	#	4.	15325.00	61300.	14320.00	57280.
Compuerta descarga tp12#		8.	8286.56	66292.	7741.89	61935.
Bocatoma						
Exc en tierra	m3	7095.	2.29	16248.	2.13	15112.
Enrocados	m3	987.	6.41	6327.	5.88	5804.
Filtros	m3	623.	8.82	5495.	8.04	5009.
Hormigon A	m3	11.	41.94	461.	38.95	428.
Horm C (incl.mold.)	m3	2378.	113.10	268952.	105.70	251355.
Acero en barras	kg	54500.	1.22	66490.	1.14	62130.
Rieles	kg	44100.	1.50	66150.	1.41	62181.
Estructuras acero	kg	9080.	1.87	16980.	1.75	15890.
Compuertas	m2	58.	549.97	31898.	514.13	29820.
Plataforma pasarela	m2	227.	8.00	1816.	7.50	1703.
Mamposteria piedra	m2	48.	7.38	354.	6.92	332.
Adoquinados	m3	14.	185.00	2590.	173.00	2422.
Canalizacion	Gl	1.	28000.00	28000.	25500.00	25500.
Tunel pueblo de Catemu						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	3930.	65.08	255764.	45.57	179090.
Marcos metalicos	kg	20881.	1.87	39047.	1.75	36542.
Cancamos	#	390.	26.00	10140.	24.07	9387.
Inyecciones	#	217.	133.39	28946.	123.51	26802.
Shotcret	m2	2503.	11.19	28009.	10.29	25756.
Revestimiento	m3	1077.	107.93	116241.	100.40	108131.
Tunel El Sauce						
Excavacion en tierra	m3	1500.	0.88	1320.	0.80	1200.
Excavacion en roca	m3	800.	7.55	6040.	6.98	5584.
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	33553.	65.08	2183629.	45.57	1529010.
Marcos metalicos	kg	178294.	1.87	333410.	1.75	312015.
Cancamos	#	3330.	26.00	86580.	24.07	80153.
Inyecciones	#	1850.	133.39	246771.	123.51	228493.

CUADRO 1.4 (Cont.)

CANAL PAICO (Q=12.6 N=0.015 ; I= 0.00040 ;B=2.100 ;H=2.400)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Shotcret	m2	21368.	11.19	239108.	10.29	219877.
Revestimiento	m3	9199.	107.93	992848.	100.40	923580.
Costo directo				10417385.		9105431.
Costo ingenieria				1041739.		910543.
Subtotal				11459127.		10015977.
Imprevistos				2291825.		2003195.
COSTO TOTAL				13750950.		12019170.
Mon.ext indirecta	P.Fin			566127.		
Mon.ext directa	P.Fin			1793106.		
Mano de obra	P.Ecn			2552217.		
Jornadas hombre				212685.		

CUADRO 1.5

CANAL PAICO (Q= 20. N=0.015)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 48.70)						
Exc cuneta en tierra	m3	574302.	1.22	700649.	1.12	643218.
Exc mesa en tierra	m3	906406.	0.88	797637.	0.80	725125.
Exc cuneta en roca	m3	130039.	8.98	1167750.	8.29	1078023.
Exc mesa en roca	m3	10359.	7.55	78210.	6.98	72306.
Relleno compactado	m3	169594.	1.33	225560.	1.22	206905.
Revest hormigon e=.10	m3	45057.	76.90	3464883.	71.61	3226531.
Obras de arte						
Cruce queb C1510 l= 16	#	1.	4378.81	4379.	4086.55	4087.
Cruce queb C1515 l= 16	#	3.	5563.71	16691.	5192.05	15576.
Cruce queb TC185S1= 16	#	1.	5461.08	5461.	5124.56	5125.
Puente P6035 a= 6	#	4.	15325.00	61300.	14320.00	57280.
Compuerta descarga tp20	#	8.	11985.70	95886.	11113.56	88908.
Bocatoma						
Exc en tierra	m3	7095.	2.29	16248.	2.13	15112.
Enrocados	m3	987.	6.41	6327.	5.88	5804.
Filtros	m3	623.	8.82	5495.	8.04	5009.
Hormigon A	m3	11.	41.94	461.	38.95	428.
Horm C (incl.molu.)	m3	2378.	113.10	268952.	105.70	251355.
Acero en barras	kg	54500.	1.22	66490.	1.14	62130.
Rieles	kg	44100.	1.50	66150.	1.41	62181.
Estructuras acero	kg	9080.	1.87	16980.	1.75	15890.
Compuertas	m2	58.	549.97	31898.	514.13	29820.
Plataforma pasarela	m2	227.	8.00	1816.	7.50	1703.
Mamposteria piedra	m2	48.	7.38	354.	6.92	332.
Adoquinados	m3	14.	185.00	2590.	173.00	2422.
Canalizacion	Gl	1.	28000.00	28000.	25500.00	25500.
Tunel pueblo de Catemu						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	5870.	65.08	382020.	45.57	267496.
Marcos metalicos	kg	25890.	1.87	48414.	1.75	45308.
Cancamos	#	390.	26.00	10140.	24.07	9387.
Inyecciones	#	217.	133.39	28946.	123.51	26802.
Shotcret	m2	3103.	11.19	34723.	10.29	31930.
Revestimiento	m3	1336.	107.93	144194.	100.40	134134.
Tunel El Sauce						
Excavacion en tierra	m3	1500.	0.88	1320.	0.80	1200.
Excavacion en roca	m3	800.	7.55	6040.	6.98	5584.
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	50120.	65.08	3261809.	45.57	2283968.
Marcos metalicos	kg	221080.	1.87	413420.	1.75	386890.
Cancamos	#	3330.	26.00	86580.	24.07	80153.
Inyecciones	#	1850.	133.39	246771.	123.51	228493.

CUADRO 1.5 (Cont.)

CANAL PAICO (Q= 20. N=0.015)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Shotcret	m2	26496.	11.19	296490.	10.29	272644.
Revestimiento	m3	11407.	107.93	1231157.	100.40	1145262.
Planta elevadora #1						
Canal colector						
Exc en tierra	m3	280.	2.29	641.	2.13	596.
Relleno compactado	m3	100.	1.93	193.	1.78	178.
Hormigon A	m3	8.	41.94	336.	38.95	312.
Horm C (incl.mold.)	m3	40.	113.10	4524.	105.70	4228.
Acero en barras	kg	1300.	1.22	1586.	1.14	1482.
Empedrados	m3	25.	8.53	213.	7.84	196.
Compuertas	m2	2.	549.97	1100.	514.13	1028.
Obras civiles						
Exc en tierra	m3	4400.	2.29	10076.	2.13	9372.
Relleno compactado	m3	3390.	1.93	6543.	1.78	6034.
Hormigon A	m3	12.	41.94	503.	38.95	467.
Hormigon C	m3	120.	53.41	6409.	49.69	5963.
Horm C (incl.mold.)	m3	210.	113.10	23751.	105.70	22197.
Acero en barras	kg	12460.	1.22	15201.	1.14	14204.
Estructuras acero	kg	3250.	1.87	6077.	1.75	5688.
Tuberia H.A. D=1.00	ml	30.	94.69	2841.	88.60	2658.
Tuberias acero	kg	51700.	2.02	104434.	1.88	97196.
Equipos e instalacion						
Bombas Q=500 H= 45	#	4.	72389.00	289556.	64572.00	258288.
Inst.electrica B.T.	GL	1.	51100.00	51100.	47588.00	47588.
Linea alta TENSION	KM	2.	11086.00	22172.	10375.00	20750.
Subestacion	GL	1.	43852.00	43852.	41040.00	41040.
Planta elevadora #2						
Canal colector						
Exc en tierra	m3	280.	2.29	641.	2.13	596.
Relleno compactado	m3	100.	1.93	193.	1.78	178.
Hormigon A	m3	8.	41.94	336.	38.95	312.
Horm C (incl.mold.)	m3	40.	113.10	4524.	105.70	4228.
Acero en barras	kg	1300.	1.22	1586.	1.14	1482.
Empedrados	m3	25.	8.53	213.	7.84	196.
Compuertas	m2	2.	549.97	1100.	514.13	1028.
Obras civiles						
Exc en tierra	m3	4400.	2.29	10076.	2.13	9372.
Relleno compactado	m3	3390.	1.93	6543.	1.78	6034.
Hormigon A	m3	12.	41.94	503.	38.95	467.
Hormigon C	m3	120.	53.41	6409.	49.69	5963.
Horm C (incl.mold.)	m3	210.	113.10	23751.	105.70	22197.
Acero en barras	kg	12460.	1.22	15201.	1.14	14204.
Estructuras acero	kg	3250.	1.87	6077.	1.75	5688.
Tuberia H.A. D=1.00	ml	30.	94.69	2841.	88.60	2658.
Tuberias acero	kg	108600.	2.02	219372.	1.88	204168.

CUADRO 1.5 (Cont.)

CANAL PAICO (Q= 20. N=0.015)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Equipos e instalacion						
Bombas Q=500 H= 75	#	4.	108677.00	434708.	96904.00	387616.
Inst.electrica B.T.	GL	1.	89425.00	89425.	83279.00	83279.
Linea alta TENSION	KM	2.	11086.00	22172.	10375.00	20750.
Subestacion	GL	1.	76741.00	76741.	71820.00	71820.
Costo directo				14900746.		12962301.
Costo ingenieria				1490074.		1296230.
Subtotal				16390826.		14258536.
Imprevistos				3278165.		2851707.
COSTO TOTAL				19668976.		17110240.
Mon.ext indirecta	P.Fin			799646.		
Mon.ext directa	P.Fin			3111925.		
Mano de obra	P.Ecn			3403500.		
Jornadas hombre				283625.		

CUADRO 1.6

CANAL NORTE (Q= 3.1; N=0.025)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 12.10)						
Exc cuneta en tierra	m3	57027.	1.65	94095.	1.53	87251.
Exc mesa en tierra	m3	28018.	0.88	24656.	0.80	22414.
Exc cuneta en roca	m3	3653.	8.98	32804.	8.29	30283.
Relleno compactado	m3	11295.	1.33	15022.	1.22	13780.
Revest hormigon e=.10	m3	546.	76.90	41987.	71.61	39099.
Obras de arte						
Cruce queb C1010 l= 16	#	1.	3266.19	3266.	3048.65	3049.
Cruce queb C1515 l= 16	#	1.	5563.71	5564.	5192.05	5192.
Cruce cmno C1515 l= 8	#	3.	3546.43	10639.	3310.53	9932.
Cruce cmno C1515 l= 16	#	2.	5563.71	11127.	5192.05	10384.
Compuerta descarga tp 3	#	2.	3373.40	6747.	3151.80	6304.
Tunel La Posada						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	7120.	65.08	463370.	45.57	324458.
Marcos metalicos	kg	39170.	1.87	73248.	1.75	68548.
Cancamos	#	762.	26.00	19812.	24.07	18341.
Inyecciones	#	423.	133.39	56424.	123.51	52245.
Shotcret	m2	4694.	11.19	52526.	10.29	48301.
Revestimiento	m3	2021.	107.93	218127.	100.40	202908.
Sifon Ligua						
Exc en tierra	m3	5706.	2.29	13067.	2.13	12154.
Relleno compactado	m3	4920.	1.93	9496.	1.78	8758.
Hormigon A	m3	129.	41.94	5410.	38.95	5025.
Hormigon D	m3	332.	57.23	19000.	53.28	17689.
Acero en barras	kg	33200.	1.22	40504.	1.14	37848.
Moldaje metalico	m2	3005.	1.40	4207.	1.32	3967.
Camaras inspec D=1.2	#	2.	1146.65	2293.	1070.25	2141.
TRAMO #2 (KM 12.10-30.95						
Exc cuneta en tierra	m3	56993.	2.29	130514.	2.13	121395.
Exc mesa en tierra	m3	94291.	0.88	82976.	0.80	75433.
Exc cuneta en roca	m3	11745.	8.98	105470.	8.29	97366.
Relleno compactado	m3	58003.	1.33	77144.	1.22	70764.
Revest hormigon e=.10	m3	653.	76.90	50216.	71.61	46761.
Obras de arte						
Cruce queb C1515 l= 16	#	2.	5563.71	11127.	5192.05	10384.
Cruce queb TC185Sl= 16	#	1.	5461.08	5461.	5124.56	5125.
Cruce cmno C1515 l= 8	#	1.	3546.43	3546.	3310.53	3311.
Compuerta descarga tp 2	#	5.	2814.73	14074.	2629.85	13149.
Sifon Chacrilla						
Exc en tierra	m3	14937.	2.29	34206.	2.13	31816.
Relleno compactado	m3	13252.	1.93	25576.	1.78	23589.
Hormigon A	m3	263.	41.94	11030.	38.95	10244.
Hormigon D	m3	877.	57.23	50191.	53.28	46727.

CUADRO 1.6 (Cont.)

CANAL NORTE (Q= 3.1; N=0.025)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Acero en barras	kg	87700.	1.22	106994.	1.14	99978.
Moldaje metalico	m2	7483.	1.40	10476.	1.32	9878.
Camaras inspec D=1.2	#	2.	1146.65	2293.	1070.25	2141.
TRAMO #3 (KM 30.95-50.0)						
Exc cuneta en tierra	m3	38072.	2.29	87185.	2.13	81093.
Exc mesa en tierra	m3	73012.	0.88	64251.	0.80	58410.
Exc cuneta en roca	m3	9573.	8.98	85966.	8.29	79360.
Relleno compactado	m3	14422.	1.33	19181.	1.22	17595.
Revest hormigon e=.10	m3	531.	76.90	40834.	71.61	38025.
Obras de arte						
Cruce Queb TC155Sl= 16	#	2.	4418.54	8837.	4147.85	8296.
Compuerta descarga tp 3	#	3.	3373.40	10120.	3151.80	9455.
Tunel La Grupa						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	11325.	65.08	737031.	45.57	516080.
Marcos metalicos	kg	62297.	1.87	116495.	1.75	109020.
Cancamos	#	1260.	26.00	32760.	24.07	30328.
Inyecciones	#	673.	133.39	89771.	123.51	83122.
Shotcret	m2	7466.	11.19	83545.	10.29	76825.
Revestimiento	m3	3215.	107.93	346995.	100.40	322786.
Descarga rio Petorca						
Exc en tierra	m3	2658.	2.29	6087.	2.13	5662.
Relleno compactado	m3	2457.	1.93	4742.	1.78	4373.
Hormigon A	m3	33.	41.94	1384.	38.95	1285.
Hormigon D	m3	84.	57.23	4807.	53.28	4476.
Acero en barras	kg	8400.	1.22	10248.	1.14	9576.
Moldaje metalico	m2	1321.	1.40	1849.	1.32	1744.
ELEVACION PILILEN #1						
Exc cuneta en tierra	m3	4837.	2.29	11077.	2.13	10303.
Exc mesa en tierra	m3	10610.	0.88	9337.	0.80	8488.
Exc cuneta en roca	m3	1075.	8.98	9653.	8.29	8912.
Relleno compactado	m3	3100.	1.33	4123.	1.22	3782.
Revest hormigon e=.10	m3	85.	76.90	6536.	71.61	6087.
Obras civiles						
Tranque regulacion	Gl	1.	5200.00	5200.	4784.00	4784.
Exc en tierra	m3	553.	2.29	1266.	2.13	1178.
Relleno compactado	m3	356.	1.93	687.	1.78	634.
T.rocalit AW20 D=0.45	ML	250.	68.97	17243.	64.49	16123.
Equipos e instalacion						
Bombas Q-120 H= 50	#	5.	30001.00	150005.	29011.00	145055.
Subestacion	Gl	1.	10963.00	10963.	10260.00	10260.
Linea alta TENSION	KM	1.	11086.00	11086.	10375.00	10375.
Subestacion	Gl	1.	21926.00	21926.	20520.00	20520.
ELEVACION PILILEN #2						

CUADRO 1.6 (Cont.)

CANAL NORTE (Q= 3.1; N=0.025)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc cuneta en tierra	m3	4792.	2.29	10974.	2.13	10207.
Exc mesa en tierra	m3	5821.	0.88	5122.	0.80	4657.
Exc cuneta en roca	m3	578.	8.98	5190.	8.29	4792.
Relleno compactado	m3	2274.	1.33	3024.	1.22	2774.
Revest hormigon e=.10	m3	94.	76.90	7229.	71.61	6731.
Obras civiles						
Tranque regulacion	Gl	1.	4750.00	4750.	4370.00	4370.
Exc en tierra	m3	215.	2.29	492.	2.13	458.
Relleno compactado	m3	159.	1.93	307.	1.78	283.
T.rocalit AW20 D=0.30	ML	140.	41.83	5856.	39.15	5481.
Equipos e instalacion						
Bombas Q=120 H= 50	#	3.	30001.00	90003.	29011.00	87033.
Inst.electrica B.T.	Gl	1.	12775.00	12775.	11897.00	11897.
Linea alta TENSION	KM	2.	11086.00	22172.	10375.00	20750.
Subestacion	Gl	1.	10963.00	10963.	10260.00	10260.
Costo directo				4199766.		3632411.
Costo ingenieria				419977.		363241.
Subtotal				4619744.		3995653.
Imprevistos				923949.		799131.
COSTO TOTAL				5543691.		4794782.
Mon.ext indirecta	P.Fin			214959.		
Mon.ext directa	P.Fin			819081.		
Mano de obra	P.Ecn			998499.		
Jornadas hombre				83208.		

CUADRO 1.7

CANAL NORTE (Q= 4.1; N=0.015)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 12.10)						
Exc cuneta en tierra	m3	53892.	1.65	88922.	1.53	82455.
Exc mesa en tierra	m3	24573.	0.88	21624.	0.80	19658.
Exc cuneta en roca	m3	3356.	8.98	30137.	8.29	27821.
Relleno compactado	m3	11295.	1.33	15022.	1.22	13780.
Revest hormigon e=.10	m3	5949.	76.90	457478.	71.61	426008.
Obras de arte						
Cruce gueb C1010 l= 16	#	1.	3266.19	3266.	3048.65	3049.
Cruce gueb C1515 l= 16	#	1.	5563.71	5564.	5192.05	5192.
Cruce cmno C1515 l= 8	#	3.	3546.43	10639.	3310.53	9932.
Cruce cmno C1515 l= 16	#	2.	5563.71	11127.	5192.05	10384.
Compuerta descarga tp 4	#	2.	4170.73	8341.	3896.69	7793.
Tunel La Posada						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	7120.	65.08	463370.	45.57	324458.
Marcos metalicos	kg	39170.	1.87	73248.	1.75	68548.
Cancamos	#	762.	26.00	19812.	24.07	18341.
Inyecciones	#	423.	133.39	56424.	123.51	52245.
Shotcret	m2	4694.	11.19	52526.	10.29	48301.
Revestimiento	m3	2021.	107.93	218127.	100.40	202908.
Sifon Ligua						
Exc en tierra	m3	6159.	2.29	14104.	2.13	13119.
Relleno compactado	m3	5249.	1.93	10131.	1.78	9343.
Hormigon A	m3	150.	41.94	6291.	38.95	5842.
Hormigon D	m3	377.	57.23	21576.	53.28	20087.
Acero en barras	kg	37700.	1.22	45994.	1.14	42978.
Moldaje metalico	m2	3244.	1.40	4542.	1.32	4282.
Camaras inspec D=1.6	#	2.	1252.69	2505.	1169.32	2339.
TRAMO #2 (KM 12.10-30.95						
Exc cuneta en tierra	m3	65119.	2.29	149123.	2.13	138703.
Exc mesa en tierra	m3	94291.	0.88	82976.	0.80	75433.
Exc cuneta en roca	m3	12277.	8.98	110247.	8.29	101776.
Relleno compactado	m3	58003.	1.33	77144.	1.22	70764.
Revest hormigon e=.10	m3	9383.	76.90	721553.	71.61	671917.
Obras de arte						
Cruce gueb C1515 l= 16	#	2.	5563.71	11127.	5192.05	10384.
Cruce gueb TC1855l= 16	#	1.	5461.08	5461.	5124.56	5125.
Cruce cmno C1515 l= 8	#	1.	3546.43	3546.	3310.53	3311.
Compuerta descarga tp 3	#	5.	3373.40	16867.	3151.80	15759.
Sifon Chacrilla						
Exc en tierra	m3	18073.	2.29	41387.	2.13	38495.
Relleno compactado	m3	15583.	1.93	30075.	1.78	27738.
Hormigon A	m3	390.	41.94	16357.	38.95	15190.
Hormigon D	m3	1283.	57.23	73426.	53.28	68358.

CUADRO 1.7 (Cont.)

CANAL NORTE (Q= 4.1; N=0.015)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Acero en barras	kg	128300.	1.22	156526.	1.14	146262.
Moldaje metalico	m2	9120.	1.40	12768.	1.32	12038.
Camaras inspec D=1.2	#	2.	1146.65	2293.	1070.25	2141.
TRAMO #3 (KM 30.95-50.0)						
Exc cuneta en tierra	m3	42492.	2.29	97307.	2.13	90508.
Exc mesa en tierra	m3	73012.	0.88	64251.	0.80	58410.
Exc cuneta en roca	m3	9872.	8.98	88651.	8.29	81839.
Relleno compactado	m3	14422.	1.33	19181.	1.22	17595.
Revest hormigon e=.07	m3	5312.	76.90	408493.	71.61	380392.
Obras de arte						
Cruce queb TC155Sl= 16	#	2.	4418.54	8837.	4147.85	8296.
Compuerta descarga tp 3	#	3.	3373.40	10120.	3151.80	9455.
Tunel La Grupa						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	11325.	65.08	737031.	45.57	516080.
Marcos metalicos	kg	62297.	1.87	116495.	1.75	109020.
Cancamos	#	1260.	26.00	32760.	24.07	30328.
Inyecciones	#	673.	133.39	89771.	123.51	83122.
Shotcret	m2	7466.	11.19	83545.	10.29	76825.
Revestimiento	m3	3215.	107.93	346995.	100.40	322786.
Descarga rio Petorca						
Exc en tierra	m3	2974.	2.29	6810.	2.13	6335.
Relleno compactado	m3	2707.	1.93	5225.	1.78	4818.
Hormigon A	m3	43.	41.94	1803.	38.95	1675.
Hormigon D	m3	114.	57.23	6524.	53.28	6074.
Acero en barras	kg	11400.	1.22	13908.	1.14	12996.
Moldaje metalico	m2	1560.	1.40	2184.	1.32	2059.
ELEVACION PILILEN #1						
Exc cuneta en tierra	m3	4172.	2.29	9554.	2.13	8886.
Exc mesa en tierra	m3	9440.	0.88	7427.	0.80	6752.
Exc cuneta en roca	m3	878.	8.98	7884.	8.29	7279.
Relleno compactado	m3	3100.	1.33	4123.	1.22	3782.
Revest hormigon e=.07	m3	736.	76.90	56598.	71.61	52705.
Obras civiles						
Tranque regulacion	Gl	1.	5200.00	5200.	4784.00	4784.
Exc en tierra	m3	533.	2.29	1221.	2.13	1135.
Relleno compactado	m3	356.	1.93	687.	1.78	634.
T.rocalit AW20 D=0.45	ML	250.	68.97	17243.	64.49	16123.
Equipos e instalacion						
Bombas Q=120 H= 50	#	5.	30001.00	150005.	29011.00	5055.
Subestacion	Gl	1.	10963.00	10963.	10260.00	60.
Linea alta TENSION	KM	1.	11086.00	11086.	10375.00	1 5.
Subestacion	Gl	1.	21926.00	21926.	20520.00	20.
ELEVACION PILILEN #2						

CUADRO 1.7 (Cont.)

CANAL NORTE (Q= 4.1; N=0.015)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc cuneta en tierra	m3	4273.	2.29	9785.	2.13	9101.
Exc mesa en tierra	m3	4780.	0.88	4206.	0.80	3824.
Exc cuneta en roca	m3	491.	8.98	4409.	8.29	4070.
Relleno compactado	m3	2274.	1.33	3024.	1.22	2774.
Revest hormigon e=.07	m3	816.	76.90	62750.	71.61	58434.
Obras civiles						
Tranque regulacion	Gl	1.	4750.00	4750.	4370.00	4370.
Exc en tierra	m3	215.	2.29	492.	2.13	458.
Relleno compactado	m3	159.	1.93	307.	1.78	283.
T.rocalit AW20 D=0.30	ML	140.	41.83	5856.	39.15	5481.
Equipos e instalacion						
Bombas Q=120 H= 50	#	3.	30001.00	90003.	29011.00	87033.
Inst.electrica B.T.	Gl	1.	12775.00	12775.	11897.00	11897.
Linea alta TENSION	KM	2.	11086.00	22172.	10375.00	20750.
Subestacion	Gl	1.	10963.00	10963.	10260.00	10260.
Costo directo				5891979.		5208475.
Costo ingenieria				589198.		520848.
Subtotal				6481179.		5729324.
Imprevistos				1296235.		1145864.
COSTO TOTAL				7777413.		6875187.
Mon.ext indirecta	P.Fin			289452.		
Mon.ext directa	P.Fin			1016556.		
Mano de obra	P.Ecn			1443016.		
Jornadas hombre				120251.		

CUADRO 1.8

CANAL CABILDO (Q=5.50 N=0.015 ; I= 0.00055)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 16.60)						
Exc cuneta en tierra	m3	88048.	1.65	145279.	1.53	134713.
Exc mesa en tierra	m3	64978.	0.88	57181.	0.80	51982.
Exc cuneta en roca	m3	8467.	8.98	76034.	8.29	70191.
Relleno compactado	m3	30905.	1.33	41104.	1.22	37704.
Revest hormigon e=.10	m3	10237.	76.90	787225.	71.61	733072.
Obras de arte						
Cruce queb C1520 l= 16	#	2.	7145.95	14292.	6668.65	13337.
Cruce cmno C1510 l= 12	#	2.	3530.05	7060.	3294.75	6590.
Cruce cmno C1510 l= 8	#	2.	2681.29	5363.	2502.95	5006.
Compuerta descarga tp 5	#	3.	4774.13	14322.	4460.40	13381.
Marco partidor tp 5	#	1.	5500.00	5500.	5140.00	5140.
TRAMO #2 (KM16.60-18.70)						
Exc cuneta en tierra	m3	9807.	1.65	16182.	1.53	15005.
Exc mesa en tierra	m3	13556.	0.88	11929.	0.80	10845.
Exc cuneta en roca	m3	2035.	8.98	18274.	8.29	16870.
Relleno compactado	m3	6676.	1.33	8879.	1.22	8145.
Revest hormigon e=.10	m3	1274.	76.90	97971.	71.61	91231.
Obras de arte						
Cruce queb C1520 l= 20	#	1.	8355.11	8355.	7796.29	7796.
Cruce cmno C1510 l= 12	#	1.	3530.05	3530.	3294.75	3295.
Marco partidor tp 5	#	1.	5500.00	5500.	5140.00	5140.
TRAMO #3 (KM18.70-27.55)						
Exc cuneta en tierra	m3	33192.	1.65	54767.	1.53	50784.
Exc mesa en tierra	m3	27149.	0.88	23891.	0.80	21719.
Exc cuneta en roca	m3	3477.	8.98	31223.	8.29	28824.
Relleno compactado	m3	13851.	1.33	18422.	1.22	16898
Revest hormigon e=.10	m3	4029.	76.90	309830.	71.61	288517
Obras de arte						
Cruce cmno C1510 l= 12	#	1.	3530.05	3530.	3294.75	3295
Cruce cmno C1510 l= 8	#	3.	2681.29	8044.	2502.95	7509
Compuerta descarga tp 5	#	2.	4774.13	9548.	4460.40	8921
Marco partidor tp 5	#	1.	5500.00	5500.	5140.00	5140.
Tunel El Carmen						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	11490.	65.08	747769.	45.57	523599.
Marcos metalicos	kg	63220.	1.87	118221.	1.75	110635.
Cancamos	#	1278.	26.00	33228.	24.07	30761.
Inyecciones	#	683.	133.39	91105.	123.51	84357.
Shotcret	m2	7580.	11.19	84820.	10.29	77998.
Revestimiento	m3	3263.	107.93	352176.	100.40	327605.
TRAMO #4 (KM27.55-31.10)						
Exc cuneta en tierra	m3	12549.	2.29	28737.	2.13	26729.
Exc mesa en tierra	m3	14969.	0.88	13173.	0.80	11975.

CUADRO 1.8 (Cont.)

CANAL CAMILDO (Q=5.50 N=0.015 ; I= 0.00055)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc cuneta en roca	m3	1656.	8.98	14871.	8.29	13728.
Relleno compactado	m3	9580.	1.33	12741.	1.22	11688.
Revest hormigon e=.10	m3	1282.	76.90	98586.	71.61	91804.
Obras de arte						
Cruce gueb TC185Sl= 12	#	1.	4323.84	4324.	4056.52	4057.
Compuerta descarga tp 3	#	1.	3373.40	3373.	3151.80	3152.
Marco partidor tp 3	#	1.	3300.00	3300.	3084.00	3084.
TRAMO #5(KM31.10-34.00)						
Exc cuneta en tierra	m3	13073.	2.29	29937.	2.13	27845.
Exc mesa en tierra	m3	3948.	0.88	3474.	0.80	3158.
Exc cuneta en roca	m3	627.	8.98	5630.	8.29	5198.
Relleno compactado	m3	2985.	1.33	3970.	1.22	3642.
Revest hormigon e=.10	m3	1363.	76.90	104815.	71.61	97604.
Obras de arte						
Cruce gueb TC185Sl= 12	#	1.	4323.84	4324.	4056.52	4057.
Marco partidor tp 2	#	1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
TRAMO #6(KM34.00-39.10)						
Exc cuneta en tierra	m3	15325.	2.29	35094.	2.13	32642.
Exc mesa en tierra	m3	4160.	0.88	3661.	0.80	3328.
Exc cuneta en roca	m3	638.	8.98	5729.	8.29	5289.
Relleno compactado	m3	3287.	1.33	4372.	1.22	4010.
Revest hormigon e=.10	m3	1619.	76.90	124501.	71.61	115937.
Obras de arte						
Cruce gueb TC185Sl= 12	#	2.	4323.84	8648.	4056.52	8113.
Cruce cmno C1010 l= 12	#	1.	2671.15	2671.	2493.49	2493.
Compuerta descarga tp 2	#	1.	2814.73	2815.	2629.85	2630.
Marco partidor tp 2	#	1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
TRAMO#7(KM39.10-45.50)						
Exc cuneta en tierra	m3	17031.	2.29	39001.	2.13	36276.
Exc mesa en tierra	m3	16541.	0.88	14556.	0.80	13233.
Exc cuneta en roca	m3	1834.	8.98	16469.	8.29	15204.
Relleno compactado	m3	13670.	1.33	18181.	1.22	16677.
Revest hormigon e=.10	m3	1969.	76.90	151416.	71.61	141000.
Obras de arte						
Cruce cmno C1010 l= 8	#	1.	2076.11	2076.	1938.33	1938.
Compuerta descarga tp 2	#	2.	2814.73	5629.	2629.85	5260.
Marco partidor tp 2	#	1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
TRAMO#8(KM45.50-54.00)						
Exc cuneta en tierra	m3	20076.	2.29	45974.	2.13	42762.
Exc mesa en tierra	m3	7802.	0.88	6866.	0.80	6242.
Exc cuneta en roca	m3	1011.	8.98	9079.	8.29	8381.
Relleno compactado	m3	7426.	1.33	9877.	1.22	9060.
Revest hormigon e=.10	m3	2387.	76.90	183560.	71.61	170933.
Obras de arte						
Cruce gueb TC185Sl= 8	#	3.	3186.60	9560.	2988.48	8965.

CUADRO 1.8 (Cont.)

CANAL CANILDO (Q=5.50 N=0.015 ; I= 0.00055)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Cruce cmno C1010 l= 12	#	2.	2671.15	5342.	2493.49	4987.
Cruce FFCC C1010 l= 12	#	1.	2671.15	2671.	2493.49	2493.
Compuerta descarga tp 2	#	1.	2814.73	2815.	2629.85	2630.
Marco partidor tp 1	#	1.	1756.49	1756.	1641.53	1642.
TRAMO#9(KM54.00-56.30)						
Exc cuneta en tierra	m3	4582.	2.29	10493.	2.13	9760.
Exc mesa en tierra	m3	488.	0.88	429.	0.80	390.
Exc cuneta en roca	m3	142.	8.98	1275.	8.29	1177.
Relleno compactado	m3	541.	1.33	720.	1.22	660.
Revest hormigon e=.10	m3	584.	76.90	44910.	71.61	41820.
Obras de arte						
Cruce gueb TC185Sl= 8	#	1.	3186.60	3187.	2988.48	2988.
Compuerta descarga tp 1	#	1.	2265.66	2266.	2116.89	2117.
Marco partidor tp 1	#	1.	1756.49	1756.	1641.53	1642.
TRAMO#10(KM56.30-62.00)						
Exc cuneta en tierra	m3	7062.	2.29	16172.	2.13	15042.
Exc mesa en tierra	m3	4515.	0.88	3973.	0.80	3612.
Exc cuneta en roca	m3	464.	8.98	4167.	8.29	3847.
Relleno compactado	m3	7055.	1.33	9383.	1.22	8607.
Revest hormigon e=.10	m3	1142.	76.90	87820.	71.61	81779.
Obras de arte						
Cruce cmno C1010 l= 8	#	1.	2076.11	2076.	1938.33	1938.
Compuerta descarga tp 1	#	1.	2265.66	2266.	2116.89	2117.
ELEVACION PATAGUA						
Exc cuneta en tierra	m3	4258.	2.29	9751.	2.13	9070.
Exc mesa en tierra	m3	10293.	0.88	9058.	0.80	8234.
Exc cuneta en roca	m3	1215.	8.98	10911.	8.29	10072.
Relleno compactado	m3	19582.	1.33	26044.	1.22	23890.
Revest hormigon e=.10	m3	937.	76.90	72055.	71.61	67099.
Obras civiles						
Tranque regulacion	Gl	1.	5200.00	5200.	4784.00	4784.
Exc en tierra	m3	460.	2.29	1053.	2.13	980.
Relleno compactado	m3	310.	1.93	598.	1.78	552.
Tarocalit AW20 D=0.45	ML	215.	68.97	14829.	64.49	13865.
Equipos e instalacion						
Bombas Q=100 H= 30	#	3.	32756.00	98268.	29230.00	87690.
Inst.electrica B.T.	GL	1.	25550.00	25550.	23794.00	23794.
Linea alta TENSION	KM	1.	11086.00	11086.	10375.00	10375.
Subestacion	GL	1.	19176.00	19176.	17943.00	17943.

CUADRO 1.8 (Cont.)

CANAL CABILDO (Q=5.50 N=0.015 ; I= 0.00055)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Costo directo				4793191.		4278131.
Costo ingenieria				479319.		427813.
Subtotal				5272511.		4705945.
Imprevistos				1054502.		941189.
COSTO TOTAL				6327012.		5647133.
Mon.ext indirecta	P.Fin			234124.		
Mon.ext directa	P.Fin			803526.		
Mano de obra	P.Ecn			1264218.		
Jornadas hombre				105352.		

CUADRO 1.9

CANAL PONIENTE(Q=23.0 N=0.015 ; I= 0.00050 ;B=2.500 ;H=2.900

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 68.05)						
Exc cuneta en tierra	m3	818447.	1.22	998506.	1.12	916661.
Exc mesa en tierra	m3	1983627.	0.88	1745591.	0.80	1586901.
Exc cuneta en roca	m3	320044.	8.98	2873994.	8.29	2653164.
Exc mesa en roca	m3	20703.	7.55	156308.	6.98	144507.
Relleno compactado	m3	370787.	1.33	493147.	1.22	452360.
Revest hormigon e=.10	m3	72830.	76.90	5600626.	71.61	5215356.
Obras de arte						
Cruce queb C1520 l= 16	#	2.	7145.95	14292.	6668.65	13337.
Cruce queb C1515 l= 16	#	4.	5563.71	22255.	5192.05	20768.
Cruce queb TC155Sl= 16	#	4.	4418.54	17674.	4147.85	16591.
Cruce queb TC185Sl= 16	#	3.	5461.08	16383.	5124.56	15374.
Puente P6035 a= 8	#	9.	19640.00	176760.	18350.00	165150.
Puente P6035 a= 10	#	5.	23950.00	119750.	22380.00	111900.
Compuerta descarga tp22	#	13.	12651.35	164468.	11769.08	152998.
Obra de entrega tp22	#	1.	12651.35	12651.	11769.08	11769.
TRAMO #2(KM68.05-77.38)						
Exc cuneta en tierra	m3	86149.	1.22	105102.	1.12	96487.
Exc mesa en tierra	m3	103170.	0.88	90790.	0.80	82536.
Exc cuneta en roca	m3	13396.	8.98	120296.	8.29	111053.
Relleno compactado	m3	19086.	1.33	25384.	1.22	23285.
Revest hormigon e=.10	m3	6368.	76.90	489699.	71.61	456012.
Obras de arte						
Compuerta descarga tp22	#	2.	12651.35	25303.	11769.08	23538.
Obra de entrega tp22	#	1.	12651.35	12651.	11769.08	11769.
Sifon Patagua						
Exc en tierra	m3	27433.	2.29	62822.	2.13	58432.
Relleno compactado	m3	20347.	1.93	39270.	1.78	36218.
Hormigon A	m3	1120.	41.94	46973.	38.95	43624.
Hormigon D	m3	3552.	57.23	203281.	53.28	189251.
Acero en barras	kg	355200.	1.22	433344.	1.14	404928.
Moldaje metalico	m2	11663.	1.40	16328.	1.32	15395.
Camaras inspec D=2.0	#	2.	1379.88	2760.	1288.13	2576.
Tunel Talanquen						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	25692.	65.08	1672035.	45.57	1170784.
Marcos metalicos	kg	110200.	1.87	206074.	1.75	192850.
Cancamos	#	1608.	26.00	41808.	24.07	38705.
Inyecciones	#	893.	133.39	119117.	123.51	110294.
Shotcret	m2	13207.	11.19	147786.	10.29	135900.
Revestimiento	m3	5686.	107.93	613690.	100.40	570874.
TRAMO #3(KM77.38-90.70)						
Exc cuneta en tierra	m3	61409.	1.38	84744.	1.27	77989.
Exc mesa en tierra	m3	66142.	0.88	58205.	0.80	52914.

CUADRO 1.9 (Cont.)

CANAL PONIENTE(Q=23.0 N=0.015 ; I= 0.00050 ;B=2.500 ;H=2.900

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc cuneta en roca	m3	8762.	8.98	78683.	8.29	72637.
Relleno compactado	m3	14647.	1.33	19481.	1.22	17869.
Revest hormigon e=.10	m3	4943.	76.90	380117.	71.61	353968.
Obras de arte						
Cruce camo C1515 l= 8	#	2.	3546.43	7093.	3310.53	6621.
Compuerta descarga tp16	#	2.	9956.70	19913.	9300.98	18602.
Obra de entrega tp15	#	1.	9956.70	9957.	9300.98	9301.
Tunel Melon						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	65100.	65.08	4236708.	45.57	2966607.
Marcos metalicos	kg	304455.	1.87	569331.	1.75	532796.
Cancamos	#	4902.	26.00	127452.	24.07	117991.
Inyecciones	#	2723.	133.39	363221.	123.51	336318.
Shotcret	m2	36487.	11.19	408290.	10.29	375451.
Revestimiento	m3	15708.	107.93	1695364.	100.40	1577083.
TRAMO #4 (K 90.70-99.10)						
Exc cuneta en tierra	m3	66465.	1.65	109667.	1.53	101691.
Exc mesa en tierra	m3	10635.	0.88	9359.	0.80	8508.
Exc cuneta en roca	m3	2554.	8.98	22935.	8.29	21173.
Relleno compactado	m3	3680.	1.33	4894.	1.22	4490.
Revest hormigon e=.10	m3	6167.	76.90	474242.	71.61	441619.
Obras de arte						
Cruce camo C1515 l= 20	#	1.	6572.35	6572.	6132.81	6133.
Cruce camo C1515 l= 4	#	5.	2537.79	12689.	2369.77	11849.
Cruce FFCC C1515 l= 12	#	1.	4555.07	4555.	4251.29	4251.
Compuerta descarga tp 9	#	2.	6710.90	13422.	6269.81	12540.
Obra de entrega tp 9	#	1.	6710.90	6711.	6269.81	6270.
Sifon El Cobre						
Exc en tierra	m3	2216.	2.29	5075.	2.13	4720.
Relleno compactado	m3	1864.	1.93	3598.	1.78	3318.
Hormigon A	m3	58.	41.94	2433.	38.95	2259.
Hormigon B	m3	148.	57.23	8470.	53.28	7885.
Acero en barras	kg	14800.	1.22	18056.	1.14	16872.
Moldaje metalico	m2	1157.	1.40	1620.	1.32	1527.
Camaras inspec D=1.5	#	1.	1252.69	1253.	1169.32	1169.
Caida						
Exc en tierra	m3	548.	2.29	1255.	2.13	1167.
Relleno compactado	m3	236.	1.93	455.	1.78	420.
Empedrados	m3	48.	8.53	409.	7.84	376.
Horm C (incl.mold.)	m3	101.	113.10	11423.	105.70	10676.
Acero en barras	kg	7070.	1.22	8625.	1.14	8060.
TRAMO #5 (K 99.10-111.1)						
Exc cuneta en tierra	m3	79976.	1.65	131960.	1.53	122363.
Exc mesa en tierra	m3	12942.	0.88	11389.	0.80	10354.

CUADRO 1.9 (Cont.)

CANAL PONIENTE(Q=23.0 N=0.015 ; I= 0.00050 ;B=2.500 ;H=2.900

Descripcion	Un	Cant.	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc cuneta en roca	m3	3008.	8.98	27012.	8.29	24936.
Relleno compactado	m3	4613.	1.33	6135.	1.22	5628.
Revest hormigon e=.10	m3	7504.	76.90	577058.	71.61	537361.
Obras de arte						
Cruce cmno C1515 1= 4 #		4.	2537.79	10151.	2369.77	9479.
Cruce cmno C1515 1= 8 #		4.	3546.43	14186.	3310.53	13242.
Cruce cmno C1515 1= 20 #		1.	6572.35	6572.	6132.81	6133.
Cruce gueb TC100D1= 16 #		4.	3416.48	13666.	3212.63	12851.
Compuerta descarga tp 8#		2.	6177.17	12354.	5771.14	11542.
Cruce canales						
Exc en tierra	m3	940.	2.29	2153.	2.13	2002.
Relleno compactado	m3	802.	1.93	1548.	1.78	1428.
Hormigon A	m3	24.	41.94	1007.	38.95	935.
Hormigon D	m3	118.	57.23	6753.	53.28	6287.
Moldaje metalico	m2	424.	1.40	594.	1.32	560.
Acero en barras	kg	5200.	1.22	6344.	1.14	5928.
Caida						
Exc en tierra	m3	548.	2.29	1255.	2.13	1167.
Relleno compactado	m3	236.	1.93	455.	1.78	420.
Empedrados	m3	48.	8.53	409.	7.84	376.
Horm C (incl.mold.)	m3	101.	113.10	11423.	105.70	10676.
Acero en barras	kg	7070.	1.22	8625.	1.14	8060.
TRAMO #6 (KM111.1-113.1)						
Exc cuneta en tierra	m3	12172.	1.65	20084.	1.53	18623.
Exc mesa en tierra	m3	116.	0.88	102.	0.80	93.
Exc cuneta en roca	m3	318.	8.98	2856.	8.29	2636.
Relleno compactado	m3	45.	1.33	60.	1.22	55.
Revest hormigon e=.10	m3	1186.	76.90	91203.	71.61	84929.
Obras de arte						
Cruce cmno C1515 1= 8 #		2.	3546.43	7093.	3310.53	6621.
Compuerta descarga tp 7#		2.	5818.70	11637.	5436.25	10873.
Sifon Aconcagua						
Exc en tierra	m3	11600.	2.29	26564.	2.13	24708.
Relleno compactado	m3	10680.	1.93	20612.	1.78	19010.
Hormigon A	m3	162.	41.94	6794.	38.95	6310.
Hormigon D	m3	301.	57.23	17226.	53.28	16037.
Moldaje metalico	m2	2940.	1.40	4116.	1.32	3881.
Acero en barras	kg	26100.	1.22	31842.	1.14	29754.
CANAL PAPUDO-QBRDLL.TR#1						
Exc cuneta en tierra	m3	15210.	2.29	34831.	2.13	32397.
Exc mesa en tierra	m3	4479.	0.88	3942.	0.80	3583.
Exc cuneta en roca	m3	724.	8.98	6502.	8.29	6002.
Relleno compactado	m3	2985.	1.33	3970.	1.22	3642.
Revest hormigon e=.10	m3	1475.	76.90	113427.	71.61	105625.
Capt. en quebrada						

CUADRO 1.9 (Cont.)

CANAL PONIENTE(Q=23.0 N=0.015 ; I= 0.00050 ;B=2.500 ;H=2.900

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc en tierra	m3	205.	2.29	469.	2.13	437.
Relleno compactado	m3	935.	1.93	1805.	1.78	1664.
Hormigon A	m3	20.	41.94	839.	38.95	779.
Horm C (incl.molde.)	m3	15.	113.10	1697.	105.70	1585.
Acero en barras	kg	1300.	1.22	1586.	1.14	1482.
Tuberia C.C. D=0.80	ml	60.	39.64	2378.	36.93	2216.
Compuertas	m2	4.	549.97	2200.	514.13	2057.
Obras de arte						
Cruce Hueb TC185S1= 12	#	1.	4323.84	4324.	4056.52	4057.
Marco partidor tp 3	#	1.	3300.00	3300.	3084.00	3084.
CANAL PAPUDO-QBRDLL.TR#2						
Exc cuneta en tierra	m3	8646.	2.29	19799.	2.13	18416.
Exc mesa en tierra	m3	11071.	0.88	9742.	0.80	8857.
Exc cuneta en roca	m3	1188.	8.98	10668.	8.29	9849.
Relleno compactado	m3	9580.	1.33	12741.	1.22	11688.
Revest hormigon e=.10	m3	1057.	76.90	81283.	71.61	75692.
Obras de arte						
Cruce Hueb TC185S1= 12	#	1.	4323.84	4324.	4056.52	4057.
Compuerta descarga tp 2	#	1.	2814.73	2815.	2629.85	2630.
CANAL CATAPILCO TR#1						
Exc cuneta en tierra	m3	16915.	2.29	38735.	2.13	36029.
Exc mesa en tierra	m3	4538.	0.88	3993.	0.80	3630.
Exc cuneta en roca	m3	702.	8.98	6304.	8.29	5820.
Relleno compactado	m3	3287.	1.33	4372.	1.22	4010.
Revest hormigon e=.10	m3	1705.	76.90	131114.	71.61	122095.
Obras de arte						
Cruce Hueb TC185S1= 12	#	2.	4323.84	8648.	4056.52	8113.
Cruce Cmno C1010 1= 12	#	1.	2671.15	2671.	2493.49	2493.
Compuerta descarga tp 2	#	1.	2814.73	2815.	2629.85	2630.
Marco partidor tp 2	#	1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
CANAL CATAPILCO TR#2						
Exc cuneta en tierra	m3	18099.	2.29	41447.	2.13	38551.
Exc mesa en tierra	m3	17301.	0.88	15225.	0.80	13841.
Exc cuneta en roca	m3	1932.	8.98	17349.	8.29	16016.
Relleno compactado	m3	13670.	1.33	18181.	1.22	16677.
Revest hormigon e=.10	m3	2032.	76.90	156261.	71.61	145512.
Obras de arte						
Cruce Cmno C1010 1= 8	#	1.	2076.11	2076.	1938.33	1938.
Compuerta descarga tp 2	#	2.	2814.73	5629.	2629.85	5260.
Marco partidor tp 2	#	1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
CANAL CATAPILCO TR#3						
Exc cuneta en tierra	m3	21436.	2.29	49083.	2.13	45659.
Exc mesa en tierra	m3	8187.	0.88	7205.	0.80	6550.
Exc cuneta en roca	m3	1074.	8.98	9645.	8.29	8903.
Relleno compactado	m3	7426.	1.33	9877.	1.22	9060.

CUADRO 1.9 (Cont.)

CANAL PONIENTE (Q=23.0 N=0.015 ; I= 0.00050 ;B=2.500 ;H=2.900

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Revest hormigon e=.10	m3	2471.	76.90	190020.	71.61	176948.
Obras de arte						
Cruce queb TC185Sl= 8	#	3.	3186.60	9560.	2988.48	8965.
Cruce cmno C1010 l= 12	#	2.	2671.15	5342.	2493.49	4987.
Cruce FFCC C1010 l= 12	#	1.	2671.15	2671.	2493.49	2493.
Compuerta descarga tp 2	#	1.	2814.73	2815.	2629.85	2630.
Marco partidor tp 2	#	1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
RAMAL CATAPILCO TR#4						
Exc cuneta en tierra	m3	4582.	2.29	10493.	2.13	9760.
Exc mesa en tierra	m3	488.	0.88	429.	0.80	390.
Exc cuneta en roca	m3	142.	8.98	1275.	8.29	1177.
Relleno compactado	m3	541.	1.33	720.	1.22	660.
Revest hormigon e=.10	m3	584.	76.90	44910.	71.61	41820.
Obras de arte						
Cruce queb TC185Sl= 8	#	1.	3186.60	3187.	2988.48	2988.
Compuerta descarga tp 1	#	1.	2265.66	2266.	2116.89	2117.
Marco partidor tp 1	#	1.	1756.49	1756.	1641.53	1642.
RAMAL CATAPILCO TR#5						
Exc cuneta en tierra	m3	7722.	2.29	17683.	2.13	16448.
Exc mesa en tierra	m3	4802.	0.88	4226.	0.80	3842.
Exc cuneta en roca	m3	502.	8.98	4508.	8.29	4162.
Relleno compactado	m3	7055.	1.33	9383.	1.22	8607.
Revest hormigon e=.10	m3	1199.	76.90	92203.	71.61	85860.
Obras de arte						
Cruce cmno C1010 l= 8	#	1.	2076.11	2076.	1938.33	1938.
Compuerta descarga tp 1	#	1.	2265.66	2266.	2116.89	2117.
Costo directo				28096080.		24697616.
Costo ingenieria				2809608.		2469762.
Subtotal				30905696.		27167376.
Imprevistos				6181138.		5433474.
COSTO TOTAL				37086816.		32600832.
Mon.ext indirecta	F.Fin			1531314.		
Mon.ext directa	F.Fin			4957351.		
Mano de obra	F.Ecn			6951422.		
Jornadas hombre				579285.		

CUADRO 1.10

CANAL PONIENTE (Q=26.0 N=0.015 ; I= 0.00050)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
TRAMO #1 (KM 0.- 68.05)						
Exc cuneta en tierra	m3	921909.	1.22	1124729.	1.12	1032538.
Exc mesa en tierra	m3	2203843.	0.88	1939381.	0.80	1763074.
Exc cuneta en roca	m3	357894.	8.98	3213887.	8.29	2966941.
Exc mesa en roca	m3	21805.	7.55	164628.	6.98	152199.
Relleno compactado	m3	370787.	1.33	493147.	1.22	452360.
Revest hormigon e=.10	m3	77360.	76.90	5948983.	71.61	5539749.
Obras de arte						
Cruce queb C1520 l= 16	#	2.	7145.95	14292.	6668.65	13337.
Cruce queb C1515 l= 16	#	4.	5563.71	22255.	5192.05	20768.
Cruce queb TC155Sl= 16	#	4.	4418.54	17674.	4147.85	16591.
Cruce queb TC185Sl= 16	#	3.	5461.08	16383.	5124.56	15374.
Puente Po035 a= 8	#	9.	19640.00	176760.	18350.00	165150.
Puente Po035 a= 10	#	5.	23950.00	119750.	22380.00	111900.
Compuerta descarga tp26	#	13.	14058.85	182765.	13134.46	170748.
Obra de entrega tp26	#	1.	14058.85	14059.	13134.46	13134.
TRAMO #2 (KM68.05-77.38)						
Exc cuneta en tierra	m3	96943.	1.22	118270.	1.12	108576.
Exc mesa en tierra	m3	114562.	0.88	100815.	0.80	91650.
Exc cuneta en roca	m3	14958.	8.98	134323.	8.29	124002.
Relleno compactado	m3	19086.	1.33	25384.	1.22	23285.
Revest hormigon e=.10	m3	6764.	76.90	520152.	71.61	484370.
Obras de arte						
Compuerta descarga tp26	#	2.	14058.85	28118.	13134.46	26269.
Obra de entrega tp26	#	1.	14058.85	14059.	13134.46	13134.
Sifon Patagua						
Exc en tierra	m3	30566.	2.29	69996.	2.13	65106.
Relleno compactado	m3	22315.	1.93	43068.	1.78	39721.
Hormigon A	m3	1305.	41.94	54732.	38.95	50830.
Hormigon B	m3	4129.	57.23	236303.	53.28	219993.
Acero en barras	kg	412900.	1.22	503738.	1.14	470706.
Moldaje metalico	m2	12591.	1.40	17627.	1.32	16620.
Camaras inspec D=2.0	#	2.	1379.88	2760.	1288.13	2576.
Tunel Talanquen						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	28804.	65.08	1874564.	45.57	1312598.
Marcos metalicos	kg	117089.	1.87	218956.	1.75	204906.
Cancamos	#	1608.	26.00	41808.	24.07	38705.
Inyecciones	#	393.	133.39	119117.	123.51	110294.
Shotcret	m2	14032.	11.19	157018.	10.29	144389.
Revestimiento	m3	5041.	107.93	552005.	100.40	606516.
TRAMO #3 (KM77.38-90.70)						
Exc cuneta en tierra	m3	69942.	1.22	85329.	1.12	78335.
Exc mesa en tierra	m3	74153.	0.88	65255.	0.80	59322.

CUADRO 1.10 (Cont.)

CANAL PONIENTE(Q=26.0 N=0.015 ; I= 0.00050)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc cuneta en roca	m3	9889.	8.98	88803.	8.29	81980.
Relleno compactado	m3	14647.	1.33	19481.	1.22	17869.
Revest hormigon e=.10	m3	5284.	76.90	406340.	71.61	378387.
Obras de arte						
Cruce cmno C1515 l= 8	#	2.	3546.43	7093.	3310.53	6621.
Compuerta descarga tp20	#	2.	11985.70	23971.	11113.56	22227.
Obra de entrega tp20	#	1.	11985.70	11986.	11113.56	11114.
Tunel Melon						
Hormigon portales	m3	200.	101.65	20330.	94.52	18904.
Acero en barras	kg	10000.	1.22	12200.	1.14	11400.
Excavacion roca	m3	73784.	65.08	4801862.	45.57	3362337.
Marcos metalicos	kg	325452.	1.87	608595.	1.75	569541.
Cancamos	#	4902.	26.00	127452.	24.07	117991.
Inyecciones	#	2723.	133.39	363221.	123.51	336318.
Shotcret	m2	39004.	11.19	436455.	10.29	401351.
Revestimiento	m3	16792.	107.93	1812360.	100.40	1685916.
TRAMO #4 (KM90.70-99.10)						
Exc cuneta en tierra	m3	85556.	1.38	118067.	1.27	108656.
Exc mesa en tierra	m3	13285.	0.88	11691.	0.80	10628.
Exc cuneta en roca	m3	3268.	8.98	29347.	8.29	27092.
Relleno compactado	m3	3680.	1.33	4894.	1.22	4490.
Revest hormigon e=.10	m3	7034.	76.90	540915.	71.61	503705.
Obras de arte						
Cruce cmno C1515 l= 20	#	1.	6572.35	6572.	6132.81	6133.
Cruce cmno C1515 l= 4	#	5.	2537.79	12689.	2369.77	11849.
Cruce FFCC C1515 l= 12	#	1.	4555.07	4555.	4251.29	4251.
Compuerta descarga tp12	#	2.	8286.56	16573.	7741.89	15484.
Obra de entrega tp12	#	1.	8286.56	8287.	7741.89	7742.
Sifon El Cobre						
Exc en tierra	m3	2574.	2.29	5894.	2.13	5483.
Relleno compactado	m3	2116.	1.93	4084.	1.78	3766.
Hormigon A	m3	75.	41.94	3146.	38.95	2921.
Hormigon D	m3	192.	57.23	10988.	53.28	10230.
Acero en barras	kg	19200.	1.22	23424.	1.14	21888.
Moldaje metalico	m2	1321.	1.40	1849.	1.32	1744.
Camaras inspec D=1.6	#	1.	1252.69	1253.	1169.32	1169.
Caida						
Exc en tierra	m3	548.	2.29	1255.	2.13	1167.
Relleno compactado	m3	236.	1.93	455.	1.78	420.
Empedrados	m3	48.	8.53	409.	7.84	376.
Horm C (incl.mold.)	m3	101.	113.10	11423.	105.70	10676.
Acero en barras	kg	7070.	1.22	8625.	1.14	8060.
TRAMO #5 (KM99.10-111.1)						
Exc cuneta en tierra	m3	96665.	1.65	159497.	1.53	147897.
Exc mesa en tierra	m3	15364.	0.88	13520.	0.80	12291.

CUADRO 1.10 (Cont.)

CANAL PONIENTE (Q=26.0 N=0.015 ; I= 0.00050)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc cuneta en roca	m3	3624.	8.98	32544.	8.29	30043.
Relleno compactado	m3	4613.	1.33	6135.	1.22	5628.
Revest hormigon e=.10	m3	8285.	76.90	637116.	71.61	593289.
Obras de arte						
Cruce cmno C1515 l= 4 #		4.	2537.79	10151.	2369.77	9479.
Cruce cmno C1515 l= 8 #		4.	3546.43	14186.	3310.53	13242.
Cruce cmno C1515 l= 20 #		1.	6572.35	6572.	6132.81	6133.
Cruce gueb TC100D1= 16 #		4.	3416.48	13666.	3212.63	12851.
Compuerta descarga tp10#		2.	7281.42	14563.	6802.80	13606.
Cruce canales						
Exc en tierra	m3	940.	2.29	2153.	2.13	2002.
Relleno compactado	m3	802.	1.93	1548.	1.78	1428.
Hormigon A	m3	24.	41.94	1007.	38.95	935.
Hormigon D	m3	118.	57.23	6753.	53.28	6287.
Moldaje metalico	m2	424.	1.40	594.	1.32	560.
Acero en barras	kg	5200.	1.22	6344.	1.14	5928.
Caida						
Exc en tierra	m3	548.	2.29	1255.	2.13	1167.
Relleno compactado	m3	236.	1.93	455.	1.78	420.
Empedrados	m3	48.	8.53	409.	7.84	376.
Horm C (incl.mold.)	m3	101.	113.10	11423.	105.70	10676.
Acero en barras	kg	7070.	1.22	8625.	1.14	8060.
TRAMO #6 (KM111.1-113.1)						
Exc cuneta en tierra	m3	15561.	1.65	25676.	1.53	23808.
Exc mesa en tierra	m3	145.	0.88	128.	0.80	116.
Exc cuneta en roca	m3	407.	8.98	3655.	8.29	3374.
Relleno compactado	m3	45.	1.33	60.	1.22	55.
Revest hormigon e=.10	m3	1348.	76.90	103661.	71.61	96530.
Obras de arte						
Cruce cmno C1515 l= 8 #		2.	3546.43	7093.	3310.53	6621.
Compuerta descarga tp10#		2.	7281.42	14563.	6802.80	13606.
Sifon Aconcagua						
Exc en tierra	m3	11600.	2.29	26564.	2.13	24708.
Relleno compactado	m3	10680.	1.93	20612.	1.78	19010.
Hormigon A	m3	162.	41.94	6794.	38.95	6310.
Hormigon D	m3	301.	57.23	17226.	53.28	16037.
Moldaje metalico	m2	2940.	1.40	4116.	1.32	3881.
Acero en barras	kg	26100.	1.22	31842.	1.14	29754.
CANAL PAPUDO-Q3RDLL.TR#1						
Exc cuneta en tierra	m3	15210.	2.29	34831.	2.13	32397.
Exc mesa en tierra	m3	4479.	0.88	3942.	0.80	3583.
Exc cuneta en roca	m3	724.	8.98	6502.	8.29	6002.
Relleno compactado	m3	2985.	1.33	3970.	1.22	3642.
Revest hormigon e=.10	m3	1475.	76.90	113427.	71.61	105625.
Capt. en quebrada						

CUADRO 1.10 (Cont.)

CANAL PONIENTE (Q=26.0 N=0.015 ; I= 0.00050)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Exc en tierra	m3	205.	2.29	469.	2.13	437.
Relleno compactado	m3	935.	1.93	1805.	1.78	1664.
Hormigon A	m3	20.	41.94	839.	38.95	779.
Horm C (incl.molds.)	m3	15.	113.10	1697.	105.70	1585.
Acero en barras	kg	1300.	1.22	1586.	1.14	1482.
Tuberia C.C. D=0.80	ml	60.	39.64	2378.	36.93	2216.
Compuertas	m2	4.	549.97	2200.	514.13	2057.
Obras de arte						
Cruce queb TC1855l= 12 #		1.	4323.84	4324.	4056.52	4057.
Marco partidor tp 3 #		1.	3300.00	3300.	3084.00	3084.
CANAL PAPUDO-QUEBRADA TR#2						
Exc cuneta en tierra	m3	8646.	2.29	19799.	2.13	18416.
Exc mesa en tierra	m3	11071.	0.88	9742.	0.80	8857.
Exc cuneta en roca	m3	1188.	8.98	10668.	8.29	9849.
Relleno compactado	m3	9580.	1.33	12741.	1.22	11688.
Revest hormigon e=.10	m3	1057.	76.90	81283.	71.61	75692.
Obras de arte						
Cruce queb TC1855l= 12 #		1.	4323.84	4324.	4056.52	4057.
Compuerta descarga tp 2#		1.	2814.73	2815.	2629.85	2630.
CANAL CATAPILCO TR#1						
Exc cuneta en tierra	m3	16915.	2.29	38735.	2.13	36029.
Exc mesa en tierra	m3	4538.	0.88	3993.	0.80	3630.
Exc cuneta en roca	m3	702.	8.98	6304.	8.29	5820.
Relleno compactado	m3	3287.	1.33	4372.	1.22	4010.
Revest hormigon e=.10	m3	1705.	76.90	131114.	71.61	122095.
Obras de arte						
Cruce queb TC1855l= 12 #		2.	4323.84	8648.	4056.52	8113.
Cruce cmno C1010 l= 12 #		1.	2671.15	2671.	2493.49	2493.
Compuerta descarga tp 2#		1.	2814.73	2815.	2629.85	2630.
Marco partidor tp 2 #		1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
CANAL CATAPILCO TR#2						
Exc cuneta en tierra	m3	18099.	2.29	41447.	2.13	38551.
Exc mesa en tierra	m3	17301.	0.88	15225.	0.80	13841.
Exc cuneta en roca	m3	1932.	8.98	17349.	8.29	16016.
Relleno compactado	m3	13670.	1.33	18181.	1.22	16677.
Revest hormigon e=.10	m3	2032.	76.90	156261.	71.61	145512.
Obras de arte						
Cruce cmno C1010 l= 8 #		1.	2076.11	2076.	1938.33	1938.
Compuerta descarga tp 2#		2.	2814.73	5629.	2629.85	5260.
Marco partidor tp 2 #		1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
CANAL CATAPILCO TR#3						
Exc cuneta en tierra	m3	21436.	2.29	49088.	2.13	45659.
Exc mesa en tierra	m3	8167.	0.88	7205.	0.80	6550.
Exc cuneta en roca	m3	1074.	8.98	9645.	8.29	8903.
Relleno compactado	m3	7426.	1.33	9877.	1.22	9060.

CUADRO 1.10 (Cont.)

CANAL PONIENTE (Q=26.0 N=0.015 ; I= 0.00050)

Descripcion	Un	Cant	Costo Financiero P.unit US$	Costo Financiero Total US$	Costo Economico P.unit US$	Costo Economico Total US$
Revest hormigon e=.10	m3	2471.	76.90	190020.	71.61	176948.
Obras de arte						
Cruce pueb TC185Sl= 8	#	3.	3186.60	9560.	2988.48	8965.
Cruce camo C1010 l= 12	#	2.	2671.15	5342.	2493.49	4987.
Cruce FFCC C1010 l= 12	#	1.	2671.15	2671.	2493.49	2493.
Compuerta descarga tp 2	#	1.	2814.73	2815.	2629.85	2630.
Marco partidor tp 2	#	1.	2200.00	2200.	2056.00	2056.
CANAL CATAPILCO TR#4						
Exc cuneta en tierra	m3	4582.	2.29	10493.	2.13	9760.
Exc mesa en tierra	m3	488.	0.88	429.	0.80	390.
Exc cuneta en roca	m3	142.	8.98	1275.	8.29	1177.
Relleno compactado	m3	541.	1.33	720.	1.22	660.
Revest hormigon e=.10	m3	584.	76.90	44910.	71.61	41820.
Obras de arte						
Cruce pueb TC185Sl= 8	#	1.	3186.60	3187.	2988.48	2988.
Compuerta descarga tp 1	#	1.	2265.66	2266.	2116.89	2117.
Marco partidor tp 1	#	1.	1756.49	1756.	1641.53	1642.
CANAL CATAPILCO TR#5						
Exc cuneta en tierra	m3	7722.	2.29	17683.	2.13	16448.
Exc mesa en tierra	m3	4802.	0.88	4226.	0.80	3842.
Exc cuneta en roca	m3	502.	8.98	4508.	8.29	4162.
Relleno compactado	m3	7055.	1.33	9383.	1.22	8607.
Revest hormigon e=.10	m3	1199.	76.90	92203.	71.61	85860.
Obras de arte						
Cruce camo C1010 l= 8	#	1.	2076.11	2076.	1938.33	1938.
Compuerta descarga tp 1	#	1.	2265.66	2266.	2116.89	2117.
Costo directo				30608192.		26849312.
Costo ingenieria				3060819.		2684931.
Subtotal				33669008.		29534240.
Imprevistos				6733801.		5906847.
COSTO TOTAL				40402800.		35441072.
Mon.ext indirecta	P.Fin			1676724.		
Mon.ext directa	P.Fin			5456349.		
Mano de obra	P.Ecn			7534717.		
Jornadas hombre				627893.		

CUADRO 1.11

CANAL CANELA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
A.	1ª SECCION Km 0.0 - 20.15						
1.	EXACAVACIONES						
1.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	71.731	0.88	63.123.28	0.80	57.384.80
	En cuneta	m^3	50.130	2.29	114.797.70	2.13	106.776.90
	Relleno campactado	m^3	40.613	1.33	54.015.29	1.22	49.547.86
1.2	Excavación en roca						
	En mesa	m^3	2.838	7.55	21.426.90	6.98	19.809.24
	En cuneta	m^3	11.508	8.98	103.341.84	8.29	95.401.32
2.	REVESTIMIENTO e = 0.07	m^3	662	84.60	56.005.20	78.84	52.192.08
3.	OBRAS DE ARTE						
3.1	Compuerta descarga Tipo 3	N°	4	3.373.00	13.492.00	3.152.00	12.608.00
3.2	Cruce quebradas						
	Tipo T.C. 155 - s L = 10	N°	2	3.028.00	6.056.00	2.841.00	5.682.00
	Tipo T.C. 185 - s L = 10	N°	1	3.755.00	3.755.00	3.523.00	3.523.00
	Tipo C 1510 L = 10	N°	1	3.106.00	3.106.00	2.899.00	2.899.00
3.3	Cruce de caminos						
	Tipo C1510 L = 4	N°	2	1.833.00	3.666.00	1.711.00	3.422.00
	Tipo C1510 L = 6	N°	2	2.257.00	4.514.00	2.107.00	4.214.00
B.	2ª SECCION Km 20.15 - 31.75						
4.	EXCAVACIONES						
4.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	10.570	0.88	9.301.60	0.80	8.456.00
	En cuneta	m^3	30.624	2.29	70.128.96	2.13	65.229.12
	Relleno compactado	m^3	6.588	1.33	8.762.04	1.22	8.037.36
5.	REVESTIMIENTO e = 0.07	m^3	334	84.60	28.256.40	78.84	26.332.56
6.	OBRA DE ARTE						
6.1	Compuerta descarga Tipo 2	N°	2	2.815.00	5.630.00	2.630.00	5.260.00
6.2	Cruce quebradas						
	Tipo C1510 L = 10		3	4.051.00	12.153.00	3.781.00	11.343.00
6.3	Cruce de caminos						
	Tipo C1010 L = 4	N°	2	1.481.00	2.962.00	1.383.00	2.766.00
6.4	Marco Partidor	N°	1	1.756.00	1.756.00	1.642.00	1.642.00
C.	3ª SECCION Km 31.75 - 42.45						
7.	EXCAVACIONES						
7.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	9.520	0.88	8.377.60	0.80	7.616.00
	En cuneta	m^3	18.805	2.29	43.063.45	2.13	40.054.65
	Relleno compactado	m^3	7.412	1.33	9.857.96	1.22	9.042.64

Continúa

CUADRO 1.11

Continuación

CANAL CANELA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
8.	REVESTIMIENTO	m^3	269	84.60	22.757.40	78.84	21.207.96
9.	OBRAS DE ARTE						
9.1	Compuerta descarga Tipo 1	N°	2	2.266.00	4.532.00	2.117.00	4.234.00
9.2	Cruce de caminos						
	Tipo C1010 L = 4	N°	1	1.481.00	1.481.00	1.383.00	1.383.00
9.3	Marco partidor	N°	1	1.756.00	1.756.00	1.642.00	1.642.00
D.	RAMAL N° 1						
10.	EXCAVACIONES						
	Excav. cuneta tierra	m^3	6.750	3.39	22.882.50	3.18	21.465.00
11.	OBRAS DE ARTE						
11.1	Cruce caminos y FFCC						
	Tipo TC 80 L = 4	N°	1	474.00	474.00	445.00	445.00
	Tipo C1010 L = 6	N°	1	1.779.00	1.779.00	1.661.00	1.661.00
E.	RAMAL N° 2						
12.	EXCAVACIONES						
	Excavación cuneta tierra	m^3	10.800	3.39	36.612.00	3.18	34.344.00
13.	OBRAS DE ARTE						
13.1	Cruce camino y FFCC						
	Tipo TC 80 L = 4	N°	1	474.00	474.00	445.00	445.00
	Tipo C1010 L = 6	N°	2	1.779.00	3.558.00	1.661.00	3.322.00
	Tipo C1010 L = 20	N°	1	3.861.00	3.861.00	3.604.00	3.604.00
F.	RAMAL N° 3						
14.	EXCAVACIONES						
	Excav. cuneta tierra	m^3	13.200	3.39	44.748.00	3.18	41.976.00
15.	OBRAS DE ARTE						
15.1	Cruce de camino						
	Tipo TC 80 L = 4	N°	1	474.00	474.00	445.00	445.00
	Costo				792.937.12		735.413.49
	Ingeniería				79.293.71		73.541.35
	Sub-Total				872.230.83		808.954.84
	Imprevistos				174.446.17		161.790.97
	COSTO TOTAL				1.046.677.00		970.745.81
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				29.520.62		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				121.951.30		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						416.595.00

CUADRO 1.12

CANAL QUEBRADILLA PONIENTE

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P.Unitario US$	Total US$	P.Unitario US$	Total US$
A.	TRAMO 1						
1.	EXCAVACION EN TIERRA						
	Mesa	m^3	8.442.00	0.88	7.428.96	0.80	6.753.60
	Cuneta	m^3	11.934.00	2.29	27.328.86	2.13	25.419.42
2.	REVESTIMIENTO e = 0.07	m^3	208.00	84.60	17.596.80	78.84	16.398.72
3.	OBRAS DE ARTE						
3.1	Compuerta descarga Tipo 1	N°	1.00	2.265.66	2.265.66	2.116.89	2.116.89
3.2	Entrega en quebrada						
	Hormigón A	m^3	1.00	41.94	41.94	38.95	38.95
	Hormigón (incl. mold)	m^3	1.60	113.10	180.96	105.70	169.12
	Fierro	kg	160.00	1.22	195.20	1.14	182.40
	Enrocado	m^3	10.00	8.53	85.30	7.84	78.40
3.3	Toma en Embalse Quebradilla						
	Hormigón A	m^3	0.70	41.94	29.36	38.95	27.27
	Hormigón D	m^3	3.50	57.53	201.36	53.28	186.48
	Moldaje recto	m^2	15.00	9.95	149.25	9.34	140.10
	Moldaje curvo	m^2	9.50	12.28	116.66	11.52	109.44
	Fierro	kg	350.00	1.22	427.00	1.14	399.00
	Tubería D = 0.80	ml	5.00	39.64	198.20	36.93	184.65
	Compuerta	m^2	0.70	549.97	384.98	514.13	359.89
	Relleno	m^3	2.500.00	1.28	3.200.00	1.17	2.925.00
B.	TRAMO 2						
4.	EXCAVACION EN TIERRA						
	Mesa	m^3	2.168.00	0.88	1.907.84	0.80	1.734.40
	Cuneta	m^3	2.880.00	3.39	9.763.20	3.18	9.158.40
5.	REVESTIMIENTO e = 0.07	m^3	64.00	84.60	5.414.40	78.84	5.045.76
6.	OBRAS DE ARTE						
6.1	Toma en quebrada						
	Escape	m^3	67.00	0.88	58.96	0.80	53.60
	Excavación	m^3	7.00	2.29	16.03	2.13	14.91
	Hormigón A	m^3	6.00	41.94	251.64	38.95	233.70
	Hormigón C (incl. mold.)	m^3	5.00	113.10	565.50	105.70	528.50
	Fierro	kg	465.00	1.22	567.30	1.14	530.10
	Tubería CCC D = 0.80	ml	20.00	39.64	792.80	36.93	738.60
	Ataguía	m^3	450.00	1.33	598.50	1.22	549.00
	Baranda y rejas	kg	100.00	1.87	187.00	1.75	175.00
	Compuertas	m^2	1.50	549.97	824.96	514.13	771.20
6.2	Cruce FFCC						
	Tipo C 1010 L = 20	N°	1.00	3.861.23	3.861.23	3.603.81	3.603.81
6.3	Cruce quebrada						
	Tipo TC 155 L = 15	N°	1.00	4.186.80	4.186.80	3.930.12	3.930.12
6.4	Entrega a quebrada						
	Hormigón A	m^3	1.00	41.94	41.94	38.95	38.95
	Hormigón C (incl. mold)	m^3	1.60	113.10	180.96	105.70	169.12
	Fierro	kg	160.00	1.22	195.20	1.14	182.40
	Enrocado	m^3	10.00	8.53	85.30	7.84	78.40
	Costo				89.330.04		74.485.98
	Ingeniería				8.933.00		7.448.60
	Sub-Total				98.263.04		81.934.58
	Imprevistos				19.652.61		61.386.92
	COSTO TOTAL				117.915.65		98.321.49

Continúa

CUADRO 1.12

Continuación

CANAL QUEBRADILLA PONIENTE

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				2.873.69		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				13.609.29		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						44.294.59

CUADRO 1.13

CANAL QUEBRADILLA ORIENTE

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
A.	TRAMO 1						
1.	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	5.885.00	0.88	5.178.80	0.80	4.708.00
	En cuneta	m^3	13.230.00	2.29	30.296.70	2.13	28.179.90
2.	Revestimiento	m^3	183.00	84.60	15.481.80	78.84	14.427.72
3.	Obras de Arte						
3.1	Descarga desde C. Poniente						
	Excavación	m^3	60.00	2.29	137.40	2.13	127.80
	Hormigón (incl. mold)	m^3	22.50	113.10	2.544.75	105.70	2.378.25
	Fierro	kg	1.575.00	1.22	1.921.50	1.14	1.795.50
	Obra distribución	Gl	1.00	6.600.00	6.600.00	6.168.00	6.168.00
3.2	Toma en quebrada						
	Escape	m^3	168.00	0.88	147.84	0.80	134.40
	Excavación	m^3	18.00	2.29	41.22	2.13	38.34
	Hormigón A	m^3	14.00	41.94	587.16	38.95	545.30
	Hormigón C (incl. mold)	m^3	12.00	113.00	1.357.20	105.70	1.268.40
	Fierro	kg	1.160.00	1.22	1.415.20	1.14	1.322,40
	Tubería CCC D = 0.80	ml	30.00	39.64	1.189.20	36.93	1.107.90
	Ataguía	m^3	850.00	1.33	1.130.50	1.22	1.037.00
	Baranda y rejas	kg	100.00	1.87	187.00	1.75	175.00
	Compuertas	m^2	3.50	549.97	1.924.90	514.13	1.799.46
3.3	Compuerta descarga T. 1	N°	1.00	2.265.66	2.265.66	2.116.89	2.116.89
B.	TRAMO 2						
4.	Excavación en tierra						
	Escape	m^3	5.501.00	0.88	4.840.88	0.80	4.400.80
	Exc. cuneta en pretil	m^3	2.850.00	2.29	6.526.50	2.13	6.070.50
	Pretil	m^3	50.550.00	1.28	64.704.00	1.17	59.143.50
5.	Sifones Km 7.00 -7.60 -8.00 y 8.20						
	Excavación	m^3	503.00	1.66	834.98	1.52	764.56
	Relleno compactado	m^3	255.00	1.93	492.15	1.78	453.90
	Hormigón A	m^3	1.20	41.94	50.33	38.95	46.74
	Hormigón C (incl. mold)	m^3	35.00	113.10	4.048.98	105.70	3.784.06
	Fierro	kg	1.318.00	1.22	1.607.96	1.14	1.502.52
	Mortero	m^3	9.50	43.99	373.92	41.07	349.10
	Tubería CCC D = 0.80	ml	170.00	39.64	6.738.80	36.93	6.278.10
	Costo				162.625.32		150.124.04
	Ingeniería				16.262.53		15.012.40
	Sub-Total				178.887.85		165.136.44
	Imprevistos				35.777.57		33.027.29
	COSTO TOTAL				214.665.42		198.163.73
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				7.359.95		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				38.753.70		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						64.876.70

CUADRO 1.14

CANAL PAPUDO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1	SIFON QUEBRADILLA						
1.1	Excavación en tierra	m^3	32.656,00	1.66	54.208,96	1 52	49.637 12
1.2	Excavación en roca	m^3	1.410,00	8,98	12.661,80	8,29	11 688 90
1.3	Relleno compactado	m^3	31.027,00	1 93	59.882,11	1 78	55 228,06
1.4	Hormigón A	m^3	456,00	41,94	19.124,64	38,95	17 761,20
1.5	Hormigón D	m^3	1.695,00	57 23	97.004,85	53,28	90.309 60
1.6	Fierro en barras	kg	165.100,00	1,22	201.422,00	1.14	188.214,00
1.7	Moldaje	m^2	11 166,00	1,40	15.632,40	1.32	14.739,12
1.8	Tubería acero	kg	61.428,00	2,02	124.084,56	1,88	115.484,64
1.9	Rejas	kg	186,00	1,87	347 82	1,75	325,50
1.10	Cámaras	N°	3,00	977,21	2.931,63	911,95	2 735,85
2	CANAL MATRIZ						
2.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	24.423,00	0,88	21.492,24	0,80	19.538,40
	En cuneta	m^3	25.410,00	2,29	58.188,90	2,13	54.123,30
2.2	Relleno compactado	m^3	12.461,00	1,33	16.573,13	1,22	15.202,42
2.3	Revestimiento e = 0,07	m^3	317,00	84,60	26 818,20	78,84	24.922,28
2.4	Obras de Arte						
	Compuerta descarga Tipo 2	N°	2,00	2.814,73	5.629,46	2.629,85	5.259,70
	Marco partidor Tipo 2	N°	1,00	2.200,00	2.200,00	2.056,00	2 056,00
3.	RAMAL N°						
	Km 11,00 24,40						
3.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	19.920,00	0,88	17.529,60	0,80	15.936 00
	En cuneta	m^3	47 034,00	2,29	107 707,86	2,13	100.182,42
3.2	Revestimiento e = 0,07	m^3	476,00	84,60	40.269,60	78,84	37 527,84
3.3	Obras de Arte						
	Compuerta descarga	N°	3,00	2.814,73	8.444,19	2.629,85	7 889,55
4.	RAMAL N° 2						
	Km 11,00 - 20,10						
	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	13.133,00	0,88	11.733,04	0,80	10.662,40
	En cuneta	m^3	23.641,00	2,29	54.137,89	2,13	50.355,33
4.2	Excavación en roca						
	En cuneta	m^3	4.624,00	8,98	41.523,52	8,29	38.332,96
4.3	Revestimiento e = 0,07	m^3	302,00	84,60	25.549,20	78,84	23.809,68
4.4	Obras de Arte						
	Compuerta descarga Tipo 12	N°	2,00	2.814,73	5.629,46	2.629,85	5.259,70
	Costo				1.030.727,06		957.255 97
	Ingeniería				103.072,71		95.725,60
	Sub-Total				1.133.799,77		1 052.981,57
	Imprevistos				226.759,95		210.596,31
	COSTO TOTAL				1.360.559,72		1.263.577 88
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				35.715,46		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				153.822,85		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRAS A PRECIOS SOCIALES						451.931,50

CUADRO 1.15

AMPLIACION Y EXTENSION CANAL MAUCO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	TRAMO 1						
	Km 0.00 - 67.00						
1.1	Limpieza embanques	m^3	85.500	1.87	159.885.00	1.76	150 480 00
1.2	Peralte mesa	m^3	2.100	1.03	2.163.00	0.98	2 058 00
1.3	Revestimientos parciales	m^3	5.162	84.60	436.705 20	78.84	406 972 08
1.4	Revestimiento sec completo	m^3	19.400	84.60	1.641.240.00	78.84	1 529 496 00
1.5	Reparación Túnel Quintero	Gl	1	32.500.00	32.500.00	30.015.00	30 015 00
1.6	Reparación obras de Arte	Gl	1	60.000.00	60.000.00	55.900.00	55 900 00
2.	TRAMO 2						
2.1	Km 67.00 83.00						
2.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	72.426	0.88	63.734.88	0.80	57 940 80
	En cuneta	m^3	86.448	2.29	197.965.92	2.13	184 134 24
2.2	Excavación en roca						
	En mesa	m^3	2.932	7.55	22.136.60	6.98	20 465 36
	En cuneta	m^3	6.744	8.98	60.561 12	8.29	55 907 76
2.3	Relleno compactado	m^3	21.123	1 33	28.093.59	1.22	25 770.06
2.4	Revestimiento e = 0.07	m^3	729	84.60	61.673.40	78.84	57 474 36
2.5	Obras de arte						
	Cruce e quebradas						
	Tipo C1510 L = 15	N°	2	4.166.62	8.333.24	3.888.60	7 777 20
	Compuerta descarga Tipo 4	N°	4	4.170.73	16.682.92	3.896.69	15 586 40
	Cruce de caminos						
	Tipo C1515 L = 6	N°	1	3.042.11	3.042.11	2.840.15	2 840 15
	Tipo C1515 L = 4	N	2	2.537.79	5.075.58	2.369.77	4 739 54
	Obra distribución	N°	2	4.400.00	8.800.00	4.112.00	8 224 00
3.	TRAMO 3						
	Km 83.00 - 102.00						
3.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	55.308	0.80	48.671.04	0.80	44 246 40
	En cuneta	m^3	86.711	2.29	198.568.19	2.13	184 694 43
3.2	Excavación en roca						
	En mesa	m^3	2.458	7.55	18.557.90	6.98	17 156 84
	En cuneta	m^3	3.364	8.98	30.208.72	8.29	27 887 56
3.3	Relleno compactado	m^3	21.128	1.33	28.100.24	1.22	25 776.16
3.4	Revestimiento e = 0.07	m^3	783	84.60	66.241.80	78.84	61 731 72
3.5	Obras de arte						
	Cruce de quebradas						
	C1520 L = 15	N°	2	6.843.66	13.687.32	6.386.74	12 773 48
	C1515 L = 15	N°	3	5.311.55	15.934.65	4.956.86	14.870 58
	C1510 L = 15	N°	1	4.166.62	4.166.62	3.888.60	3 888.60
	Compuerta descarga Tipo 3	N°	4	3.300.00	9.900.00	3.084.00	9 252 00
	Cruce de caminos						
	C1515 L = 6	N°	2	3.042.11	6.084.22	2.840.15	5 680 30
	C1515 L = 4	N°	1	2.537.79	2.537.79	2.369.77	2.369 77
	Obra distribución Tipo 3	N°	2	3.373.40	6.746.80	3.151.80	6 303 60
3.6	Sifón Estero Los Mayas						
	Excavación tierra	m^3	738	1.66	1.225.08	1.52	1.121. 76
	Excavación en roca	m^3	483	8.98	4.337 34	8.29	4.004. 07
	Rellenos compactados	m^3	1.012	1.93	1.953.16	1.78	1.801. 36
	Hormigón A	m^3	34	41.94	1.425.96	38.95	1.324 30
	Hormigón D	m^3	74	57.23	4.235.02	53.28	3.942 72
	Hormigón C (incl. mold.)	m^3	58	113.10	6.559.80	105.70	6.130. 60
	Moldaje	m^2	845	1.40	1.183.00	1.32	1.115.40
	Fierro en barras	kg	8.900	1.22	10.858.00	1.14	10.146.00

Continúa

CUADRO 1.15

Continuación

AMPLIACION Y EXTENSION CANAL MAUCO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	Tubería acero	kg	2.220	2.02	4.484.40	1.88	4.173.60
	Rejas	kg	200	1.87	374.00	1.75	350.00
4.	TRAMO 4						
	Km 102.00 - 121.00						
4.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	32.015	0.88	28.173.20	0.80	25.612.00
	En cuneta	m^3	48.580	2.29	111.248.20	2.13	103 475.40
4.2	Excavación en roca						
	En mesa	m^3	378	7.55	2.853.90	6.98	2.638.44
	En cuneta	m^3	6.411	8.98	57.570.78	8.29	53.147.19
4.3	Revestimiento e = 0.07	m^3	611	84.60	51.690.60	78.84	48 171.24
4.4	Obras de arte						
	Cruce de quebradas						
	Tipo C1515 L = 15	N°	1	5.311.55	5.311.55	4.956.86	4.956.86
	Tipo C1510 L = 15	N°	4	4.166.62	16.666.48	3.888.60	15.554.40
	Compuerta descarga Tipo 1	N°	5	2.265.66	11.328.30	2.116.89	10.584.45
	Cruce de caminos						
	Tipo C1010 L = 8	N°	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.938.33	1.938.33
	Tipo C1010 L = 6	N°	3	1.778.59	5.335.77	1.660.75	4.982.25
	Tipo C1010 L = 4	N°	1	1.481.07	1.481.07	1.383.17	1.383.17
	Marco partidor Tipo 1	N°	1	1.756.49	1.756.49	1.641.58	1.641.53
5.	TRAMO 5						
	Km 121.00 - 125.00						
5.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	4.093	0.88	3.601.84	0.80	3.274.40
	En cuneta	m^3	6.000	2.29	13.740.00	2.13	12.780.00
5.2	Excavación en roca						
	En cuneta	m^3	543	8.98	4.876.14	8.29	4.501.47
5.3	Revestimiento e = 0.07	m^3	96	84.60	3.121.60	78.84	7.568.64
5.4	Obras de arte						
	Compuerta descarga Tipo 1	N°	1	2.265.66	2.265.66	2.116.89	2.116.89
	Cruce de caminos						
	Tipo C1010 L = 8	N°	1	2.076.11	2.076.11	1.938.33	1.938.33
	Marco partidor Tipo 1	N°	3	1.756.49	5.269.47	1.641.53	4.924.59
6.	RAMAL 1						
	L = 24.00 Km desde Km 102						
6.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	15.870	0.88	13.965.60	0.80	12.696.00
	En cuneta	m^3	27.600	2.29	63.204.00	2.13	58.788.00
6.2	Revestimiento e = 0.07	m^3	4.908	84.60	415.216.80	78.84	386.946.72
7.	RAMAL 2						
	L = 23.00 Km desde Km 125						
7.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	16.560	0.88	14.572.80	0.80	13.248.00
	En cuneta	m^3	29.440	2.29	67.417.60	2.13	62.707.20
7.2	Revestimiento e = 0.07	m^3	4.931	84.60	417.162.60	78.84	388.760.04
8.	RAMAL 3						
	L = 8.00 Km desde Km 125						
8.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	3.240	0.88	2.851.20	0.80	2.592.00

Continúa

CUADRO 1.15

Continuación

AMPLIACION Y EXTENSION CANAL MAUCO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
8.2	En cuneta	m^3	5.760	3.39	19.526.40	3.18	18.316,80
	Revestimiento	m^3	1.286	84.60	108.795.60	78.84	101 388.24
	Costo				4.752.789.48		4.423.154.78
	Ingeniería				475.278.95		442.315.48
	Sub-Total				5.228.068.43		4.865.470.26
	Imprevistos				1.045.613.69		973.094.05
	COSTO TOTAL				6.273.682.12		5.838.564.31
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				196.451.98		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				622.684.38		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRAS A PRECIOS SOCIALES						2.092.903.40

CUADRO 1.16

CANAL ALICAHUE - CHINCOLCO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	EXCAVACIONES						
1.1	Excavación en tierra						
	En mesa	m^3	51.514	0.88	45.332.32	0.80	41.211.20
	en cuneta	m^3	34.400	2.29	78.776.00	2.13	73.272.00
1.2	Excavación en roca						
	En mesa	m^3	2.711	7.55	20.468.05	6.98	18.922 78
	En cuneta	m^3	8.600	8.98	77.228.00	8.29	71.294.00
2.	REVESTIMIENTO	m^3	576	84.60	48.729.60	78.84	45.411.84
3.	OBRAS DE ARTE						
3.1	Cruce de caminos						
	Tipo C1010 L = 8	N°	1	2.076.11	2.076.11	1.938.33	1.938.33
3.2	Compuerta de descarga						
	Tipo 1	N°	4	2.265.66	9.062.64	2.116.89	8.467.56
3.3	Descarga a quebrada	Gl	1	1.100.00	1.100.00	1.028.00	1.028.00
4.	TUNEL CHILCOLCO						
4.1	Portales						
	Excavación en tierra	m^3	980	0.88	862.40	0.80	784.00
	Excavación en roca	m^3	500	7.55	3.775.00	6.98	3.490.00
	Hormigón	m^3	200	101.65	20.330.00	94.52	18.904.00
	Fierro en barras	kg	10.000	1.22	12.200.00	1.14	11.400.00
4.2	Túnel						
	Excavación en roca	m^3	7.199	65.08	468.510.92	60.03	432.155 97
	Marcos metálicos	kg	34.650	1.87	64.795.50	1.75	60.637.50
	Cáncamos	N°	824	26.00	21.424.00	24.07	19.833.68
	Shotcrete	m^2	6.900	11.19	77.211.00	10.29	71.001.00
	Hormigón revestimiento	m^3	478	107.93	51.590.54	100.40	47.991.20
	Fierro en barras	kg	11.920	1.22	14.542.40	1.14	13.588.80
	Inyecciones	N°	92	133.39	12.271.88	123.51	11.362.92
	Costo				1.030.286.36		952.694.78
	Ingeniería				103.028.64		95.269.48
	Sub-Total				1.133.315.00		1.047.964.26
	Imprevistos				226.663.00		209.592.85
	COSTO TOTAL				1.359.978.00		1.257.577.11
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				68.267.78		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				218.860.39		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						420.020.21

CUADRO 1.17

1.20 SIFON ESTERO POCURO (Canal Chacabuco)

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	Excavación en roca	m^3	2.700	8.90	24.246.00	8.29	22.383.00
2.	Hormigón D (Incl. mold.)	m^3	210	113.10	23.751.00	105.70	22.197.00
3.	Fierro en barras	kg	21.000	1.22	25.620.00	1.14	23.940.00
4.	Tubería acero	kg	150.000	2.02	303.000.00	1.88	282.000.00
5	Anclaje	Gl	1	15.000.00	15.000.00	14.025.00	14.025.00
6	Puente sobre estero	Gl	1	40.000.00	40.000.00	37.400.00	37.400.00
7	Cámaras entrada y salida	Gl	1	3.000.00	3.000.00	2.805.00	2.805.00
	Costo				434.617.00		404.750.00
	Ingeniería				43.462.00		40.475.00
	Sub- Total				478.079.00		445.225.00
	Imprevistos				95.616.00		89.045.00
	COSTO TOTAL				573.695.00		534.270.00
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FIANCIEROS				22.274.00		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINACIEROS				67.811.00		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						255.800.00

CUADRO 1.18

1.2 1 BOCATOMA UNIFICADA CHAGRES

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	Excavación	m^3	2.025	2.10	4.252.50	1.91	3.867.75
2.	Enrocado	m^3	468	6.41	2.999.88	5.88	2.751.84
3.	Filtros	m^3	278	8.82	2.451.96	8.04	2.235.12
4.	Hormigón D (Incl. mold.)	m^3	1.085	101.65	110.290.25	94.52	102.554.20
5.	Fierro	kg	19.900	1.22	24.278.00	1.14	22.686.00
6.	Rieles	kg	19.600	1.50	29.400.00	1.41	27.636.00
7.	Pasarelas	kg	4.120	1.87	7.704.40	1.75	7.210.00
8.	Plataforma madera	m^2	103	8.00	824.00	7.50	772.50
9.	Compuertas	m^2	26	549.97	14.299.22	514.13	13.367.38
10.	Adoquinado	m^3	14	185.00	2.590.00	173.00	2.422.00
11.	Obras distribución	Gl	1		10.000.00		9.345.00
	Costo				209.090.21		194.847.79
	Ingeniería				20.909.02		19.484.78
	Sub-Total				229.999.23		214.332.57
	Imprevistos				45.999.85		42.866.51
	TOTAL				275.999.08		257.199.08
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				7.928.95		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				23.044.79		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						69.417.48

CUADRO 2.1

MEJORAMIENTO RED DE RIEGO PUTAENDO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1	Excavación cuneta	m^3	25.000,00	2,29	57.250,00	2,13	53.250,00
2	Revestimiento hormigón	m^3	3.616,00	84,60	305.913,60	78,84	285.085 44
3	Marcos Partidores						
	Q = 1 - 150 lt/s	N°	71	550,07	39.054,97	514,19	36. 507 49
	Q = 151 - 300 lt/s	N°	18	795,58	14.320,44	743,62	13. 385. 16
	Q = 301 - 450 lt/s	N°	9	1.024,60	9.221,40	957,65	8.616,85
	Q 451 - 600 lt/s	N°	3	1.206,89	3.620,67	1.127,98	3. 383. 94
4	Cajas derivación	N°	1.519	43,17	65.575,23	40,40	61. 367 60
	Costo				494.956,31		461 598,48
	Ingeniería				49.495,63		46.159,85
	Sub Total				544.451,94		507. 758. 33
	Imprevistos				108.890,39		101 551 67
	COSTO TOTAL				653.342,33		609 310 00
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				18.893,03		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				53.205,43		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						216.642,41

CUADRO 2.2

MEJORAMIENTO CANAL MAUCO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
A.	CANAL MATRIZ Km 0.00 - 63.00						
1.	Remoción embanques	m^3	74.088	1.87	138.544.56	1.75	129.654.00
2.	Reparación mesa	m^3	20.000	1.03	20.600.00	0.98	19.600.00
3.	Revestimiento e = 0.07	m^3	630	84.60	53.298.00	78.84	49.669.20
4.	Reparación obras de arte	Gl	1	31.000.00	31.000.00	28.830.00	28.830.00
B.	RAMAL HASTA ESTERO LOS MAYAS						
5.	Remoción embanques	m^3	12.600	1.87	23.562.00	1.75	22.050.00
6.	Reparación mesa	m^3	5.000	1.03	5.150.00	0.98	4.900.00
7.	Revestimiento e = 0.07	m^3	224	84.60	18.950.40	78.84	17.660.16
8.	Reparación de obras de Arte	Gl	1	7.150.00	7.150.00	7.649.50	6.649.50
	Costo				298.254.96		279.012.86
	Ingeniería				29.825.50		27.901.29
	Sub-Total				328.080.46		306.914.15
	Imprevistos				98.424.14		92.074.24
	COSTO TOTAL				426.504.60		398.988.39
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				9.526.06		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				22.782.58		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						150.518.82

CUADRO 2.3

MEJORAMIENTO CANAL WADDINGTON

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	CANAL MATRIZ Km 0.00 - 81.50						
1.1	Remoción embanques	m^3	102.800	1.87	192.236.00	1.75	179.900.00
1.2	Reparación mesa	m^3	25.000	1.03	25.750.00	0.98	24.500.00
1.3	Revestimiento e = 0.07	m^3	840	84.60	71.064.00	78.84	66.225.60
1.4	Reparación obras de arte	GI	1	43.400.00	43.400.00	40.362.00	40.362.00
	Costo				332.450.00		310.987.60
	Ingeniería				33.245.00		31.098.76
	Sub-Total				365.695.00		342.086.36
	Imprevistos				109.708.50		102.625.91
	COSTO TOTAL				475.403.50		444.712.27
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				10.510.76		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				25.146.68		
	COMPONENTES DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						166.849.23

CUADRO 2.4

REPARACION Y REVESTIMIENTO CANAL WADDINGTON

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	Remoción embanques	m3	96.250	1.87	179.987.50	1.76	169.400.00
2.	Reparación mesa	gl	1	25.000	25.000.00	23.530	23.530.00
3	Revestimiento	m3	28.432	84.60	2.405.347.20	78.84	2.241.578.88
4	Reparación obras de arte	gl	1	43.000	43.000.00	40.187	40.187.00
5.	Rápido y colchón Km 62						
5 1	Excavación	m3	370	1.66	614.20	1.52	562.40
5.2	Hormigón c/moldaje	m3	280	113.10	31.668.00	105.70	29.596.00
5.3	Fierro	kg	7.850	1.22	9.577.00	1.14	8.949.00
6.	Modificación marcos	gl	1	80.000	80.000.00	747.64	74.764.00
	Costo				2.775.193.90		2.588.567.28
	Ingeniería				277.519.39		258.856.73
	Sub-Total				3.052.713.29		2.847.424.01
	Imprevistos				610.542.66		569.484.80
	COSTO TOTAL				3.663.255.95		3.416.908.81
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				137.696.85		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				332.983.90		
	COMPONENTE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						858.994.58

CUADRC 3.1

POZOS EN PUTAENDO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	POZO TIPO 1	N°	2	123.594.00	247.188.00	113.437.00	226.874.00
2.	POZO TIPO 2	N°	2	121.250.80	242.501.60	111.612.00	223.224.00
3.	POZO TIPO 3	N°	2	143.890.80	287.781.60	131.822.00	263.644.00
4.	POZO TIPO 4	N°	2	135.331.60	270.663.20	124.542.00	249.084.00
5.	POZO TIPO 5	N°	7	144.907.60	1.014.353.20	133.365.00	933.555,00
6.	POZO TIPO 6	N°	4	154.605.60	618.422.40	142.431.00	569.724.00
	Costo				2.680.910.00		2.466.105.00
	Ingeniería				268.091.00		246.610.50
	Sub-Total				2.949.001.00		2.712.715.50
	Imprevistos				589.800.20		542.543.10
	COSTO TOTAL				3.538.801.20		3.255.258.60
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				107.743.96		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				968.280.13		
	COMPONTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						715.867.62

CUADRO 3.2

CAMPO SONDAJES CURIMON. Q = 3 m3/s

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1	Campo Sondajes						
1.1	Pozos tipo	N°	30	107.275.00	3.218.250.00	98.659.50	2.959.785.00
2.	Red tuberías						
2.1	Excavación zanja	m3	37.836	1.66	62.807.76	1.52	57.510.72
2.2	Relleno compactado	m3	25.967	1.93	50.116.31	1.78	46.221.26
2.3	Hormigón A	m3	373	41.94	15.643.62	38.95	14.528.35
2.4	Hormigón C	m3	176	113.10	19.905.60	105.70	18.603.20
2.5	Fierro en barras	kg	36.490	1.22	44.517.80	1.14	41.598.60
2.6	Tubería cemento comprimido						
	D = 0.25	ml	8.620	4.77	41.117.40	4.29	36.979.80
	D = 0.30	ml	3.920	6.19	24.264.80	5.77	22.618.40
	D = 0.40	ml	2.590	9.87	25.563.30	9.20	23.828.00
	D = 0.50	ml	1.500	12.96	19.440.00	12.08	18.120.00
	D = 0.60	ml	1.880	19.56	36.772.80	18.23	34.272.40
	D = 0.70	ml	1.900	25.92	49.248.00	24.16	45.904.00
	D = 0.80	ml	800	39.64	31.712.00	36.93	29.544.00
2.7	Cámaras	N°	39	163.05	6.358.95	152.20	5.935.80
3	Sifón Curimón						
3.1	Excavación zanja	m3	4.943	1.66	8.205.38	1.52	7 513.36
3.2	Excavación con agotamiento	m3	4.900	3.32	16.268.00	3.04	14.896.00
3.3	Relleno compactado	m3	8.825	1.93	17.032.25	1.78	15.708.50
3.4	Hormigón A	m3	168	41.94	7.045.92	38.95	6.543.60
3.5	Hormigón D	m3	422	57.23	24.151.06	53.28	24.484.16
3.6	Fierro	kg	41.900	1.22	51.118.00	1.14	47.766.00
3.7	Moldaje	m2	5.148	1.40	7.207.20	1.32	6.795.36
4.	Canal Evacuador						
4.1	Km 0 - 0.15						
	Excavación zanja	m3	1.580	1.66	2.622.80	1.52	2.401.60
	Relleno compactado	m3	1.070	1.93	2.065.10	1.78	1 904.60
	Tubería H.A. 1.40	ml	150	180.17	27.025.50	168.49	25.273.50
4.2	Km 0.15 - 4.30						
	Excavación cuneta	m3	16.900	1.65	27.885.00	1.53	25.857.00
	Hormigón revest.	m3	2.290	84.60	193.734.00	78.84	180.543.60
	Fierro barras	kg	56.500	1.22	68.930.00	1.14	64.410.00
	Mampostería	m2	5.500	7.38	40.590.00	6.92	38 060.00
	Rellenos compactados	m3	6.470	1.93	12.487.10	1.78	11 516.60
5.	Obras de Arte						
5.1	Caídas km 1.7 y 2.6						
	Excavación	m3	320	2.29	732.80	2.13	681.60
	Relleno	m3	38	1.93	73.34	1.78	67.64
	Fierro	kg	4.440	1.22	5.416.80	1.14	5.061.60
	Hormigón A	m3	8	41.94	335.52	38.95	311.60
5.2	Cruce FF.CC.						
	Excavación	m3	28	2.29	64.12	2.13	59.64
	Relleno	m3	5	1.93	9.65	1.78	8.90
	Hormigón C	m3	6.6	113.10	746.46	105.70	697.62
	Fierro	kg	200	1.22	244.00	1.14	228.00
	Tubería HA D = 1.5	ml	30	233.10	6.993.00	38.95	6.539.70

Continúa

CUADRO 3.2 (Cont.)

CAMPO SONDAJES CURIMON (Continuación)

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
5.3	Caída y entrega R. Aconcagua						
	Excavación	m3	110	2.29	251.90	2.13	234.30
	Relleno	m3	48	1.93	92.64	1.78	85 44
	Enrocado	m3	34	8.53	290.02	7.84	266.56
	Hormigón C	m3	41	113.10	4.637.10	105.70	4.333.70
	Fierro	kg	2.850	1.22	3.477.00	1.14	3.249.00
	Costo				4.175.450.00		3.850.948.71
	10% Ingeniería				417.545.00		385.094.87
	Sub-Total				4.592.995.00		4.236.043.58
	Imprevistos				918.599.00		847 208.72
	COSTO TOTAL				5.511.594.00		5.083.252.30
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				176.988.12		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				1.276.247.59		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						1.257.624 02

CUADRO 3.3

CAMPO SONDAJES CURIMON Q = 4 m^3/s

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	CAMPO SONDAJES						
1.1	Pozo Tipo	N°	40	107.275.00	4.291.000.00	98.659.50	3.946.380.00
2.	RED TUBERIAS						
2.1	Excavación zanja	m^3	63.301	1.66	105.079.66	1.52	96.217.52
2.2	Relleno compactado	m^3	33.777	1.93	65.189.61	1.78	60.123.06
2.3	Hormigón A	m^3	1.832	41.94	76.834.08	38.95	71.356.40
2.4	Hormigón C (incl. mold.)	m^3	328	113.10	37.096.80	105.70	34.669.60
2.5	Fierro	kg	61.224	1.22	74.693.28	1.14	69.795.36
2.6	Tubería cemento comp.						
	D = 0.30	ml	2.520	6.19	15.598.80	5.77	14.540.40
	0.40	ml	5.940	9.87	58.627.80	9.20	54.648.00
	0.50	ml	2.900	12.96	37.584.00	12.08	35.032.00
	0.60	ml	1.360	19.56	26.601.60	18.23	24.792.80
	0.70	ml	1.420	25.92	36.806.40	24.16	34.307.20
	0.80	ml	1.060	39.64	42.018.40	36.93	39.145.80
	0.90	ml	200	45.09	9.018.00	42.00	8.400.00
	1.00	ml	570	57.94	33.025.80	53.96	30.757.20
	1.10	ml	690	91.25	62.962.50	85.13	58.739.70
	1.30	ml	490	119.88	58.702.00	111.84	54.801.60
	1.60	ml	730	233.10	170.163.00	217.99	159.132.70
2.7	Cámaras	N°	50	163.05	8.152.50	152.20	7.610.00
3.	CANAL EVACUADOR	Gl	1	398.950.00	398.950.00	371.850.00	371.850.00
	Costo				5.608.104.23		5.172.299.34
	Ingeniería				560.810.42		517.229.93
	Sub-Total				6.168.914.65		5.689.529.27
	Imprevistos				1.233.782.93		1.137.905.86
	COSTO TOTAL				7.402.697.58		6.827.435.13
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				236.886.32		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				1.700.399.60		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						1.691.155.60

CUADRO 3.4

CAMPO DE SONDAJES CURIMON Q = 5 m^3/s

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	CAMPO SONDAJES						
1.1	Pozos Tipo	N°	50	107.275.00	5.363.750.00	98.659.50	4.932.975.00
2.	RED TUBERIAS						
2.1	Excavación zanja	m^3	76.772	1.66	127.441.52	1.52	116.693.44
2.2	Relleno compactado	m^3	44.783	1.93	148.169.96	1.78	136.654.16
2.3	Hormigón A	m^3	1.802	41.94	75.575.88	38.95	70.187.90
2.4	Hormigón C (incl. mold)	m^3	429	113.10	48.519.90	105.70	45.345.30
2.5	Fierro en barras	kg	79.089	1.22	96.488.58	1.14	90.161.46
2.6	Tubería cemento comp.						
	D = 0.30	ml	1.090	6.19	6.747.10	5.77	6.289.30
	0.40	ml	10.190	9.87	100.575.30	9.20	93.748.00
	0.50	ml	4.600	12.96	59.616.00	12.08	55.568.00
	0.60	ml	890	19.56	17.408.40	18.23	16.224.70
	0.70	ml	2.610	25.92	67.651.20	24.16	63.057.60
	0.80	ml	770	36.94	28.443.80	36.93	28.436.10
	0.90	ml	750	45.09	33.817.50	42.00	31.500.00
	1.00	ml	980	57.94	56.781.20	53.96	52.880.80
	1.20	ml	1.670	102.63	171.392.10	95.76	159.919.20
	1.30	ml	2.450	119.88	293.706.00	111.84	274.008.00
	1.60	ml	350	233.10	81.585.00	217.99	76.296.50
2.7	Cámaras	N°	80	163.05	13.044.00	152.20	12.176.00
3.	SIFON CURIMON	Gl	1	565.901.61	565.901.61	524.191.42	524.191.42
4.	CANAL EVACUACION	Gl	1	534.419.84	534.419.84	498.423.59	498.423.59
	Costo				7.891.034.89		7.284.736.47
	Ingeniería				789.103.49		728.473.65
	Sub-Total				8.680.138.38		8.013.210.12
	Imprevistos				1.736.027.68		1.602.642.02
	COSTO TOTAL				10.416.166.06		9.615.852.14
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				333.317.31		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				2.392.593.34		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						2.381.846.58

CUADRO 3.5

CAMPO DE SONDAJES CURIMON Q = 9 m^3/s

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	CAMPO SONDAJES						
1.1	Pozos Tipo	N°	90.00	107.275.00	9.654.750.00	98.659.50	8.879.355.00
2.	RED TUBERIAS						
2.1	Excavación zanja	m^3	140.073.00	1.66	232.521.18	1.52	212.910.9
2.2	Relleno compactado	m^3	78.560.00	1.93	151.620.80	1.78	138.836.8
2.3	Hormigón A	m^3	3.634.00	41.94	152.409.96	38.95	141.544.3
2.3	Hormigón C (incl. mold)	m^3	757.00	113.10	85.616.70	105.70	80.014.9
2.5	Fierro en barras	kg	140.313.00	1.22	171.181.86	1.14	159.956.82
2.6	Tubería cemento combr.						
	D = 0.30	m	3.610.00	6.19	22.345.90	5.77	20.829
	0.40	m	16.130.00	9.87	159.203.10	9.20	148.396.(
	0.50	m	7.500.00	12.96	97.200.00	12.08	90.600.0
	0.60	m	2.250.00	19.56	44.010.00	18.23	41.017.5
	0.70	m	4.030.00	25.92	104.457.60	24.16	97.364.8
	0.80	m	1.830.00	39.64	72.541.20	36.93	67.581.9
	0.90	m	950.00	45.09	42.835.50	42.00	39.900.(
	1.00	m	1.550.00	57.94	89.807.00	53.96	83.638.(
	1.10	m	690.00	91.25	62.962.50	85.13	58.739.(
	1.20	m	1.670.00	102.63	171.392.10	95.76	159.919.2
	1.30	m	2.940.00	119.88	352.447.20	111.84	328.809.(
	1.60	m	1.080.00	233.10	251.748.00	217.99	235.429.2
2.7	Tubería asbesto cemento						
	D = 0.30	m	640.00	26.24	16.793.60	25.20	16.128.(
2.8	Cámaras	N°	115.00	163.05	18.750.75	152.20	17.503.(
2.9	SIFON CURIMON						
	Excavación - agot	m^3	51.763.00	3.32	171.853.16	3.04	157.359.5
	Relleno compactado	m^3	47.310.00	1.93	91.308.30	1.78	84.211.8
	Hormigón A	m^3	770.99	41.94	32.293.80	38.95	29.991.(
	Hormigón C (incl. mold)	m^3	34.00	113.10	3.845.40	105.70	3.593.(
	Hormigón D	m^3	1.365.00	57.23	78.118.95	53.28	72.727.2
	Moldaje	m^2	15.680.00	1.40	21.952.00	1.32	20.697.6
	Fierro	kg	136.500.00	1.22	166.530.00	1.14	155.610.0
3.	CANAL EVACUADOR						
3.1	Km 0.00 - 0.15						
	Excavación zanja	m^3	1.760.00	1.66	2.921.60	1.52	2.675.20
	Relleno compactado	m^3	1.190.00	1.93	2.296.70	1.78	2.118.20
	Tubo H.A. D = 1.60	ml	150.00	233.10	34.965.00	217.99	32.698.50
3.2	Km 0.15 - Km 4.30						
	Excavación cuneta	m^3	22.575.00	1.65	37.248.75	1.53	34.539.7
	Hormigón revest.	m^3	3.056.00	84.60	258.537.60	78.84	240.935.04
	Fierro en barras	kg	75.298.00	1.22	91.863.56	1.14	85.839.72
	Mampostería	m^2	7.375.00	7.38	54.427.50	6.92	51.035.(
	Rellenos compactdos	m^3	8.627.00	1.93	16.650.11	1.78	15.356.(
4.	OBRAS DE ARTE						
4.1	Caída Aforador Km. 1.700						
	Excavación	m^3	160.00	2.29	366.40	2.13	340.80
	Relleno	m^3	19.00	1.93	36.67	1.78	33.82
	Hormigón (incl. mold)	m^3	33.10	113.10	3.743.61	105.70	3.498.(
	Fierro	kg	1.740.00	1.22	2.122.80	1.14	1.983.(
	Hormigón A	m^3	2.70	41.94	113.24	38.95	105.17
4.2	Caída Aforador Km. 2.600						
	Excavación	m^3	195	2.29	446.55	2.13	415.35
	Relleno	m^3	28	1.93	54.04	1.78	49.84
	Hormigón (incl. mold.)	m^3	46.60	113.10	5.270.46	105.70	4.925.(
	Fierro	kg	2.218.00	1.22	2.705.96	1.14	2.528.52

Continúa

CUADRO 3.5 (Cont.)

CAMPO DE SONDAJES CURIMON Q = 9 m^3/s

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	Hormigón A	m^3	4.00	41.94	167.76	38.95	155.80
4.3	Cruce FFCC						
	Excavaciones	m^3	28.00	2.29	64.12	2.13	59.64
	Relleno	m^3	5.00	1.93	9.65	1.78	8.90
	Hormigón (incl. mold)	m^3	6.60	113.10	746.46	105.70	697.62
	Fierro	kg	200.00	1.22	244.00	1.14	228.00
	Tubería H.A. D = 1.60	m	30.00	233.10	6.993.00	217.99	6.539.70
4.4	Caída y entrega río Aconcagua						
	Excavación	m^3	161.00	2.29	368.69	2.13	342.93
	Relleno compactado	m^3	69.00	1.93	133.17	1.78	122.82
	Enrocado	m^3	48.00	8.53	409.44	7.84	376.32
	Hormigón (Incl. mold)	m^3	58.00	113.10	6.559.80	105.70	6.130.60
	Fierro	kg	4.060.00	1.22	4.953.20	1.14	4.628.40
	Costo				13,054.916.40		12.042.036.39
	Ingeniería				1.305.491.64		1.204.203.64
	Sub-Total				14.360.408.04		13.246.240.03
	Imprevistos				2.872.081.61		2.649.248.01
	COSTO TOTAL				17.232.489.65		15.895.488.04
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				551.649.41		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				3.958.035.90		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						3.937.378.38

CUADRO 3.6

CAMPO SONDAJES LLAY-LLAY

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.-	POZOS						
1.1	Pozos tipos	N°	7	56.320.00	394.240.00	51.742.00	362.194.00
2.	RED COLECTORA						
2.1	Excavación zanja	m^3	8.680	1.66	14.408.80	1.52	13.193.60
2.2	Rellenos compactados	m^3	6.580	1.93	12.699.40	1.78	11.712.40
2.3	Tubería Rocalit AU-10						
	ø 250 mm	ml	5.500	26.83	147.565.00	25.09	137.995.00
	ø 350 mm	ml	700	39.41	27.587.00	36.85	25.795.00
3.	ACUEDUCTO						
3.1	Excavación zanja tierra	m^3	14.090	1.66	23.389.40	1.52	21.416.80
3.2	Excavación zanja roca	m^3	1.570	8.98	14.098.60	8.29	13.015.30
3.3	Rellenos compactados	m^3	14.420	1.93	27.830.60	1.78	25.667.60
3.4	Tubería Rocalit AU-10						
	ø 250 mm	ml	700	26.83	18.781.00	25.09	17.563.00
	ø 350 mm	ml	720	39.41	28.375.20	36.85	26.532.00
	ø 450 mm	ml	1.190	61.02	72.613.80	57.06	67.901.40
	ø 600 mm	ml	2.590	94.53	244.832.70	88.40	228.956.00
3.5	Tubería Rocalit AW 20						
	ø 500	ml	1.380	97.09	133.984.20	90.79	125.290.20
	ø 600	ml	1.000	134.00	134.000.00	125.30	125.300.00
3.6	Cámaras	N°	7	130.15	911.05	121.51	850.57
	Costo				1.295.316.75		1.203.382.87
	Ingeniería				129.531.68		120.338.29
	Sub Total				1.424.848.43		1.323.721.16
	Imprevistos				284.969.69		264.744.23
	TOTAL				1.709.818.12		1.588.465.39
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				249.476.84		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				249.128.18		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRAS A PRECIOS SOCIALES						267.760.33

CUADRO 4.1

LAGUNA DEL INCA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	INVESTIGACION PRELIMINAR	G	1	100.000.00	100.000.00	93.300.00	93.300.00
2.	ESTACION BOMBEO						
2.1	PIQUE						
	Agotamiento	Gl	1	100.000.00	100.000.00	92.600.00	92.600.00
	Excavación	m^3	13.000	2.29	29.770.00	2.13	27.690.00
	Excavación bajo nivel agua	m^3	7.000	3.44	24.080.00	3.20	22.400.00
	Shotcret pique	m^2	600	11.19	6.714.00	10.29	6.174.00
	Revestimiento hormigón pique	m^3	578	107.93	62.383.54	100.40	58.031.20
	Moldaje curvo	m^2	471	12.28	5.783.88	11.52	5.425.92
	Fierro en barras	kg	2.600	1.22	3.172.00	1.14	2.964.00
2.2	TUNEL						
	Excavación túnel	m^3	241	65.08	15.684.28	60.03	14.467.23
	Shotcret túnel	m^2	286	11.19	3.200.34	10.29	2.942.94
	Marcos	kg	3.220	1.87	6.021.40	1.75	5.635.00
	Hormigón revestimiento túnel	m^3	99	107.93	10.685.07	100.40	9.939.60
	Moldaje curvo	m^2	286	12.28	3.512.08	11.52	3.294.72
	Estructura portal	Gl	1	9.000.00	9.000.00	8.411.00	8.411.00
2.3	CAMARA VALVULAS						
	Hormigón cámara válvulas	m^3	198	53.41	10.575.18	49.69	9.838.62
	Moldaje recto	m^2	316	9.95	3.144.20	9.34	2.951.44
	Fierro en barras	kg	10.000	1.22	12.200.00	1.14	11.400.00
	Escalas , pisos metálicos	Gl	1	2.000.00	2.000.00	1.872.00	1.872.00
	Muro ornamental	Gl	1	1.100.00	1.100.00	1.030.00	1.030.00
	Silenciadores motores	Gl	1	2.000.00	2.000.00	1.870.00	1.870.00
2.4	BOMBAS E INSTALACIONES						
	Compuertas deslizantes	Gl	1	5.000.00	5.000.00	4.674.00	4.674.00
	Bombas	Gl	1	444.800.00	444.800.00	396.800.00	396.800.00
	Tuberías acero	kg	2.410	2.02	4.868.20	1.88	4.530.80
	Placas montaje, soportes	Gl	1	5.000.00	5.000.00	4.460.00	4.460.00
	Medidor de nivel	Gl	1	2.000.00	2.000.00	1.870.00	1.870.00
2.5	INSTALACION ELECTRICA						
	Línea Alta tensión	km	4.8	13.850.00	66.480.00	12.970.00	62.256.00
	Sub estación y control	Gl	1	190.000.00	190.000.00	177.346.00	177.346.00
	Calefactores bombas	Gl	1	2.000.00	2.000.00	1.867.00	1.867.00
	Iluminación	Gl	1	2.000.00	2.000.00	1.867.00	1.867.00
3.	TUBERIAS						
3.1	Excavación tierra	m^3	480	2.29	1.099.20	2.13	1.022.40
3.2	Excavación zanja	m^3	1.756	1.66	2.914.96	1.52	2.669.12
3.3	Rellenos compactados	m^3	1.603	1.93	3.093.79	1.78	2.853.34
3.4	Tuberías	kg	45.120	2.02	91.142.40	1.88	84.825.60
3.5	Conexiones	N°	8	200.00	1.600.00	186.14	1.489.12
4.	CANAL						
4.1	Caída						
	Excavación mesa	m^3	500	2.29	1.145.00	2.13	1.065.00
	Excavación cuneta	m^3	910	3.39	3.084.90	3.18	2.893.80
	Hormigón D (incl. mold)	m^3	410	101.65	41.676.50	94.52	38.753.20
	Fierro en barras	kg	16.400	1.22	20.008.00	1.14	18.696.00
	Juntas expansión	N°	48	10.00	480.00	9.14	438.72
4.2	ESTRUCTURAS VARIAS						
	Excavación	m^3	575	2.29	1.316.75	2.13	1.224.75
	Hormigón D (incl. mold)	m^3	329	101.65	33.442.85	94.52	31.097.08
	Cruce FFCC	Gl	1	30.000.00	30.000.00	28.050.00	28.050.00
	Cruce camino	Gl	1	10.000.00	10.000.00	9.350.00	9.350.00
4.3	CANAL						
	Excavación mesa	m^3	3.100	2.29	7.099.00	2.13	6.603.00

Continúa

CUADRO 4.1 (Cont.)

LAGUNA DEL INCA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	Cuneta	m^3	2.250	3.39	7.627.50	3.18	7.155.00
	Mampostería	m^2	2.120	7.38	15.645.60	6.92	14.670.40
	Obra de entrega	Gl	1	1.000.00	1.000.00	935.00	935.00
	Costo				1.405.550.62		1.291.700.00
	Ingeniería				140.555.06		129.170.00
	Sub Total				1.546.105.68		1.420.870.00
	Imprevistos				463.831.70		426.261.00
	COSTO TOTAL				2.009.937.39		1.847.131.00
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				65.847.00		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				549.336.00		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						472.968.52

CUADRO 5.1

EMBALSES DE REGULACION PUTAENDO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
A.	REGULADORES DE RIO						
1.	EMBALSE PIGUCHEN SUR (Cap. 67.500 m^3)	Gl	1	18.605.84	18.605.84	17.105.99	17.105.99
2.	EMBALSE LO VICUÑA (Cap. 68.500 m^3)	Gl	1	18.881.48	18.881.48	17.359.41	17.359.41
3.	EMBALSE ESTERO SECO (Cap. 150.000 m^3)						
3.1	Embalse	Gl	1	43.436.86	43.436.86	39.919.80	39.919.80
3.2	Canal Alimentador						
	Excavación mesa	m^3	299	0.88	263.12	0.80	239.20
	Excavación cuneta	m^3	5.382	2.29	12.324.78	2.13	11.463.66
	Cruce caminos C1010 L = 6	N°	4	1.778.59	7.114.36	1.660.75	6.643.00
	Cruce de canales						
	Canoa Q 100 l/s L = 6	N°	9	165.38	1.488.42	154.55	1.390.95
	Canoa Q = 250 l/s L = 6	N°	2	204.73	409.46	191.32	382.64
	Marco Tipo 1	N°	1	1.756.49	1.756.49	1.641.53	1.641.53
	Cruce Estero Seco						
	Alcantarilla C1010 L = 150	N°	1	23.200.03	23.200.03	21.646.51	21.646.51
3.3	Canal Saliente						
	Excavación mesa	m^3	349	0.88	307.12	0.80	279.20
	Excavación cuneta	m^3	6.188	2.29	14.170.52	2.13	13.180.44
	Cruce de caminos C1010	N°	3	1.778.59	5.335.77	1.660.75	4.982.25
	Cruce de canales						
	Canoas Q < 100 L = 6	N°	9	165.38	1.488.42	154.55	1.390.95
	Canoa Q = 250 L = 6	N°	2	204.73	409.46	191.32	382.64
	Cruce Estero Seco						
	Alcantarilla C1010 L = 100	N°	1	15.762.03	15.762.03	14.707.01	14.707.01
B.	EMBALSES REGULACION DE POZOS						
4.	Capacidad 3.500 m^3 (Pozos 7 - 8 - 11)	N°	3	4.270.27	12.810.66	3.945.46	11.836.38
5.	Capacidad 5.000 m^3 (Pozos 5 - 6)	N°	2	4.545.50	9.091.00	4.193.69	8.387.38
6.	Capacidad 6.000 m^3 (Pozos 1 - 2)	N°	2	5.176.52	10.353.04	4.775.87	9.551.74
7.	Capacidad 7.000 m^3 (Pozos 9 y 10)	N°	1	6.040.00	6.040.00	5.572.50	5.572.50
8.	Reparación Embalse Los Hornos	Gl	1	5.000.00	5.000.00	4.672.86	4.672.86

Continúa

CUADRO 5.1

Continuación

EMBALSES DE REGULACION PUTAENDO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
9.	Ampliación Embalse Piguchén Norte	Gl	1	5.120.00	5.120.00	4.680.00	4.680.00
	Costo				213.368.86		197.416.04
	Ingeniería				21.336.89		19.741.60
	Sub-Total				234.705.75		217.157.64
	Imprevistos				46.941.15		43.431.53
	COSTO TOTAL				281.646.90		260.589.17
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				9.537.73		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				43.126.30		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						80.427.33

CUADRO 5.2

EMBALSES NOCTURNOS ACONCAGUA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	SECTOR 1 y 2						
1.1	Capacidad 20.000 m^3	N°	33	16.702.68	551.188.44	15.366.47	507.093.51
2.	SECTOR 10						
2.1	Capacidad 20.000 m^3	N°	5	16.702.68	83.513.40	15.366.47	76.832.35
3.	SECTOR 11						
3.1	Capacidad 15.000 m^3	N°	4	13.103.90	52.415.60	12.055.58	48.222.32
4.	SECTOR 12						
4.1	Capacidad 8.000 m^3	N°	1	7.711.23	7.711.23	7.094.34	7.094.34
5.	SECTOR 13						
5.1	Capacidad 11.000 m^3	N°	5	10.087.47	50.437.35	9.280.47	46.402.35
6.	SECTOR 14						
6.1	Capacidad 11.000 m^3	N°	3	10.087.47	30.262.41	9.280.47	27.841.41
7.	SECTOR 15						
7.1	Capacidad 11.000 m^3	N°	9	10.087.47	90.787.23	9.280.47	83.524.23
8.	SECTOR 16						
	Capacidad 15.000 m^3	N°	11	13.103.90	144.142.90	12.055.58	132.611.38
9.	SECTOR 17						
9.1	Capacidad 14.000 m^3	N°	6	12.363.07	74.178.42	11.374.03	68.244.18
	Costo				1.097.000.05		997.866.07
	Ingeniería				109.700.01		99.786.61
	Sub-Total				1.206.700.06		1.097.652.68
	Imprevistos				241.340.01		219.530.54
	COSTO TOTAL				1.448.040.07		1.317.183.21
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				52.062.78		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				208.250.38		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						455.547.58

CUADRO 5.3 (Cont.)

EMBALSE NOCTURNO LIGUA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	SECTOR 19						
	Capacidad 13.000 m^3	N°	1	11.613.92	11.613.92	10.684.80	10.684.80
2	SECTOR 20						
2.1	Capacidad 7.000 m^3	N°	1	6.889.82	6.889.82	6.338.63	6.338.63
2.2	Capacidad 8.000 m^3	N°	1	7.711.23	7.711.23	7.094.34	7.094.34
	Costo				26.214.97		24.117.77
	Ingeniería				2.612.50		2.411.78
	Sub-Total				28.836.47		26.529.55
	Imprevistos				5.767.29		5.305.91
	COSTO TOTAL				34.603.76		31.835.46
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				1.258.32		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				5.033.28		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SCCIALES						11.010.28

CUADRO 5.4

EMBALSES NOCTURNOS Y OBRAS DE DISTRIBUCION - PETORCA SECTOR 30

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	EMBALSES NOCTURNOS						
1.1	Capacidad 5.000 m^3	N°	2	5.187.39	10.374.78	4.772.40	9.554.80
1.2	Capacidad 7.000 m^3	N°	7	6.889.82	48.228.74	6.338.63	44.370.41
1.3	Capacidad 12.000 m^3	N°	2	10.855.68	21.711.36	9.987.22	19.974.44
2.	MARCOS						
2.1	Tipo 0 - 150	N°	18	550.07	9.901.26	514.19	9.255.42
2.2	Tipo 150 - 300	N°	5	795.58	3.977.90	743.62	3.718.10
2.3	Tipo 300 - 450	N°	3	1.024.60	3.073.80	957.65	2.872.95
2.4	Tipo 450 - 600	N°	2	1.206.89	2.413.78	1.127.98	2.255.96
2.5	Tipo 600 - 750	N°	1	1.450.89	1.450.89	1.355.42	1.355.42
	Costo				101.132.51		93.347.50
	Ingeniería				10.113.25		9.334.75
	Sub-Total				111.245.76		102.682.25
	Imprevistos				22.249.15		20.536.45
	COSTO TOTAL				133.494.91		123.218.70
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				4.540.75		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				16.633.66		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						42.346.61

CUADRO 5.5

EMBALSES DE NOCHE Y OBRAS DE DISTRIBUCION CANELA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	EMBALSE DE NOCHE						
1.1	Capacidad 15.000 m^3	N°	1	7.181.00	7.181.00	6.606.00	6.606.00
1.2	Capacidad 20.000 m^3	N°	1	8.490.00	8.490.00	7.811.00	7.811.00
1.3	Capacidad 30.000 m^3	N°	1	11.109.00	11.109.00	10.220.00	10.220.00
1.4	Capacidad 40.000 m^3	N°	2	13.728.00	27.456.00	12.630.00	25.260.00
2.	OBRAS DE DISTRIBUCION						
2.1	Marco Tipo 3	N°	3	3.300.00	9.900.00	3.084.00	9.252.00
2.2	Marco Tipo 2	N°	2	2.200.00	4.400.00	2.056.00	4.112.00
2.3	Marco Tipo 0.5	N°	4	1.206.89	4.827.56	1.127.98	4.511.92
	Costos				73.363.53		76.772.92
	Ingeniería				7.336.35		6.777.29
	Sub-Total				80.699.88		74.550.21
	Imprevistos				16.139.98		14.910.04
	COSTO TOTAL				96.839.87		89.460.25
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				3.229.73		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				11.575.82		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						30.630.88

CUADRO 5.6

EMBALSES DE NOCHE Y OBRAS DE DISTRIBUCION CATAPILCO-QUEBRADILLA-PAPUDO

Item	Descripcion	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	EMBALSES DE NOCHE						
1.1	Capacidad 26.000 m^3	N°	1	10.061.00	10.061.00	9.256.00	9.256.00
1.2	Capacidad 32.500 m^3	N°	2	11.764.00	23.528.00	10.823.00	21.646.00
1.3	Capacidad 45.500 m^3	N°	1	15.168.00	15.168.00	13.955.00	13.955.00
1.4	Capacidad 52.000 m^3	N°	1	16.871.00	16.871.00	15.521.00	15.521.00
1.5	Capacidad 207.000 m^3	N°	1	57.465.00	57.465.00	52.868.00	52.868.00
2.	OBRAS DE DISTRIBUCION						
2.1	Marco Tipo 2	N°	4	2.200.00	8.800.00	2.056.00	8.224.00
2.2	Marco Tipo 1	N°	6	1.756.49	10.538.94	1.641.53	9.849.18
2.3	Marco Tipo 0.5	N°	18	1.206.89	21.724.02	1.127.98	20.303.64
	Costos				164.155.96		151.622.82
	Ingeniería				16.415.60		15.162.28
	Sub-Total				180.571.56		166.785.10
	Imprevistos				36.114.31		33.357.02
	COSTO TOTAL				216.685.87		200.142.12
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				7.259.71		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				26.131.90		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						68.584.23

CUADRO 5.7

EMBALSES NOCTURNOS Y OBRAS DE DISTRIBUCION QUINTERO-PUCHUNCAVI

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	EMBALSES DE NOCHE						
1.1	Capacidad 15.000 m^3	N°	4	13.103.90	52.415.60	12.055.58	48.222.32
1.2	Capacidad 20.000 m^3	N°	5	16.702.68	83.513.40	15.336.47	76.682.35
1.3	Capacidad 25.000 m^3	N°	4	20.161.83	80.647.32	18.548.88	74.195.52
1.4	Capacidad 30.000 m^3	N°	2	23.513.61	47.027.22	21.632.52	43.265.04
2.	OBRAS DE DISTRIBUCION						
2.1	Marco Tipo 4	N°	4	4.400.00	17.600.00	4.112.00	16.448.00
2.2	Marco Tipo 3	N°	6	3.300.00	19.800.00	3.084.00	18.504.00
2.3	Marco Tipo 1	N°	2	1.756.49	3.512.98	1.641.53	3.283.06
2.4	Marco Tipo 0.5	N°	6	1.206.89	7.241.34	1.127.98	6.767.88
	Costo				311.757.86		287.368.17
	Ingeniería				31.175.79		28.736.82
	Sub-Total				342.933.65		316.104.99
	Imprevistos				68.586.73		63.221.00
	COSTO TOTAL				411.520.38		379.325.99
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				14.228.30		
	COMPONENTES DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				53.549.83		
	COMPONENTES DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						130.455.48

CUADRO 5.8

EMBALSES NOCTURNOS Y OBRAS DE DISTRIBUCCION PETORCA SECTORES 25 a 29

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	TRANQUES NOCTURNOS						
1.1	Sector 25						
	Capacidad 7.000 m^3	N°	6	6.889,82	41.338,92	6.338,63	38.031,78
1.2	Sector 27						
	Capacidad 7.000 m^3	N°	2	6.889,82	13.779,64	6.338,63	12.677,26
1.3	Sector 28						
	Capacidad 8.000 m^3	N°	4	7.711,23	30.844,92	7.094,34	28.277,36
1.4	Sector 29						
	Capacidad 6.000 m^3	N°	1	6.049,76	6.049,76	5.565,78	5.565,78
2.	MARCOS						
2.1	Tipo 0-150	N°	31	550,07	17.052,17	514,19	15.939,89
2.2	Tipo 150 - 300	N°	4	795,58	3.182,32	743,62	2.974,48
2.3	Tipo 300 - 450	N°	1	1.024,60	1.024,60	957,65	957,65
2.4	Tipo 450 - 600	N°	1	1.206,89	1.206,89	1.127,98	1.127,98
2.5	Tipo 600 - 750	N°	1	1.450,89	1.450,89	1.355,42	1.355,42
	Costo				115.931,11		107.007,60
	Ingeniería				11.593,11		10.700,76
	Sub-Total				127.524,22		117.708,36
	Imprevistos				25.504,84		23.541,67
	COSTO TOTAL				153.029,06		141.250,03
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				5.204,39		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				19.044,83		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						48.552,49

CUADRO 6.1

EMBALSE LOS ANGELES

CAPACIDAD = 120 Hm^3
Presupuestos estimados con P.U. CICA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
A.	OBRAS DE DESVIACION Y ENTREGA								
1.	OBRA DE TOMA								
1.1	Excavación exterior en suelos	m^3	100	2,32	232,00	2,10	210,00	1,91	191,00
1.2	Excavación exterior en roca	m^3	1.250	6,98	8.725,00	6,37	7.962,50	5,85	7.312,50
1.3	Rellenos compactados	m^3	230	1,97	453,10	1,93	443,90	1,78	409,40
1.4	Hormigón torre	m^3	25	100,11	2.502,75	91,25	2.281,25	84,76	2.119,00
1.5	Hormigón embudo	m^3	208	100,11	20.822,88	91,25	18.980,00	84,76	17.630,08
1.6	Fierro estructural	kg	8.780	1,08	9.482,40	1,00	8.780,00	0,94	8.253,20
1.7	Juntas P.V.C.	ml	15	5,50	82,50	5,00	75,00	4,57	68,55
1.8	Rejas torre de toma	Gl	-		9.040,00	-	8.805,00		8.241,00
1.9	Compuerta de cierre	Gl	-		21.200,00	-	19.240,00	-	17.508,00
	Sub-Total 1				72.540,63		66.777,65		61.732,73
2.	TUNEL								
2.1	Excavación subterránea en roca	m^3	8.960	53,06	475.417,60	49,43	442.892,80	45,57	408.307,20
2.2	Hormigón portales	m^3	305	100,11	30.533,55	91,25	27.831,25	84,76	25.851,80
2.3	Hormigón revestimiento	m^3	3.747	116,37	436.038,39	107,93	404.413,71	100,40	376.198,80
2.4	Fierro estructural	kg	13.510	1,08	14.590,80	1,00	13.510,00	0,94	12.699,40
2.5	Marcos	kg	8.400	1,97	16.548,00	1,93	16.212,00	1,78	14.952,00
2.6	Cáncamos	c/u	150	26,00	3.900,00	25,00	3.750,00	24,07	3.610,50
2.7	Perforaciones (Inyección de relleno)	c/u	135	30,00	4.050,00	27,23	3.676,05	25,21	3.403,35
2.8	Inyecciones lechada relleno de clave	m^3	135	200,00	27.000,00	181,54	24.507,90	168,09	22.692,15
	Sub-Total 2				1.008.078,34		936.793,71		867.715,20
3.	OBRAS DE REGULACION								
3.1	Hormigón tapón	m^3	181	77,83	14.087,23	70,43	12.747,83	65,22	11.804,82
3.2	Perforaciones (inyección de consolidación)	ml	224	50,00	11.087,00	45,38	10.165,12	40,02	8.964,48
3.3	Inyección lechada de cemento	sac	560	9,00	5.040,00	8,17	4.575,20	5,76	4.233,60
3.4	Hormigón pasarela de acceso y cámara valv.	m^3	86	100,11	8.609,46	91,25	7.847,50	84,76	7.289,36
3.5	Fierro estructural	kg	3.060	1,08	3.304,80	1,00	3.060,00	0,94	2.876,40
3.6	Blindaje	kg	6.010	1,97	11.839,70	1,93	11.599,30	1,78	10.697,80
3.7	Válvulas de guardia	c/u	2	18.350,00	36.700,00	16.656,50	33.313,00	15.157,50	30.315,00

Continúa

CUADRO 6.1 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 120 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
3.8	Válvulas de regulación	c/u	2	39.800,00	79.600,00	36.126,50	72.253,00	32.875,00	65.750,00
3.9	Cañerías y válvulas drenaje	Gl	-	-	2.400,00	-	2.178,00	-	2.026,00
3.10	Tuberías y juntas	Gl	-	-	14.600,00	-	13.252,00	-	12.324,00
3.11	Tecle y viga portatecle	Gl	-	-	1.430,00	-	1.298,00	-	1.181,00
3.12	Barandas y tubo de acero	Gl	-	-	2.496,00	-	2.266,00	-	2.121,00
3.13	Escaleras y escotillas	Gl	-	-	300,00	-	272,00	-	255,00
3.14	Sistema alumbrado y fuerza	Gl	-	-	750,00	-	681,00	-	637,00
	Sub-Total 3				192.357,19		175.507,95		160.475,46
4.	OBRAS DE DESCARGA								
4.1	Excavación exterior en suelos	m^3	80	2,32	185,60	2,10	168,00	1,91	152,80
4.2	Excavación exterior en roca	m^3	5.700	9,31	53.067,00	8,49	48.393,00	7,80	44.460,00
4.3	Rellenos compactados	m^3	510	1,97	1.004,70	1,93	984,30	1,78	907,80
4.4	Hormigón en masa	m^3	365	77,83	28.407,95	70,43	25.706,95	65,22	23.805,30
4.5	Hormigón muros	m^3	80	100,11	8.008,80	91,25	7.300,00	84,76	6.780,80
4.6	Hormigón radier	m^3	94	88,97	8.363,18	80,84	7.598,96	74,99	7.049,06
4.7	Fierro estructural	kg	5.550	1,08	5.994,00	1,00	5.550,00	0,94	5.217,00
4.8	Anclajes Ø 32	ml	65	20,00	1.300,00	18,15	1.179,75	17,06	1.108,90
4.9	Juntas PVC	ml	51	5,50	280,50	5,00	255,00	4,57	233,07
	Sub-Total 4				106.611,73		97.135,96		89.714,73
	TOTAL OBRAS DESVIACION Y ENTREGA						1.276.215,27		1.179.638,12
B.	OBRA DE EVACUACION DE CRECIDAS								
5.	CANAL DE ACCESO								
5.1	Excavación roca a botadero	m^3	7.235	9,31	67.357,85	8,49	61.425,15	7,80	56.433,00
5.2	Excavación roca rectilizable	m^3	28.935	6,98	201.966,30	6,37	184.315,95	5,85	169.269,75
5.3	Excavación roca en zanja (rectilizable)	m^3	86	7,20	619,20	6,74	579,64	6,22	534,92
5.4	Rellenos compactados	m^3	694	1,97	1.367,18	1,93	1.339,42	1,78	1.235,32
5.5	Hormigón radier	m^3	282	88,97	25.089,54	80,84	22.769,88	74,99	21.147,18
5.6	Hormigón muros	m^3	2.186	88,97	194.466,42	80,84	176.716,24	74,99	163.928,14

Continúa

CUADRO 6.1 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 120 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
5.7	Hormigón relleno zanjas	m^3	60	56,03	3.361,80	50,80	3.048,00	47,19	2.831,40
5.8	Cámaras alimentación tuberías	c/u	2	750,00	1.500,00	680,77	1.361,54	636,23	1.272,46
5.9	Fierro estructural	kg	8.460	1,08	9.136,80	1,00	8.460,00	0,94	7.952,40
5.10	Tuberías de acero	kg	11.545	2,17	25.052,65	2,02	23.320,90	1,88	21.704,60
5.11	Anclajes ∅ 32	ml	720	20,00	14.400,00	18,15	13.068,00	17,06	12.283,20
5.12	Juntas PVC	ml	102	5,50	561,00	5,00	510,00	4,57	466,14
	Sub-Total 5				544.900,74		496.941,72		459.058,51
6.	ESTRUCTURA DE CONTROL								
6.1	Excavación roca a botadero	m^3	1.780	9,31	16.571,80	8,49	15.112,20	7,80	13.884,00
6.2	Excavación roca reutilizable	m^3	7.120	6,98	49.679,60	6,37	45.354,40	5,85	41.652,00
6.3	Rellenos compactados	m^3	258	1,97	506,26	1,93	497,94	1,78	459,24
6.4	Hormigón, radier y fundaciones	m^3	1.597	88,97	142.085,09	80,84	129.101,48	74,99	119.759,03
6.5	Hormigón machones	m^3	491	88,97	43.684,27	80,84	39.692,44	74,99	36.820,09
6.6	Hormigón muros y pozos	m^3	897	88,97	79.806,09	80,84	72.513,48	74,99	67.266,03
6.7	Hormigón superestructura	m^3	48	100,11	4.805,28	91,25	4.380,00	84,76	4.068,48
6.8	Fierro estructural	kg	43.028	1,08	46.470,24	1,00	43.028,00	0,94	40.446,32
6.9	Drenajes ∅ 15	ml	65	7,00	455,00	6,19	402,35	5,77	375,05
6.10	Juntas PVC	ml	52	5,50	286,00	5,00	260,00	4,57	237,64
6.11	Compuertas de segmentos	c/u	3		304.800,00		276.000,00		251.200,00
6.12	Compuertas emergencia	Gl	-	-	40.000,00	-	36.400,00	-	33.100,00
6.13	Tecle y portatecle	Gl	-	-	7.000,00	-	6.360,00	-	5.790,00
6.14	Barandas, escaleras, regillas y tapas	Gl	-	-	2.000,00	-	1.814,00	-	1.698,00
6.15	Casetas sobre pozos	m^2	100	120,00	12.000,00	109,00	10.900,00	101,92	10.192,00
6.16	Sistema de alumbrado y fuerza	Gl	-	-	7.900,00		7.171,00		6.511,00
	Sub-Total 6				758.069,63		688.987,29		633.458,88

Continúa

CUADRO 6.1 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 120 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
7.	RAPIDO DE DESCARGA Y LANZADOR								
7.1	Excavación roca a botadero	m^3	8.140	9,31	75.783,40	8,49	69.108,60	7,80	63.492,00
7.2	Excavación roca reutilizable	m^3	32.560	6.98	227.268,80	6,37	207.407,20	5,85	190.476,00
7.3	Rellenos compactados	m^3	2.568	1.97	5.058,96	1,93	4.956,24	1,78	4.571,04
7.4	Hormigón radier	m^3	1.884	88,97	167.619,48	80,84	152.302,56	74,99	141.281,16
7.5	Hormigón en masa (zapata muros)	m^3	1.676	88,97	149.113,72	80,84	135.487,84	74,99	125.683,24
7.6	Hormigón muros	m^3	905	100,11	90.599,55	91,25	82.581,25	84,76	76.707,80
7.7	Fierro estructural	kg	96.488	1,08	104.207,04	1,00	96.488,00	0,94	90.698,72
7.8	Drenajes Ø 15	ml	520	7,00	3.640,00	6,19	3.218,80	5,77	3.000,40
7.9	Drenajes Ø 30	ml	219	10,00	2.190,00	9,08	1.988,52	8,46	1.852,74
7.10	Cámaras de drenaje	c/u	10	550,00	5.500,00	500,00	5.000,00	467,50	4.675,00
7.11	Anclajes Ø 32	ml	1.132	20,00	22.640,00	18,15	20.545,80	17,06	19.311,92
7.12	Juntas de PVC	ml	317	5,50	1.743,50	5,00	1.585,00	4,75	1.448,69
	Sub-Total 7				855.364,45		780.669,81		723.198,71
	TOTAL OBRA DE EVACUACION DE CRECIDAS				2.158.334,82		1.966.598,82		1.815.716,10
	MURO DE PRESA								
8.	EXCAVACIONES								
8.1	Excavación suelos a botadero	m^3	332.360	2,32	771.075,20	2,10	697.956,00	1,91	634.807,60
8.2	Excavación suelos reutilizados	m^3	417.230	2,02	842.804,60	1,83	763.530,90	1,67	696.774,10
8.3	Agotamiento	Gl	-	-	144.000,00	-	130.720,00	-	121.050,00
	Subtotal 8				1.757.879,80		1.592.206.90		1.452.631,70
9	PREPARACION FUNDACIONES Y ESCARPES								
9.1	Estribo izquierdo								
	a) Preparación roca fundación núcleo y transición	m^2	2.257	12,00	27.084,00	10,89	24.578,73	10,01	22.592,57
	b) Escarpe fundación espaldones	m^3	76.844	2,32	178.278,08	2,10	161.372,40	1,91	146.772,04

Continúa

CUADRO 6.1 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 120 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
9.2	Estribo derecho								
	a) Limpieza roca estribo	m^2	6.220	0,22	1.368,40	0,20	1.244,00	0,18	1.119,60
	b) Preparación roca fundación núcleo y transición	m^3	1.596	12,00	19.152,00	10,89	17.380,44	10,01	15.975,96
9.3	Escarpe lecho de río	m^3	42.670	2,32	98.994,40	2,10	89.607,00	1,91	81.499,70
	Sub-Total 9				324.876,88		294.182,57		267.959,87
10.	RELLENOS COMPACTADOS								
10.1	Material impermeable de yacimiento	m^3	1.022.545	6,80	6.953.306,00	6,17	6.309.102,65	5,63	5.756.928,35
10.2	Material permeable de yacimiento	m^3	2.628.178	4,94	12.983.199,32	4,48	11.774.237,44	4,08	10.722.966,24
10.3	Material permeable de excavación	m^3	482.325	1,05	506.441,25	0,95	458.208,75	0,86	414.799,50
10.4	Filtros y drenes	m^3	691.886	9,70	6.711.294,20	8,82	6.108.434,52	8,04	5.562.763,44
10.5	Empedrados	m^3	61.828	5,50	340.054,00	5,00	309.140,00	4,60	284.408,80
10.6	Enrocados	m^3	41.706	7,08	295.278,48	6,41	267.335,46	5,88	245.231,28
10.7	Estabilizado	m^3	570	9,39	5.352,30	8,53	4.862,10	7,84	4.468,80
10.8	Agotamiento	Gl.	-		45.000,00	-	40.850,00	-	37 800,00
	Sub-Total 10				27.839.925,55		25.266.170,92		23.029.366,41
11.	INYECCIONES								
11.1	Perforación inyección de contacto	ml	2.265	5,50	12.457,50	5,00	11.325,00	4,60	10.419,00
11.2	Perforación inyección profunda	ml	3.350	18,50	61.975,00	16,80	56.280,00	15,56	52.126,00
11.3	Inyección lechada de cemento	saco	44.826	14.87	666.562,62	13,50	605.151,00	12,50	560.325,00
	Sub-Total 11				740.995,12		672.756,00		622.870,00
12	VARIOS								
12.1	Limpieza zona inundada	Há	610	60,00	36.600,00	54,50	33.245,00	49,57	30.237,70
12.2	Línea 13.2 KV y S/E	m	8.500	12,32	104.720,00	11,09	94.265,00	10,38	88.230,00
12.3	Sistema de alumbrado	Gl	-	-	13.015,00	-	11.845,00	-	10.670,00
12.4	Soleras de coronamiento	ml	1.630	16,50	26.895,00	15,00	24.450,00	13,62	22.200,60
	Sub-Total 12				181.230,00		163.805,00		151.338,30

Continúa

CUADRO 6.1 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 120 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	TOTAL MURO DE PRESA				30.844.907,35		27.989.121,39		25.524.166,28
	TOTAL OBRAS DE EMBALSE				34.382.830,06		31.231.935,48		28.519.520,50
	IMPREVISTOS 10%				3.438,01		3.123,55		2.851.951,05
	COSTOS REPOSICION E INDEMNIZACION				2.049.936,00		1.860.727,00		1.696.322,00
14.	IMPREVISTOS SOBRE ITEM 13 : 20%				409.987,00		372.145,00		339.264,00
	TOTAL COSTO REPOSICION E INDEMNIZACION				2.459.923,00		2.232.872,00		2.035.586,00
	INGENIERIA				4.000.000,00		4.502.000,00		4.247.200,00
	COSTO TOTAL				44.281.036,07		41.090.001,03		37.654.258,55

CUADRO 6.2

E TBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 200 Hm^3
Presupuestos estimados con P.U. CICA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	OBRAS DE DESVIACION Y ENTREGA								
1.	OBRA DE TOMA								
1.1	Excavación exterior en suelos	m^3	1.200	2,32	2.784,00	2,10	2.520,00	1,91	2.292,00
1.2	Excavación exterior en roca	m^3	1.300	6,98	9.074,00	6,37	8.281,00	5.85	7.605,00
1.3	Rellenos compactados	m^3	240	1,97	472,80	1,93	463,20	1,78	427,20
1.4	Hormigón torre	m^3	33	100,11	3.303,63	91,25	3.011,25	84,76	2.797,08
1.5	Hormigón embudo	m^3	224	100,11	22.424,64	91,25	20.440,00	84,76	18.986,24
1.6	Fierro estructural	kg	9.820	1,08	10.605,60	1,00	9.820,00	0,94	9.230,80
1.7	Juntas PVC	ml	15	5,50	82,50	5,00	75,00	4,57	457,00
1.8	Rejas torre de toma	Gl			10.333,00		10.064,00		9.419,00
1.9	Compuerta de cierre	Gl			21.200,00		19.240,00		17.508,00
	Sub-Total 1				80.280,17		73.914,45		68.722,32
2.	TUNEL								
2.1	Excavación subterránea en roca	m^3	9.900	53,06	525.294,00	49,43	489.357,00	45,57	451.143,00
2.2	Hormigón portales	m^3	320	100,11	32.035,20	91,25	29.200,00	84,76	27.123,00
2.3	Hormigón revestimiento	m^3	4.103	116,37	447.466,11	107,93	442.836,79	100,40	411.941,20
2.4	Fierro estructural	kg	14.300	1,08	15.444,00	1,00	14.300,00	0,94	13.442,00
2.5	Marcos	kg	8.820	1,97	17.375,40	1,93	17.022,60	1,78	15.699,60
2.6	Cáncamos	c/u	165	26,00	4.290,00	25,00	4.125,00	24,07	3.971,55
2.7	Perforaciones (Inyección de relleno)	c/u	145	30,00	4.350,00	27,23	3.948,35	25,21	3.655,45
2.8	Inyecciones lechaeta relleno de clave	m^3	145	200,00	29.000,00	181,54	26.323,30	168,09	24.373,05
2.9									
	Sub-Total 2				1.105.254,71		1.027.113,04		951.349,05
3.	OBRAS DE REGULACION								
3.1	Hormigón tapón	m^3	248	77,83	19.301,84	70,43	17.466,64	65,22	16.174,56
3.2	Perforaciones (inyección de consolidación)	ml	224	50,00	11.200,00	45,38	10.165,12	40,02	8.964,48
3.3	Inyección lechada de cemento	saco	560	9,00	5.040,00	8,17	4.575,20	7,56	4.233,60
3.4	Hormigón pasarela de acceso y cámara valv.	m^3	100	100,11	10.011,00	91,25	9.125,00	84,76	8.476,00

Continúa

CUADRO 6.2 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 200 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
3.5	Fierro estructural	kg	3.780	1,08	4.082,40	1,00	3.780,00	0,94	3.553,20
3.6	Blindaje	kg	8.520	1,97	16.784,40	1,93	16.443,60	1,78	15.165,60
3.7	Válvulas de guardia	c/u	2	-	139.400,00	-	126.533,00	-	115.146,00
3.8	Válvulas de regulación	c/u	2	-	97.500,00	-	88.501,00	-	80.535,00
3.9	Cañerías y válvulas drenaje	Gl	-	-	2.400,00	-	2.178,00	-	2.026,00
3.10	Tuberías y juntas	Gl	-	-	25.500,00	-	23.146,00	-	21.525,00
3.11	Tecle y viga portatecle	Gl	-	-	1.650,00	-	1.498,00	-	1.363,00
3.12	Barandas y tubo de acero	Gl	-	-	2.544,00	-	2.309,00	-	2.161,00
3.13	Escaleras y escotillas	Gl	-	-	300,00	-	272,00	-	255,00
3.14	Sistema alumbrado y fuerza	Gl	-	-	1.820,00	-	1.652,00	-	1.545,00
	Sub-Total 3				337.533,64		307.644,56		281.123,44
4.	OBRAS DE DESCARGA								
4.1	Excavación exterior en suelos	m^3	50	2,32	116,00	2,10	105,00	1,91	95,50
4.2	Excavación exterior en roca	m^3	5.200	9,31	48.412,00	8,49	44.148,00	7,80	40.560,00
4.3	Rellenos compactados	m^3	510	1,97	1.004,70	1,93	984,30	1,78	907,80
4.4	Hormigón en masa	m^3	365	77,83	28.407,95	70,43	25.706,95	65,22	23.805,30
4.5	Hormigón muros	m^3	80	100,11	8,008,80	91,25	7.300,00	84,76	6.780,80
4.6	Hormigón radier	m^3	94	88,97	8.363,18	80,84	7.598,96	74,99	7.049,06
4.7	Fierro estructural	kg	5.550	1,08	5.994,00	1,00	5.550,00	0,94	5.217,00
4.8	Anclajes ∅ 32	ml	65	20,00	1.300,00	18,15	1.179,75	17,06	1.108,90
4.9	Juntas PVC	ml	51	5,50	280,50	5,00	255,00	4,57	233,07
	Sub-Total 4				101.898,41		92.827,96		85.757,43
	TOTAL OBRAS DESVIACION Y ENGREGA				1.624.966,93		1.501.500,01		1.386.952,24

Continúa

CUADRO 6.2 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 200 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	OBRA DE EVACUACION DE CRECIDAS								
5.	CANAL DE ACCESO								
5.1	Excavación roca a botadero	m^3	6.010	9,31	55.953,10	8,49	51.024,90	7,80	46.878,00
5.2	Excavación roca reutilizable	m^3	24.020	6,98	167.659,60	6,37	153.007,40	5,85	140.517,00
5.3	Excavación roca en zanja (reutilizable)	m^3	64	7,20	460,80	6,74	431,36	6,22	398,08
5.4	Rellenos compactados	m^3	700	1,97	1.379,00	1,93	1.351,00	1,78	1.246,00
5.5	Hormigón radier	m^3	283	88,97	25.178,51	80,84	22.877,72	74,99	21.222,17
5.6	Hormigón muros	m^3	2.134	88,97	189.861,98	80,84	172.512,56	74,99	160.028,66
5.7	Hormigón relleno zanjas	m^3	52	56,03	2.913,56	50,80	2.641,60	47,19	2.453,88
5.8	Cámaras alimentación tuberías	c/u	2	750,00	1.500,00	680,77	1.361,54	636,23	1.272,46
5.9	Fierro estructural	kg	8.490	1,08	9.169,20	1,00	8.490,00	0,94	7.980,60
5.10	Tuberías de acero	kg	9.730	2,17	21.114,10	2,02	19.654,60	1,88	18.292,40
5.11	Anclajes ø 32	ml	720	20,00	17.400,00	18,15	13.068,00	17,06	12.283,20
5.12	Juntas PVC	ml	102	5,50	561,00	5,00	510,00	4,57	466,14
	Sub-Total 5				493.150,85		446.930,68		413.038,59
6.	ESTRUCTURA DE CONTROL								
6.1	Excavación roca a botadero	m^3	2.094	9,31	19.495,14	8,49	17.778,06	7,80	16.333,20
6.2	Excavación roca reutilizable	m^3	8.370	6,98	58.422,60	6,37	53.316,90	5,85	48.964,50
6.3	Rellenos compactados	m^3	296	1,97	583,12	1,93	571,28	1,78	526,88
6.4	Hormigón, radier y fundaciones	m^3	1.504	88,97	133.810,88	80,84	121.583,36	74,99	112.784,96
6.5	Hormigón machones	m^3	502	88,97	44.662,94	80,84	40.581,68	74,99	37.644,98
6.6	Hormigón muros y pozos	m^3	916	88,97	81.496,52	80,84	74.049,44	74,99	68.690,84
6.7	Hormigón superestructura	m^3	148	100,11	4.805,28	91,25	4.380,00	84,76	4.068,48
6.8	Fierro estructural	kg	41.946	1,08	45.301,68	1,00	41.496,00	0,94	39.429,24
6.9	Drenajes ø 15	ml	65	7,00	455,00	6,19	402,35	5,77	375,05
6.10	Juntas PVC	ml	52	5,50	286,00	5,00	260,00	4,57	237,64
6.11	Compuertas de segmento	c/u	3	-	302.400,00	-	273.827,00		249.220,00
6.12	Compuertas emergencia	Gl	1	-	40.000,00	-	36.400,00	-	33.100,00
6.13	Tecle y portatecle	Gl	1	-	7.000,00	-	6.360,00	-	5.790,00

Continúa

CUADRO 6.2 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 200 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
6.14	Barandas, escaleras, rejillas y tapas	Gl	1	-	2.000,00	-	1.814,00	-	1.698,00
6.15	Casetas sobre pozos	m^2	100	120,00	12.000,00	109,00	10.900,00	101,92	10.192,00
6.16	Sistema de alumbrado y fuerza	Gl	1	-	8.100,00	-	7.352,54		6.675,84
	Sub-Total 6				760.819,16		691.072,61		635.731,61
7.	RAPIDO DE DESCARGA Y LANZADOR								
7.1	Excavación roca a botadero	m^3	9.321	9,31	86.778,51	8,49	79.135,29	7,80	72.703,80
7.2	Excavación roca reutilizable	m^3	37.285	6,98	260.249,30	6,37	237.505,45	5,85	218.117,25
7.3	Rellenos compactados	m^3	2.864	1,97	5.642,08	1,93	5.527,52	1,78	5.097,92
7.4	Hormigón radier	m^3	2.037	88,97	181.231,89	80,84	164 671,08	74,99	152.754,63
7.5	Hormigón en masa (zapata muros)	m^3	1.892	88,97	168.331,24	80,84	152.949,28	74,99	141.502,68
7.6	Hormigón muros	m^3	1.043	100,11	104.414,73	91,25	95.173,75	84,76	88.404,68
7.7	Fierro estructural	kg	106.904	1,08	115.456,32	1,00	106.904,00	0,94	100.489,76
7.8	Drenajes ∅ 15	ml	731	7,00	5.117,00	6,19	4.524,89	5,77	4.217,87
7.9	Drenajes ∅ 30	ml	309	10,00	3.090,00	9,08	2.805,72	8,46	2.614,14
7.10	Cámaras de drenaje	c/u	12	550,00	6.600,00	500,00	6.000,00	467,50	5.610,00
7.11	Anclajes ∅ 32	ml	1.277	20,00	25.540,00	18,15	23.177,55	17,06	21.785,62
7.12	Juntas de PVC	ml	431	5,50	2.370,50	5,00	2.155,00	4,57	1.969,67
	Sub-Total 7				964.821,57		880.528,53		815.268,02
	TOTAL OBRA DE EVACUACION DE CRECIDAS				2.218.791,58		2.018.531,82		1.864.038,22
	MURO DE PRESA								
8.	EXCAVACIONES								
8.1	Excavación suelos a botadero	m^3	360.330	2,32	835.965,60	2,10	756.693,00	1,91	688.230,30
8.2	Excavación suelos reutilizables	m^3	460.630	2,02	930.472,60	1,83	842.952,90	1,67	769.252,10
8.3	Agotamiento	Gl	1	-	161.000,00	-	146.150,00	-	135.341,00
	Sub-Total 8				1.927.438,20		1.745.795,90		1.592.823,40

Continúa

CUADRO 6.2 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 200 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
9.	PREPARACION FUNDACIONES Y ESCARPES								
9.1	Estribo izquierdo								
	a) Preparación roca, fundación núcleo y transición	m^2	4.017	12,00	48.204,00	10,89	43.745,13	10,01	40.210,17
	b) Escarpe fundación espaldones	m^3	93.868	2,32	217.773,76	2,10	197.122,80	1,91	179.287,88
9.2	Estribo derecho								
	a) Limpieza roca estribo	m^2	12.355	0,22	2.718,10	0,20	2.471,00	0,18	2.223,90
	b) Preparación roca fundación núcleo y transición	m^3	3.449	12,00	41.388,00	10,89	37.559,61	10,01	34.524,49
9.3	Escarpe lecho de río	m^3	55.790	2,32	129.432,80	2,10	117.159,00	1,91	106.558,90
	Sub-Total 9				439.516,66		398.057,54		362.805,34
10.	RELLENOS COMPACTADOS								
10.1	Material impermeable de yacimiento	m^3	1.307.056	6,80	8.887.980,00	6,17	8.064.535,52	5,63	7.358.725,28
10.2	Material permeable de yacimiento	m^3	4.479.723	4,94	22.264.223,31	4,48	20.069.159,00	4,08	18.277.269,86
10.3	Material permeable de excavación	m^3	526.445	1,05	552.767,25	0,95	500.122,75	0,86	452.742,70
10.4	Filtros y drenes	m^3	922.250	9,70	8.945.825,00	8,82	8.134.245,00	8,04	7.414.890,00
10.5	Empedrados	m^3	85.965	5,50	472.807,50	5,00	429.825,00	4,60	395.439,00
10.6	Enrocados	m^3	61.343	7,08	434.308,44	6,41	393.208,63	5.88	360.696,84
10.7	Estabilizado	m^3	655	9,39	6.150,45	8,53	5.587,15	7,84	5.135,00
10.8	Agotamiento	Gl	1		50.000,00	-	45.390,00		42.000,00
	Sub-Total 10				41.614.062,75		37.642.073,09		34.306.898,86
11.	INYECCIONES								
11.1	Perforación inyección de contacto	ml	2.855	5,50	15.702,50	5,00	14.275,00	4,60	13.133,00
11.2	Perforación inyección profunda	ml	3.850	18,50	71.225,00	16,80	64.680,00	15,56	59.906,00
11.3	Inyección lechada de cemento	saco	52.776	14,87	784.779,12	13,50	712.476,00	12,50	659.700,00
	Sub-Total 11				871.706,62		791.431,00		732.739,00

Continúa

CUADRO 6.2 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 200 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
12.	VARIOS								
12.1	Limpieza zona inundada	Há	800	60,00	48.000,00	54,50	43.600,00	49,57	39.656,00
12.2	Línea 13.2 KV y S/E	m	8.500	12,32	104.720,00	11,09	94.265,00	10,38	88.230,00
12.3	Sistema de alumbrado	Gl	1	-	13.740,00	-	12.505,00	-	11.264,00
12.4	Soleras de coronamiento	ml	1.700	16,50	28.050,00	15,00	25.500,00	13,62	21.250,00
	Sub-Total 12				194.510,00		175.870,00		160.400,00
	TOTAL MURO DE PRESA				45.047.234,23		41.025.963,45		37.155.666,60
	TOTAL OBRAS DE EMBALSE				48.890.992,74 4.889.099,27		44.545.995,27 4.454.599,53		40.406.657,06 4.040.665,71
	IMPREVISTOS 10%				53.780.092,01		49.000.594,80		44.447.322,77
13.	COSTOS REPOSICION E INDEMNIZACION				2.241.658,00		2.034.753,00		1.854.972,00
14.	IMPREVISTOS SOBRE ITEM 13: 20%				448.331,00		406.950,00		370.994,00
	TOTAL COSTO REPOSICION E E INDEMNIZACION				2.689.989,00		2.441.703,00		2.225.966,00
	INGENIERIA				4.276.000,00		4.813.000,00		4.541.000,00
	COSTO TOTAL				60.746.081,01		56.225.297,80		51.214.288,77

CUADRO 6.3

EMBALSE LOS ANGELES

CAPACIDAD = 300 Hm^3
Presupuestos estimados con P.U. CICA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	OBRAS DE DESVIACION Y ENTREGA								
1.	OBRA DE TOMA								
1.1	Excavación exterior en suelos	m^3	1.800	2,32	4.176,00	2,10	3.780,00	1,91	3.438,00
1.2	Excavación exterior en roca	m^3	1.440	6,98	10.051,20	6,37	9.172,80	5,85	8.424,00
1.3	Rellenos compactados	m^3	250	1,97	492,50	1,93	482,50	1,78	445,00
1.4	Hormigón torre	m^3	43	100,11	4.304,73	91,25	3.923,75	84,76	3.644,68
1.5	Hormigón embudo	m^3	240	100,11	24.026,40	91,25	21.900,00	84,76	20.342,40
1.6	Fierro estructural	kg	10.980	1,08	11.858,40	1,00	10.980,00	0,94	10.321,20
1.7	Juntas P.V.C.	ml	15	5,50	82,50	5,00	75,00	4,57	68,55
1.8	Rejas torre de toma	Gl	-	-	9.700,00	-	8.805,00		8.241,00
1.9	Compuerta de cierre	Gl	-	-	21.200,00	-	19.240,00		17.508,00
	Sub-Total 1				85.891,73		78.359,05		72.432,83
2.	TUNEL								
2.1	Excavación subterránea en roca	m^3	11.320	53,06	600.639,20	49,43	559.547,60	45,57	515.852,40
2.2	Hormigón portales	m^3	345	100,11	34.537,95	91,25	31.481,25	84,76	29.242,20
2.3	Hormigón revestimiento	m^3	4.560	116,37	530.647,20	107,93	492.160,80	100,40	457.824,00
2.4	Fierro estructural	kg	15.310	1,08	16.534,80	1,00	15.310,00	0,94	14.391,40
2.5	Maicos	kg	9.240	1,97	18.202,80	1,93	17.833,20	1,78	16.447,20
2.6	Cáncamos	c/u	180	26,00	4.680,00	25,00	4.500,00	24,07	4.332,60
2.7	Perforaciones (Inyección de relleno)	c/u	163	30,00	4.890,00	27,23	4.438,49	25,21	4.109,23
2.8	Inyecciones lechaeta relleno de clave	m^3	163	200,00	32.600,00	181,54	29.591,02	168,09	27.398,67
	Sub-Total 2				1.242.731,95		1.154.862,36		1.069.597,70
3.	OBRAS DE REGULACION								
3.1	Hormigón tapón	m^3	341	77,83	26.540,03	70,43	24.016,63	65,22	22.240,02
3.2	Perforaciones (inyección de consolidación)	ml	280	50,00	14.000,00	45,38	12.706,40	40,02	11.205,60
3.3	Inyección lechada de cemento	sac.	700	9,00	6.300,00	8,17	5.719,00	7,56	5.292,00
3.4	Hormigón pasarela de acceso y cámara valv.	m^3	115	100,11	11.512,65	91,25	10.493,75	84,76	9.747,40
3.5	Fierro estructural	kg	4.230	1,08	4.568,40	1,00	4.230,00	0,94	3.976,20

Continúa

CUADRO 6.3 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 300 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
3.6	Blindaje	kg	11.150	1,97	21.965,50	1,93	21.519,50	1,78	19.847,00
3.7	Válvulas de guardia	c/u	2	91.200,00	182.400,00	82.782,00	165.564,00	75.332,00	150.664,00
3.8	Válculas de regulación	c/u	2	57.650,00	115.300,00	52.329,00	104.658,00	47.620,00	95.240,00
3.9	Cañerías y válvulas drenaje	Gl	-	-	2.400,00	-	2.178,00	-	2.026,00
3.10	Tuberías y juntas	Gl	-	-	35.300,00	-	32.042,00	-	29.799,00
3.11	Tecle y viga portatecle	Gl	-	-	1.900,00	-	1.725,00	-	1.570,00
3.12	Barandas y tubo de acero	Gl	-	-	2.592,00	-	2.353,00	-	2.202,00
3.13	Escaleras y escotillas	Gl	-	-	300,00	-	272,00	-	255,00
3.14	Sistema alumbrado y fuerza	Gl	-	-	1.890,00	-	1.716,00	-	1.558,00
	Sub-Total 3				426.968,58		389.193,28		355.622,22
4.	OBRAS DE DESCARGA								
4.1	Excavación exterior en suelos	m^3	10	2,32	23,20	2,10	21,00	1,91	19,10
4.2	Excavación exterior en roca	m^3	4.800	9,31	44.688,00	8,49	40.752,00	7,80	37.440,00
4.3	Rellenos compactados	m^3	510	1,97	1.004,70	1,93	984,30	1,78	907,80
4.4	Hormigón en masa	m^3	365	77,83	28.407,95	70,43	25.706,95	65,22	23.805,30
4.5	Hormigón muros	m^3	80	100,11	8.008,80	91,25	7.300,00	84,76	6.780,80
4.6	Hormigón radier	m^3	94	88,97	8.363,18	80,84	7.598,96	74,99	7.049,06
4.7	Fierro estructural	kg	5.550	1,08	5.994,00	1,00	5.550,00	0,94	5.217,00
4.8	Anclajes ø 32	ml	65	20,00	1.300,00	18,15	1.179,75	17,06	1.108,90
4.9	Juntas PVC	ml	51	5,50	280,50	5,00	255,00	4,57	233,07
	Sub-Total 4				98.070,33		89.347,96		82.561,03
	TOTAL OBRAS DESVIACION Y ENTREGA				1.853.862,59		1.711.762,65		1.580.213,78

Continúa

CUADRO 6.3 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 300 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	OBRA DE EVACUACION DE CRECIDAS								
5.	CANAL DE ACCESO								
5.1	Excavación roca a botadero	m^3	5.810	9,31	54.091,10	8,49	49.326,90	7,80	45.318,00
5.2	Excavación roca reutilizable	m^3	23.230	6,98	162.145,40	6,37	147.975,10	5,85	135.895,50
5.3	Excavación roca en zanja (reutilizable)	m^3	78	7,20	561,60	6,74	525,72	6,22	485,16
5.4	Rellenos compactados	m^3	472	1,97	929,84	1,93	910,96	1,78	840,16
5.5	Hormigón radier	m^3	188	88,97	16.726,36	80,84	15.197,92	74,99	14.098,12
5.6	Hormigón muros	m^3	1.300	88,97	115.661,00	80,84	105.092,00	74,99	97.487,00
5.7	Hormigón relleno zanjas	m^3	64	56,03	3.585,92	50,80	3.251,20	47,19	3.020,16
5.8	Cámaras alimentación tuberías	c/u	2	750,00	1.500,00	680,77	1.361,54	636,23	1.272,46
5.9	Fierro estructural	kg	5.640	1,08	6.091,20	1,00	5.640,00	0,94	5.301,60
5.10	Tuberías de acero	kg	8.810	2,17	19.117,70	2,02	17.796,20	1,88	16.562,80
5.11	Anclajes ∅ 32	ml	384	20,00	7.680,00	18,15	6.969,60	17,06	6.551,04
5.12	Juntas PVC	ml	102	5,50	561,00	5,00	510,00	4,57	466,14
	Sub-Total 5				388.651,12		354.557,14		327.298,14
6.	ESTRUCTURA DE CONTROL								
6.1	Excavación roca a botadero	m^3	2.130	9,31	19.830,30	8,49	18.083,70	7,80	16.614,00
6.2	Excavación roca reutilizable	m^3	8.520	6,98	59.469,60	6,37	54.272,40	5,85	49.842,00
6.3	Rellenos compactados	m^3	252	1,97	496,44	1,93	486,36	1,78	448,56
6.4	Hormigón, radier y fundaciones	m^3	1.369	88,97	121.799,93	80,84	110.669,96	74,99	102.661,31
6.5	Hormigón machones	m^3	498	88,97	44.307,06	80,84	40.258,32	74,99	37.345,02
6.6	Hormigón muros y pozos	m^3	915	88,97	81.407,55	80,84	73.968,60	74,99	68.615,85
6.7	Hormigón super-estructura	m^3	48	100,11	4.805,28	91,25	4.380,00	84,76	4.068,48
6.8	Fierro estructural	kg	39.976	1,08	43.174,08	1,00	39.976,00	0,94	37.577,44
6.9	Drenajes ∅ 15	ml	65	7,00	455,00	6,19	402,35	5,77	375,05
6.10	Juntas PVC	ml	52	5,50	286,00	5,00	260,00	4,57	237,64
6.11	Compuertas de segmento	c/u	3		300.000,00		276.000,00		251.200,00
6.12	Compuertas emergencia	Gl	-	-	40.000,00	-	36.400,00	-	33.100,00
6.13	Tecle y portatecle	Gl	-	-	7.000,00	-	6.360,00	-	5.790,00

Continúa

CUADRO 6.3 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 300 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
6.14	Barandas, escaleras, rejillas y tapas	Gl	-	-	2.000,00	-	1.814,00	-	1.698,00
6.15	Casetas sobre pozos	m^2	100	120,00	12.000,00	109,00	10.900,00	101,92	10.192,00
6.16	Sistema de alumbrado y fuerza	Gl	-	-	8.300,00	-	7.352,00	-	6.676,00
	Sub-Total 6				745.331,24		681.583,69		626.441,35
7.	RAPIDO DE DESCARGA Y LANZADOR								
7.1	Excavación roca a botadero	m^3	11.917	9,31	110.947,27	8,49	101.175,33	7,80	92.952,60
7.2	Excavación roca reutilizable	m^3	47.665	6,98	332.701,70	6,37	303.626,05	5,85	278.840,25
7.3	Rellenos compactados	m^3	2.908	1,97	5.728,76	1,93	5.612,44	1,78	5.176,24
7.4	Hormigón radier	m^3	2.351	88,97	209.168,47	80,84	190.054,84	74,99	176.301,49
7.5	Hormigón en masa (zapata muros)	m^3	2.130	88,97	189.506,10	80,84	172.189,20	74,99	159.728,70
7.6	Hormigón muros	m^3	947	100,11	94.804,17	91,25	86.413,75	84,76	80.267,72
7.7	Fierro estructural	kg	113.112	1,08	122.160,96	1,00	113.112,00	0,94	106.325,28
7.8	Drenajes ø 15	ml	983	7,00	6.881,00	6,19	6.084,77	5,77	5.671,91
7.9	Drenajes ø 30	ml	409	10,00	4.090,00	9,08	3.713,72	8,46	3.460,14
7.10	Cámaras de drenaje	c/u	16	550,00	8.800,00	500,00	8.000,00	467,50	7.480,00
7.11	Anclajes ø 32	ml	1.564	20,00	31.280,00	18,15	28.386,60	17,06	26.681,84
7.12	Juntas de PVC	ml	592	5,50	3.256,00	5,00	2.960,00	4,57	2.705,44
	Sub-Total 7				1.119.324,43		1.021.328,70		945.591,61
	TOTAL OBRA DE EVACUACION DE CRECIDAS				2.253.306,79		2.057.469,53		1.899.331,10
	MURO DE PRESA								
8.	EXCAVACIONES								
8.1	Excavación suelos a botadero	m^3	373.680	2,32	866.937,60	2,10	784.728,00	1,91	713.728,80
8.2	Excavación suelos reutilizables	m^3	466.840	2,02	902.616,80	1,83	817.717,20	1,67	746.222,80
8.3	Agotamiento	Gl	-	-	161.000,00	-	144.900,00	-	135.240,00
	Sub-Total 8				1.930.554.40		1.747.345,20		1.595.191,60

Continúa

CUADRO 6.3 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 300 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
9.	PREPARACION FUNDACIONES Y ESCARPES								
9.1	Estribo izquierdo								
	a) Preparación roca, fundación núcleo y transición	m^2	4.959	12,00	59.508,00	10,89	54.003,51	10,01	49.639,59
	b) Escarpe fundación espaldones	m^3	99.242	2,32	230.241,44	2,10	208.408,20	1,91	189.552,22
9.2	Estribo derecho								
	a) Limpieza roca estribo	m^2	18.915	0,22	4.161,30	0,20	3.783,00	0,18	3.404,70
	b) Preparación roca fundación núcleo y transición	m^3	2.757	12,00	33.084,00	10,89	30.023,73	10,01	27.597,57
9.3	Escarpe lecho de río	m^3	77.535	2,32	179.881,20	2,10	162.823,50	1,91	148.091,85
	Sub - Total				506.875,94		459.041,94		418.285,93
10.	RELLENOS COMPACTADOS								
10.1	Material impermeable de yacimiento	m^3	1.719.643	6,80	11.693.572,40	6,17	10.610.197.31	5,63	9.681.590,09
10.2	Material permeable de yacimiento	m^3	7.053.707	4,94	34.845.312,58	4,48	31.600.607,36	4,08	28.779.124,56
10.3	Material permeable de excavación	m^3	542.623	1,05	569.754,15	0,95	515.491,85	0,86	466.655,78
10.4	Filtros y drenes	m^3	1.146.121	9,70	11.117.373,70	8,82	10.108.787,22	8,04	9.214.812,84
10.5	Empedrados	m^3	106.539	5,50	585.964,50	5,00	532.695,00	4,60	490.079,40
10.6	Enrocados	m^3	84.082	7,08	595.300,56	6,41	538.965,62	5,88	494.402,16
10.7	Estabilizado	m^3	715	9,39	6.713,85	8,53	6.098,95	7,84	5.605,60
10.8	Agotamiento	Gl	-	-	50.000,00	-	45.000,00	-	42.000,00
	Sub-Total 10				59.463.991,74		53.957.843,31		49.174.270,43
11.	INYECCIONES								
11.1	Perforación inyección de contacto	ml	3.570	5,50	19.635,00	5,00	17.850,00	4,60	16.422,00
11.2	Perforación inyección profunda	ml	4.420	18,50	81.770,00	16,80	74.256,00	15,56	68.775,20
11.3	Inyección lechada de cemento	saco	62.050	14,87	922.683,50	13,50	837.675,00	12,50	775.625,00
	Sub-Total 11				1.024.088,50		929.781,00		860.822,20

Continúa

CUADRO 6.3 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 300 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
12.	VARIOS								
12.1	Limpieza zona inundada	Há	1.000	60,00	60.000,00	54,50	54.500,00	49,57	49.570,00
12.2	Línea 13.2 KV y S/E	m	8.500	12,32	104.720,00	11,09	94.265,00	10,38	88.230,00
12.3	Sistema de alumbrado	Gl	-	-	14.435,00	-	13.103,00	-	11.898,00
12.4	Soleras de coronamiento	ml	1.790	16,50	29.535,00	15,00	26.850,00	13,62	24.379,80
	Sub-Total 12				208.690,00		188.718,00		174.077,80
	TOTAL MURO DE PRESA				63.134.200,58		57.282.729,45		52.222.647,96
	TOTAL OBRAS DE EMBALSE				67.241.369,96		61.051.951,63		55.702.192,84
	IMPREVISTOS 10%				6.724.137,00		6.105.195,16		5.570.219,28
13.	COSTOS REPOSICION E INDEMNIZACION	Gl			2.459.197,00		2.232.213,00		2.034.985,00
	Sub-Total 13								
14.	IMPREVISTOS SOBRE ITEM 13: 20%				491.839,00		446.442,00		406.997,00
	TOTAL COSTO REPOSICION E INDEMNIZACION				2.951.036,00		2.678.655,00		2.441.982,00
	INGENIERIA				4.621.000,00		5.201.000,00		4.907.000,00
	COSTO TOTAL				81.537.542,96		75.036.811,79		68.621.394,12

CUADRO 6.4

EMBALSE LOS ANGELES

CAPACIDAD = 700 Hm^3
Presupuestos estimados con P. U. CICA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
A.	OBRAS DE DESVIACION Y ENTREGA								
1.	OBRA DE TOMA								
1.1	Excavación exterior suelos	m^3	2.000	2,32	4.640,00	2,10	4.200,00	1,91	3.820,00
1.2	Excavación exterior roca reutilizada	m^3	1.600	6,98	11.168,00	6,37	10.192,00	5,85	9.360,00
1.3	Rellenos compactados	m^3	275	1,97	541,75	1,93	530,75	1,78	489,50
1.4	Hormigón torre	m^3	75	100,11	7.508,25	91,25	6.843,75	84,76	6.357,00
1.5	Hormigón embudo	m^3	270	100,11	27.029,70	91,25	24.637,50	84,76	22.885,20
1.6	Fierro	kg	12.000	1,08	12.960,00	1,00	12.000,00	0,94	11.885,20
1.7	Juntas PVC	m	20	5,00	100,00	5,00	100,00	4,57	91,40
1.8	Rejas torre	Gl	-		30.000,00		27.231,00		25.488,22
1.9	Compuertas de cierre	Gl	-		40.000,00		36.308,00		33.040,28
	Sub-Total 1				133.947,70		122.043,00		112.811,60
2.	TUNEL								
2.1	Excavación subterránea en roca	m^3	18.690	53,06	991.691,40	49,43	923.846,70	45,57	851.703,30
2.2	Hormigón portales	m^3	364	100,11	36.440,04	91,25	33.215,00	84,76	30.852,64
2.3	Hormigón revestimiento	m^3	7.060	116,37	821.572,20	107,93	761.985,80	100,40	708.824,00
2.4	Fierro	kg	16.500	1,08	17.820,00	1,00	16.500,00	0,94	15.510,00
2.5	Marcos	kg	20.530	1,97	40.444,10	1,93	39.622,90	1,78	36.543,40
2.6	Cáncamos	c/u	292	25,00	7.300,00	25,00	7.300,00	24,07	7.028,44
2.7	Perforación inyección	c/u	237	30,00	7.110,00	27,23	6.453,51	25,21	5.974,77
2.8	Inyección relleno clave	m^3	237	200,00	47.400,00	181,54	43.024,98	168,09	39.837,33
	Subtotal 2				1.969.777,74		1.831.948,89		1.696.273,88
3.	OBRAS DE REGULACION								
3.1	Excavación exterior roca (acceso)	m^3	200	9,31	1.862,00	8,49	1.698,00	7,80	1.560,00
3.2	Excavación galería acceso	m^3	3.520	59,33	208.841,60	55,63	195.817,60	51,27	180.470,40
3.3	Excavación cámara	m^3	360	53,06	19.101,60	49,43	17.794,80	45,57	16.405,20
3.4	Marcos	kg	8.800	1,97	17.336,00	1,93	16.984,00	1,78	15.664,00
3.5	Hormigón revestimiento cámara	m^3	50	116,37	5.818,50	107,93	5.396,50	100,40	5.020,00
3.6	Hormigón tapón	m^3	500	100,11	50.055,00	91,25	45.625,00	84,76	42.380,00

Continúa

CUADRO 6.4 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 700 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
3.7	Perforaciones inyección	m	250	50,00	12.500,00	45,38	11.345,00	40,02	10.005,00
3.8	Inyecciones de consolidación	sacos	625	9,00	5.625,00	8,17	5.106,25	7,56	4.725,00
3.9	Hormigón estructural	m^3	10	100,11	1.001,10	91,25	912,50	84,76	847,60
3.10	Fierro	kg	5.000	1,08	5.400,00	1,00	5.000,00	0,94	4.700,00
3.11	Blindajes	kg	50.000	1,97	98.500,00	1,93	96.500,00	1,78	89.000,00
3.12	Compuertas con servomecanismos	Gl	-		160.000,00		145.232,00		132.161,12
3.13	Compresores, bombas, ductos, varios	Gl	-		50.000,00		45.385,00		41.300,35
3.14	Tecle y portatecle	Gl	-		20.000,00		18.154,00		16.520,14
3.15	Sistema alumbrado y fuerza	Gl	-		30.000,00		27.231,00		24.725,74
	Sub-Total 3				686.040,80		638.181,65		585.484,55
4.	OBRAS DE DESCARGA								
4.1	Excavación exterior suelos	m^3	150	2,32	348,00	2,10	315,00	1,91	286,50
4.2	Excavación exterior roca	m^3	10.000	9,31	93.100,00	8,49	84.900,00	7,80	78.000,00
4.3	Rellenos compactados	m^3	1.000	1,97	1.970,00	1,93	1.930,00	1,78	1.780,00
4.4	Hormigón en masa	m^3	680	77,83	52.924,40	70,43	47.892,40	65,22	44.349,60
4.5	Hormigón muro	m^3	150	100,11	15.016,50	91,25	13.687,50	84,76	12.714,00
4.6	Hormigón radier	m^3	180	88,97	16.014,60	80,84	14.551,20	74,99	13.498,20
4.7	Fierro	kg	10.700	1,08	11.556,00	1,00	10.700,00	0,94	10.058,00
4.8	Anclajes	m	130	20,00	2.600,00	18,15	2.359,50	17,06	2.217,80
4.9	Juntas	m	100	5,00	500,00	5,00	500,00	4,57	457,00
	Sub-Total 4				194.029,50		176.835,60		163.361,10
	TOTAL OBRAS DE DESVIACION Y ENTREGA				2.983.795,74		2.769.009,14		2.557.931,13
B.	OBRAS DE EVACUACION DE CRECIDAS								
5.	CANAL DE ACCESO								
5.1	Excavación roca a botadero	m^3	4.360	9,31	40.591,60	8,49	37.016,40	7,80	34.008,00
5.2	Excavación roca reutilizable	m^3	17 420	6,98	121.591,60	6,37	110.965,40	5,85	101.907,00

Continúa

CUADRO 6.4 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 700 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
5.3	Rellenos compactados	m^3	350	1,97	689,50	1,93	675,50	1,78	623,00
5.4	Hormigón radier	m^3	188	88,97	16.726,36	80,84	15.197,92	74,99	14.098,12
5.5	Hormigón muros	m^3	1.300	88,97	115.661,00	80,84	105.092,00	74,99	97.487,00
5.6	Fierro estructural	kg	8.500	1,08	9.180,00	1,00	8.500,00	0,94	7.990,00
5.7	Anclajes	m	384	20,00	7.680,00	18,15	6.969,60	17,06	6.551,04
5.8	Juntas	m	102	5,00	510,00	5,00	510,00	4,57	466,14
	Sub-Total	m			312.630,06		284.926,82		263.130,30
6.	ESTRUCTURA DE CONTROL								
6.1	Excavación roca a botadero	m^3	2.094	9,31	19.495,14	8,49	17.778,06	7,80	16.333,20
6.2	Excavación roca reutilizable	m^3	8.370	6,98	58.422,60	6,37	53.316,90	5,85	48.964,50
6.3	Rellenos compactados	m^3	296	1,97	583,12	1,93	571,28	1,78	526,88
6.4	Hormigón radier y fundación	m^3	1.504	88,97	133.810,88	80,84	121.583,36	74,99	112.784,96
6.5	Hormigón machones y muros	m^3	1.418	88,97	126.159,46	80,84	114.631,12	74,99	106.335,82
6.6	Hormigón superestructura	m^3	48	100,11	4.805,28	91,25	4.380,00	84,76	4.068,48
6.7	Fierro	kg	41.946	1,08	45.301,68	1,00	41.946,00	0,94	39.429,24
6.8	Drenajes	m	65	7,00	455,00	6,19	402,35	5,77	375,05
6.9	Juntas	m	52	5,00	260,00	5,00	260,00	4,57	237,64
6.10	Compuertas de segmento	Gl	-		450.000,00		408.465,00		371.703,15
6.11	Compuertas de emergencia	Gl	-		40.000,00		36.308,00		33.040,28
6.12	Portatecle y tecle	Gl	-		7.000,00		6.353,90		5.782,04
6.13	Barandas, escaleras, tejas	Gl	-		2.000,00		1.815,40		1.699,21
6.14	Sistema de alumbrado y fuerza	Gl	-		8.000,00		7.261,60		6.593,53
6.15	Sala de comando	Gl	-		20.000,00		18.154,00		16.973,99
	Sub-Total 6				916.293,15		833.226,97		764.847,97
7.	RAPIDO DE DESCARGA Y LANZADOR								
7.1	Excavación roca a botadero	m^3	15.000	9,31	139.650,00	8,49	127.350,00	7,80	117.000,00
7.2	Excavación roca reutilizable	m^3	60.000	6,98	418.800,00	6,37	382.200,00	5,85	351.000,00
7.3	Rellenos compactados	m^3	3.700	1,97	7.289,00	1,93	7.141,00	1,78	6.586,00

Continúa

CUADRO 6.4 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 700 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
7.4	Hormigón radier y en masa	m^3	5.646	88,97	502.324,62	80,84	456.422,64	74,99	42.393,54
7.5	Hormigón muros	m^3	1.193	100,11	119.431,23	91,25	108.861,25	84,76	101.118,68
7.6	Fierro	kg	142.500	1,08	153.900,00	1,00	142.500,00	0,94	133.950,00
7.7	Drenajes ∅ 15	m	1.240	7,00	8.680,00	6,19	7.675,60	5,77	7.154,80
7.8	Drenajes ∅ 30	m	515	10,00	5.150,00	9,08	4.676,20	8,46	4.356,90
7.9	Cámaras de drenaje	c/u	20	550,00	11.000,00	500,00	10.000,00	467,50	9.350,00
7.10	Anclajes ∅ 32	m	1.970	20,00	39.400,00	18,15	35.755,50	17,06	33.608,20
7.11	Juntas PVC	m	750	5,00	3.750,00	5,00	3.750,00	4,57	3.427,50
	Sub-Total 7				1.409.374,85		1.286.332,19		1.190.945,62
	TOTAL OBRAS DE EVACUACION DE CRECIDAS				2.638.298,06		2.404.485,98		2.218.923,89
8.	EXCAVACIONES								
8.1	Excavaciones suelos a botadero	m^3	509.997	2,32	1.183.193,04	2,10	1.070.993,70	1,91	974.094,27
8.2	Excavaciones suelos reutilizables	m^3	500.000	2,02	1.010.000,00	1,83	915.000,00	1,67	835.000,00
8.3	Agotamiento	Gl	-		200.000,00		181.540,00		168.106,04
	Sub-Total				2.393.193,04		2.167.533,70		1.977.200,31
9.	PREPARACION FUNDACION Y ESCARPES								
9.1	Estribo izquierdo:								
	a) Preparación roca	m^2	16.805	12,00	201.650,00	10,89	183.006,45	10,01	168.218,05
	b) Escarpes	m^3	158.575	2,10	333.007,50	2,10	333.007,50	1,91	302.878,25
9.2	Estribo derecho								
	a) Limpieza roca	m^2	68.449	0,22	15.058,78	0,20	13.689,80	0,18	12.320,82
	b) Preparación roca	m^2	8.688	12,00	104.256,00	10,89	94.612,32	10,01	86.966,88
9.3	Escarpe lecho río	m^3	80.041	2,10	168.086,10	2,10	168.086,10	1,91	152.878,31
	Sub-Total 9				822.068,38		792.402,17		723.262,31

CUADRO 6.4 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 700 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
10.	RELLENOS COMPACTADOS								
10.1	Impermeable de yacimiento	m^3	2.913.280	6,80	19·810·304,00	6,17	17·974·937,60	5,63	18.401.766,40
10.2	Permeable de yacimiento	m^3	14.914.037	4,94	73.675.342,78	4,48	66.814.885,76	4,08	60.849.270,96
10.3	Permeable de excavación	m^3	597.637	1,05	627.518,85	0,95	567.755,15	0,86	513.967,82
10.4	Filtros y drenes	m^3	2.455.206	9,70	23.815.498,20	8,82	21.654.916,92	8,04	19.739.856,24
10.5	Empedrados	m^3	253.770	5,50	1.395.735,00	5,00	1.268.850 00	4,60	1.167.342,00
10.6	Enrocados	m^3	135.627	7,08	960.239,16	6,41	869.369,07	5,88	797.486,76
10.7	Estabilizado	m^3	803	9,39	7.540,17	8,53	6.849,59	7,84	6.295,52
10.8	Agotamiento	m^3	-	-	60.000,00		54.462,00		50.431,81
	Sub-Total				120.352.178,16		109.212.026,09		99.526.417,51
11.	INYECCIONES								
11.1	Perforación inyección de contacto	m	5.292	5,50	29.106,00	5,00	26.460,00	4,60	24.343,20
11.2	Perforación inyección profunda	m	10.520	18,50	194.620,00	16,80	176.736,00	15,56	163.691,20
11.3	Inyección lechada de cemento	sacos	99.410	14,87	1.478.226,70	13,50	1.342.035,00	12,50	1.242.625,00
	Sub-Total				1.701.952,70		1.545.231,00		1.430.659,40
12.	VARIOS								
12.1	Limpieza zona inundada	ha	1.600	60,00	96.000,00	54,50	87.200,00	49,57	79.312,00
12.2	Línea AT-13, 2 KV y S/E	m	8.500	12,32	104.720,00	11,09	94.265,00	10,38	88.230,00
12.3	Sistema alumbrado	Gl	-		20.000,00		18.154,00		16.483,83
12.4	Soleras del coronamiento	m	2.140	16,50	35.310,00	15,00	32.100,00	13,62	29.146,80
12.5	*Instrumentación*	Gl	-		81.500,00		73.977,55		67.171,61
12.6	Pozos de alivio (20)	m	800	500,00	400.000,00	453,85	363.080,00	424,40	339.520,00
	Sub-Total				737.530,00		668.776,55		619.864,24
	TOTAL MURO DE PRESA				125.006.922,28		114.385.969,51		104.277.403,77

Continúa

CUADRO 6.4 (Cont.)

EMBALSE LOS ANGELES — CAPACIDAD = 700 Hm^3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo de Mercado ·		Costo Financiero		Costo Económico	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	TOTAL OBRAS DEL EMBALSE				130.629.016,08		119.559.464,63		109.054.258,79
	12,5% IMPREVISTOS				16.328.627,01		14.944.933,07		13.631.782,34
C.	OTRAS OBRAS								
13.									
13.1	Caminos								
	- Cabildo-Putaendo	km	11,5	151.940,00	1.747.310,00	137.916,00	1.586.034,00	125.503,56	1.443.290,94
	- Cabildo-El Cerrado	km	14,5	75.740,00	1.098.230,00	68.750,00	996.875,00	62.562,50	907.156,25
13.2	Aeródromo	Gl	-		71.400,00		64.809,78		58.976,89
13.3	Expropiaciones	no	1.770,0	60,00	106.200,00	54,46	96.394,20	51,38	90.942,60
13.4	Viviendas	Gl	-		37.500,00		34.038,75		32.098,54
13.5	Pertenencias Mineras	Gl	-		4.000,00		3.630,80		3.427,47
	Sub-Total 13				3.064.640,00		2.781.782,53		2.535.892,69
	Imprevistos (20%)				612.928,00		556.356,50		507.178,53
	TOTAL OTRAS OBRAS				3.677.568,00		3.338.139,03		3.043.071,22
	Costos de Ingeniería								
	- Proyectos				3.000.000,00		3.376.500,00		3.185.400,00
	- Inspección				3.000.000,00		3.376.500,00		3.185.400,00
	TOTAL INGENIERIA				6.000.000,00		6.753.000,00		6.370.800,00
	COSTO TOTAL				156.635.211,09		144.595.536,73		132.099.912,35
					133.901.142,00		123.608.900,00		112.926.900,00

CUADRO 6.5

EMBALSE CHINCOLCO : COTA 738
Capacidad : 10 Mm3

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	FUNDACIONES						
1.1	Excavaciones						
	Excavación a botadero	m3	82.753	2.10	173.781.30	1.91	158.058.23
	Excavación reutilizable	m3	82.069	1.83	150.186.27	1.67	137.055.23
	Agotamiento	gl	1	6.000.00	6.000.00	5.556.00	5.556.00
	Pared moldeada	gl	1		2.290.700.00		2.105.150.00
1.2	Preparación fundaciones						
	Limpieza roca estribos	m2	1.584	0.20	316.80	0.18	285.12
	Preparación roca fundam. para núcleo y transiciones	m2	1.153	10.90	12.567.70	10.01	11.541.53
2.	RELLENOS COMPACTADOS						
2.1	Material impermeable	m3	327.266	6.17	2.019.231.22	5.63	1.842.507.58
2.2	Material permeable yacim.	m3	1.085.854	4.48	4.864.625.92	4.08	4.430.284.32
2.3	Material permeable excav.	m3	82.069	0.95	77.965.55	0.86	70.579.34
2.4	Filtros y drenes	m3	373.893	8.82	3.297.736.26	8.04	3.006.099.72
2.5	Empedrados	m3	91.698	5.00	458.490.00	4.60	421.810.88
2.6	Enrocados	m3	53.231	6.41	341.210.71	5.88	312.998.28
2.7	Estabilizado	m3	2.337	8.53	19.934.61	7.84	18.322.08
2.8	Agotamiento	gl	1	2.000.00	2.000.00	1.852.00	1.852.00
3.	INYECCIONES						
3.1	Hormigón grietas	m3	23	50.80	1.168.40	47.19	1.085.37
3.2	Perf. inyección contacto	ml	900	5.00	4.500.00	4.63	4.167.00
3.3	Perf. inyecc. prof. percusión	ml	1.300	16.80	21.840.00	15.56	20.228.00
3.4	Perf. inyecc. prof. rotación	ml	260	80.00	20.800.00	74.07	19.258.20
3.5	Inyección lechada cemento	sacos	18.900	13.50	255.150.00	12.50	236.250.00
4.	VARIOS						
4.1	Mayores estudios terreno	gl	1	300.000.00	300.000.00	280.000.00	280.000.00
4.2	Limpieza zona inundación	ha	85	54.50	4.632.50	49.57	4.213.45
4.3	Línea A. Tensión	km	2	11.086.00	22.172.00	10.375.00	20.750.00
4.4	Sistema alumbrado	gl	1	3.000.00	3.000.00	2.724.00	2.724.00
4.5	Soleras coronamiento	ml	3.320	15.00	49.800.00	13.62	45.218.40
4.6	Pozos y cámaras drenaje	gl	1	30.000.00	30.000.00	28.050.00	28.050.00
4.7	Instrumentación	gl	1	30.000.00	30.000.00	27.236.00	27.236.00
5.	OBRAS DESV. Y ENTREGA	gl	1	150.000.00	150.000.00	138.617.00	138.617.00
6.	OTRAS OBRAS						
6.1	Camino acceso	km	1	100.000.00	100.000.00	91.000.00	91.000.00
6.2	Terrenos	ha	95	400.00	38.000.00	377.00	35.815.00
	Costo directo				14.745.809.24		13.476.712.73
	Costo ingeniería				1.474.580.92		1.347.671.27
	Sub-Total				16.220.390.16		14.824.384.00
	Imprevistos				3.244.078.03		2.964.876.80
	COSTO TOTAL				19.464.468.19		17.789.260.80

Continúa

Continuación

EMBALSE CHINCOLCO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				859.421.20		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				4.890.914.00		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						3.960.089.00
	JORNADAS HOMBRE						330.000.00

CUADRO 7.1

PUESTA EN RIEGO CANELA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	Nivelación						
1.1	Microniveladora	hrs	8.501.00	14.32	121.734.32	13.15	111.788.15
1.2	Rastra	hrs	2.766.00	14.32	39.609.12	13.15	36.372.90
2.	Cercos	ml	9.220.00	1.08	9.957.60	1.02	9.404.40
3.	Canales 100 lt/s.	Km	84.82	65.40	5.547.23	56.10	4.758.40
4.	Desagues	Km	86.67	65.67	5.668.22	56.10	4.862.19
5.	Puentes	N°	240.00	404.92	97.180.80	377.63	90.631.20
6.	Caidas	N°	922.00	86.43	79.688.46	82.76	76.304.72
7.	Compuertas derivación	N°	148.00	43.17	6.389.16	40.40	5.979.20
8.	Caminos	Km	53.48	77.50	4.144.70	70.88	3.790.66
9.	Despeje vegetación						
9.1	Tractor oruga	hrs	356.26	31.51	11.225.75	28.79	10.256.73
	Costo				381.145.36		354.148.55
	Estudios				38.114.54		35.414.85
	Sub-Total				419.259.89		389.563.40
	Imprevistos				83.851.98		77.912.68
	COSTO TOTAL				503.111.87		467.476.08
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				20.423.02		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				78.439.86		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						150.398.17

CUADRO 7.2

PUESTA EN RIEGO QUEBRADILLA

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	Nivelación						
1.1	Microniveladora	hrs	4.957.00	14.32	70.984.24	13.15	65.184.55
1.2	Rastra	hrs	1.395.00	14.32	19.976.40	13.15	18.344.25
2.	Cercos	ml	18.600.00	1.08	20.088.00	1.02	18.972.00
3.	Canal Q - 100 lt/s	km	38.13	65.40	2.493.70	56.10	2.139.09
4.	Desagues	km	42.78	65.40	2.797.81	56.10	2.399.96
5.	Puentes	N°	112.00	404.92	45.351.04	377.63	42.294.56
6.	Caidas	N°	465.00	86.43	40.189.95	82.76	38.483.40
7.	Compuertas desviación	N°	65.00	43.17	2.806.05	40.40	2.626.00
8.	Caminos	km	28.83	77.50	2.234.33	70.88	2.043.47
9.	Despeje vegetación						
9.1	Tractor oruga	hrs	97.46	31.51	3.070.96	28.79	2.805.87
	Costo				209.992.48		195.293.15
	Estudios				20.999.25		19.529.32
	Sub-Total				230.991.73		214.882.47
	Imprevistos				46.198.35		42.964.49
	COSTO TOTAL				277.190.08		257.786.96
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				11.397.91		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				41.114.92		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						82.180.17

CUADRO 7.3

PUESTA EN RIEGO CATAPILCO - PAPUDO

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P.Unitario US$	Total US$	P.Unitario US$	Total US$
1.	Nivelación						
1.1	Microniveladora	hrs	35.983.00	14.32	515.276.56	13.15	473.176.45
1.2	Rastra	hrs	10.127.00	14.32	145.018.64	13.15	133.170.05
2.	Cercos	ml	33.755.00	1.08	36.455.40	1.02	34.430.10
3.	Canales 100 lt/s	km	276.79	65.40	18.102.07	56.10	15.527.92
4.	Deagues	km	310.55	65.40	20.309.97	56.10	17.421.86
5.	Puentes	N°	810.00	404.92	327.985.20	377.63	305.880.30
6.	Caidas	N°	3.396.00	86.43	291.787.68	82.76	279.397.76
7.	Compuerta derivación	N°	473.00	43.17	20.419.41	40.40	19.109.20
8.	Caminos	km	209.28	77.50	16.219.20	70.88	14.833.77
9.	Despeje vegetación						
9.1	Tractor oruga	hrs	707.50	31.51	22.293.33	28.79	20.368.93
	Costo				1.413.867.46		1.313.316.33
	Estudios				141.386.75		131.331.63
	Sub-Total				1.555.254.21		1.444.647.96
	Imprevistos				311.050.84		288.929.59
	COSTO TOTAL				1.866.305.05		1.733.577.55
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				77.839.44		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				298.333.70		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						556.984.83

CUADRO 7.4

PUESTA EN RIEGO QUINTERO-PUCHUNCAVI

Item	Descripción	Un.	Cantidad	Costo Financiero		Costo Social	
				P. Unitario US$	Total US$	P. Unitario US$	Total US$
1.	Nivelación						
1.1	Microniveladora	hr.	19.514.00	14.32	279.440.48	13.15	256.609.10
1.2	Rastra	hr.	6.215.00	14.32	88.998.80	13.15	81.727.25
2.	Cercos	ml	82.860.00	1.08	89.488.80	1.02	84.517.20
3.	Canal Q - 100 lt/s	Km	198.86	65.40	13.005.44	56.10	11.156.05
4.	Desagues	Km	190.58	65.40	12.463.93	56.10	10.691.54
5.	Puentes	N°	497.00	404.92	201.245.24	377.63	187.682.11
6.	Caidas	N°	2.072.00	86.43	179.082.96	82.76	171.478.72
7.	Compuertas, derivación	N°	331.00	43.17	14.289.27	40.40	13.372.40
8.	Caminos	Km	120.15	77.50	9.311.63	70.88	8.516.23
9	Despeje vegetación						
9.1	Tractor Oruga	hrs	793.80	31.51	25.012.64	28.79	22.853.50
	Costos				912.339.19		848.604.10
	Estudios				91.233.92		84.860.41
	Sub-Total				1.003.573.11		933.464.51
	Imprevistos				200.714.62		186.692.90
	COSTO TOTAL				1.204.287.73		1.120.157.41
	COMPONENTE DIVISAS INDIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				48.757.56		
	COMPONENTE DIVISAS DIRECTAS A PRECIOS FINANCIEROS				176.307.76		
	COMPONENTE DE MANO DE OBRA A PRECIOS SOCIALES						357.242.27