

REPUBLICA DE CHILE  
COMISION NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD  
HOYA DEL RIO RAPEL  
VOLUMEN 4

IDENTIFICACION DE OBRAS  
Y  
ANTEPROYECTOS

AGROIPLA, ING. CONSULTORES, CHILE  
ENGINEERING - SCIENCE, INC., U.S.A.

Abril, 1978

COMISION NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD HOYA DEL RIO RAPEL

VOLUMEN 4

"IDENTIFICACION DE OBRAS Y ANTEPROYECTOS"

3783

A. I. E. S. A.

- I. EVALUACION DE OBRAS
- II. ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE DRENAJE

I N D I C E

	Página Nº
I. EVALUACION DE OBRAS	9
1.1 Generalidades	11
2.1 Determinación de Precios Unitarios al mes de Mayo de 1977	19
2.2 Determinación de Precios Sociales al mes de Mayo de 1977	25
3.1 Canal Tinguiririca Convento Viejo	38
3.2 Trasvase Convento Viejo-Tinguiririca	43
3.3 Canal Tinguiririca Zamorano	49
3.4 Embalse Convento Viejo y Canales Matrices	53
3.5 Embalse Río Claro (Tinguiririca)	59
3.6 Embalse Collicura	62
3.7 Central Hidroeléctrica Collicura	69
3.8 Regadío Zona Yali-Alhué - Alternativa con Regulación Local, sin extracciones a la Cuenca de Santiago	74
3.9 Regadío Zona Yali-Alhué - Alternativa con Regulación en Laguna de Aculeo, sin extracción a la Cuenca de Santiago	90
3.10 Regadío Zona Yali-Alhué - Alternativa con Regulación en Laguna de Aculeo y extracciones a la Cuenca de Santiago	102

	Página Nº
3.11 Regadío Zona Alta de Laguna de San Vicente de Tagua	103
4.1 Consideraciones Generales	108
4.2 Zona de Bombeo	109
4.3 Interferencias Recíprocas por Bombeo	127
4.4 Costos	138
5.1 Puesta en Riego y Tecnificación	152
6.1 Programa de Inversiones	163
A N E X O : A	173
A N E X O : B	205
II. ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE DRENAJE	215
INTRODUCCION	217
1.- ANTECEDENTES DISPONIBLES	219
1.1 Causas y Orígenes del Problema de Drenaje	222
2.- DELIMITACIONES Y EVALUACIONES DE LAS AREAS DE MAL DRENAJE	224
2.1 Fase preliminar de Oficina	224
2.2 Fase de Campo	224
2.3 Clasificación de las condiciones de Drenaje	226

	Página No
2.4 Unidades de Drenaje	231
3.- JUSTIFICACION DE MAYORES ESTUDIOS	255
3.1 Planificación de los Estudios por Realizar	256
4.- COSTOS DE DRENAJE	268
4.1 Requerimientos de Drenaje	268
4.2 Análisis de Costos	270
5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	277
5.1 Conclusiones	277
5.2 Recomendaciones	279
 B I B L I O G R A F I A	 281

I.- EVALUACION DE OBRAS.

### 1.1.- GENERALIDADES.

En el informe que se presenta se exponen los anteproyectos de obras necesarios para dar la seguridad de riego requerida a la zona del proyecto y también extender el área de riego a nuevas zonas. Entre estas últimas destacan el área de nuevo riego abastecida por el Embalse Convento Viejo (en construcción) y el área de la zona Yali-Alhué, señalándose que para el proyecto de Convento Viejo esta oficina sólo ha considerado algunos canales de trasvase y no la totalidad de obras necesarias, las que han sido materia de un estudio especial realizado por la firma ICA-TAHAL.

La justificación de las obras que se analizan y las capacidades consultadas han sido determinadas a través del modelo de simulación hidrológico planteado para la cuenca del Rapel por esta oficina, el cual ha sido materia de un informe particular.

Los anteproyectos considerados y su finalidad han sido los siguientes :

- Canal de Trasvase del Río Tinguiririca al Embalse Convento Viejo.

Su finalidad es conducir recursos excedentes principalmente de invierno de la primera sección del río Tinguiririca a objeto de ser regulados en el Embalse Convento Viejo y posteriormente ser utilizados en el área de riego abastecida desde este embalse. Su capacidad se determinó para 15 m<sup>3</sup>/seg. Se consideran

5 Kms. de canal y el aprovechamiento de cauces naturales existentes.

- Canal Trasvase desde el Embalse Convento Viejo al Río Tinguiririca.

Su finalidad es suplir los déficits de recursos de un área de aproximadamente 16.200 hás. que se ubican adyacentes al río Tinguiririca entre las localidades de Nancagua y el Embalse Rapel.

Se consultan dos conducciones de las cuales una se encuentra en parte construída y la otra es existente.

La primera de ellas tiene una capacidad de 10,7 m<sup>3</sup>/seg. y su parte construída va desde la salida del Embalse Convento Viejo hasta el Estero Truncalemu, faltando construir un tramo de 7.9 Kms. desde este estero hasta el río Tinguiririca, al cual llega en las cercanías de la ciudad de Nancagua. La otra conducción considerada es el actual Canal Las Trancas que nace del Estero Chimbarongo y que con un recorrido de 3.5 Kms. llega al río Tinguiririca, junto a la localidad de Paniahue, conducción que se consulta con una capacidad de 5 m<sup>3</sup>/seg. para lo cual sólo se requiere reacondicionamiento.

- Canal del Río Tinguiririca al Estero Zamorano.

Su finalidad es suplir déficits de la segunda sección de riego del Estero Zamorano y extender un nuevo riego a un área de aproximadamente 2.500 hectáreas que se ubican en la zona alta de la ex Laguna de San Vicente de Tagua-Tagua. Se considera una capacidad de 10 m<sup>3</sup>/seg. y su recorrido alcanza a 4 Kms.

- Regadío de la Zona Alta de la ex Laguna de San Vicente de Tagua - Tagua.

Esta zona está catalogada como de riego eventual por IREN y cuenta en la actualidad para su abastecimiento con los embalses estacionales Las Pataguas y Millahue que reúnen aproximadamente  $5 \times 10^6$  m<sup>3</sup> de volumen útil de almacenamiento que resultan insuficientes. Se considera una canal de capacidad 2,5 m<sup>3</sup>/seg. y un recorrido de 54 Kms. para llevar recursos desde el Estero Antivero hasta el Embalse Millahue y dotar de recursos satisfactoriamente el área.

- Regadío Zona Yali-Alhué.

Esta zona presenta un área potencial de riego de aproximadamente 25.000 hectáreas de las cuales 21.500 hectáreas podrían abastecerse gravitacionalmente con recursos excedentes del río Cachapoal. Se considera un canal con capacidad de 15 m<sup>3</sup>/seg. aproximadamente y 89 Kms. de longitud que captaría sus aguas del río Cachapoal junto al lugar denominado Punta de Cortés. Además serían necesarios dos túneles de longitud conjunta de 7,6 Kms, un sifón para atraveso del Estero Alhué de 1,6 Kms. de desarrollo y dos embalses para regulación de recursos con capacidad conjunta de almacenamiento de aproximadamente  $160 \times 10^6$  m<sup>3</sup>.

Este anteproyecto debe ser considerado como una de las alternativas de solución para riego del área, siendo la otra, la regulación de recursos del Cachapoal en el embalse proyectado en la Laguna de Aculeo. El regadío de esta área puede efec-

tuarse en base a excedentes de invierno del río Cachapoal y sin que ello tenga ninguna incidencia en el regadío de la hoya propia de dicho río.

Las dos alternativas expuestas se han considerado para el caso que no se efectúen extracciones del río Cachapoal para la cuenca de Santiago; para esta última posibilidad se incluye también una alternativa con mayor regulación en la Laguna de Aculeo.

- Embalse Collicura.

La finalidad de esta obra que se ubica en la Cordillera de Los Andes a cota aproximada de 1.000 m.s.n.m., es suplir los déficits que se presentan en el área de riego del río Cachapoal y además considerar el trasvase de recursos desde este río al río Maipo para abastecer necesidades futuras de la cuenca de Santiago. Se han considerado cuatro alternativas de capacidad, a saber :  $100 \times 10^6 \text{ m}^3$ ;  $150 \times 10^6 \text{ m}^3$ ;  $200 \times 10^6 \text{ m}^3$  y  $250 \times 10^6 \text{ m}^3$  según los requerimientos planteados y además un desarrollo eléctrico asociado a la represa de capacidad instalada 200 MW. Se considera también la influencia que este embalse produce en las centrales actualmente existentes en el río Cachapoal.

- Proyecto Convento Viejo.

La finalidad de esta obra es mejorar y extender el área de riego en la ex-provincia de Colchagua.

Los costos de obras de este proyecto de riego se han determinado basándose en los antecedentes del informe respectivo realizado por la firma ICA-TAHAL, con algunas correcciones por concepto de aumento de capacidad del embalse, a un volumen de almacenamiento útil de  $600 \times 10^6 \text{m}^3$  y otras para evitar duplicidad de obras en el área ubicada aguas arriba del embalse.

Se hace presente que para la definición de obras a realizar se ha dado preferencia de abastecer con adecuada seguridad de riego a aquellas áreas que actualmente cuentan con riego establecido y reduciendo el área de nuevo riego consultada en el proyecto, si es el caso.

#### - Captaciones Subterráneas.-

La finalidad de estas captaciones es suplir pequeños déficits de riego que se presenten en distintas zonas del área de proyecto.

Se proponen cinco zonas de captaciones subterráneas con un total de 49 pozos y que son las siguientes:

- 1.- Zona Rosario
- 2.- Zona del Estero Zamorano
- 3.- Zona del Estero Chimbarongo
- 4.- Zona Chépica-Santa Cruz
- 5.- Zona Peralillo-El Huique

Además se han estudiado en tres recintos diferentes captaciones para agua potable de la ciudad de Rancagua y que no se considerarán en la evaluación económica.

- Embalse Río Claro (Tinguiririca).-

La finalidad de esta obra es complementar la regulación del embalse Convento Viejo, permitiendo satisfacer todas las necesidades del sistema asociado a ese proyecto.

Se ha considerado preliminarmente un embalse de capacidad  $100 \times 10^6 \text{m}^3$  en el río Claro, afluente del río Tinguiririca, y ubicado aproximadamente 10 km aguas arriba de la localidad de Puente Negro. Esta obra presenta dudas sobre su factibilidad física, pero se estima que debe profundizarse en su estudio por las ventajas hidrológicas que ofrece.

- Puesta en Riego y Tecnificación.-

La finalidad de estas prácticas es dotar de adecuada infraestructura de riego las nuevas áreas proyectadas y reducir la tasa de riego actual junto con mejorar el rendimiento de los cultivos.

Las obras correspondientes a estas prácticas se han agrupado para su evaluación en los siguientes rubros:

1. Obras de adecuación extrapredial
2. Obras de adecuación predial
3. Obras de drenaje.

Dichos rubros presentan a su vez diferentes costos según se trate del área del proyecto Convento Viejo, del área de riego actual o del área de nuevo riego de las zonas Yali-Alhué y zona alta de la ex-laguna de San Vicente de Tagua-Tagua.

Los temas tratados en los diferentes capítulos de este informe son los siguientes:

En el capítulo 2, se presenta la determinación de precios unitarios de mercado y sociales utilizados en la evaluación de los anteproyectos.

En el capítulo 3, se detallan los anteproyectos señalados incluyéndose una descripción de obras, presupuesto a precios de mercado y a precio social como también planos esquemáticos ilustrativos de las obras. (\*)

En el capítulo 4, se tratan las captaciones subterráneas que se plantean para el área y sus costos.

El capítulo 5, se refiere a la determinación de costos por Tecnificación y Puesta en Riego del sistema, incluyéndose también aquellos por concepto de operación y man-

---

(\*) En general se ha utilizado la expresión  $10^3$ US\$ que significa "miles de dólares".

tención.

En el capítulo 6, finalmente, se indica el programa de inversiones a precio de mercado y a precio social de las distintas obras.

2.1. DETERMINACION DE PRECIOS UNITARIOS DE MERCADO AL  
MES DE MAYO DE 1977.

Esta Oficina ha realizado un estudio de precios unitarios para diferentes items de construcción que se adjunta en el Anexo N<sup>o</sup> A de este informe.

Posteriormente, la Comisión Nacional de Riego acordó proporcionar a sus Contratistas una lista referente a precios unitarios con los cuales debía efectuarse la evaluación de los anteproyectos, la cual se adjunta en el Anexo N<sup>o</sup> B de este informe.

Cabe destacar que, en general, los precios unitarios proporcionados por la Comisión Nacional de Riego son algo mayores que los estudiados por esta Oficina y que su origen corresponde a valores reales obtenidos de la ENDESA en sus construcciones.

De la lista de items con precios unitarios proporcionados por la Comisión Nacional de Riego, se utilizaron finalmente los siguientes:

(1.) Embalses

Relleno permeable sin uso de explosivos  
en el empréstito. (m3)

Relleno impermeable sin uso de explosi-  
vos en empréstito. (m3)

Enrocado	(m3)
( 2.) Canales	
Excavación material blando en cuneta	(m3)
Excavación material blando en mesa	(m3)
Excavación en roca (mesa y cuneta)	(m3)
Hormigón de revestimiento sin moldaje	(m3)
Hormigón de revestimiento con moldaje	(m3)
( 3.) Obras de Arte Menores en Canales	
Se consulta presupuesto global	Gl.
( 4.) Túneles	
Excavación en roca	(m3)
Revestimiento de hormigón	(m3)
Revestimiento hormigón armado	(m3)
Marcos metálicos para entibación	(Ton.)
( 5.) Tuberías	
Excavación material blando	(m3)
Excavación en roca	(m3)
Hormigón armado	(m3)
Relleno compactado	(m3)

NOTA: Algunos items de presupuesto quedaron considerados en forma global como se verá en los presupuestos adjuntos.

A fin de determinar precios unitarios a costo social, lo que se verá más adelante, se desglosó el precio unitario de mercado deducido por AIESA para algunos de los diferentes items que fueron los utilizados en la evaluación y para los siguientes rubros:

- 1.- Mano de obra
- 2.- Costo directo materiales nacionales
- 3.- Impuestos correspondientes a 2.
- 4.- Costo C.I.F. de materiales importados
- 5.- Impuestos correspondientes a 4.
- 6.- Costo de equipos de construcción
- 7.- Impuestos correspondientes a 6.
- 8.- Gastos generales y de administración

Los resultados obtenidos de este análisis se exponen en el Cuadro N<sup>o</sup> 1 que figura a continuación:

C U A D R O N° 1

DESGLOSE DE PRECIOS UNITARIOS DE MERCADO SEGUN AIESA PARA DIFERENTES RUBROS

I T E M	MAÑO	MATER. NACION.	MATER. IMPORT.		EQUIPO CONSTRUCC.		GASTOS		TOTAL US\$
	OBRA US\$	Costo Direc.	Impuest.	C.CIF	Costo	Impuesto	GRALES. Y ADMIN.		
Exc.cuneta material común en canales. (m3)	0,26	0,07	0,01	0,09	0,03	0,24	0,09	0,32	1,11
Exc.mesa material común en canales. (m3)	0,15	0,04	0,01	0,06	0,01	0,015	0,05	0,19	0,66
Exc. roca canales (m3)	1,48	0,89	0,18	0,18	0,06	1,26	0,45	1,80	6,30
Revestimiento canales sin moldajes. (m3)	0,96	2,08	0,42	0,11	0,04	0,28	0,10	1,59	5,58
Exc.roca obras mayores. (m3)	1,54	0,89	0,18	0,20	0,08	3,05	1,11	2,82	9,87
Enfierradura. (Kg)	0,08	0,59	0,12			0,01		0,32	1,12
Hormigón armado. (m3)	2,76	17,87	3,58	1,14	0,41	2,94	1,05	11,90	41,65
Relleno impermeable tranques. (m3)	1,14	0,84	0,17	0,26	0,09	1,55	0,55	1,84	6,44
Relleno permeable tranques (m3)	0,88	0,65	0,13	0,20	0,06	1,19	0,43	1,42	4,96
Enrocado (m3)	3,10	1,70	0,34	0,40	0,12	1,27	0,46	2,96	10,35

103

## 2.2. DETERMINACION DE PRECIOS SOCIALES AL MES DE MAYO DE 1977

Para la determinación de los precios a costo social, se ha efectuado, en primer término, una distribución porcentual del valor de mercado para los diferentes items, según los rubros ya referidos y de acuerdo al estudio de precios unitarios para el mes de Mayo de 1977, realizado por AIESA. (ANEXO N° A)

Los resultados de este análisis se exponen en el Cuadro N° 2 que figura a continuación.

C U A D R O N° 2

COEFICIENTES POR RUBRO PARA DIFERENTES ITEMS DEL PRECIO DE MERCADO  
( INCLUYE IMPUESTOS )

I T E M	Mano	Mater.Nacion.	Mater.Import.	Equipo Construc.		Gastos		TOTAL	
	Obra	Costo	Impto.	C.CIF	Impto.	Costo	Impuesto		Grales. y Admis.
A.- Excav.cuneta mat.común en canales (m3)	0,234	0,063	0,009	0,081	0,027	0,216	0,082	0,288	1,00
B.- Excav.mesa mat.común en canales (m3)	0,227	0,061	0,015	0,091	0,015	0,227	0,076	0,288	1,00
C.- Excav.roca canales y excav.o relleno compact.material común en obras (m3)	0,235	0,141	0,029	0,029	0,009	0,200	0,071	0,286	1,00
D.- Revest.canales con o sin moldajes (m3)	0,172	0,373	0,075	0,020	0,007	0,050	0,018	0,285	1,00
E.- Excav.roca obras mayores (m3)	0,156	0,090	0,018	0,020	0,008	0,309	0,113	0,286	1,00
F.- Enfierradura (Kg.)	0,071	0,527	0,107	-	-	0,009	-	0,286	1,00
G.- Hormig.armado (m3)	0,066	0,429	0,086	0,027	0,010	0,071	0,025	0,286	1,00
H.- Relleno impermeable tranq. (m3)	0,177	0,130	0,026	0,040	0,014	0,241	0,086	0,286	1,00

Continuación Cuadro N° 2

I T E M	Mano	Mater.	Nacion.	Mater.	Import.	Equipo	Construc.	Gastos	TOTAL
	Obra	Costo	Impto.	C.CIF	Impto.	Costo	Imptos.	Grales. y Administ.	
I.- Relleno permeable tranques (m3)	0,178	0,131	0,026	0,040	0,012	0,240	0,087	0,286	1,00
J.- Enrocado (m3)	0,300	0,164	0,033	0,038	0,012	0,123	0,044	0,286	1,00

Posteriormente, a los coeficientes (o porcentajes) determinados en el Cuadro N<sup>o</sup> 2, se aplicaron las siguientes correcciones de acuerdo a instrucciones de ODEPLAN sobre el particular, que fueron proporcionadas por la Comisión Nacional de Riego en Oficio N<sup>o</sup> 915 de fecha 11 de Octubre de 1977.

- MANO DE OBRA:

ODEPLAN determina un valor a precio social de fecha Abril de 1977 de \$ 1.010 al mes, el cual debe dividirse por \$ 2.580 al mes que es el valor a precio de mercado del estudio de AIESA, a fin de obtener la corrección en este rubro. Resulta un factor de corrección de 0.4, previa actualización de valores a Mayo de 1977.

- COSTO DIRECTO DE MATERIALES NACIONALES:

Se considera una tasa de 20% correspondiente al IVA, lo que representa dividir el factor 1.00 por 1.20. Resulta un factor de corrección de 0.83.

- COSTO C.I.F. DE MATERIALES IMPORTADOS:

ODEPLAN determina un precio social de la divisa en Abril de 1977 de \$ 26,2. Al actualizar este valor a Mayo de 1977, según la fórmula propuesta por ODEPLAN, se llega a un valor \$ 27.23. Este último valor se divide por el valor de la divisa a precio de mercado de Mayo de 1977, el cual alcanza a \$ 19.36. Resulta un factor de corrección de 1.41.

- COSTO DE EQUIPOS DE CONSTRUCCION:

Se aplica un procedimiento igual al anterior. Resulta un factor de corrección de 1.41.

- GASTOS GENERALES Y DE ADMINISTRACION:

No existen instrucciones de ODEPLAN al respecto, por lo que se supuso que estos gastos se distribuían en un 50% por concepto de utilidades, un 25% en personal administrativo y de secretaría y otro 25% en arriendo de oficinas, muebles y útiles, partidas a las que se aplicaron los siguientes coeficientes correctivos para llevarlos a su valor social: 0.8; 0.4 y 0.8 respectivamente. Resulta un factor de corrección final de 0.7.

- IMPUESTOS DEL COSTO DIRECTO DE MATERIALES NACIONALES, DEL COSTO C.I.F. DE MATERIALES IMPORTADOS Y DEL COSTO DE EQUIPOS DE CONSTRUCCION:

ODEPLAN considera eliminar estos rubros para la evaluación a precio social. Resulta un factor de corrección igual a 0.

Los factores de corrección indicados anteriormente fueron aplicados a la distribución porcentual según rubros de los valores de mercado que figuran en el Cuadro N<sup>o</sup> 2, obteniéndose en esta forma los valores de coeficientes finales de corrección de acuerdo a las normas de ODEPLAN que deben aplicarse a los precios unitarios de mercado proporcionados por la Comisión Nacional de Riego a fin de obtener los precios unitarios a costo social. Estos coeficientes figuran en el Cuadro N<sup>o</sup> 3 que se expone a continuación.

Finalmente, en el cuadro que figura a continuación (N<sup>o</sup> 4) se exponen los precios unitarios de mercado y de costo social para los diferentes items que fueron utilizados en la evaluación de anteproyectos.

C U A D R O N° 3

PRECIOS SOCIALES

COEFICIENTE FINAL Y POR RUBRO MODIFICADOS SEGUN NORMAS ODEPLAN

PARA DIFERENTES ITEMS DE PRECIOS DE MERCADO (NO INCLUYE IMPUESTOS)

I T E M	Mano de Obra	Materiales Nacionales Cost.Direc.	Materiales Importados Cost.CIF	Equipo Construc. Costo	Gastos Grales. y Admin.	Coeficiente Final Total
A.-Excav.cuneta mater.común en canales (m3)	0,094	0,052	0,114	0,305	0,202	0,767
B.-Excav.mesa mater.común en canales (m3)	0,091	0,051	0,128	0,320	0,202	0,792
C.- Excav.roca canales y excav. o relleno compact.mater. común en obras.(m3)	0,094	0,117	0,041	0,282	0,200	0,734
D.-Revestim.canales con o sin moldajes (m3)	0,069	0,310	0,028	0,071	0,200	0,678
E.-Ecav.roca obras mayores (m3)	0,062	0,075	0,028	0,436	0,200	0,801
F.-Enfierradura. (Kg)	0,028	0,437	-	0,013	0,200	0,678
G.-Hormigón armado. (m3)	0,026	0,356	0,038	0,100	0,200	0,720
H.-Relleno impermeable tranques (m3)	0,071	0,108	0,056	0,340	0,200	0,775
I.- Relleno permeable tranques (m3)	0,071	0,109	0,056	0,338	0,200	0,774
J.- Enrocado (m3)	0,120	0,136	0,054	0,173	0,200	0,683

-33-

NOTA: Para otros items no especificados, se adoptó un coeficiente final de 0.800.

C U A D R O N º 4

CUADRO COMPARATIVO DE PRECIOS UNITARIOS DE MERCADO Y DE PRECIOS UNITARIOS SOCIALES PARA DIFERENTES ITEMS UTILIZADOS EN LA EVALUACION DE ANTEPROYECTOS.

I T E M S	Unidad	Precios de Mercado US\$	Coeficiente	Precios a Costo Soc. US\$
<b>1.- EMBALSES</b>				
- Relleno permeable sin uso de explosivos	m3	4.00	0,774	3.10
- Relleno Impermeable sin uso de explosivos	m3	6.00	0,775	4.65
-- Enrocado	m3	10.00	0,683	6.83
<b>2.- CANALES</b>				
- Excav.Material blando en cuneta	m3	1.50	0,767	1,15
- Exc.Material blando en mesa	m3	1.00	0,792	0.79
- Exc.en Roca (mesa y cuneta)	m3	8.00	0,734	5.87
- Hormigón de revestim.sin moldaje	m3	80.00	0,678	54.24
- Hormigón de revest.con moldaje	m3	100.00	0,678	67.80
<b>3.- OBRAS DE ARTE EN CANALES</b>				
-(Se consulta presupuesto Global)	G1		0,800	
<b>4.- TUNELES</b>				
- Excav.en Roca	m3	75.00	0,801	60.03
- Revestim.hormigón	m3	95.00	0,800	76.00
- Revestim.hormigón armado	m3	150.00	0,720	108.00
- Marcos metal.para entibac. Ton.		1.480.00	0,678	1.003.44
<b>5.- TUBERIAS</b>				
- Excav.material blando	m3	1.70	0,734	1,25
- Excav.en Roca	m3	18.00	0,801	14.42
- Hormigón armado	m3	120.00	0,720	86.40
- Relleno compactado	m3	1.70	0,734	1.25

NOTAS: 1) Los precios a Costo Social se obtienen multiplicando el precio de mercado por el coeficiente indicado.

2) Para cualquier otro item no especificado en este cuadro se aplica un coeficiente de 0,8 al precio de mercado para obtener el precio a Costo Social.

Los gastos de diseño de obras han sido determinados en un 7% del valor de mercado de las mismas lo cual rige tanto para los presupuestos a precio de mercado como a precio social.

Los gastos de imprevistos de las obras han sido determinados en un 20% del valor de ellas según se considere su valor de mercado o su valor social.

Para la determinación de estos porcentajes se ha tenido en cuenta las instrucciones proporcionadas por la Comisión Nacional de Riego.

### 3.1.- CANAL TINGUIRIRICA-CONVENTO VIEJO.-

#### 3.1.1.- Descripción de la Obra.-

Este canal se ha diseñado preliminarmente para una capacidad de 15 m<sup>3</sup>/seg. y está destinado a conducir sobrantes de invierno y primavera del río Tinguiririca en su primera sección al Embalse Convento Viejo.

El canal captaría recursos en la ribera izquierda del río Tinguiririca mediante una bocatoma lateral consistente en un marco de compuertas al cual se desvían recursos mediante un encauzamiento des de aguas arriba practicado con material del lecho. La ubicación de esta obra sería justo a la puntilla denominada del Puente Negro y perteneciente al cerco Santa Elena, aproximadamente 2 km aguas abajo de la localidad de Puente Negro.

A continuación de esta bocatoma se consulta un canal, excavado en tierra sin revestir, que corre primero en dirección poniente, luego al sur en un trayecto aproximado de 5 km. hasta alcanzar el Canal San Juan, que es un curso natural existente, el cual desemboca posteriormente al Estero Quintana afluente del Estero Chimbarongo.

### 3.1.2.- Características de Diseño.-

La bocatoma indicada consistirá en un marco de aproximadamente 12 mts. de largo y 5.50 mts. de ancho, provisto de dos compuertas frontales de 2.50 mts. de ancho y tres compuertas laterales en 2.00 mts. El muro adosado a la ribera izquierda tendrá 6.00 mts. de altura y el del lado del río 4.00 mts. a fin que funcione como vertedero.

El canal de 5 km mencionado, tendría para un gasto de 15 m<sup>3</sup>/seg un lecho trapecial con 2.40 mts de ancho basal y 2.40 mts. de altura de agua, inclinación de taludes 1/1, revancha de 0,30 mts., pendiente media de 0.001, coeficiente de rugosidad 0.030. No se considera excavación de mesa ni extracción de roca por desarrollarse en terreno plano de riego. La sección de excavación sería 13.8 m<sup>2</sup>. (★)

---

(★) Ver Plano N<sup>o</sup> 1 en pág. 43 del Album de Mapas.

P R E S U P U E S T O  
(A precio de mercado)

CANAL TINGUIRIRICA - CONVENTO VIEJO

(Q=15 m3/seg)(L=5 km)	Unidad	Cantidad	P.U. US\$	Sub- Total 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$
1.- Bocatoma Río Tinguiririca	G1			30	
2.- Excav.cuneta mat.común	m <sup>3</sup>	70.000	1.50	105	
3.- Obras de Arte menores	G1			30	
4.- Acondicionamiento cauces naturales (Canal Sn.Juan y Estero Quintana)	G1			50	
5.- Varios.(Expropiaciones, perjuicios, etc).	G1			25	240
6.- Diseños e Imprevistos(27%)	G1				65
					<hr/>
					305
					<hr/>
					<hr/>

SON: TRESCIENTOS CINCO MIL DOLARES.

P R E S U P U E S T O

(A precio social)

CANAL TINGUIRIRICA-CONVENTO VIEJO

(Q = 15 m<sup>3</sup>/seg) (L = 5 km)

	Uni- dad	Cantidad	Precio Unita- rio US\$	Sub- tal 10 <sup>3</sup> US\$	To- tal 10 <sup>3</sup> US\$
1.- Bocatoma Río Tinguiririca	G1			24.-	
2.- Excavación cuneta material común	m <sup>3</sup>	70.000	1.15	81.-	
3.- Obras de arte menores	G1			24.-	
4.- Acondicionamiento cauces na- turales (Canal Sn.Juan)(Es- tero Quintana)	G1			40.-	
5.- Varios (Expropiaciones, per- juicios, etc.)	G1			25.-	194.-
6.- Imprevistos (20%)	G1				39.-
7.- Diseños (7% del Precio de Mercado)	G1				17.-
				<u>TOTAL</u>	<u>250.-</u>

SON: DOSCIENTOS CINCUENTA MIL DOLARES.-

3.2.- TRASVASE CONVENTO VIEJO - TINGUIRIRICA.-

3.2.1.- Descripción de Obras.-

Este es un sistema de canales que se ha estudiado con el fin de traspasar recursos del embalse Convento-Viejo a la zona de riego del río Tinguiririca que está ubicada aguas abajo del pueblo de Nancagua. La zona de riego abarca aproximadamente unas 16.200 há.s. La Dirección de Riego está construyendo actualmente un canal que sale del embalse Convento Viejo y que llega hasta la quebrada Truncalemu. Además hay un canal existente que lleva aguas del estero Chimbarongo al río Tinguiririca. Este canal denominado Las Trancas, tiene derecho a captar 3.000 de las 23.500 acciones en que se divide el estero Chimbarongo y alimenta con ellas los canales Los Maquis y Huicano del río Tinguiririca. Las obras que se han estudiado consisten en un canal que continúa desde el estero Truncalemu hasta llegar al río Tinguiririca y una ampliación del canal Las Trancas para llevar 5 m<sup>3</sup>/s.

La Dirección de Riego encomendó el estudio de diversas alternativas para la continuación del canal que está construyendo.

De este estudio se ha tomado una de las alternativas que se proponen como la más conveniente. Esta alternativa es dejar caer las aguas del canal actualmente en construcción al estero Truncalemu y captarlas más abajo con un canal de 10,7 m<sup>3</sup>/s.

Este canal quedaría construido casi totalmente en terreno plano con una longitud de 7.9 km y entregaría sus aguas al río Tinguiririca en la localidad de Nancagua.

El canal Las Trancas es un canal que tiene su bocatoma en el estero Chimbarongo unos 2 km aguas arriba del puente del camino a Sta. Cruz y que se desarrolla por terreno plano en unos 3,5 km para caer al río Tinguiririca a la altura de la localidad de Paniahue. Según los antecedentes existentes, este canal lleva en un año 85% un caudal máximo de 3,7 m<sup>3</sup>/s. Se ha supuesto que esa es su capacidad actual y se ha estudiado su ampliación a 5,0 m<sup>3</sup>/s.

### 3.2.2.- Características de Diseño.-

El canal del estero Truncalemu tendría una boca toma consistente en un marco de aproximadamente 10 mts. de largo y 4,30 mts. de ancho, provisto de dos compuertas frontales de 2,00 mts. de ancho y dos compuertas laterales de 2,50 mts. de ancho. El muro adosado a la ribera derecha tendrá 6,00 mts. de altura y del lado del estero 4,00 mts. a fin que funcione como vertedero.

El canal en sí tendría para el gasto de 10,7 m<sup>3</sup>/s y entre los km 0,00 y 4,00, un lecho trapecial con 3,05 mts. de ancho basal y 1,33 mts. de altura de agua, taludes 1/1, re

vancha de 0,20 m. pendiente media de 0.0008, coeficiente de rugosidad 0,014 y espesor de revestimiento 0,10 m.

Entre los km 4,00 a 7,90 las dimensiones serían: ancho basal 3,60., altura de agua 1,41 m., taludes 1/1, revancha 0,21 m., pendiente media 0,0005, coeficiente de rugosidad 0,014 y espesor de revestimiento 0,10 m.

El canal Las Trancas tendría para el gasto de 5,00 m<sup>3</sup>/s, un ancho basal de 1,52 m., una altura de agua de 1,52 m., una revancha de 0,23 m., taludes 1/1, pendiente media de 0,001 y rugosidad de 0,025. No se considera revestimiento. En cuanto a la bocatoma, esta sería de tipo rústico para el caudal de 5,00 m<sup>3</sup>/s. (\*)

---

(\*) Ver Plano No 2 en pág. 44 del Album de Mapas.

P R E S U P U E S T O

(A Precio de Mercado)

CANALES DE INTERCONECCION CONVENTO VIEJO-TINGUIRIRICA

I T E M	UNI DAD	CANTIDAD	P.U. US\$	SUB- TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$	TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$
1.- CANAL ESTERO TRUNCALEMU- TINGUIRIRICA					
1.1.- Canal					
Excavación cuneta ma terial blando	m3	85.930	1.50	129	
Revestimiento sin mol daje	m3	2.688	80.00	215	
Revestimiento con mol daje	m3	3.517	100.00	352	696
1.2.- Obras de Arte Me- nores (incluso boca toma)					
	G1			224	224
1.3.- Expropiaciones y Perjuicios					
	G1			36	36
1.4.- Diseño e Imprevistos (27%)					
	G1			258	258
T O T A L					1.214
2.- AMPLIACION CANAL LAS TRAN- CAS					
	G1			10	10
T O T A L G E N E R A L					1.224

SON: UN MILLON DOSCIENTOS VEINTICUATRO MIL DOLARES.

P R E S U P U E S T O

(A precio Social)

CANALES DE INTERCONECCION CONVENTO VIEJO-TINGUIRIRICA

I T E M	UNI DAD	CANTIDAD	PRECIO Unita- rio US\$	SUB-TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$	TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$
1.- CANAL ESTERO TRUNCALEMU-TINGUIRIRICA (Q= 10.7 m3/seg)(L = 7.9 km)					
1.1. Excavación Cuneta material blando	m3	85.930	1.15	99	
1.2.-Revestimiento sin mol daje	m3	2.688	54.24	146	
1.3.-Revestimiento con mol daje	m3	3.517	67.80	238	
1.4.-Obras de Arte Menores (Incluso Bocatoma)	G1			151	634
1.5.-Varios (Expropiacio nes,perjuicios,etc)	G1			36	36
1.6.-Imprevistos (20%)	G1				134
1.7.-Diseños (7% del pre cio de mercado)	G1				67
T O T A L					871
2.- AMPLIACION CANAL LAS TRANCAS (Q = 5 m3/seg)(L = 3.5 km)					
T O T A L G E N E R A L	G1				8
					879

SON: OCHOCIENTOS SETENTA Y NUEVE MIL DOLARES.

### 3.3.- CANAL TINGUIRIRICA-ESTERO ZAMORANO

#### 3.3.1.-Descripción de la Obra.-

Este canal se ha diseñado preliminarmente para una capacidad de 10 m<sup>3</sup>/seg. y está destinado a paliar déficits de la segunda sección del estero Zamorano y a aportar recursos de riego para la zona alta de la ex-laguna San Vicente de Tagua-Tagua, estimada aproximadamente en 3.000 hectáreas.

El canal captaría recursos de la ribera derecha del río Tinguiririca mediante una bocatoma lateral consistente en un marco de compuertas al cual se desvían recursos mediante un encauzamiento desde aguas arriba, practicado con material del lecho.

La ubicación de esta obra sería junto a la localidad de San Genaro y aproximadamente 4 km aguas abajo de la localidad de Puente Negro.

A continuación de esta bocatoma se consulta un canal, excavado en tierra sin revestir, que corre primero en dirección poniente y luego al norte en un trayecto aproximado de 4 km hasta alcanzar el estero Antivero.

#### 3.3.2.-Características del Diseño.-

La bocatoma indicada consistirá en un marco de aproximadamente 10 mts. de largo y 4,30 mts. de ancho provisto de dos

compuertas frontales de 2.00 mts. de ancho y dos compuertas la terales de 2.50 mts. de ancho. El muro adosado a la ribera de recha tendrá 6.00 mts. de altura y el del lado del río 4.00 mts., a fin que funcione como vertedero.

El canal de 4 km mencionado, tendría para un gasto de 10 m<sup>3</sup>/seg. un lecho trapecial con 2.00 mts. de ancho basal y 2.00 mts. de altura de agua, inclinación de taludes 1/1, revancha de 0,25 mts., pendiente media de 0.001, coeficiente de rugosidad 0.030. No se considera excavación de mesa ni extracción de roca por desarrollarse en terreno plano de riego. La sección de excavación sería 9.6 m<sup>2</sup>. (★)

---

(★) Ver Plano Nº 1 en pág. 43 del Album de Mapas.

P R E S U P U E S T O

(A Precio de Mercado)

CANAL TINGUIRIRICA-ESTERO ANTIVERO

(Q = 10 m3/seg) (L = 4 km)

	UNI DAD	CANTIDAD	P.U. US\$	SUB- TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$	TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$
1.- Bocatoma Río Tinguiririca	G1			25	
2.- Excav.cuneta material común	m3	40.000	1.50	60	
3.- Obras de arte menores	G1			20	
4.- Varios (Expropiaciones, perjuicios, etc.)	G1			20	125
5.- Diseños e Imprevistos(27%)	G1				34
			T O T A L		159

SON: CIENTO CINCUENTA Y NUEVE MIL DOLARES.

P R E S U P U E S T O

(A Precio Social)

CANAL TINGUIRIRICA-ESTERO ANTIVERO

(Q= 10 m3/seg) (L = 4 km)

	UNI DAD	CANTIDAD	PRECIO Unita- rio US\$	SUB-TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$	TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$
1.- Bocatoma Río Tinguiririca	G1			20	
2.- Exc.cuneta material común	m3	40.000	1.15	46	
3.- Obras de arte menores	G1			16	
4.- Varios (Expropiaciones, perjuicios, etc.)	G1			20	102
5.- Imprevistos (20%)	G1				20
6.- Diseños (7% del Precio de Mercado)	G1				9
			T O T A L		131

SON: CIENTO TREINTA Y UN MIL DOLARES.

### 3.4. EMBALSE CONVENTO VIEJO Y CANALES MATRICES.

Existe un estudio de factibilidad del Proyecto Convento Viejo realizado por la firma ICA-TAHAL de donde se han obtenido los valores de presupuesto de las obras consideradas y que incluyen la presa de embalse para una capacidad útil de  $444 \times 10^6$  m<sup>3</sup> y los canales matrices de riego.

Los costos de puesta en riego y tecnificación que incluyen los canales principales, los canales secundarios, la adecuación predial y el riego de rinconadas, han sido considerados más adelante en el capítulo N<sup>o</sup> 5 de puesta en riego y tecnificación.

Se presenta a continuación en forma resumida los valores que da el citado informe para el embalse y los canales matrices.

I T E M	Precio de Mercado (10 <sup>3</sup> US\$)	Precio Social (10 <sup>3</sup> US\$)
1. Embalse Convento Viejo (*)	34.357	30.921
2. Canal Matriz Nilahue	3.569	3.212
3. Canal Matriz Alcones	8.788	7.909
4. Canal Yaquil-Cañetén	20.359	18.323
T o t a l e s	67.073	60.365

(\*) Se incluye tanto el valor de la presa como de las expropiaciones y variantes ferroviarias, de caminos, de teléfonos y telégrafo, de oleoductos y de líneas de alta y baja tensión. No incluye el valor de las obras ya ejecutadas.

Sin embargo de los resultados de la operación del modelo de la cuenca realizado por AIESA se desprende que la capacidad de regulación indicada es insuficiente, recomendándose un aumento de ella a  $600 \times 10^6$  m<sup>3</sup> de volumen útil regulable, lo que permitiría regar adecuadamente el total del área de riego actual bajo el embalse y aproximadamente un 80% del área de nuevo riego considerada. Si la regulación fuese mayor, lo que sería posible obtener considerando una regulación local, se regaría la totalidad del área de proyecto.

Esta mayor regulación puede obtenerse en dos formas, si se desea alcanzar  $600 \times 10^6$  m<sup>3</sup>:

- Aumentando la capacidad del embalse Convento Viejo a  $600 \times 10^6$  m<sup>3</sup>, peraltando en 3.00 mts. el muro.
- Considerando la posibilidad de regulación local en la zona de Nilahue con una capacidad útil de regulación de aproximadamente  $160 \times 10^6$  m<sup>3</sup> y considerando el proyecto actual del embalse Convento Viejo (\*)

A continuación se considera en forma preliminar el costo adicional que representa cada una de las alternativas señaladas. (\*\*)

---

(\*) Existen posibilidades de regulación local tanto en la zona de Nilahue como en Alcones, pero se ha identificado el embalse Callihue de Nilahue, para efectos de presupuesto.

(\*\*) Ver Plano N<sup>o</sup> 9 en pág. 51 del Album de Mapas.

PRESUPUESTO AUMENTO DE CAPACIDAD DE EMBALSE  
 CONVENTO VIEJO A 600 x 10<sup>6</sup> m3.

I T E M	PRECIO DE MERCADO (10 <sup>3</sup> US\$)	PRECIO SOCIAL (10 <sup>3</sup> US\$)
1.- Superficie de riego inundada (800 Há. a US\$ 2.500 c/u promedio)	2.000	1.600
2. Superficie de Secano inundada (300 Há. a US\$ 500 c/u)	150	120
3. Construcciones varias (20.000 m2 edificados a US\$ 100 c/u en promedio)	2.000	1.600
4. Cambios adicionales a variantes de FF.CC. y carretera longitudinal ya consultados (G1)	5.873	5.264
5. Muro de embalse (G1)	3.440	2.752
6. Vertedero (10% sobre el costo actual considerado)	500	400
7. Variación línea alta tensión (10% sobre costo actual considerado)	250	200
8. Variación Oleoducto (5% sobre costo actual considerado)	30	24
9. Variantes adicionales en teléfono, telégrafo y otros (G1)	200	160
10. Imprevistos (20%)	2.889	2.424
11. Diseños (7% del precio de Mercado)	1.011	1.011
T O T A L E S	18.343	15.555

PRESUPUESTO REGULACION LOCAL EN NILAHUE  
Y ALCONES DE  $160 \times 10^6$  m<sup>3</sup>.

I T E M	PRECIO DE MERCADO (10 <sup>3</sup> US\$)	PRECIO SOCIAL 10 <sup>3</sup> US\$)
1. Muro embalse Calihue ( $160 \times 10^6$ m <sup>3</sup> )	6.500	5.200
2. Vertedero, O.Toma y Varios (G1)	2.000	1.600
T O T A L E S	8.500	6.800

La ubicación del embalse Callihue que se considera, es coincidente con el punto donde llega el canal matriz de alimentación del área Nilahue. De ahí es posible extender canales principales de riego para el área citada que no tendrían mayores modificaciones sobre lo consultado. El área de la zona Alcones puede preliminarmente dejarse sin modificaciones a lo consultado en el proyecto, o si se requiere regar la totalidad del área de este proyecto, considerar la posibilidad de regular en el embalse Del Monte de esa zona.

Se hace presente que la relación agua/muro de estos embalses es de aproximadamente 130/1 deducida de las planchetas del I.G.M. a escala 1:50.000.

Cabe destacar que las posibilidades de regulación del embalse Callihue son aún muy superiores a una capacidad de  $160 \times 10^6$  m<sup>3</sup>, y que a su vez es también posible alimentar desde ahí la zona de Alcones, ya sea apoyándose en otras regulaciones propias de esa zona o bien directamente. Este hecho puede plantear la conveniencia de reconsiderar la capacidad asignada de  $450 \times 10^6$  m<sup>3</sup> al embalse Convento Viejo y que se comparta en mayor proporción con la regulación local, teniéndose en cuenta la economía adicional que representa poder dar menor capacidad de conducción a los canales matrices de alimentación y la ventaja adicional de poder regar la totalidad del área del Proyecto Convento Viejo.

Sin embargo, para los efectos de la evaluación económica de esta obra, se ha preferido optar

por la alternativa de presupuesto que es mayor, es decir, el aumento de capacidad del embalse Convento Viejo a  $600 \times 10^6$  m<sup>3</sup>, lo que representa una inversión total de  $10^3$  US\$ 85.416 a precio de mercado y de  $10^6$  US\$ 75.920 a precio social.

### 3.5.- EMBALSE RIO CLARO (TINGUIRIRICA).-

La finalidad de esta obra sería permi  
tir el riego de la totalidad del área del proyect  
to Convento Viejo dando seguridad adecuada a la  
superficie de riego actual y a la de nuevo riego.

El embalse río Claro, formado por un  
muro principal y dos pretilos, con una capacidad  
de embalse de  $100 \times 10^6$  m<sup>3</sup>, y una relación agua/  
muro de 40/1, tiene las siguientes característi-  
cas de diseño.

El muro principal, con una longitud de  
319 m y una altura máxima de 88 m. en los que se  
contempla una revancha de 5 m. está compuesto por  
un núcleo impermeable de relleno, con taludes 1/1,  
y 4,0 m. de ancho en el coronamiento, y rellenos  
permeables de 2 m. de ancho cada muro en el coro-  
namiento y talud 2/1 en la cara seca, y 3/1 en la  
cara mojada. De acuerdo a esto el ancho total del  
coronamiento es 8 m.

Se contempla también un enrocado de 0,4 m.  
de espesor en ambas caras del muro.

A continuación del muro principal, y ya  
fuera de la garganta del río Claro, se encuen-  
tra un pretil de 972 m.

de largo, y 16 m de altura máxima. Está formado también por un núcleo de relleno impermeable con talud 1/1, y rellenos permeables con taludes 2/1 en la cara seca y 3/1 en la cara mojada, consultándose también enrocado de 0,4 m de espesor en ambas caras. El ancho de coronamiento es 8 m.

El otro pretil tiene 280 m. de longitud, y 16 m de altura máxima. Está formado por un núcleo de relleno impermeable de taludes 1/1, y 4 m de ancho en el coronamiento, y rellenos permeables de talud 2/1 en la cara seca y 3/1 en la cara mojada con un ancho de 1,0 m. en el coronamiento de cada uno, dando un total de 6,0 m para el coronamiento del pretil.

Para la cara mojada de este pretil se ha considerado un enrocado de 0,4 m de espesor.

La cota de coronamiento del muro principal, y de los pretiles, es aproximadamente 726 m.s.n.m. y el nivel de aguas máximas 721 m.s.n.m.

Las obras de evacuación de crecidas, se ubican en un extremo del pretil mas corto, descargando al río Tinguiririca. (★)

El presupuesto de esta obra a precio de mercado se ha calculado en 10<sup>3</sup>US\$ 23.900 y a precio social en 10<sup>3</sup>US\$ 19.000.

---

(★) Ver Plano N<sup>o</sup> 10 en pág. 52 del Album de Mapas.

Cabe destacar que esta obra sería innecesaria si las posibilidades de regulación local de las zonas Nilahue y Alcones señaladas en el punto anterior fuesen factibles, lo que estimamos debe ser estudiado en profundidad.

### 3.6.- EMBALSE COLLICURA.-

#### 3.6.1.- Descripción de Obras.-

Tiene por objeto regular los caudales del río Cachapoal para el regadío de su hoya y permitir además la generación hidroeléctrica en una central próxima a la presa.

Las obras estarán situadas aproximadamente a  $34^{\circ}18'$  de latitud S y  $70^{\circ}27'$  de longitud W a 985 m.s.n.m., en la precordillera de Los Andes, cerca del mineral de cobre "El Teniente".

El embalse tendría para una capacidad útil de 200 millones de m<sup>3</sup>, un área inundada de 710 há<sup>s</sup> de escaso valor.

Para estas condiciones, el nivel de agua fluctuaría entre las cotas mínima 1.047,50 y máxima 1.094 m.s.n.m. El muro será de tierra, con perfil mixto. El talud del paramento mojado será 3:1 y del paramento seco 2,5:1. Ambos taludes estarán protegidos con un enrocado, de 0,60 m de espesor el paramento mojado y de 0,40 m el paramento seco. La altura máxima del muro sería de 117 m sobre la fundación, con un coronamiento de 10 m de ancho a la cota 1.098 m.s.n.m. El muro cubica 4,89 millones de m<sup>3</sup>. La relación volumen agua/volumen muro resulta igual 35,8.

El vertedero sería del tipo frontal, con umbral a la cota 1.081 m.s.n.m. Estaría provisto de dos compuertas de sector de 13 m x 10 m cada una. La capacidad de diseño es de 1.500 m<sup>3</sup>/seg. La descarga se produce a través de un túnel inclinado de medio punto, de 10 m x 10,50 m., hacia el túnel de desvío.

Las obras de desvío se proyectaron considerando un túnel de 8 m de diámetro, 680 m de largo y 700 m<sup>3</sup>/seg de capacidad. Este túnel se cerrará junto al empalme con el vertedero, quedando solo para este fin. Al término de él se diseñó un cuenco de lanzamiento.

Las obras de toma están proyectadas en un túnel por la ladera izquierda, con capacidad para 125 m<sup>3</sup>/seg.

Los primeros 500 m. del túnel son comunes para riego y desarrollo hidroeléctrico, con 6,80 m de diámetro.

Tiene un pozo de compuertas de 53 m de profundidad. Sigue a continuación el túnel para riego, de 4 m de diámetro y 260 m de largo, que termina en una caseta con dos válvulas de chorro hueco.

Del mismo punto en que arranca el ramal de riego saldría el túnel para el desarrollo hidroeléctrico.

Se estudió también este embalse para menor capacidad. Se mantienen las características generales, salvo las siguientes:

Capacidad útil	: 100 millones de m <sup>3</sup>
Superficie inundada	: 523 hás
Cota de aguas máximas	: 1.076 m.s.n.m.
Cota de coronamiento	: 1.080 m.s.n.m
Cota del umbral del vertedero	: 1.063 m.s.n.m.
Altura máxima del muro	: 99 m.
Volumen del muro	: 2,82 millones de m <sup>3</sup>
Relación Vol.agua/vol.muro	: 28,4

Los costos de las otras alternativas de capacidad consideradas,  $150 \times 10^6 \text{m}^3$  y  $250 \times 10^6 \text{m}^3$  han sido determinados por simple interpolación o extrapolación de los valores que se detallan a continuación. (★)

---

(★) Ver Plano No 7 en pág. 49 del Album de Mapas.

P R E S U P U E S T O

( A precio de Mercado )

EMBALSE COLLICURA  
(200 x 10<sup>6</sup> m3)

DESIGNACION	Unidad	Cantidad	P.U. US\$	Total 10 <sup>3</sup> x US\$
1.- Relleno Impermeable	m3	1.100.000	6.00	6.600
2.- Relleno Permeable	m3	3.630.000	4.00	14.520
3.- Enrocado	m3	100.00	10.00	1.000
4.- Vertedero (1.500 m3/s)	G1	-	-	2.400
5.- Túnel desvío y O.Toma	G1	-	-	6.000
6.- Varios (Filtros, exc.etc) G1		-	-	1.992
7.- Diseño e Imprevistos (27%)		-	-	8.508
			TOTAL US\$ x 10 <sup>6</sup>	<u>40.020</u>

SON: Cuarenta millones veinte mil dólares.



P R E S U P U E S T O

(A precio de mercado)

EMBALSE COLLICURA  
(100 x 10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>)

Deisginación	Uni	Cantidad	P.U. US\$	Total US\$ x 10 <sup>3</sup>
1.- Relleno Impermeable	m <sup>3</sup>	591.200	6.00	3.550
2.- Relleno Permeable	m <sup>3</sup>	2.213.400	4.00	8.850
3.- Enrocado	m <sup>3</sup>	75.400	10.00	754
4.- Vertedero (1.500 m <sup>3</sup> /s)	G1	-	-	2.400
5.- Túnel desvío y O.Toma	G1	-	-	6.000
6.- Varios(filtros, exc.,etc.)	G1	-	-	1.500
7.- Diseño e Imprevistos (27%)		-	-	<u>6.060</u>
			TOTAL US\$ x 10 <sup>3</sup>	<u>29.114</u>

SON: VEINTINUEVE MILLONES CIENTO CATORCE MIL DOLARES.

P R E S U P U E S T O

( A precio Social )

EMBALSE COLLICURA ( 100 x 10<sup>6</sup> m3 )

DESIGNACION	Uni- dad	Cantidad	Precio Unitario US\$	Sub- Total 10 <sup>3</sup> US\$	T O T A L 10 <sup>3</sup> US\$
1.-Relleno Impermeable	m3	591.200	4,65	2.749	
2.-Relleno Permeable	m3	2.213.400	3.10	6.862	
3.-Enrocado	m3	75.400	6.83	515	
4.-Vertedero	G1			1.920	
5.-Túnel desvío y Obra de Toma	G1			4.800	
6.-Varios (filtro, exc. etc.)	G1			1.200	
7.-Imprevistos (20%)	G1			3.609	
8.-Diseños (7% de Precio de Mercado)	G1			1.571	
			<b>Total</b>		<b>23.226</b>

SON: Veintitrés millones doscientos veintiseis mil dólares.

### 3.7.- CENTRAL HIDROELECTRICA COLLICURA.-

#### 3.7.1.- Descripción de Obras.-

Se consulta el aprovechamiento del embalse Collicura sobre el río Cachapoal para la instalación de un desarrollo hidroeléctrico que aproveche las aguas reguladas en dicho embalse.

Las aguas captadas en el embalse Collicura se conducen mediante un túnel de 10.800 m. de longitud hasta una chimenea de equilibrio de la cual nace un túnel reforzado con palastro, que alimenta las máquinas, instaladas en una caverna excavada en roca; la evacuación se hace mediante un túnel acueducto de 1.900 m. de longitud, cuyas descargas se controlan en una obra de regulación adicional, que devuelve al río Cachapoal su régimen natural.

El caudal máximo de diseño de las obras es de  $75 \text{ m}^3/\text{seg}$  con lo que el diámetro del túnel de aducción resulta ser de 5,2 m con una velocidad máxima de escurrimiento de  $3,5 \text{ m}/\text{seg}$ .

El esquema de aducción adoptado y evacuación de las aguas al río Cachapoal permite aprovechar una altura neta

DESARROLLO HIDROELECTRICO CENTRAL COLLICURA  
PRESUPUESTO DE OBRAS  
(A precio de mercado)

I T E M	VALOR EN MILES DE US\$	
	Parcial	Total
1.- Faenas de construcción		
1.1.- Central		
Bocatoma	1.122	
Túnel de aducción	19.818	
Chimenea de equilibrio	358	
Cavernas de válvulas (incl.acceso)	496	
Túneles blindados	2.393	
Caverna de máquina(incl.acceso)	1.916	
Descarga	955	
Patio Alta tensión	79	27.137
1.2.- Obras Anexas		
Población	159	
Caminos	149	308
1.3.- Gastos Indirectos		
Construcción	9.260	9.260
2.- Equipo de Proyecto		
2.1.- Central		
Bocatoma (rejas, compuertas)	461	
Caverna de válvulas, pte grúa)	1.001	
Caverna de máquina (equipo)	14.598	
Patio de Alta Tensión	2.772	18.832
3.- Línea de Alta Tensión	3.255	3.255
4.- Terreno y Gastos Legales	42	42
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>		<b>58.834</b>

(Continuación Cuadro )

I T E M	VALOR EN MILES DE US\$	
	Parcial	Total
Costo Directo		58.834
Imprevistos		5.884
Internación Total		11.321
Gastos Generales		7.789
<b>C O S T O T O T A L</b>		<b>83.828</b>

SON: OCHENTA Y TRES MILLONES OCHOCIENTOS VEINTE Y OCHO MIL DOLARES.

P R E S U P U E S T O  
=====  
(A precio social)

DESARROLLO HIDROELECTRICO CENTRAL COLLICURA

Presupuesto Global:  $10^3$ US\$ 67.062  
=====

SON: SESENTA Y SIETE MILLONES SESENTA Y DOS MIL DOLARES

3.8.- REGADIO ZONA YALI-ALHUE CON RECURSOS  
EXCEDENTES RIO CACHAPOAL.-

ALTERNATIVA CON REGULACION LOCAL Y SIN  
EXTRACCIONES A LA CUENCA DE SANTIAGO.-

3.8.1.- Ubicación y Extensión del Area.-

El área de proyecto se ubica en la Cordillera de la Costa distante aproximadamente 70 km al sur de la ciudad de Melipilla y se extiende por los valles de los esteros Alhué y Carén, pertenecientes a la hoya hidrográfica del río Rapel y por valles del estero Yali y sus afluentes pertenecientes a la hoya hidrográfica costera que se ubica entre los ríos Rapel y Maipo. Se estima que el área de riego alcanza a aproximadamente 25.000 há. de las cuales 11.000 há pertenecen a la zona de los esteros Alhué y Carén y 14.000 há al sistema del estero Yali. Los suelos corresponden en general a las calidades 3 y 4 de secano o bien están clasificados como de riego eventual.

3.8.2.-Recursos y Necesidades de Agua.-

En base a los antecedentes de operación del modelo para la cuenca del río Rapel se tiene que con 85% de seguridad anual los recursos excedentes disponibles para el riego de la zona Yali-Alhué alcanzan por lo menos a 15 m<sup>3</sup>/seg constantes durante los meses de Mayo a Diciembre inclusive y no signifii

cativos el resto del año, lo que representa un volúmen anual de  $315 \times 10^6 \text{m}^3$ .

En el área existen además recursos propios de cierta importancia en los esteros Alhué y Carén provenientes de una hoya hidrográfica de alrededor de  $80 \text{ km}^2$ , la cual se estima que aporta, en un año de probabilidad cercana a 85%, alrededor de  $35 \times 10^6 \text{m}^3$  y de los cuales se utilizan en la actualidad cerca de  $6 \times 10^6 \text{m}^3$  mediante regulaciones estacionales y captaciones subterráneas.

El área susceptible de regar gravitacionalmente desde el río Cachapoal alcanza aproximadamente a 21.450 hás, de las cuales 8.540 hás corresponden a la zona de los esteros Alhué y Carén y 12.910 hás al sistema del estero Yali. Esta superficie, considerada una tasa anual de riego equivalente a  $12.590 \text{ m}^3/\text{hás}$  . año semejante a la que utilizaría a futuro la segunda sección del río Cachapoal (\*), representa un volúmen anual aproximado de  $270 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Se tiene por otra parte que las zonas de riego ubicadas a mayor cota que la que se abastecería con aguas del Cachapoal se ubican principalmente en los esteros Alhué y Carén y alcanza aproximadamente 3.000 hás, las que a su vez pueden en su mayor parte abastecerse con los recursos propios de la zona (en la actualidad se riegan satisfactoriamente alrededor de 500 hás de estas áreas altas).

---

(\*): "Demandas de Riego". Hoya Hidrográfica Río Rapel. AIESA 1978.

Dada la forma en que se tienen los recursos de aguas provenientes del Cachapoal, es imprescindible contar con regulación de ellos para regar cualquier superficie. En el cuadro que se presenta a continuación se comparan mes a mes los recursos disponibles con las demandas de las zonas Yali y Alhué, para las cuales se adopta la misma distribución estacional del informe anteriormente citado (\*).

Como las necesidades de regulación llegan en conjunto solo a 59,75 m<sup>3</sup>/seg.mes, existe un sobrante de 16,55 m<sup>3</sup>/seg.mes, equivalente a 43,5 x 10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>, que se produciría en los meses de Septiembre, Octubre y Noviembre y que puede considerarse como una seguridad adicional para el caso que en otros meses anteriores no se disponga de los 15 m<sup>3</sup>/seg. considerados, sino una cantidad menor.

Del cuadro expuesto se deducen las capacidades necesarias de las obras principales para el riego de la zona Yali-Alhué.

### 3.8.3.- Descripción de las obras principales.-

Las obras principales para este proyecto de riego consisten en un canal de capacidad de conducción constante e igual a 15 m<sup>3</sup>/seg.(\*\*), de aproximadamente 89 km. de longitud

---

(\*); "Demandas de Riego". Hoya Hidrográfica Río Rapel - AIESA 1978.

(\*\*): El canal se ha diseñado preliminarmente para un gasto de 17 m<sup>3</sup>/seg, considerando pérdidas de conducción adicionales y una mayor flexibilidad en el sistema de operación.

BALANCE RECURSOS Y NECESIDADES

(m<sup>3</sup>/seg)

MES	RECURSOS	DEMANDA SUPLIDA SIN REGULACION			RECURSOS PARA REGULACION	DEMANDA SUPLIDA CON REGULACION		
		YALI	ALHUE	TOTAL		YALI	ALHUE	TOTAL
May	15	0.79	0.52	1.31	13.69	-	-	-
Jun	15	0.82	0.54	1.36	13.64	-	-	-
Jul	15	0.79	0.52	1.31	13.69	-	-	-
Ago	15	0.79	0.52	1.31	13.69	-	-	-
Sep	15	1.82	1.20	3.02	11.98	-	-	-
Oct	15	4.18	2.77	6.95	8.05	-	-	-
Nov	15	8.09	5.35	13.44	1.56	-	-	-
Dic.	15	11.70	3.30	15.00	-	-	4.44	4.44
Ene	-	-	-	-	-	13.40	8.86	22.26
Feb	-	-	-	-	-	11.95	7.91	18.86
Mar	-	-	-	-	-	6.37	4.21	10.58
Abr	-	-	-	-	-	1.57	1.04	2.61
<b>Totales</b>								
(m <sup>3</sup> /seg								
mes)	120	28.98	14.72	43.70	76.30	33.29	26.46	59.75
<b>Totales</b>								
(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ) 315.00								
		76.16	38.68	114.84	200.52	87.47	69.53	157.00

en canal abierto, considerándose cuatro tramos, más 7,6 km. de túneles y 1,6 km. de sifón, alcanzando una longitud total de 98 km. aproximadamente y también en dos grandes embalses de regulación, uno para la zona de Alhué denominado embalse Alhué, de capacidad útil  $70 \times 10^6$  m<sup>3</sup> y otro en la zona de Yali, denominado embalse Las Palmas, de capacidad útil  $90 \times 10^6$  m<sup>3</sup>.

El primer tramo del canal capta sus aguas del río Cachapoal junto al lugar denominado Punta de Cortés a la cota aproximada de 420 m.s.n.m. y mediante una bocatoma de compuertas laterales. Corre en dirección poniente por el faldeo de los cerros que se ubican al norte de las localidades Lo Miranda y Doñihue hasta alcanzar en cota aproximada 410 m.s.n.m. la entrada de un túnel de atraveso al valle del estero Carén y que se ha denominado Túnel Carén. La extensión de este primer tramo es de 31 km.

El túnel Carén mencionado tiene una longitud de 5 km. y su orientación aproximada es en dirección norte. La cota de salida es alrededor de 400 m.s.n.m.

A la salida del túnel Carén la conducción del agua se realiza por el curso natural de este estero, en un trayecto de aproximadamente 8 km. captándose las aguas mediante una bocatoma similar a la del río Cachapoal antes indicada y a la cota aproximada de 253 m.s.n.m.

El segundo tramo de este canal se desarrolla desde esta última bocatoma, por los faldeos sur y poniente de los cerros que separan los valles de Alhué y Carén y hasta alcanzar el embalse Alhué proyectado, con una extensión aproximada de 31 km. y llegando al final del tramo a una cota alrededor de 243 m.s.n.m.

Aproximadamente 2 km antes del final del segundo tramo se ubica la entrada del sifón de atraveso del estero Alhué, dando origen al canal de riego exclusivo para la zona de Yali. Dicho sifón tiene una longitud aproximada de 1,6 km y 100 m de carga estática máxima, considerándose que su cota de salida es aproximadamente 235 m.s.n.m.

El tercer tramo de canal se inicia a la salida del sifón señalado y se extiende hasta la entrada al túnel que atraviesa hacia al valle de Yali y que se ha denominado túnel Yali, en cota aproximada 230 m.s.n.m., presentando una longitud de 12 km.

El túnel Yali tiene una extensión de 2,6 km y su cota de salida es aproximadamente 225 m.s.n.m. orientándose en dirección poniente.

A la salida de este túnel se desarrolla el cuarto y último tramo de canal con una extensión de 15 km y hasta alcanzar el embalse proyectado Las Palmas de la zona del estero Yali. Su cota final es aproximadamente 220 m.s.n.m.

El embalse Alhué, antes mencionado, tendría un volúmen útil de  $70 \times 10^6 \text{ m}^3$ , siendo aproximadamente su cota de evacuación 150 m.s.n.m. y su cota de aguas máximas 164 m.s.n.m. La presa consistiría en un muro de tierra de

aproximadamente 1.000 metros de longitud de coronamiento y 24 m. de altura máxima. El vertedero de evacuación necesario sería del orden de 700 m<sup>3</sup>/seg.

La relación agua/muro de este embalse es bastante favorable, de aproximadamente 80/1.

El embalse Las Palmas, antes mencionado, tendría un volumen útil de  $90 \times 10^6 \text{ m}^3$ , siendo su cota de evacuación aproximadamente 165 m.s.n.m. y su cota de aguas máximas 185 m.s.n.m. La presa también consistiría en un muro de tierra de aproximadamente 1.500 m. de longitud de coronamiento y 26 m de altura máxima. El vertedero de evacuación necesario sería del orden de 200 m<sup>3</sup>/seg. La relación agua/muro de este embalse es regularmente favorable, de aproximadamente 55/1.

#### 3.8.4.- Características de Diseño.-

##### - Canal Cachapoal-Yali.-

Los cuatro tramos del canal antes descrito han sido diseñados preliminarmente para conducir un gasto de 17 m<sup>3</sup>/seg, con una pendiente uniforme de 0,0003 y un revestimiento de 0.10 m de espesor. Para todos los tramos, si la pendiente transversal del terreno es igual o inferior a 33%, el ancho basal de escurrimiento es de 2.5 m., la altura de agua es 2.5 m., la revancha es 0.4 m., los taludes de la cuneta son 1/1, la excavación de la mesa consulta borde de 0.5 m al lado del valle y 1.0 m. al lado del cerro, y el talud de excavación de la mesa sería

- Túneles Carén y Yali.-

Ambos túneles, antes mencionados, han sido diseñados para un gasto de 17 m<sup>3</sup>/seg, con pendiente 0.002 y revestidos en hormigón de  $n = 0.015$ . La sección de escurrimiento es de lecho rectangular con bóveda de medio punto, de ancho basal 3.1 m y altura máxima 3.1 m.

En el túnel Carén de 5 km de longitud se consulta revestimiento de hormigón simple en 3.700 m. interiores de 0.2 m. de espesor y 2.36 m<sup>3</sup>/m.l.; 800 m de revestimiento en hormigón armado distribuidos por mitad en los extremos a continuación del revestimiento anterior, con 0.2 m de espesor y 2.36 m<sup>3</sup>/m.l.; 500 m de revestimiento en hormigón simple con entibación distribuidos por mitad en los extremos de entrada y salida del túnel, con 0.4 m de espesor, 5 m<sup>3</sup>/m.l. de hormigón y sostenimiento metálico de 115 kg/m.l de fierro en cerchas.

En el túnel Yali de 2.6 km de longitud se consulta revestimiento de hormigón simple en 1.600 m. interiores de 0.2 m de espesor y 2.36 m<sup>3</sup>/m.l.; 500 m de revestimiento en hormigón armado distribuidos por mitad en los extremos a continuación del revestimiento anterior, con 0.2 m de espesor y 2.36 m<sup>3</sup>/m.l.; y 500 m. de revestimiento en hormigón simple con entibación distribuidos por mitad en los ex

tremos de entrada y salida del túnel, con 0.4 m de espesor, 5 m<sup>3</sup>/m.l. de hormigón y sostenimiento metálico de 115 kg/m.l. de fierro en cerchas.

- Bocatomas Río Cachapoal y Estero Carén.

En ambos casos se consulta estructuras de compuertas sencillas, ubicadas en la ribera derecha de los cursos naturales, que funcionarían previo encauzamiento practicado con material del mismo lecho, a fin de bifurcar aguas arriba de la obra la corriente de agua.

El marco de la obra tiene un ancho interior de 5.3 m. y una longitud de 12 m., siendo la altura de muros de 6 m. hacia el lado del cerro y de 4 m. hacia el lado del río a objeto que funcione como vertedero, Se disponen frontalmente dos compuertas de 2.5 m. de ancho y lateralmente tres compuertas de 2.0 m. de ancho.

- Sifón Alhué.-

Se consulta un sifón de capacidad 17 m<sup>3</sup>/seg en hormigón armado construido en sitio de 1.620 m. de desarrollo, 100 m. de carga estática máxima,  $n = 0.015$  y pérdida de carga de 8 m.

La sección sería circular con diámetro interior de 2.5 m. y espesor medio de 0.5 m.

- Embalses Alhué y Las Palmas.-

En ambos embalses se consulta un núcleo interior impermeable de taludes 1/1 y rellenos exteriores permeables de talud 3/1 al lado del agua y 2/1 al lado seco. El ancho de coronamiento se considera de 6 m. Se consulta además una revancha de 2 m. entre la cota de aguas máximas y la de coronamiento y un volumen de aguas muertas necesario para depósito de sedimentos y por razones de cota de evacuación para riego, que para el embalse Alhué sería del orden de  $20 \times 10^6 \text{m}^3$  y para el embalse Las Palmas del orden de  $3 \times 10^6 \text{m}^3$ .

Los vertederos de evacuación se ubican al costado de los muros de contención y desarrollan un rápido hasta alcanzar el cauce natural previa disipación de energía y con una altura de caída del orden de 20 m.

Las obras de toma se asocian al túnel de desviación necesario de construir para la ejecución del embalse y su diseño es similar al de este tipo de obras. (★)

---

(★) Ver Plano Nº 4 en pág. 46 y Plano Nº 5 en pág 47 del Album de Mapas.

P R E S U P U E S T O

(A precio de mercado)

REGADIO YALI-ALHUE

(Alternativa con regulación local)

	Unidad	Canti- dad	P.U. US\$	Sub-To tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$
<b>1.- CANAL CACHAPOAL-YALI</b>					
(Q=17 m <sup>3</sup> /s)(4 tramos)					
(L= Total 89 km)					
1.1.-	Exc.Mesa Material Común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1.790	1.00	1.790
1.2.-	Exc.cuneta material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1.500	1.50	2.250
1.3.-	Exc.en roca(mesa y cuneta)	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	220	8.00	1.760
1.4.-	Revestimiento sin moldaje	m <sup>3</sup>	53.900	80.00	4.312
1.5.-	Revestimiento con moldaje	m <sup>3</sup>	44.000	100.00	4.400
1.6.-	Obras de arte menores (Expropiaciones y Perjuicios)	Gl		600	15.112
<b>2.- TUNEL CAREN</b>					
(Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=5.0 km)					
2.1.-	Exc. en roca	m <sup>3</sup>	55.942	75	4.196
2.2.-	Revestimiento de hormigón	m <sup>3</sup>	11.232	95	1.067
2.3.-	Revestimiento de hormigón armado	m <sup>3</sup>	1.888	150	283
2.4.-	Marcos metálicos para entibación	Ton.	57.8	1.480	86 5.632
<b>3.- TUNEL YALI</b>					
(Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=2.6 km)					
3.1.-	Exc.en roca	m <sup>3</sup>	29.756	75	2.232
3.2.-	Revestimiento de hormigón	m <sup>3</sup>	6.276	95	596
3.3.-	Revestimiento de hormigón armado	m <sup>3</sup>	1.180	150	177
3.4.-	Marcos metálicos para enti- bación	Ton.	57.8	1.480	86 3.091

	Unidad	Canti- dad	P.U. US\$	Sub-To- tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$	
4.-	<u>BOCATOMAS CACHAPOAL Y CAREN</u>		G1		52	
	(Q=17 m3/s)					
5.-	<u>SIFON ALHUE</u>					
	(Q=17 m3/seg)(L1,6 km)					
5.1.-	Exc.material común	m3	35.400	1.70	60	
5.2.-	Exc. en roca	m3	1.860	18.00	34	
5.3.-	Hormigón armado	m3	9.400	120.00	1.128	
5.4.-	Relleno compactado	m3	22.440	1.70	38	1.260
6.-	<u>EMBALSE ALHUE</u>					
	(V=70x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )(R $\frac{\text{agua}}{\text{muro}}$ 80/1)					
	útil					
6.1.-	Relleno impermeable	m3	340.000	6.00	2.040	
6.2.-	Relleno permeable	m3	522.000	4.00	2.088	
6.3.-	Enrocado	m3	30.000	10.00	300	
6.4.-	Vertedero	G1			700	
6.5.-	Túnel desvío y O.Toma	G1			1.000	
6.6.-	Varios(filtros,exc.etc.)	G1			350	6.478
7.-	<u>EMBALSE LAS PALMAS</u>					
	(V <sub>útil</sub> =90x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )(R $\frac{\text{agua}}{\text{muro}}$ =55/1)					
7.1.-	Relleno Impermeable	m3	710.000	6.00	4.260	
7.2.-	Relleno Permeable	m3	930.000	4.00	3.720	
7.3.-	Enrocado	m3	45.000	10.00	450	
7.4.-	Vertedero (200 m3/s)	G1			500	
7.5.-	Túnel desvío y O.Toma	G1			800	
7.6.-	Varios(filtros,exc.etc.)	G1			400	10.130
8.-	DISEÑOS E IMPREVISTOS (27%)		G1		<u>11.274</u>	
	T O T A L		US\$		<u><u>53.030</u></u>	

SON: CINCUENTA Y TRES MILLONES TREINTA MIL DOLARES.

P R E S U P U E S T O

(A precio social)

REGADIO YALI - ALHUE

(Alternativa con regulacion local)

	Unidad	Canti- dad	P.U. US\$	Sub-To- tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$	
<b>1.- CANAL CACHAPOAL-YALI</b>						
(Q=17 m <sup>3</sup> /s)(4 tramos)						
(L= total 89 km)						
1.1.-	Exc.mesa material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1.790	0.79	1.414	
1.2.-	Exc.cuneta material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1.500	1.15	1.725	
1.3.-	Exc.en roca(mesa cuneta)	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	220	5.87	1.291	
1.4.-	Revestimiento sin moldaje	m <sup>3</sup>	53.900	54.24	2.924	
1.5.-	Revestimiento con moldaje	m <sup>3</sup>	44.000	67.80	2.983	
1.6.-	Obras de arte menores (Expropiaciones y Perju- cios)	Gl		480	10.817	
<b>2.- TUNEL CAREN</b>						
(Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=5.0 km)						
2.1.-	Exc. en roca	m <sup>3</sup>	55.942	60.08	3.361	
2.2.-	Revestimiento de hormigón	m <sup>3</sup>	11.232	76.00	854	
2.3.-	Revestimiento de hormigón armado	m <sup>3</sup>	1.888	108.00	204	
2.4.-	Marcos metálicos para en- tubación	Ton	57.8	1.003.44	58	4.477
<b>3.- TUNEL YALI</b>						
(Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=2.6 km)						
3.1.-	Exc. en roca	m <sup>3</sup>	29.756	60.08	1.788	
3.2.-	Revestimiento de hormigón armado	m <sup>3</sup>	1.180	108.00	127	
3.3.-	Revestimiento de hormigón	m <sup>3</sup>	6.276	76.00	477	
3.4.-	Marcos metálicos para en- tubación	Ton	57.8	1.003.44	58	2.450

	Unidad	Canti- dad	P.U. US\$	Sub-To tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$	
4.-	<u>BOCATOMA CACHAPOAL Y CAREN</u> (Q=17 m <sup>3</sup> /s)				42	
5.-	<u>SIFON ALHUE</u> (Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=1.6 km)					
5.1.-	Exc.material común	m3	35.400	1.25	44	
5.2.-	Exc. en roca	m3	1.860	14.42	27	
5.3.-	Hormigón armado	m3	9.400	86.40	812	
5.4.-	Relleno compactado	m3	22.440	1.25	28	911
6.-	<u>EMBALSE ALHUE</u> (V=70 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )(R $\frac{\text{agua}}{\text{muro}}=80/1$ )					
6.1.-	Relleno impermeable	m3	340.000	4.65	1.581	
6.2.-	Relleno Permeable	m3	522.000	3.10	1.618	
6.3.-	Enrocado	m3	30.000	6.83	205	
6.4.-	Vertedero (700 m <sup>3</sup> /s)	G1			560	
6.5.-	Túnel desvío y O.Toma	G1			800	
6.6.-	Varios(filtros,exc.,etc)	G1			280	5.044
7.-	<u>EMBALSE LAS PALMAS</u> V <sub>útil</sub> = 90 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )(R $\frac{\text{agua}}{\text{muro}}=55/1$ )					
7.1.-	Relleno impermeable	m3	710.000	4.65	3.302	
7.2.-	Relleno permeable	m3	930.000	3.10	2.883	
7.3.-	Enrocado	m3	45.000	6.83	307	
7.4.-	Vertedero (200 m <sup>3</sup> /s)	G1			400	
7.5.-	Túnel desvío y O.Toma	G1			640	
7.6.-	Varios(filtros,exc.,etc)				320	7.852
8.-	<u>IMPREVISTO (20%)</u>				6.319	
9.-	<u>DISEÑOS(7% del precio de mercado)</u>					
		G1			2.923	
				TOTAL 10 <sup>3</sup> US\$	<u><u>40.835</u></u>	

SON: CUARENTA MILLONES OCHOCIENTOS TREINTA Y CINCO MIL DOLARES.

3.9.- REGADIO ZONA YALI-ALHUE  
CON RECURSOS EXCEDENTES RIO CACHAPOAL  
ALTERNATIVA CON REGULACION EN LAGUNA DE ACULEO Y SIN  
EXTRACCION A LA CUENCA DE SANTIAGO.-

Esta solución consiste en regar los terrenos de la alternativa con regulación local, con los mismos recursos del río Cachapoal pero regulados en un embalse que estaría ubicado en la Laguna de Aculeo.

En cuanto a la ubicación y extensión del área y los recursos de agua, se tienen los mismos antecedentes ya descritos en la otra alternativa. La única diferencia es que en este caso se ha considerado un volumen de regulación de 180 millones de m<sup>3</sup>., algo mayor que en el caso de la otra alternativa, debido a que por tener el embalse Aculeo una mayor superficie inundada se ha estimado un volumen adicional para compensar la evaporación. (\*)

3.9.1.- Descripción de las Obras Principales.-

Las obras principales de esta alternativa consisten primeramente en un canal que lleva los excedentes del río Cachapoal al estero Angostura. En este caso el canal tendría una capacidad continua de 15 m<sup>3</sup>/s, saldría del río Cachapoal poco antes de la ciudad de Rancagua y llegaría al estero Codegua luego de recorrer 29,4 km por terreno plano. La segunda obra de importancia sería un canal que tuviere su bo

---

(\*) El área inundada actual de la Laguna Aculeo alcanza aprox. a 12.5 km<sup>2</sup> y el área inundada al embalsar para regulación 180 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> alcanzaría aprox. a 21.0 km<sup>2</sup>.

catoma en el estero Angostura aproximadamente a la cota 385 m.s.n.m. y que llevaría sus aguas hasta el embalse de Aculeo luego de recorrer 28,6 km por ladera de cerros de regular pendiente y atravesar un túnel de 850 mts de longitud a la entrada al embalse. La capacidad de este canal sería continua y de 15 m<sup>3</sup>/seg.

El embalse en la laguna de Aculeo tendría, como ya se ha dicho, un volumen útil de  $180 \times 10^6 \text{ m}^3$ , siendo aproximadamente su cota de evacuación la de 350 m.s.n.m y su cota de aguas máximas la de 361 m.s.n.m. La presa consistiría en un muro de tierra de aproximadamente 2.650 mts. de longitud de coronamiento con un quiebre en su eje para distanciar el estero Pintué. El vertedero de evacuación necesario sería del orden de 300 m<sup>3</sup>/s. La relación agua/muro de este embalse es altamente favorable ya que es aproximadamente 300/1.

La entrega de este embalse se haría a través del túnel Aculeo, el cual contaría a su entrada con un sistema de válvulas con el fin de regular las entregas y permitir que el túnel trabaje como acueducto con superficie libre. Este túnel tendría una longitud de 7.100 mts y una capacidad de 23 m<sup>3</sup>/s. A continuación viene un canal de 72,5 km que tiene otro túnel largo, de 4.600 mts. denominado túnel Cuesta Vieja, y dos túneles más de corta longitud, 300 mts y 200 mts cada uno. Este canal llega hasta el valle de El Yali por la cues

ta Los Guindos entregando en este punto 14,0 m<sup>3</sup>/s para el riego de este valle. A continuación sigue un canal de 9,0 m<sup>3</sup>/s que luego de recorrer 25,5 km más llega al valle de Alhué a través del túnel El Membrillo, que tiene 600 mts de longitud, considerándose además otro túnel menor de 300 mts, denominado Las Palmas.

### 3.9.2.- Características de Diseño.-

#### - Canal Cachapoal-Codegua.-

El canal Cachapoal-Codegua, se ha diseñado para una capacidad de 17 m<sup>3</sup>/seg con pendiente uniforme 0,0003, y sección trapecial de taludes 1/1 con 2,5 m de ancho basal, y 2,9 m de altura total.

Los 29.400 km de longitud de dicho canal se consultan revestidos con hormigón de 0,1 m. de espesor y coeficiente de rugosidad Manning 0,015.

El desarrollo del canal se realiza por un terreno plano de riego de pendiente transversal muy suave, motivo por el cual no se considera excavación de mesa.

La bocatoma en el río Cachapoal, se consulta en hormigón armado, con compuertas laterales y encauzamiento con material del mismo lecho, siendo su cota aproximada 550 m.s.n.m.

La descarga al estero Codegua se realiza aproximadamente en la cota 541 m.s.n.m.

- Canal Angostura-Aculeo.-

Este canal de 28.850 km, que está compuesto por 28 km de canal propiamente tal, y 850 m. de túnel, tiene una capacidad de 17 m<sup>3</sup>/seg, con pendiente 0,0003; consultándose revestido en su totalidad con hormigón de 0,1 m de espesor, y rugosidad 0,015.

20,0 km de canal se desarrollan por terrenos de pendiente transversal  $\leq 0,33$  teniendo las siguientes dimensiones: talud 1/1, ancho basal 2,5 m y altura total 2,9 m., los restantes 8,0 km, se desarrollan por terrenos con pendiente transversal  $\geq 0,33$ , con talud 3/4, 2,65 m. de ancho basal, y 3,05 m. de altura total.

El túnel denominado Los Ratones, con una longitud de 850 m, está diseñado en arco de medio punto, revestido en su totalidad en hormigón con una rugosidad 0,015 y 0,2 m de espesor, siendo sus dimensiones 3,15 m de ancho basal y 3,15 m de altura a la clave.

La bocatoma en el estero Angostura, se consulta en hormigón armado, con compuertas laterales, y encauzamiento con material del mismo lecho. Su cota es aproximadamente 385 m.s.n.m.

La descarga del canal al embalse Aculeo se realiza a la cota 375 m.s.n.m. aproximadamente, inmediatamente después de la salida del túnel Los Ratones.

- Embalse Aculeo.-

Para el embalse Aculeo, se ha considerado un muro de tierra de 8 m de altura promedio, y 2.650 m. de longitud. El muro se ha diseñado quebrado, para esquivar el estero Pintué.

El muro está compuesto por un núcleo interior impermeable de taludes 1/1 y relleno exterior en material permeable, con talud 3/1 en la cara mojada y talud 2/1 en la cara seca. El ancho del coronamiento es de 6,0 m; y se considera una revancha de 2,0 m.

Para protección del muro del oleaje, se incluye un enrocado de 0,4 m. de espesor en la cara mojada.

El volumen útil del embalse, de acuerdo a la cota del túnel de salida es de  $180 \times 10^6 \text{m}^3$ , quedando lo que es actualmente la laguna de Aculeo, como fondo muerto para depósito de sedimento y fines de recreación.

El vertedero de evacuación, se ubica a un extremo del muro, empalmado con un rápido de descarga con una

caída de aproximadamente 8,0 m, teniendo ambas obras una capacidad de 300 m<sup>3</sup>/seg.

- Canal Aculeo - Yali - Alhué.-

Este canal, de 98 km de longitud, se divide en dos ~~tramos~~. El primer tramo, de 23 m<sup>3</sup>/seg de capacidad se desarrolla desde el km 0 al 72,5, y el segundo, desde el km 72,5 al 98, con 9 m<sup>3</sup>/seg de capacidad.

El primer tramo, está formado por 35,0 km de canal con talud 1/1, de 2,8 m de ancho basal, y 3,2 m de altura total, por desarrollarse el canal en terreno con pendiente transversal  $\leq 0,33$ ; y 25,4 km de canal con talud 3/4, ancho basal 3,0 y altura total 3,4 m. por desarrollarse el canal en terreno con pendiente transversal  $\geq 0,33$ . Se encuentran también en este tramo, cuatro túneles de igual sección, en arco de medio punto, con 3,5 m. de ancho basal, 3,5 m de altura a la clave, y revestimiento en toda su longitud y sección con hormigón de 0,2 m de espesor y rugosidad 0,015. La pendiente de todos los túneles es 0,002.

Los túneles se desarrollan desde aguas arriba hacia aguas abajo de la siguiente forma.

- Túnel Aculeo:

Con una longitud de 7.100 m., evacúa directamente

te el agua embalsada. Su cota de fondo es aproximadamente 350 m.s.n.m. Túnel Cuesta Vieja, con 4.600 m de longitud, túnel Angostura de 300 m de longitud y túnel Loma Larga, de 200 m. de longitud.

En el km 72,5 en que comienza el segundo tramo, el canal descarga 14 m<sup>3</sup>/seg al valle del Yali continuando 9 m<sup>3</sup>/seg.

El segundo tramo de 9 m<sup>3</sup>/seg, con una longitud de 25,7 km contempla 19,3 km de canal desarrollados en terreno de pendiente transversal  $\leq 0,33$ , con talud 1/1, ancho basal 1,95 m y altura total 2,3 m y 5,5, km desarrollados en terreno con pendiente transversal  $\geq 0,33$  con talud 3/4, ancho basal 2,1 m y altura total 2,4 m. En este segundo tramo, se encuentran dos túneles, de igual sección, en arco de medio punto, con 2,45 m de ancho basal, y 2,45 m de altura a la clave. Los túneles están revestidos en su totalidad con hormigón de 0,2 m. de espesor, 0,015 de rugosidad, siendo su pendiente 0,002.

El túnel Las Palmas, tiene 300 m de longitud, y el túnel el Membrillo, 600 m. de longitud.

Todo el canal, se consulta revestido con hormigón de 0,1 m de espesor y rugosidad 0,015. (\*)

---

(\*) Ver Plano N<sup>o</sup> 4 en pág. 46 y Plano N<sup>o</sup> 6 en pág. 48 del Album de Mapas.

P R E S U P U E S T O

(A precio de mercado)

REGADIO YALI - ALHUE  
(Alternativa con Regulación en Aculeo)  
180 x 10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>

	Unidad	Canti dad	P.U. US\$	Sub-To tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$
1.- BOCATOMA CACHAPOAL Y ANGOSTURA	Gl				74
2.- CANAL CACHAPOAL-CODEGUA (Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=29 km)					
2.1.- Exc.cuneta material común	m3	420.714	1.50	631	
2.2.- Exc. en roca	m3	46.746	8.00	374	
2.3.- Revestimiento sin moldaje	m3	32.046	80.00	2.564	
2.4.- Obras de arte menores	Gl			151	3.720
3.- CANAL ANGOSTURA-ACULEO (Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=28 km)					
3.1.- Exc.cuneta material común	m3	396.684	1.50	595	
3.2.- Exc.mesa mat.común	m3	445.109	1.00	445	
3.3.- Exc. en roca	m3	68.668	8.00	549	
3.4.- Revestimiento sin moldaje	m3	30.200	80.00	2.416	
3.5.- Obras de arte menores	Gl			239	4.244
4.- TUNEL LOS RATONES (Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=0,85 km)					
4.1.- Exc. en roca	m3	10.099	75.00	757	
4.2.- Hormigón	m3	2.090	95.00	199	
4.3.- Hormigón armado	m3	478	150.00	72	
4.4.- Cerchas para entibación	Ton	31.8	1.480,50	47	1.075

	Unidad	Canti- dad	P.U. US\$	Sub-To- tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$
5.- EMBALSE ACULEO (180 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )					
5.1.- Relleno Impermeable	m3	254.000	6.00	1.524	
5.2.- Relleno Permeable	m3	297,000	4.00	1.188	
5.3.- Enrocado	m3	46.000	10.00	460	
5.4.- Vertedero	Gl			600	
5.5.- Obra de toma y varios	Gl			600	
5.6.- Expropiaciones	Gl			1.000	6.372
6.- CANAL ACULEO-YALI 1er. tramo (Q=23 m3/s)					
6.1.- Exc.cuneta material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1.036	1.50	1.554	
6.2.- Exc.mesa material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1.420	1.00	1.420	
6.3.- Exc. en roca	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	175	8.00	1.400	
6.4.- Revestimiento sin moldaje	m3	50.500	80.00	4.040	
6.5.- Revestimiento con moldaje	m3	21.850	100.00	2.185	
6.6.- Obras de arte menores	Gl			500	11.099
7.- CANAL ACULEO-YALI 2º Tramo (Q=9 m3/s)					
7.1.- Exc.cuneta material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	216	1.50	324	
7.2.- Exc. mesa material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	319	1.00	319	
7.3.- Exc. en roca	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	31	8.00	248	
7.4.- Revestimiento sin moldaje	m3	10.000	80.00	800	
7.5.- Revestimiento con moldaje	m3	11.400	100.00	1.140	
7.6.- Obras de arte menores	Gl			200	3.031
8.- TUNELES EN CANAL ACULEO- YALI (según descripción)					
8.1.- Exc. en roca	m3	186.339	75.00	13.975	
8.2.- Hormigón	m3	37.289	95.00	3.542	
8.3.- Hormigón armado	m3	5.584	150.00	838	
8.4.- Cerchas para entibación	Ton	318	1480.00	471	18.826
9.- DISEÑO E IMPREVISTOS(27%)	Gl				13.079
T O T A L					61.520

SON: SESENTA Y UN MILLONES QUINIENTOS VEINTE MIL DOLARES.

P R E S U P U E S T O

(A precios social)

REGADIO YALI - ALHUE  
(ALTERNATIVA CON REGULACION EN ACULEO)  
180 x 10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>

	Uni dad	Canti dad	P.U. US\$	Sub-To tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$
1.- BOCATOMAS CACHAPOAL Y ANGOSTURA	G1				59
2.- CANAL CACHAPOAL-CODEGUA (Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L = 29 km)					
2.1.- Exc. cuneta material común	m3	420.714	1.15	484	
2.2.- Exc. en roca	m3	46.746	5.87	274	
2.3.- Revestimiento sin moldaje	m3	32.046	54.24	1.738	
2.4.- Obras de arte menores	G1			121	2.617
3.- CANAL ANGOSTURA-ACULEO (Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=28 km)					
3.1.- Exc. cuneta material común	m3	396.684	1.15	456	
3.2.- Exc. mesa mat. común	m3	445.109	0.79	352	
3.3.- Exc. en roca	m3	68.668	5.87	403	
3.4.- Revestimiento sin moldaje	m3	30.200	54.24	1.638	
3.5.- Obras de arte menores	G1			191	3.040
4.- TUNEL LOS RATONES (Q=17 m <sup>3</sup> /s)(L=0.85 km)					
4.1.- Exc. en roca	m3	10.099	60.08	607	
4.2.- Hormigón	m3	2.090	76.00	159	
4.3.- Hormigón armado	m3	478	108.00	52	
4.4.- Entibación	Ton	31.8	1.003,44	32	850

	Uni dad	Canti dad	P.U. US\$	Sub-To tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$
<b>5.- EMBALSE ACULEO</b>					
<b>(180 x 10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>)</b>					
5.1.-	Relleno Impermeable	m3	254.000	4.56	1.181
5.2.-	Relleno Permeable	m3	297.000	3.10	921
5.3.-	Enrocado	m3	46.000	6.83	314
5.4.-	Vertedero	G1			480
5.5.-	Obra de Toma y varios	G1			480
5.6.-	Expropiaciones	G1			800
					4.176
<b>6.- CANAL ACULEO-YALI</b>					
<b>1er.tramo(Q=23 m3/s)</b>					
6.1.-	Exc.cuneta material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1.036	1.15	1.191
6.2.-	Exc. mesa material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1.420	0.79	1.122
6.3.-	Exc. en roca	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	175	5.87	1.027
6.4.-	Revestimiento sin moldaje	m3	50.500	54.24	2.739
6.5.-	Revestimiento con moldaje	m3	21.850	67.80	1.481
6.6.-	Obras de arte menores	G1			400
					7.960
<b>7.- CANAL ACULEO-YALI</b>					
<b>2° tramo(Q= 9 m3/s)</b>					
7.1.-	Exc. cuneta material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	216	1.15	248
7.2.-	Exc. mesa material común	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	319	0.79	252
7.3.-	Exc. en roca	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	31	5.87	182
7.4.-	Revestimiento sin moldaje	m3	10.000	54.24	542
7.5.-	Revestimiento con moldaje	m3	11.400	67.80	730
7.6.-	Obras de arte menores	G1			160
					2.114
<b>8.- TUNELES EN CANAL ACULEO-YALI</b>					
<b>(Según descripción)</b>					
8.1.-	Exc. en roca	m3	186.339	60.08	11.195
8.2.-	Hormigón	m3	37.289	76.00	2.834
8.3.-	Hormigón armado	m3	5.584	108.00	603
8.4.-	Entibación	Ton	318	1.003,44	319
					14.951

	Uni dad	Canti dad	P.U. US\$	Sub-To tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$
9.- IMPREVISTOS (20%)		G1			7.153
10.- DISEÑO (7% del Precio de Mercado)		G1			<u>3.391</u>
				T O T A L	<u>46.311</u> =====

SON: CUARENTA Y SEIS MILLONES TRESCIENTOS ONCE MIL DOLARES.

3.10.- REGADIO ZONA YALI-ALHUE CON RECURSOS EXCEDENTES  
RÍO CACHAPOAL.-

ALTERNATIVA CON REGULACION EN LAGUNA DE ACULEO ( $315 \times 10^6 \text{m}^3$ )  
Y EXTRACCIONES A LA CUENCA DE SANTIAGO.-

En el caso de existir extracciones del río Cachapoal para la cuenca de Santiago, es posible aumentando la capacidad de regulación en el embalse Aculeo a ~~315~~  $315 \times 10^6 \text{m}^3$ , regar la zona Yali-Alhué con seguridad 85%.

Esta solución implica aprovechar sin costo la huelga del canal Cachapoal Maipo en su tramo Cachapoal-Estero Codegua cuya capacidad se ha diseñado preliminarmente para 35 m<sup>3</sup>/s y además consultar con dicha capacidad el tramo Angostura-Aculeo.

La alternativa expuesta representa un costo a precio de mercado de US\$ 63.000.000 y a precio social de US\$ 48.500.000

Se señala además que la solución con regulación en Aculeo permite, previa adecuación de las obras regar aproximadamente 4.200 há<sup>s</sup> adicionales de los valles de los esteros Chocalan y Popeta, afluente del río Maipo.

311.- REGADIO ZONA ALTA LA LAGUNA  
SAN VICENTE DE TAGUA-TAGUA.-

3.11.1.-Ubicación y descripción del área.-

El área de proyecto se ubica aproximadamente 20 km al Sur-poniente de la ciudad de San Vicente de Tagua-Tagua y por sobre la cota actual de riego de los canales derivados del estero Zamorano. La zona cuenta en la actualidad con dos embalses de regulación estacional que reúnen en conjunto una capacidad de almacenamiento útil de  $5 \times 10^6 \text{m}^3$  y que se denominan Las Pataguas y Millahue. Existe también una elevación mecánica que alimenta el primero de los embalses nombrados, captando al final del canal Pataguino, derivado del canal Elso. La cabida del área bajo cota de los embalses nombrados y sobre el riego gravitacional actual sería del orden de 3.000 hectáreas.

311.2.-Descripción de la obra.-

Se ha diseñado preliminarmente un canal de capacidad  $2.5 \text{ m}^3/\text{seg}$  destinado a regar gravitacionalmente el área descrita y que captaría recursos del estero Zamorano y el río Tinguiririca (\*) asociándolos con los recursos propios de la cuenca que se almacenan en los embalses y sustituyendo aquellos captados por la elevación mecánica existente.

---

(\*): Canal Tinguiririca - Estero Zamorano.

El canal captaría los recursos en el estero Antivero mediante una bocatoma lateral en la ribera izquierda y consistente en un marco dotado de compuertas frontal y lateral. La ubicación de esta obra sería unos 2 km aguas abajo de la angostura del Estero Antivero, vecina a la localidad El Tambo.

A continuación de esta bocatoma se desarrollaría un canal por la ladera sur de la cuenca de la antigua Laguna San Vicente de Tagua-Tagua, con un recorrido de aproximadamente 54.0 km hasta empalmar con la evacuación del embalse Millahue.

### 3.11.3.-Características de diseño.-

La bocatoma indicada consistiría en un marco de 8.00 mts de largo por 2.00 mts de ancho, dotado de una compuerta frontal de 2.0 mts de ancho y una compuerta lateral de 2.50 mts. de ancho. La altura del muro al lado de la ribera izquierda tendría 4.00 mts y al lado del estero 3.00 mts. a fin que funcione como vertedero. El encauzamiento del estero se haría con el mismo material del lecho.

El canal de 54 km, mencionado se consulta para un gasto 2,50 m<sup>3</sup>/seg, de lecho trapecial, revestido en hormigón de 0,05 mts de espesor, con taludes 1/1, ancho basal 1.10 mts altura de agua 1.10 mts. revancha de 0.20 mts. La excavación de la mesa tendría un borde de 0.50 mts al lado del valle y 1.00 mts al lado del cerro, considerándose una pendiente transversal media del terreno de 25% y que la extracción de roca alcance a 5%

de la excavación total. La pendiente media se consulta de 0.0005 y el coeficiente de rugosidad  $n$  de 0.015. La sección media de excavación alcanza a  $7.8 \text{ m}^2$ .

Una alternativa del proyecto expuesto consistiría en una ampliación del actual canal Pataguino, (derivado del canal Elso) una planta elevadora para  $2.5 \text{ m}^3/\text{seg}$  junto al embalse Las Pataguas y la conducción nueva entre el embalse Las Pataguas y Millahue, la cual costaría del orden de  $10^3 \text{ US\$ } 1.500$  más  $\text{US\$ } 70.000$  anuales en costos de operación.

Dada la similitud de valores que estas alternativas representan se considerará solo la primera en la evaluación económica. (\*)

---

(\*) Ver Plano N° 3 en pág. 45 del Album de Mapas.

P R E S U P U E S T O

(A precio de mercado)

REGADIO ZONA ALTA LA LAGUNA DE SAN VICENTE  
DE TAGUA - TAGUA

	Uni	Canti	P.U.	Sub-To	Total
	dad	dad	US\$	tal	10 <sup>3</sup> US\$
				10 <sup>3</sup> US\$	
1.- CANAL ANTIVERO-MILLAHUE (Q=2.5 m3/s).(L=54 km)					
1.1.- Exc.cuneta material común	m3	177.000	1.50	265	
1.2.- Exc. mesa material común	m3	223.000	1.00	223	
1.3.- Exc. roca (mesa y cuneta)	m3	22.000	8.00	176	
1.4.- Revestimiento sin moldaje	m3	13.500	80.00	1.080	
1.5.- Obras de arte menores, ex propiaciones y perjuicios	G1			200	1.944
2.- DISEÑOS E IMPREVISTOS (27%)	G1				<u>525</u>
					<u>2.469</u>
				T O T A L	<u><u>2.469</u></u>

SON: DOS MILLONES CUATROCIENTOS SESENTA Y NUEVE MIL DOLARES.

P R E S U P U E S T O

(A precio social)

REGADIO ZONA ALTA LA LAGUNA DE SAN VICENTE  
DE TAGUA - TAGUA

	Uni dad	Canti dad	Precio Unita- rio US\$	Sub-To tal 10 <sup>3</sup> US\$	Total 10 <sup>3</sup> US\$
1.- CANAL ANTIVERO-MILLAHUE (Q=2.5 m <sup>3</sup> /s)(L=54 km)					
1.1.- Exc.cuneta material común	m3	177.000	1.15	204	
1.2.- Exc. mesa material común	m3	223.000	0.79	176	
1.3.- Exc.roca(mesa y cuneta)	m3	22.000	5.87	129	
1.4.- Revestimiento sin moldaje	m3	13.500	54.24	733	
1.5.- Obras de arte menores, ex propiaciones, perjuicios y otros	G1			170	1.412
2.- IMPREVISTOS (20%)					282
3.- DISEÑOS (7% del precio de mercado)	G1				136
			T O T A L		<u>1.830</u>

SON: UN MILLON OCHOCIENTOS TREINTA MIL DOLARES.

#### 4.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

En la cuenca del Rapel existen numerosas áreas o zonas con características favorables a la explotación de los recursos subterráneos, por sus características acuíferas y geométricas que configuran costos de explotación y condiciones de seguridad y calidad del suministro que le permiten competir con los recursos hídricos superficiales.

Basándose en los antecedentes del informe " Aguas Subterráneas " entregado por esta Oficina, tanto sobre las características de las aguas subterráneas, como explotación actual y demandas a futuro, se presenta a continuación un anteproyecto de extracciones de agua subterránea con fines de riego y uso urbano (Rancagua).

Este anteproyecto plantea extracciones adicionales a las que dicho informe considera como demandas a futuro; estas nuevas extracciones tienen como objetivo fundamental complementar los recursos superficiales, explotando los pozos durante los períodos de escasez superficial y mejorando así la seguridad de riego.

Como caso especial se analiza el abastecimiento de la población de Rancagua en base a aguas subterráneas dada la importancia y magnitud de su requerimiento.

Las zonas propuestas han sido es cogidas considerando los siguientes factores:

- Caudal subterráneo pasante
- Permeabilidad del área propuesta
- Volumen embalsado en la zona
- Zonas que frecuentemente sufren de escasez de recursos superficiales.
- Que los caudales a extraer presentan volúmenes de interés zonal y a costos aceptables.

Cabe hacer presente que las zonas propuestas no son necesariamente las únicas factibles de explotar, sino que representan a nuestro parecer las áreas de mayor interés; podrían estudiarse otras áreas de bombeo si los estudios posteriores así lo requiriesen.

#### 4.2. ZONAS DE BOMBEO

Se analizan a continuación 6 zonas de extracción de caudales subterráneos, indicando las características del pozo tipo, distancia entre pozos y números de éstos, caudal a extraer, caudal pasante por el acuífero y transmisibilidad del área. Posteriormente en capítulos separados se analiza el costo de explotación por M3 de agua extraído y las influencias re-

cíprocas entre pozos de una zona determinada.

Dichas zonas pueden observarse en el plano general de ubicación, al final de este informe.

(Ver Plano Nº 11 en pág 53 del Album de Mapas).

#### 4.2.1. Zona de Rancagua:

De capítulos anteriormente entregados por esta Oficina se desprende que las condiciones de abastecimiento de la ciudad de Rancagua en el año 1975 fueron:

- Población abastecida 101.367 habitantes
- Dotación 394 lt/hb/día
- Caudal medio 462 lt/seg.
- Caudal medio desde río 240 lt/seg.
- Caudal medio desde pozos 222 lt/seg.
- Caudal medio desde pozos en el día de máximo consumo. 293 lt/seg.

Para el año 2.005 se presume la siguiente situación:

- Población a abastecer: 246.000 habitantes
- Dotación 400 lt/hb/día
- Caudal medio 1,14 M3/seg.
- Caudal medio en el día de máximo consumo 1,60 M3/seg.
- Caudal medio desde río 0,24 M3/seg.
- Caudal medio desde pozos 1,26 M3/seg. en el día de máximo consumo.

Se analiza a continuación una proposición de obras capaz de abastecer los 1.260 lts/seg. desde diversos recintos alrededor de Rancagua.

#### 4.2.1.1. Recinto Estanque:

Es el actualmente existente y vecino a la carretera Panamericana Sur; este recinto cuenta en la actualidad con 6 pozos cuyos caudales son:

Pozo 3410-7040-B2	46,8 lts/seg.
3410-7040-B-3	52,0 lts/seg.
3410-7040-B-4	52,0 lts/seg.
3410-7040-B-5	44,2 lts/seg.
3410-7040-B-11	55,0 lts/seg.
3410-7040-B-12	<u>55,0</u> lts/seg.
T O T A L	305 lts/seg.

Se considera que este recinto es tá al máximo de su capacidad extractiva y fisica, por lo cual no se proyectan nuevos pozos en él.

#### 4.2.1.2. Recinto Nogales Sauzal:

Actualmente en explotación, habiéndose perforado allí 4 pozos, 2 de los cuales se

abandonaron y están imposibilitados de operar. Los dos pozos restantes (B-9 y 13) podrían proporcionar un caudal total máximo de 100 lts/seg.

Se considera que este recinto que daría copado en capacidad extractiva con estos 100 lts/seg. dada su ubicación en una zona de baja permeabilidad, gran profundidad y variabilidad del nivel freático y fuerte influencia de las recargas.

Para abastecer la demanda al año 2.005 se estarían requiriendo otros recintos con capacidad total de 960 lts/seg.; para ello se proponen 3 recintos.

#### 4.2.1.3 Recinto Barrio Industrial:

A ubicarse en esta zona y destinado a abastecer el sector Norte de la ciudad.

Las características principales del pozo tipo serían:

- Profundidad perforada y habilitada 80 mts.
- Nivel estático 35 mts.
- Caudal a extraer 80 lts/seg.
- Altura de bombeo hasta la superficie. 45 mts.

- Habilitación (Ver gráfico del pozo tipo) =  $\varnothing$  16" de 0 a 50 mts.  
=  $\varnothing$  12" de 50 a 80 mts.
- Transmisibilidad = 10.000 M<sup>2</sup>/día
- S = 15%

En la actualidad existen allí 2 pozos, por lo cual se proponen 2 más y un tercero como reserva, totalizando un caudal ex plotable de 320 lts/seg. para este recinto.

#### 4.2.1.4. Recinto Matadero Poniente:

En el sector del Matadero de Ranca gua y para abastecer la parte poniente de la ciudad.

Existe allí 1 pozo de excelentes características que dada su antigüedad se des tinaría a reserva del recinto, proponiéndose la construcción de 4 nuevos pozos de las siguientes características:

- Profundidad a habilitar: 90 mts. (Ver gráfico del pozo tipo).
- Diámetro a habilitar :  $\varnothing$  16 plg. de 0 a 60 mts. y  
 $\varnothing$  12" de 60 a 90 mt.
- Nivel estático : 50 metros
- Caudal a extraer : 80 lts/seg. por pozo.

- Altura de bombeo hasta la superficie : 55 metros
- Transmisibilidad = más de 10.000 M<sup>2</sup>/día.
- S = 15%

#### 4.2.1.5. Recinto Sur:

Para el abastecimiento del sector sur de Rancagua, estaría ubicado vecino al ingreso sur de la ciudad, al Oriente del Ferrocarril y al Norte del Puente Carretero sobre el Cachapoal.

Las características de la zona exigirían la perforación de 6 pozos, quedando 1 de reserva y los otros 5 como explotación para lograr los 320 lts/seg. requeridos.

Los pozos serían de:

- Profundidad a habilitar: 120 mts. (Ver gráfico de pozo tipo).
- Diámetro de habilitación:  $\varnothing$  16" de 0 a 90 m.  
 $\varnothing$  12" de 90 a 120 m.
- Nivel estático : 80 metros
- Caudal a extraer : 64 lts/seg. por pozo
- Altura de bombeo hasta la superficie : 90 metros
- Transmisibilidad : 8.000 M<sup>2</sup>/día
- S = 15%

Se tendría entonces que para abastecer Rancagua, en base a aguas subterráneas, al año 2.005 se requeriría perforar 13 nuevos pozos a ubicarse en 3 nuevos recintos que circunden la ciudad en sus costados Norte, Poniente y Sur; por el Oriente la ciudad cuenta ya con 2 recintos y 8 pozos.

En estos 3 nuevos recintos y dados los valores de T y S obtenidos anteriormente se propone que los nuevos pozos se construyan a una distancia entre ellos no inferior a 300 mts. lo que como se verá posteriormente originará para bombeos de 6 meses consecutivos, interferencias de 32 cm.

#### 4.2.2. Zona Rosario - Río Claro:

El relleno aluvial del área comprendida entre los pueblos de Rosario y Río Claro, presenta condiciones muy favorables para la explotación de aguas subterráneas, tales como su gran permeabilidad ( $T=5000$  a  $10.000 \text{ M}^2/\text{día}$ ), su nivel freático cercano a la superficie (5 a 15 mts) y su caudal subterráneo pasante ( $Q=1,5 \text{ M}^3/\text{seg.}$ )

Si bien esta zona no sufre normalmente sequías, podría regarse económicamente con recursos subterráneos, destinando su caudal superficial hacia otras áreas de mayor escasez.

Se propone ubicar los pozos siguiendo el camino de Rosario hacia el Poniente, al cos

tado Sur e inmediato al camino.

Se cuenta con una longitud útil de 8.000 metros, que permitiría 17 pozos a 500 m. uno del otro.

Las características de los pozos serían:

- Profundidad habilitada : 60 metros (Ver gráfico del pozo tipo).
- Diámetro a habilitar : 12 pulgadas
- Nivel estático : 15 metros
- Caudal a extraer : 60 lts/seg. en cada uno
- Altura de bombeo : 17 metros
- Transmisibilidad : 5.000 M<sup>2</sup>/día
- S : 15%

Esta batería de pozos propuestos, podría entregar un caudal de 1,0 M<sup>3</sup>/seg. el que se bombearía en un tiempo no mayor al 40% del año, lo que significa un caudal medio anual de sólo el 25% del caudal medio pasante.

De tener éxito esta batería y una vez conocidos los resultados del bombeo, podría construirse otra similar a ésta, lo que daría una mayor potencialidad de bombeo.

#### 4.2.3. Zona del Zamorano:

En la zona media del Estero Zamorano se cuenta con un caudal pasante de 800 lts/seg. caudal que resulta de interés al ser ésta

una zona que sufre de escasez; el agua subterránea podría ser un elemento de intercambio de derechos de uso entre recursos superficiales y subterráneos.

La ubicación de los pozos sería inmediatamente al poniente del camino entre San Vicente de Tagua Tagua a La Laguna, en dirección N-S.

Se propone la construcción de 10 pozos, los que bombeándose sólo el 40% del tiempo anual, extraerían un caudal medio anual de sólo 200 lts/seg. o sea 25% del caudal pasante. La distancia entre ellos sería de 500 mts.

Las características de estos 10 pozos serían:

- Profundidad a habilitar: 50 mts. (Ver gráfico del pozo tipo).
- Diámetro de habilitación: 12 pulgadas
- Nivel estático : 2 metros
- Caudal a extraer : 50 lts/seg. en cada uno
- Altura de bombeo : 7 metros
- Transmisibilidad : 3.000 M<sup>2</sup>/día
- S : 10%

Influencia entre pozos para bombeos continuos de 6 meses, son de 45 cms.

#### 4.2.4. Zona de Chimbarongo:

El área de perforación sería inmediatamente al Sur del camino Chimbarongo - Romeral, en el Valle de Tinguiririca. Se estima

que allí el caudal subterráneo puede permitir sobrepasar la escasez durante principios de primavera y fines de verano y también intercambiar con recursos superficiales, lo que podrían destinarse a otras áreas de mayor necesidad.

Las condiciones de explotación son favorables a pesar de contar sólo con una permeabilidad relativa, dada su escasa profundidad del nivel freático y su interesante caudal pasante (500 lts/seg.)

Se propone una batería de 10 pozos distanciados a 750 mts. entre ellos, lo que daría influencias recíprocas de 67 cms.

Si el bombeo se efectuase durante un 40% del tiempo, se estaría extrayendo un caudal medio de 200 lts/seg. o sea un 40% del caudal pasante.

Con el transcurso del tiempo y los resultados obtenidos, podría proponerse otra batería similar a ubicarse 5 kms. al Norte de ésta; estos pozos requerirían ser 5 metros más profundos que los anteriores.

Las características de los pozos propuestos serían:

- Profundidad a habilitar: 45 mts. (Ver gráfico del pozo tipo)
- Diámetro de habilitación: 12 pulgadas
- Nivel estático : 10 metros
- Caudal a extraer : 50 lts/seg. cada uno
- Altura de bombeo : 30 metros
- Transmisibilidad : 1.000 M<sup>2</sup>/día
- S : 10%

#### 4.2.5. Zona Chépica - Santa Cruz:

Dentro del Valle del Chimbarongo, esta zona sufre frecuentemente de escasez de agua para regadío. Se estima que entrando en funcionamiento el Embalse Convento Viejo este problema podría quedar solucionado.

Las características acuíferas son inferiores a las de las zonas anteriormente descritas debido a los bajos valores de T y S obtenidos, por lo cual se propone distanciar más los pozos (1.000 metros) y bombear sólo durante los meses de escasez, lo que permitiría recuperación de niveles durante los recesos de bombeos.

Se propone un máximo de 8 pozos, los que funcionando un 40% del tiempo, extraerían un caudal similar al pasante (200 lts/seg.)

Las características medias de los 8 pozos serían:

- Profundidad a habilitar : 70 mts. (Ver gráfico del del pozo tipo)
- Diámetro de habilitación : 12 pulgadas
- Nivel estático : 3 metros
- Caudal a extraer : 60 lts/seg. en cada uno
- Altura de bombeo : 30 mts.
- Transmisibilidad : 700 M<sup>2</sup>/día
- S = : 2%
- Influencia entre pozos : 1,58 mts. para 6 meses de bombeo continuo.

#### 4.2.6. Zona Peralillo - El Huique:

Esta zona también presenta en la actualidad períodos de escasez temporal y podría estar en condiciones similares a la anterior en cuanto a la construcción de Convento Viejo.

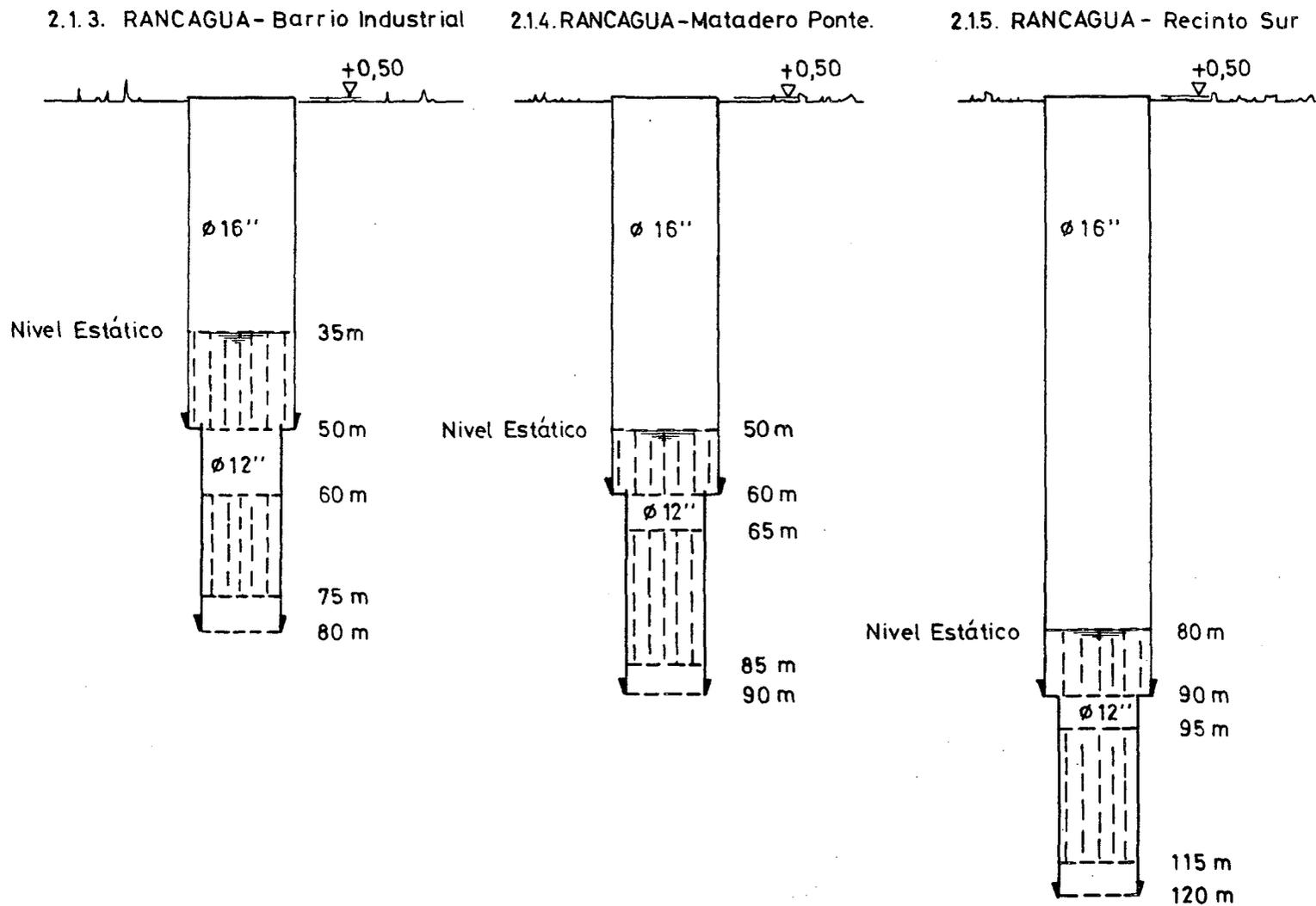
El caudal pasante de solo 100 lts/seg., podría explotarse con 250 lts/seg. durante 40% del tiempo. Este caudal (250 l/s) es bastante inferior a la actual capacidad instalada en las perforaciones ya existentes y que alcanza a 800 lts/seg; bastaría entonces con bombear las instalaciones existentes, redistribuyendo los actuales recursos de agua superficial.

Con el fin de estudiar los costos de explotación, se presentan las características medias de los pozos.

- Profundidad a habilitar : 100 mts.(Ver gráfico del pozo tipo).
- Diámetro de habilitación : 16 pulgadas de 0 a 40 mts.  
12 pulgadas de 40 a 100 mts.
- Nivel estático : 5 metros
- Caudal a extraer : 60 lts/seg.en cada uno.
- Altura de elevación : 25 metros
- Transmisibilidad : 700 M<sup>2</sup>/día
- S : 7%

GRAFICO N° 1-A  
PERFILES DE LOS POZOS TIPO PROPUESTOS

ESCALAS: HORIZONTAL 1:25, VERTICAL 1:1000

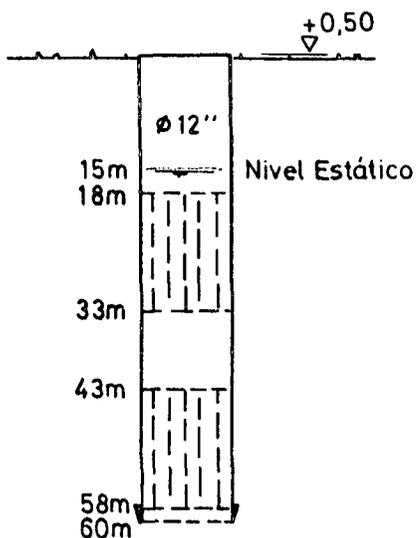


# GRAFICO N° 1 - B

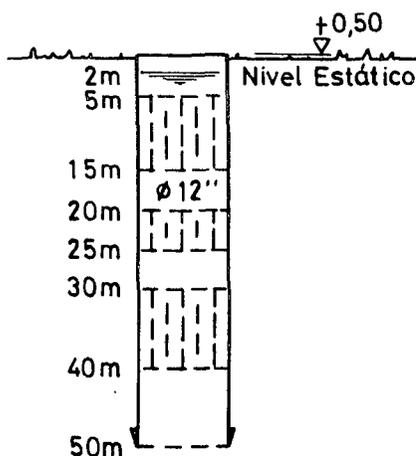
## PERFILES DE LOS POZOS TIPO PROPUESTOS

ESCALAS: HORIZONTAL 1:25, VERTICAL 1:1000

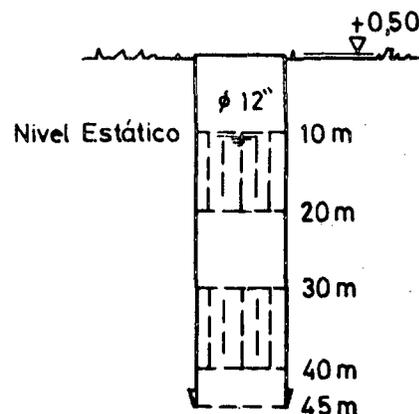
2.2 ROSARIO - RIO CLARO



2.3 ZAMORANO

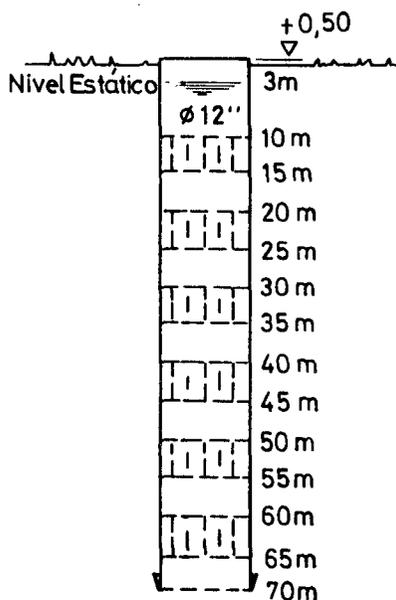


2.4 CHIMBARONGO

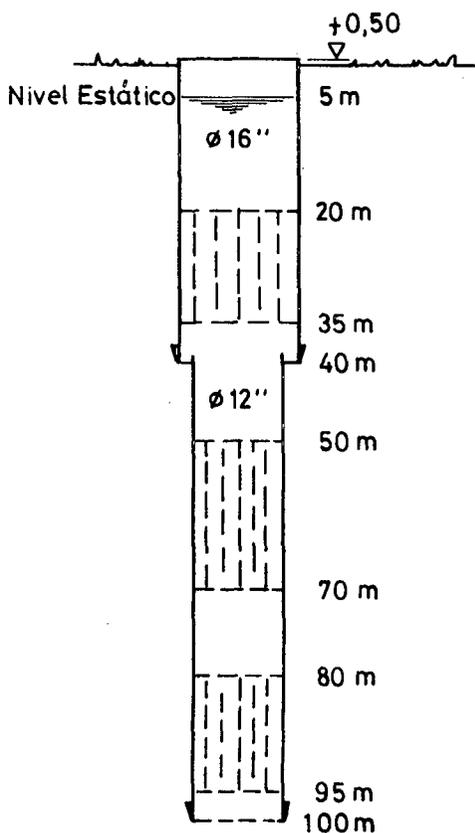


- C

2.5 CHEPICA - SANTA CRUZ



2.6 PERALILLO - EL HUIQUE



#### 4.3. INTERFERENCIAS RECÍPROCAS POR BOMBEO.

En las zonas de bombeo recientemente expuestas, se analizará a continuación las influencias que ejercen en un pozo determinado, los bombeos efectuados por el resto de los pozos allí ubicados.

Estas interferencias recíprocas de sus conos de influencia se analizan considerando las bases técnicas a las cuales se atienen las fórmulas dadas por Theis y Jacob, siendo talvez la de mayor trascendencia las de efectuarse en acuíferos infinitos, homogéneos y ausentes de recarga.

Podría estimarse en general que los resultados obtenidos estarán por el lado de la seguridad, ya que los factores de recarga se encuentran presente en todas las zonas propuestas y ejercerán un freno a la expansión de los conos de influencia.

Estudios mas detallados podrán requerirse a nivel de proyecto, para lo cual se aconseja utilizar técnicas de simulación mediante modelos.

##### 4.3.1. Ecuación de Theis:

La ecuación diferencial que define el ecurrimiento hacia un pozo bajo condiciones de desequilibrio queda expresado por:

$$\frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} + \frac{1}{x} \frac{\partial \Delta}{\partial x} = \frac{s}{Km} \frac{\partial \Delta}{\partial t}$$

El producto Km se define como "T", coeficiente de transmisibilidad.

Para un gasto constante "Q" bombeado, la solución de la ecuación diferencial es la siguiente:

$$(*) \Delta = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du, \text{ denominada solución de Theis.}$$

siendo  $u = \frac{x^2 s}{4 T t}$  y llamándose  $w(u)$  a la  $\int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$

$w(u)$  puede obtenerse de la siguiente serie:

$$\int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = w(u) = -0,5772 - Lu + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

(Siendo L = logaritmo natural)

En el desarrollo de esta serie, puede considerarse que para valores chicos de "u" resultan despreciables todos los términos más allá de "Lu". De aquí que para estas condiciones pueda escribirse simplemente:

$$w(u) = -0,5772 - Lu = -0,5772 + L \frac{1}{u} = L \frac{0,56}{u}$$

de donde se tiene:  $\Delta = \frac{Q}{4\pi T} L \frac{0,56}{u}$  y reemplazando "u"

en la ecuación (\*) se obtiene la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{Q}{4\pi T} L \left( \frac{Tt}{X^2 S} \right) \text{ que permite calcular " } \Delta \text{ "}$$

( depresión de la superficie piezométrica de la napa),  
a una distancia " X " del pozo de bombeo y al cabo  
de un tiempo "t" después de iniciado el bombeo; esto  
para un acuífero definido por sus coeficientes de  
transmisibilidad (T) y almacenamiento (s)

#### 4.3.2. Análisis de Interferencias Recíprocas:

Para cada una de las seis zonas  
de bombeo propuestas se ha analizado, basándose en  
la solución de Theis, las interferencias recíprocas.

T A B L A N° 1

Se consideraron los siguientes parámetros:

PARAMETRO	Rancagua Barrio Industrial	Rancagua Matadero Poniente	Rancagua Recinto Sur	Rosario Río Cla ro	Zamorano	Chimba- rongo	Chépica Sta. Cruz	Peralillo El Huique
Transmisibilidad (M <sup>2</sup> /día)	10.000	10.000	8.000	5.000	3.000	1.000	700	700
Almacenamiento (%)	15	15	15	15	10	10	2	7
Caudal (lts/seg)	80	80	64	60	50	50	60	60
Distancia entre pozos (m)	300	300	300	500	500	750	1.000	1.000
Tiempo de bombeo (días)	180	180	180	180	180	180	180	180
Depresión "Δ" obte- nida de la solución de Theis según gráfico ad junto. ( cms)	32	32	32	35	45	67	158	85

Los tiempos de bombeo, tanto en el Agua Potable de Rancagua como en los casos de regadío se consideraron asimilables a bombeos continuos de seis meses de duración; se consideró este valor como un promedio exigente para la zona y otorgando un nuevo factor de seguridad al sistema.

Se incluye Gráfico Nº 2 con los resultados obtenidos al aplicar la solución de Theis.

#### 4.3.3. Depresiones en Los Pozos más exigidos:

La información anterior permite calcular las depresiones que se originarían en los pozos más afectados de cada zona a bombear, debido a su ubicación al centro de las baterías propuestas.

Se hace presente nuevamente que estos valores pecan de exageración al no estarse considerando factores de recarga:

##### Rancagua-Barrio Industrial:

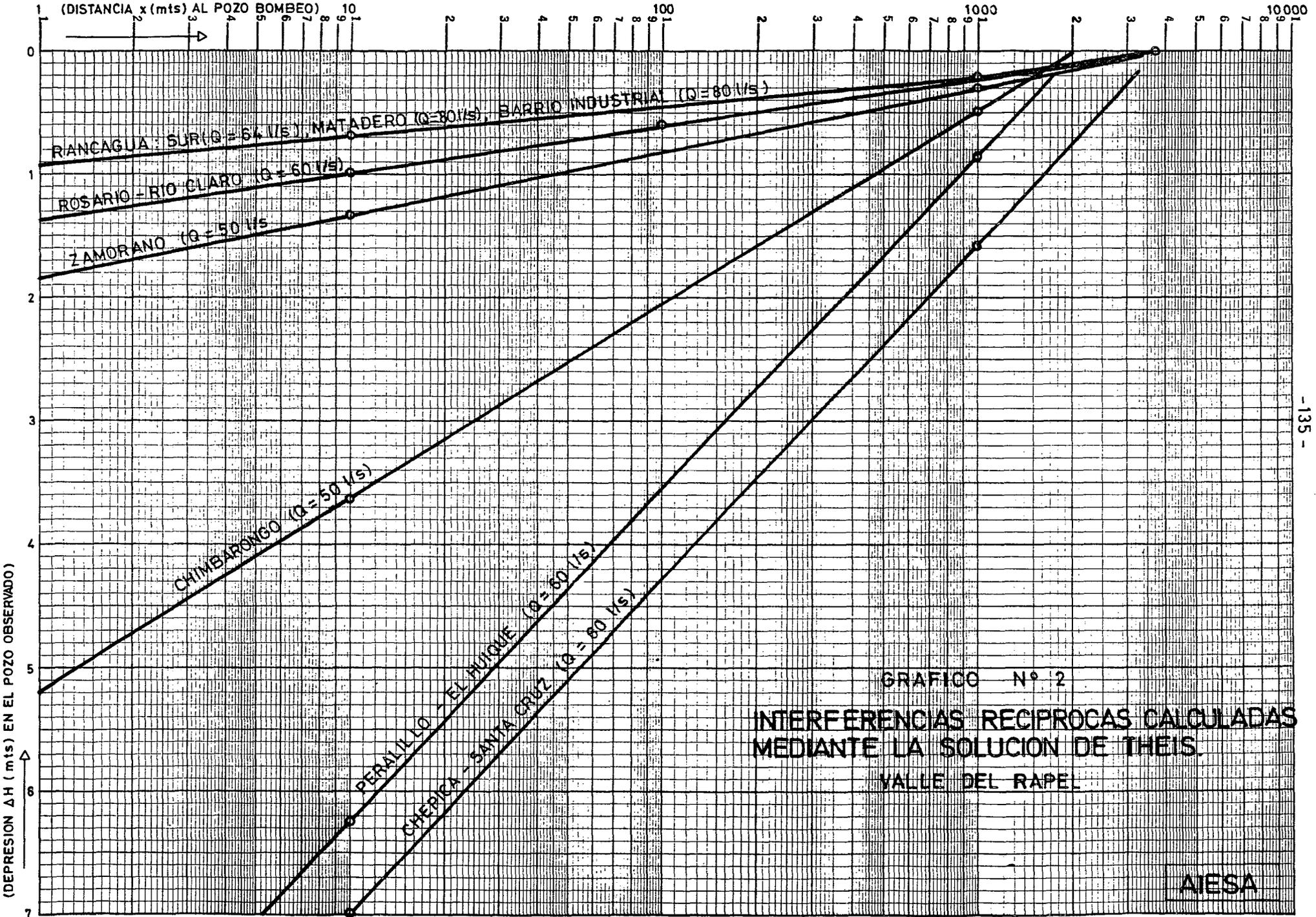
Recinto de 300x300 metros con pozos ubicados en sus esquinas

$$\Delta H = 0,92 \text{ mts.}$$

##### Rancagua-Matadero Poniente:

Iguals consideraciones que el caso anterior.

$$\Delta H = 0,92 \text{ mts.}$$



Dib. Igóñez

- Rancagua-Recinto Sur : Se trata de 5 pozos, 4 de los cuales estarían en ubicación similar a los casos anteriores.  
 $\Delta H = 1,24$  mts.
- Rosario - Río Claro : 17 pozos en línea, cada 500 mts. El pozo central, acusaría una depresión de  $\Delta H = 1,85$  metros.
- Zamorano : 10 pozos en línea, cada 500 metros. Ambos centrales se deprimirían:  $\Delta H = 2,18$  mts.
- Chimbarongo : 10 pozos a 750 mts.  
Se provoca una depresión de  $\Delta H = 1,72$  mts. en ambos pozos centrales de la línea.
- Chépica-Santa Cruz : 8 pozos a 1.000 mts. Se obtiene una depresión máxima de  $\Delta H = 5,14$  mts.
- Peralillo - El Huique: 4 pozos a 1.000 mts. Se provoca una depresión de  $\Delta H = 2,15$  mts. al ubicarse ellos en un cuadrado de 1.000 mts. por lado.

#### 4.4. COSTOS

##### 4.4.1. Costos de Construcción:

Se analiza a continuación el costo de las obras propuestas, incluyendo sólo las obras de captación propiamente tales como son:

- pozos revestidos con cañería de acero, debidamente desarrollados, engravillados y con su correspondiente prueba de bombeo.

Su costo se obtuvo de Empresas perforistas, especializadas en captación de aguas subterráneas.

Las características constructivas fueron definidas en el Capítulo 2.

El costo resultante aparece en el punto 2.1. de la tabla que se presenta más adelante, al final de este Capítulo 4.

- Bombas y Motores.

Consiste en el costo de los equipos importados, incluso aduanas, impuestos y transportes hasta el lugar de uso, debidamente revisados y en condiciones de instalarse en los pozos; incluye partidores estrella, triángulo.

Las bombas son del tipo vertical con motor vertical de eje hueco ubicado en la superficie.

Su costo para cada caso, que aparece en el punto 2.2. de la tabla final, fue obtenido desde una firma importadora especializada. Si llegase el momento de adquisición masiva de ellos, sería fácil lograr descuentos de interés.

- Red eléctrica de Alta Tensión:

Consiste en el arranque de la red troncal, red propiamente tal de postación y alambrado, tierra de alta tensión y elementos de medida.

Su costo se obtuvo para algunos casos representativos desde compañías eléctricas, habiéndose adoptado un valor medio de US\$ 5.500 por kilómetro de línea.

Este costo se aplicó a la distancia entre pozos para cada uno de ellos, situación que se adapta a las ubicaciones propuestas. Aparece en el punto 2.3 de la tabla final.

- Transformadores:

Representa el costo de ellos, debidamente revisados y puestos en terreno. Se obtuvieron de las fábricas existentes.

Los costos de cada caso aparecen en el punto 2.4 de la tabla final.

- Instalación y Puesta en Marcha:

Consiste en la construcción de un radier de cemento alrededor del pozo, caseta liviana de protección del equipo, descenso e instalación de la bomba dentro del sondaje, corrección eléctrica en baja tensión desde los equipos de medida colocados por la Compañía Eléctrica hasta el motor de la

bomba incluyéndose la adquisición e instalación de los protectores e interruptores necesarios.

El costo de esta instalación, que para cada caso se presentan en la tabla al final de este capítulo con el punto 2.5, fue obtenido desde firmas perforistas especializadas en la puesta en marcha de equipos de bombeo.

- Instalaciones Anexas:

Para este estudio de costos no se han considerado los costos de faenas anexas como podrían ser las de estanque y redes de agua potable, recintos y casas de cuidadores que habitualmente se presentan en los costos de instalaciones de agua potable.

4.4.2 Costos Anuales de Explotación:

Se presentan estos costos separándolos en costos directos y costos indirectos.

4.4.2.1. Costos Directos: Se incluyen los siguientes:

- Energía: Todas las instalaciones se proponen con accionamiento eléctrico.

El costo de la energía fue proporcionado por ENDESA y representa la actual tarifa vigente de US\$ 0,02/KWH entre las 22 y 17 horas y de US\$ 0,65/KWH entre las 17 y 22 horas.

Como se han considerado bombeos

continuos de 6 meses, deberá tomarse un valor medio de US\$ 0,028/KWH.

Aparecen en el punto 3.1.1. de la tabla final.

- Reparaciones:

Fueron considerados anualmente en un 4% del costo de la bomba y su motor.

Aparecen en el punto 3.1.2. de la tabla final.

- Supervisión y Seguros:

Se consideraron anualmente en un 5% del costo total de la planta.

Aparecen en el punto 3.1.3 de la tabla final.

4.4.2.2. Costos indirectos.

Se consideran los intereses y la amortización del capital invertido.

- Intereses:

De acuerdo a instrucciones impartidas por esa Comisión de Riego, se ha considerado un interés del 17% anual sobre el costo total de la planta.

Aparecen en el punto 3.2.1. de la tabla final.

- Amortizaciones:

Pozo: Se consideró 30 años de vida útil y sin valor residual.

Se presenta su costo en el punto 3.

2.2.1.

Bomba y Motor:

Se considera una amortización de

los equipos en 45.000 horas de uso, con un valor residual del 20%.

Se presenta su costo en el punto 3.2.2.2.

Red de Alta y Transformadores:

Se amortizaron en 50 años, con un valor residual del 20%.

Se presenta su costo en el punto 3.2.2.3.

Instalaciones:

Se amortizaron en 20 años, sin valor residual.

Se presenta su costo en el 3.2.2.4.

#### 4.4.3. Costos representativos:

En la tabla que va al final de este capítulo 4 se presentan los siguientes costos representativos de los bombeos propuestos:

- Costo por hora de elevación
- Costo del M<sup>3</sup> bombeado
- Costo de la hectárea regada, considerando una tasa de riego de 12.000 M<sup>3</sup>/Há.

Para mayor vigencia de los costos, se ha estimado preferible presentarlos expresado en dólares.

Se obtuvieron costos de US\$ 0,01 a 0,02 por M<sup>3</sup> bombeado para agua potable y costos de 73 a 132 US\$ por hectárea regada.

T A B L A N<sup>o</sup> 2

CALCULO DEL COSTO DEL AGUA BOMBEO DESDE POZOS PROFUNDOS (US\$)

I T E M	ZONA DE BOMBEO	4.2.1. ZONA DE R A N C A G U A		
		4.2.1.3 Recinto Barrio Industrial	4.2.1.4 Recinto Matadero Poniente	4.2.1.5 Recinto Sur
<b>1. Características de la Planta</b>				
1.1	Caudal (lts/seg)	80	80	64
1.2	Elevación (mts)	45	55	90
1.3	Uso Anual (horas)	6.570	6.570	6.570
1.4	Total agua bombeada (M3)	1.892.160	1.892.160	1.513.728
<b>2. Costo Inicial de la Planta (US\$)</b>				
2.1.	Pozo	13.818	18.487	23.940
2.2	Bomba y Motor	19.815 (*)	25.934 (*)	25.891 (*)
2.3	Red eléctrica de Alta Tensión	1.650	1.650	1.650
2.4	Transformador	2.500	3.000	3.000
2.5	Instalación y puesta en marcha	2.500	3.000	3.000
	Costo (A)	40.283	52.071	57.481
<b>3. Costos anuales de explotación (US\$)</b>				
<b>3.1 Costos Directos</b>				
3.1.1	Energía	8.940	10.927	14.305
3.1.2	Reparaciones	793	1.037	1.035
3.1.3	Superv. y Seguros	202	260	287
	Total Gastos Directos (B)	9.935	12.224	15.627
<b>3.2 Costos Indirectos</b>				
3.2.1	Intereses	6.848	8.852	9.772
<b>3.2.2 Amortizaciones</b>				
3.2.2.1	Pozo	461	616	798
3.2.2.2	Bomba y Motor	2.314	3.029	3.024
3.2.2.3	Red de Alta y Transf.	66	74	74

Continuación Tabla N<sup>o</sup> 2

ITEM	ZONA DE BOMBEO	4.2.1 ZONA DE RANCA GUA		
		4.2.1.3 Recinto Barrio Industrial	4.2.1.4 Recinto Matadero Poniente	4.2.1.5 Recinto Sur
3.2.2.4	Instalaciones	125	150	150
	Total Gastos Indirectos (C)	9.814	12.721	13.818
	Total Gtos. anual. de Expl. (B+C)	19.749	24.945	29.445
4. Costos Representativos (US\$)				
4.1	Costo por hora de elevación	3,00	3,80	4,48
4.2	Costo de M3 bombeado	0,010	0,013	0,19
4.3	Costo de la hectárea regada	-	-	-

T A B L A    N<sup>o</sup> 2

CALCULO DEL COSTO DEL AGUA BOMBEADA DESDE POZOS PROFUNDOS ( US\$ )

Continuación hoja anterior.

ITEM	ZONA DE BOMBEO	4.2.2 ZONA Rosario Río Claro	4.2.3. ZONA del Zamora- no	4.2.4 ZONA del Chimba- rongo	4.2.5 ZONA Chépica Sta. Cruz	4.2.6 ZONA Peralillo El Huique
<u>1. Características de la Planta</u>						
1.1	Caudal (lts/seg)	60	50	50	60	60
1.2	Elevación (mts)	17	7	30	30	25
1.3	Uso Anual (horas)	4.320	4.320	4.320	4.320	4.320
1.4	Total agua bombeada (M3)	933.120	777.600	777.600	933.120	933.120
<u>2. Costo inicial de la Planta (US\$)</u>						
2.1	Pozo	10.042	8.695	7.990	11.328	18.015 (△)
2.2	Bomba y Motor	5.833	4.425	7.434	8.685	8.112 (△)
2.3	Red eléctrica de alta Tensión	2.750	2.750	4.125	5.500	5.500
2.4	Transformador	1.600	1.300	1.600	2.000	1.600
2.5	Instalación y puesta en marcha	1.600	1.300	1.600	2.000	1.600
	Costo total ( A )	21.825	18.470	22.749	29.513	34.827
<u>3. Costos Anuales de Explotación (US\$)</u>						
<u>3.1 Costos Directos</u>						
3.1.1	Energía	1.666	572	2.450	2.940	2.450
3.1.2	Reparaciones	233	177	297	347	325
3.1.3	Superv. y Seguros	109	92	114	148	174
	Total gastos Directos (B)	2.008	841	2.861	3.435	2.949
<u>3.2 Costos Indirectos</u>						
3.2.1	Intereses	3.710	3.140	3.867	5.017	5.920
<u>3.2.2 Amortizaciones</u>						
3.2.2.1	Pozo	335	290	266	377	600
3.2.2.2	Bomba y Motor	448	340	570	667	623
3.2.2.3	Red de Alta y Transf.	70	65	92	120	106

-147-

Continuación Tabla N<sup>o</sup> 2

ITEM	ZONA DE BOMBEO	4.2.2 ZONA	4.2.3 ZONA	4.2.4 ZONA	4.2.5 ZONA	4.2.6 ZONA
		Rosario Río Claro	del Zamorano	del Chimbarongo	Chépica Sta. Cruz	Peralillo El Huique
3.2.2.4	Instalaciones	80	65	80	100	80
	Total Gastos Indirectos (C)	4.643	3.900	4.875	6.281	7.329
	Total gastos anual.de Expl.(B+C)	6.651	4.741	7.736	9.716	10.278
4. Costos representativos (US\$)						
4.1	Costo por hora de elevación	1,54	1,10	1,79	2,25	2,38
4.2	Costo del M3 bombeado	0,007	0,006	0,010	0,010	0,011
4.3	Costo de la hectárea regada	85,53	73,16	119,38	124,95	132,18

(\*) = Las bombas destinadas a agua potable con altura adicional de 30 mts. para llegar con el agua a los estanques.

(Δ) = Se considera que pozos y equipos de bombeo en la zona Peralillo - El Huique, no es necesario construirlos, dados los ya existentes que permiten un máximo aprovechamiento.

P R E S U P U E S T O  
=====

CAPTACIONES SUBTERRANEAS

Para determinar el costo de esta Inversión se han utilizado los datos que figuran en la tabla N<sup>o</sup> 2 incluyendo solamente aquellas captaciones destinadas al riego.

Esto da un valor total a precio de mercado de  $10^3$  US\$ 128 y de  $10^3$  US\$ 102 a precio social, valores que consideran el aprovechamiento de las captaciones ya existentes.

El valor de los costos anuales de explotación y que alcanzan US\$ 39.122 (a precio de mercado o precios sociales) se consideran incluidos en los costos de operación y mantención del sistema de riego que figuran en el capítulo 5.- siguiente, por su relativa poca importancia.

## 5.1 PUESTA EN RIEGO Y TECNIFICACION.

De acuerdo a lo que se indicara en el capítulo 1. se determinarán costos de la puesta en riego y tecnificación según se trate del área del proyecto Convento Viejo (servida con regulación desde el embalse) del área de riego actual y de las áreas de nuevo riego (proyecto Yali-Alhué y zona alta laguna de San Vicente de Tagua-Tagua). Los valores de superficie de las áreas consideradas son aproximados.

### - Area del proyecto Convento Viejo.

(servida con regulación desde este embalse)

Para determinar los costos se tomará como referencia el informe de ICA-TAHAL para el proyecto de Convento Viejo.

Se considerará que la superficie de riego actual del proyecto bajo el embalse, alcanza a 56.000 há. y la superficie de nuevo riego a 50.000 há.

Para una superficie de riego actual mayor a la indicada (\*) de 90.625 há., el informe citado da los valores de  $10^3$  US\$ 28.238 como precio de mercado y  $10^3$  US\$ 25.414 como precio social. Aplicando la proporción de estos valores, se tendría

---

(\*) considera áreas sobre el embalse Convento Viejo.

$10^3$  US\$ 17.920 como precio de mercado y  $10^3$  US\$ 15.680 como precio social. Estos valores incluyen tanto la técnificación extrapredial como la intrapredial y el drenaje.

Referente a la superficie de nuevo riego, se han considerado directamente los costos del informe mencionado que consideran el riego de Nilahue, Alcones y Rinconadas regadas parcialmente con bombeo (etapas I y II del proyecto) no incluyendo los costos correspondientes a canales matrices y el Canal Yaquil-Cañetén. Esto da un total de  $10^3$  US\$ 64.275 a precio de mercado y de  $10^3$  US\$ 57.829 a precio social, siendo este último valor deducido proporcionalmente de las cifras totales que da el informe y que incluye canales matrices y el Canal Yaquil-Cañetén.

En consecuencia el total de costos de puesta en riego y tecnificación para el área del proyecto Convento Viejo alcanza a  $10^3$  US\$ 82.195 a precio de mercado y a  $10^3$  US\$ 73.509 a precio social, cifras que incluyen tanto la tecnificación extrapredial como la intrapredial y el drenaje. Para el caso en que los resultados de operación del modelo de la cuenca no incluyan el regadío total de las 50.000 hás. de nuevo riego sino solamente 38.000 hás. los costos totales serían  $10^3$  US\$ 66.769 a precio de mercado y de  $10^3$  US\$ 59.631 a precio social.

- Area de riego actual.

La superficie de riego actual alcanza a 201.000 hás. e incluye toda el área que existe bajo canal en la zona del proyecto de estudio, no incluyéndose aquellas áreas que tendrán riego regulado desde el embalse Convento Viejo, vistas anteriormente (56.000 hás.)

• Costo extrapredial

Se ha considerado un costo por hectárea de US\$ 110 a precio de mercado y de US\$ 88 a precio social, que se distribuye en 57% por valor de los tranques de regulación nocturna, 25% por valor de los canales secundarios de regadío y en 18% por valor de obras de distribución. Estos valores afectan al total del área, es decir, 201.000 hás. Esto representa un costo total de  $10^3$  US\$ 22.110 a precio de mercado y de  $10^3$  US\$ 17.688 a precio social. (\*)

• Costo intrapredial

Se ha considerado por concepto de emparejamiento de los suelos destinados a viñas y frutales un valor de US\$ 58 por hectárea a precios de mercado y de US\$ 46 por hectárea a precio social.

---

(\*) Ref.: Planificación del Uso de los Recursos de Agua en la Cuenca de Santiago - Informe de Prefactibilidad. DGA/IPLA 1976.

Estos valores afectan una superficie de 65.000 hás no incluyéndose totalmente el área actualmente plantada. Además para aquellos suelos destinados a cultivos anuales se ha considerado por este mismo concepto un valor de US\$ 29 por hectárea a precio de mercado y de US\$ 23 a precio social. Estos valores afectan una superficie de 123.000 hás. Esto representa un costo total a precio de mercado de  $10^3$  US\$ 7.337 y a precio social de  $10^3$  US\$ 5.869.

Se ha considerado por concepto de mejoramiento del sistema de distribución intrapredial del agua los valores siguientes:

	Valor por Há. en US\$	% aproxim.del total del área.
a) Predios empresariales (40 hás o mayores)	6.24	36
b) Predios familiares (aprox. 12 hás)	10.26	39
c) Predios sub-familiares (2 hás. o menores)	35.03	25

Las categorías a), b), y c) se ven afectadas en 72.360 hás, 78.390 hás, 50.250 hás, respectivamente, lo que representa a precio de mercado  $10^3$  US\$ 452,  $10^3$  US\$ 804 y  $10^3$  US\$ 1.760 respectivamente y a precio social  $10^3$  US\$ 362,  $10^3$  US\$ 643 y  $10^3$  US\$ 1.408 respectivamente. En total,  $10^3$  US\$ 3.016 a precio de mercado y  $10^3$  US\$ 2.413 a precio

social. (\*)

. Drenaje

Se ha considerado que el área afectada a drenaje debe ser clasificada en cinco categorías según el grado que este problema presenta, teniéndose para cada una de ellas los siguientes costos unitarios por há. (\*\*):

Clase D1	US\$ 284/há
Clase D2	US\$ 372/há
Clase D3	US\$ 438/há
Clase D1/D2	US\$ 328/há
Clase D2/D3	US\$ 405/há

De acuerdo al informe citado la superficie afectada alcanzaba en total a 68.842 há; sin embargo para la determinación de los costos de drenaje se considerará que solo un 60% de la superficie correspondiente a las clases D2 y D2/D3 estará afectada, por lo que las superficies que deben considerarse serán:

---

(\*) Ref.: Informe "Puesta en Riego y Tecnificación" - AIESA 1977.

(\*\*) Informe " Estudio de las condiciones de Drenaje " AIESA 1977.

Clase D1	1.452 há
Clase D2	19.648 há
Clase D3	3.930 há
Clase D1/D2	11.916 há
Clase D2/D3	11.278 há

Con esto, se tiene que el costo total a precio de mercado del drenaje del área alcanza a  $10^3$  US\$ 17.920 y su precio social a  $10^3$  US\$ 14.336.

Los costos finales de puesta en riego y tecnificación para el área de riego actual alcanzan a  $10^3$  US\$ 50.383 a precio de mercado y a  $10^3$  US\$ 40.306 a precio social.

- Áreas de nuevo riego en Yali-Alhué y zona alta la laguna de San Vicente de Tagua Tagua.

Se considerará que la superficie del área Yali-Alhué alcanza a 21.500 há. y del área de la zona alta de la laguna de San Vicente de Tagua-Tagua a 3.000 há.

Para la determinación del costo de puesta en riego y tecnificación de estos suelos se tendrá presente que ellos cuentan en la actualidad al menos parcialmente en mas de 50% con infraestructura de riego adecuada a suelos que se riegan eventualmente, por lo que sus costos serán menores comparados con aquellos en situación de secano.

. Costo extrapredial

Se ha considerado un costo por hectárea de US\$ 200 a precio de mercado y de US\$ 160 a precio social, que se distribuye en 32% por valor de los tranques de regulación nocturna, 34% por valor de los canales principales, 13% por valor de los canales secundarios y 21% por valor de las obras de distribución incluyéndose obras principales y secundarias. Esto representa un costo total a precio de mercado de  $10^3$  US\$ 4.300 y  $10^3$  US\$ 600 para las áreas Yali-Alhué y San Vicente de Tagua Tagua respectivamente y a precio social de  $10^3$  US\$ 3.440 y de  $10^3$  US\$ 480 para las áreas ya nombradas. (\*)

. Costo intrapredial

Se ha considerado por concepto de emparejamiento y desmonte para estas áreas de nuevo riego un costo promedio por há. que alcanza a US\$ 169 a precio de mercado y a US\$ 135 a precio social, donde un 22% corresponde a desmonte y un 78% a nivelación y emparejamiento. Estos valores afectan al total de las superficies. Esto representa un costo total a precio de mercado de  $10^3$  US\$ 3.634 y  $10^3$  US\$ 507 para las áreas Yali-Alhué y San Vicente de Tagua Tagua respectivamente y a precio social de  $10^3$  US\$ 2.907 y de  $10^3$  US\$ 405 para las áreas ya nombradas.

---

(\*) Ref.: Planificación del Uso de los Recursos de Agua en la Cuenca de Santiago - Informe de Prefactibilidad. DGA/IPLA, 1976.

Se ha considerado por concepto de infra estructura intrapredial de riego un costo promedio por hectárea de US\$ 16.34 a precio de mercado y US\$ 13.07 a precio social, valores que a su vez afectan al total del área y teniéndose presente que ellos corresponden a un tamaño de propiedad de 40 hectáreas o mayores.

Esto representa un costo total a precio de mercado de  $10^3$  US\$ 351 y de  $10^3$  US\$ 49 para las áreas de Yali-Alhué y San Vicente respectivamente y a precio social de  $10^3$  US\$ 281 y de  $10^3$  US\$ 39 para las áreas ya nombradas. (\*)

• Drenaje

Se ha considerado que la superficie afecta a drenaje alcanza a un 20% del total del área en ambas zonas de nuevo riego y que el costo por há. de esta práctica llega a US\$ 400 a precio de mercado y a US\$ 320 a precio social.

Los costos totales de drenaje para las áreas de nuevo riego a precio de mercado alcanzan a  $10^3$  US\$ 1.720 en la zona de Yali-Alhué y a  $10^3$  US\$ 240 en la zona alta de la laguna San Vicente de Tagua-Tagua y a

---

(\*) Ref.: Informe "Puesta en Riego y Tecnificación", AIESA, 1977.

$10^3$  US\$ 1.376 y  $10^3$  US\$ 192, respectivamente, a precio social. (\*)

Los costos finales de puesta en riego y tecnificación alcanzan a precio de mercado de  $10^3$  US\$ 10.005 y de  $10^3$  US\$ 1.396 para las áreas Yali-Alhué y San Vicente de Tagua Tagua respectivamente y de  $10^3$  US\$ 8.004 y de  $10^3$  US\$ 1.116 para las áreas nombradas, a precio social.

#### OPERACION Y MANTENCION DEL SISTEMA DE RIEGO.

Se ha considerado que estos costos alcanzan en general para el área de todo el proyecto a US\$ 10 por hectárea.

Se adjunta finalmente a continuación un cuadro resumen de costos.

---

(\*) Los costos unitarios de drenaje por hectárea para las áreas de nuevo riego se han deducido por analogía con los del área de riego actual.

C U A D R O   R E S U M E N

PUESTA EN RIEGO Y TECNIFICACION	OPERACION Y MANTENCION		
	Costo a precio de mercado (10 <sup>3</sup> US\$)	Costo a precio Social (10 <sup>3</sup> US\$)	Costo operación y mantención. (10 <sup>3</sup> US\$) P.M.
Area Proyecto Convento Viejo			
A - (106.000 há.s)	82.195	73.509	1.060
B - ( 94.000 há.s)	66.769	59.631	940
Area Riego Actual			
C - (201.000 há)	50.383	40.306	2.010
Ø Area de nuevo riego Yali-Alhué			
D - (21.500 há.s.)	10.005	8.004	215
Ø Area de nuevo riego San Vicente de Tagua Tagua.			
E - ( 3.000 há.s.)	1.396	1.116	30

NOTA: Para los precio sociales de los costos de operación y mantención se aplica un coeficiente de 0.6 a los valores expuestos.

#### 6.1 PROGRAMA DE INVERSIONES.

Se incluyen a continuación los Cuadros Nos. 1 y 2 con los precios de mercado y sociales respectivamente, correspondientes a los programas de inversión de obras de anteproyectos y de puesta en riego y tecnificación.

En general las obras de anteproyectos tienen un período máximo de 5 años de inversión y las de puesta en riego y tecnificación 8 años.

C U A D R O N° 1  
PROGRAMA DE INVERSIONES  
(Precios de Mercado)

O B R A	1eraño	2ºaño	3er año	4º año	5ºaño	6ºaño	7ºaño	8ºaño	TOTAL	
	% Valor 10 <sup>3</sup> US\$									
<b>ANTEPROYECTOS</b>										
1.- Canal Tinguiririca-Convento Viejo				100	305				100	305
2.- Trasvase Convento Viejo-Tinguiririca			60	734	40	490			100	1.224
3.- Canal Tinguiririca-Zamorano				100	159				100	159
4.- Embalse Convento Viejo (600 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	30	25.625	20	17.083	20	17.083	10	8.542	100	85.415
5.- Embalse Río Claro(100x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	30	7.170	20	4.780	20	4.780	10	2.390	100	23.900
6.- Embalse Collicura(250x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	20	9.091	30	13.636	20	9.091	10	4.545	100	45.453
Embalse Collicura(200x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	30	12.006	20	8.004	20	8.004	10	4.002	100	40.020
Embalse Collicura(150x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	30	10.371	20	6.913	20	6.913	10	3.457	100	34.567
7.- Central Collicura			30	25.148	25	20.957	20	16.766	100	83.828
8.- Regadío Yali-Alhué (Alternativa con regulación local)	20	10.606	20	10.606	20	10.606	20	10.606	100	53.030
9.- Regadío Yali-Alhué (Alternativa con Aculeo 180 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	20	12.304	20	12.304	20	12.304	20	12.304	100	61.520
10.- Regadío Yali-Alhué (Alternativa con Aculeo 315 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	20	12.600	20	12.600	20	12.600	20	12.600	100	63.000
11.- Regadío Zona Alta Laguna San Vicente Tagua-Tagua		45	1.111	30	741	25	617		100	2.469
12.- Captaciones Subterráneas	20	25	20	26	20	25	20	26	100	128

(Continuación Cuadro N°1)

O B R A	1er año	2º año	3er año	4º año	5º año	6º año	7º año	8º año	TOTAL	
	% Valor 10 <sup>3</sup> US\$	% VALCR 10 <sup>3</sup> US\$								
<u>PUESTA EN RIEGO Y TECNIFICACION</u>										
A.- Puesta en riego y tecnificación Area Proyecto Convento Viejo (106.000 há)	10	8.220	15 12.329	20 16.439	20 16.438	15 12.329	10 8.220	5 4.110	5 4.110	100 82.195
B.- Puesta en riego y tecnificación Area Proyecto Convento Viejo (94.000 há)	10	6.677	15 10.015	20 13.354	20 13.354	15 10.015	10 6.677	5 3.338	5 3.339	100 66.769
C.- Puesta en riego y tecnificación Area actual de riego	10	5.039	15 7.558	20 10.076	20 10.076	15 7.557	10 5.039	5 2.519	5 2.519	100 50.383
D.- Puesta en riego y tecnificación Area nuevo riego Yali-Alhué	10	1.001	15 1.501	20 2.001	20 2.001	15 1.500	10 1.001	5 500	5 500	100 10.005
E.- Puesta en riego y Tecnificación Area nuevo riego zona alta Laguna San Vicente Tagua- Tagua.	10	140	15 208	20 280	20 280	15 208	10 140	5 70	5 70	100 1.396

167-

C U A D R O N°2  
PROGRAMA DE INVERSIONES  
(Precios Sociales)

O B R A	1er año		2º año		3º año		4º año		5º año		6º año		7º año		8º año		Total	
	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$	%	Valor 10 <sup>3</sup> US\$
ANTEPROYECTOS																		
1.- Canal Tinguiririca Convento Viejo							100	250									100	250
2.- Trasvase Convento Viejo Tinguiririca					60	527	40	352									100	879
3.- Canal Tinguiririca-Zamorano							100	131									100	131
4.- Embalse Convento Viejo (600 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	30	22.776	20	15.184	20	15.184	20	15.184	10	7.592							100	75.920
5.- Embalse Río Claro(100x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	30	5.700	20	3.800	20	3.800	20	3.800	10	1.900							100	19.000
6.- Embalse Collicura(250x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	20	7.351	30	11.027	20	7.351	10	3.676	20	7.351							100	36.756
Embalse Collicura(200x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	30	9.674	20	6.449	20	6.449	20	6.449	10	3.225							100	32.246
Embalse Collicura(150x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	30	8.321	20	5.547	20	5.547	20	5.547	10	2.774							100	27.736
7.- Central Collicura			30	20.118	25	16.766	25	16.766	20	13.412							100	67.062
8.- Regadío Yali-Alhué (Alternativa con regulación local)	20	8.167	20	8.167	20	8.167	20	8.167	20	8.167							100	40.835
9.- Regadío Yali-Alhué (Alternativa con Aculeo 180 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	20	9.263	20	9.262	20	9.262	20	9.262	20	9.262							100	46.311
10.- Regadío Yali-Alhué (Alternativa con Aculeo 315 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	20	9.700	20	9.700	20	9.700	20	9.700	20	9.700							100	48.500
11.- Regadío Zona Alta Laguna San Vicente Tagua-Tagua			45	824	30	549	25	457									100	1.830
12.- Captaciones Subterráneas	20	20	20	21	20	20	20	20	20	21							100	102

(Continuación Cuadro N°2)

O B R A	1er año	2º año	3º año	4º año	5º año	6º año	7º año	8º año	Total
	% Valor 10 <sup>3</sup> US\$								
PUESTA EN RIEGO Y TECNIFICACION									
A.- Puesta en riego y tecnificación, área proyecto Convento Viejo (106.000 há)	10 7.351	15 11.026	20 14.702	20 14.702	15 11.026	10 7.351	5 3.675	5 3.676	100 73.509
B.- Puesta en riego y tecnificación, área proyecto Convento Viejo (94.000 há)	10 5.963	15 8.945	20 11.926	20 11.926	15 8.945	10 5.963	5 2.982	5 2.981	100 59.631
C.- Puesta en riego y tecnificación, área actual de riego	10 4.031	15 6.046	20 8.061	20 8.061	15 6.046	10 4.031	5 2.015	5 2.015	100 40.306
D.- Puesta en riego y tecnificación, área nuevo riego Yali-Alhué	10 800	15 1.201	20 1.601	20 1.601	15 1.201	10 800	5 400	5 400	100 8.004
E.- Puesta en riego y tecnificación, área nuevo riego zona alta Laguna San Vicente de Tagua-Tagua.	10 112	15 167	20 223	20 223	15 167	10 112	5 56	5 56	100 1.116

-171-

A N E X O - A

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

1.- EXCAVACION

1.1 Excavación en tierra común en cuneta

1.1.1 Sección de 30 m2

Maquinaria :

1	Retroexcavadora 1 1/4 y3	= \$ 37.83 US/h
1	Bulldozer D-4 Cat.	16.76
		<u>\$ 54.59 US/h</u>

$$1 \text{ m}^3 = \frac{54,59}{80 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,68 \qquad = 0,68$$

Mano de Obra :

El talud representa un 7% del volumen

$$1 \text{ m}^3 = \frac{1j \times 1,0 \times 8h}{5 \text{ m}^3/\text{HD}} = 1,6$$

$$1,6 \times 0,07 = 0,11$$

$$\frac{0,11}{0,79}$$

$$40\% \text{ G.G. y Util. } \frac{0,32}{0,79}$$

$$= \$ 1,11 \text{ US/m}^3$$

=====

Empleando el mismo método de 1.1.1 se llega al siguiente valor :

1.1.2 Sección de 38 m2 = \$ 1,05 US/m3

1.1.3 Excavación en mesa con tierra común

1.1.3.1 Sección de 51 m2

Maquinaria :

1	Angledozer D-4D Cat.	= 16,76/h
1	Angledozer D-8H Cat.	= $\frac{46,49}{63,25}/h$

$$1 \text{ m}^3 = \frac{63,25}{150 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,42 \qquad = 0,42/\text{m}^3$$

Mano de obra :

La limpieza representa el 4%. Se necesitan  
8 jornales

Valor de 1 jornada

$$1 \text{ m}^3 = \frac{\$1\text{US/h} \times 8\text{h}}{5 \text{ m}^3/\text{HD}} = 1,6$$

$$1 \text{ m}^3 = 1,6 \times 0,04 = \frac{0,06}{0,48}$$

$$40\% \text{ G.G. y Util.} = \frac{0,19}{0,67/\text{m}^3}$$

1.1.3.2 Empleando el mismo método de 1.1.3.1  
se llegó al siguiente valor

$$\text{Sección de 21 m}^2 = 0,66/\text{m}^3$$

## 1.2 Excavación en roca

### 1.2.1 Excavación en roca en cuneta

Perforación 1,5 m.l./m<sup>3</sup>

Carga 0,5 kg/m<sup>3</sup> mezcla de tronita y  
tronex

Mano de obra :

1 Perforista

$$1 \text{ m}^3 = \$ \frac{2 \text{ US/h} \times 8\text{h} \times 1,5 \text{ m.l./m}^3}{50} = 0,48$$

$$2 \text{ Cargadores } 2 \times \$ 2 \text{ US/h} \times 8\text{h} = 32$$

$$1 \text{ Ayudante } 1 \times \$ 1,5\text{US/h} \times 8\text{h} = \frac{12}{44}$$

$$1 \text{ m}^3 = \frac{44}{200} = 0,22$$

$$8 \text{ Desquinchadores } \frac{8 \times 1,5/\text{h} \times 8\text{h}}{8 \times 50 \text{ m}^3/\text{h}} = \frac{0,24}{0,94/\text{m}^3}$$

Materiales :

$$\text{Tronex : } 0,05 \text{ kg/m}^3 \times \$ 2 \text{ US/kg} = 0,10/\text{m}^3$$

$$\text{Tronita: } 0,45 \text{ kg/m}^3 \times \$ 1 \text{ US/kg} = 0,45/\text{m}^3$$

$$\text{Guía detonante, guía de fuego y fulminantes} = 0,50/\text{m}^3$$

$$\text{Brocas : } \$ \frac{40 \text{ US}}{200 \text{ m}^3/\text{broca}} = 0,20/\text{m}^3$$

$$\text{Almacenamiento de explosivos GL.} = 0,10$$

$$\$ 1,35 \text{ US/m}^3$$

## Maquinaria :

1 Compresor 360 y		
1 Bencher	G1.	= \$ 2.00/m3
1 Pala de 1 1/4 y d3 = 40 US/h		
2 Bulldozer D-4	= $\frac{35}{75}$	
En sello y camino	$\frac{75}{55 \text{ m3/h}}$	= $\frac{1.36}{3.36/m3}$
		=====

## Resumen :

Mano de obra		= 0.94
Materiales		= 1.35
Maquinaria		= <u>3.36</u>
		5.65
	40% G.G. y Util.	<u>2.26</u>
		7.91 US/m3

1.2.2 Excavación de roca en mesa

Mano de obra :

Idem a 1.2.1 = 0.94/m3

Materiales :

Idem a 1.2.1 = 1.35/m3

Maquinaria de perforación :

Idem a 1.2.1 =  $\frac{2.00}{4.29/m3}$ 

En corte abierto se considera del 90%  
del costo en corte cerrado

1 m3 = 4.29/m3		= 3.86 US/m3
1 Bulldozer D-7 en despeje = $\frac{35}{55 \text{ m3/h}}$		<u>0.64</u>
		4.50
	40% G.G. y Util.	<u>1.80</u>
		= \$6.30 US/m3
		=====

2.- REVESTIMIENTO2.1 Revestimiento de canal en taludes

Se ha considerado una planta dosificadora con capacidad de 10 m<sup>3</sup>/h abasteciendo con camiones hormigoneros a 3 frentes de trabajo.

Mano de obra para un frente de trabajo :

- 8 jornales en preparación de cancha
  - 2 recibidores
  - 2 esparcidores
  - 1 vibrador
  - 2 a cargo del avance de los moldes
  - 2 plancheros
  - 1 a cargo del curado
- 
- 18 jornales

En consecuencia 54 jornales para los 3 frentes

$$1 \text{ m}^3 = \frac{54 \text{ j} \times \$ 1.5 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{8 \times 10 \text{ m}^3/\text{h}} = \underline{8.1 \text{ US/m}^3}$$

Materiales : concreto de 255 kg cemento m<sup>3</sup>:

Ripio	: 1 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> x \$ 3.8 US/m <sup>3</sup>	= 3.80 US/m <sup>3</sup>
Arena	: 0.5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> x \$ 3.8 US/m <sup>3</sup>	= 1.90
Cemento	: 6 sacos/m <sup>3</sup> x \$ 2.5 US/saco	= 15.0
Antisol	: 1,6 kg/m <sup>3</sup> x \$ 1.8 US/kg	= <u>2.88</u>
		\$23.58 US/m <sup>3</sup>

Maquinaria :

1 Planta dosificadora	\$ 15 US/h
3 Camiones	34,83
2 Tractores c/coloso y estanque	16
3 Moldes deslizantes	10
8 Vibradores de inmersión 6	
	<u>81.83 US/h</u>

$$1 \text{ m}^3 = \frac{81.83 \text{ US/h}}{10 \text{ m}^3/\text{h}} = \underline{8.18 \text{ US/m}^3}$$

	Suma	\$39.86 US/m <sup>3</sup>
	40% G.G. y Util.	<u>15.94</u>
		\$55.80 US/m <sup>3</sup>
\$ 55.80 US/m <sup>3</sup> x 0.10	=	5.58 US/m <sup>3</sup>



## Corte y colocación :

1 Maestro	= \$ 2	
1 Ayudante	= <u>1.5</u>	
	\$ 3.5 US/h	
1 Kg = $\frac{3.5 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{400 \text{ kg/D}}$		= \$ 0.07 US/kg

## Transporte interno :

1 Tractor y coloso :	= $\frac{\$ 8 \text{ US/h}}{1.500 \text{ kg}}$	= 0.005
----------------------	--	---------

## Carga y descarga :

Transporte manual	$\frac{\$ 10 \text{ US/D}}{600 \text{ kg}}$	= <u>0.006</u>
Suma		\$ 0.80 US/kg
40% G.G. y Util.		<u>0.32</u>
		\$ <u><u>1.12 US/kg</u></u>

3.1.3 Moldaje recto

## Confección :

Para un tablero 8,1" x \$1.8 US"	= \$ 14.58 US
0.8 kgs clavos x \$ 0.6	= 0.48
Aceite desmoldante (50% valor clavos)	= 0.24

## Mano de obra :

1 Maestro	= \$ 1.6 US/h
1 Ayudante	= <u>1.2 US/h</u>
	2.8 US/h

$$\frac{8 \text{ h} \times \$ 2.8 \text{ US/h}}{4 \text{ tableros}} = \underline{5.60}$$

\$ 20.90 US

$$1 \text{ m}^2 = \frac{\$ 20.90 \text{ US}}{4.5 \text{ m}^2 \times 3 \text{ usos}} = \$ 1.55 \text{ US/m}^2$$

## Transporte interno :

$$\frac{1 \text{ j x } 1 \text{ US/h x } 8 \text{ h}}{50 \text{ m}^2} = \$ 0.16 \text{ US/m}^2$$

$$1 \text{ Coloso y tractor : } \frac{\$ 8 \text{ US/h}}{45 \text{ m}^2} = 0.18 \text{ US/m}^2$$

## Limpieza

$$\frac{1 \text{ j x } \$ 1 \text{ US/h x } 8 \text{ h}}{15 \text{ m}^2} \times \frac{2}{3} = 0.35 \text{ US/m}^2$$

## Colocación :

$$\text{Alambre } 0,25 \text{ kg/m}^2 \times \$ 0.6 \text{ US/kg} = 0.15 \text{ US/m}^2$$

$$\text{Clavos } 0,20 \text{ kg/m}^2 \times 0.6 \text{ US/kg} = 0.12 \text{ US/m}^2$$

$$\text{Separadores Gl.} = 0.20 \text{ US/m}^2$$

$$\text{Calugas Gl.} = 0.10 \text{ US/m}^2$$

$$1 \text{ Maestro} = \$ 1.6 \text{ US/h}$$

$$1 \text{ Ayudante} = 1.2 \text{ US/h}$$

$$2 \text{ Jornaleros} = \frac{2.0 \text{ US/h}}{\$ 4.8 \text{ US/h}}$$

$$1 \text{ m}^2 = \$ \frac{4.8 \text{ US/h x } 8 \text{ h}}{27 \text{ m}^2} = 1.42 \text{ US/m}^2$$

## Descimbre :

$$1 \text{ Ayudante} = \$1.2 \text{ US/h}$$

$$2 \text{ Jornaleros} = \frac{\$2.0 \text{ US/h}}{\$3.2 \text{ US/h}}$$

$$1 \text{ m}^2 = \$ \frac{3.2 \text{ US/h x } 8 \text{ h}}{72 \text{ m}^2} = 0.35 \text{ US/m}^2$$

## Alzaprimas y andamios :

Para 1,5 x 3 mts

$$3 \text{ Cuartones } 4'' \times 4'' \text{ a } \$ 1.15 \text{ US c/u} = \$ 3.45 \text{ US}$$

$$1 \text{ Tabla } 2'' \times 6'' = 1.2'' \times 1.8 \text{ US/''} = 2.16 \text{ US}$$

$$3 \text{ Cuartones } 4'' \times 4'' \text{ a } \$ 1.15 \text{ US c/u} = 3.45 \text{ US}$$

$$\text{entablado base} = 2'' \times \$1.8 \text{ US/''} = 3.60 \text{ US}$$

$$1 \text{ kg clavos a } \$ 0.6 \text{ US/kg} = \underline{0.60 \text{ US}}$$

$$\$13.26 \text{ US}$$

$$1 \text{ m}^2 = \$ \frac{\$ 13.26 \text{ US}}{5 \text{ usos} \times 4,5 \text{ m}^2} = \$ 0.59 \text{ US/m}^2$$

Transporte interno del andamiaje :

$$\frac{1 \text{ j} \times \$ 1 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{27 \text{ m}^2} = 0.30 \text{ US/m}^2$$

$$1 \text{ Coloso y tractor} = \frac{\$ 8 \text{ US/h}}{18 \text{ m}^2/\text{h}} = 0.44 \text{ US/m}^2$$

Fabricación y colocación :

$$1 \text{ Maestro} = \$ 1.6 \text{ US/h}$$

$$2 \text{ Jornaleros} = \frac{2.0 \text{ US/h}}{\$ 3.6 \text{ US/h}}$$

$$1 \text{ m}^2 = \frac{\$ 3.6 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{27 \text{ m}^2} = 1.07 \text{ US/m}^2$$

$$\text{Suma} = \$ 6.98 \text{ US/m}^2$$

$$40\% \text{ G.G. y Util.} = 2.79$$

$$\$ 9.77 \text{ US/m}^2$$

=====

$$3.1.4 \text{ Moldaje curvo } = 11.72 \text{ US/m}^2$$

120% del valor del moldaje recto

### 3.1.5 Hormigones

Maquinaria:

Planta dosificadora produce 15 m<sup>3</sup>/h

1 Planta dosificadora mezcladora y seleccionadora	\$ 15 US/h
1 Cat. 977	35 US/h
1 D-4	16.76 US/h
2 Camiones	23.22 US/h
1 Bomba de hormigón	10 US/h
6 Vibradores de inmersión	4.50 US/h
1 Bomba de agua c/estanque y medidor	2 US/h
	<hr/>
	106.48 US/h

$$1 \text{ m}^3 = \frac{106.48 \text{ US/h}}{15 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 7.09 \text{ US/m}^3$$

3.1.5.1 Hormigón de 340 kg de cemento/m3

Mano de obra :

12 jornales en tubería y colocación

1 m3 = $\frac{12 \text{ j} \times \$ 1.5 \text{ US/h}}{15 \text{ m3/h}}$	= \$	1.20
--	------	------

Materiales :

Ripio	: 1 m3/m3 x \$ 3.8 US/m3	3.8 US/m3
Arena	: 0.5 m3/m3 x 3.8 US/m3	1.9
Cemento	: 8 sacos x \$ 2,5 US/saco	20.0
Plastimet:	0.0015 x 340 kgs x \$ 2 US/kg	1.02
		<u>26.72 US/m3</u>
	\$	26.72 US/m3

Resumen :

Maquinaria	: \$ 7.09 US/m3
Mano de obra	: 1.20 US/m3
Materiales	: <u>26.72 US/m3</u>
	\$ 35.01 US/m3
40% G.G. y Util.	<u>14.00</u>
	\$ 49.01 US/m3
	=====

3.1.5.2 Hormigón de 255 kg de cemento/m3

Maquinaria : Idem 3.1.5.1 7.09 US/m3

Mano de obra: Idem 3.1.5.1 1.20

Materiales :

Ripio	: 1 m3/m3 x \$ 3.8 US/m3	= \$ 3.8 US/m3
Arena	: 0.5 m3/m3 x \$ 3.8 US/m3	= 1.9
Cemento	: 6 sacos x \$ 2.5 US/saco	= 15.00US/m3
Plastimet	: 0.0015 x 255 kgs x 2 US/kg	0.76
		<u>21.46</u>
		21.46 US/m3
Suma		29.75
40% G.G. y Util.		<u>11.90</u>
		41.65 US/m3
		=====

3.1.5.3 Hormigón de 170 kg de cemento/m3 con  
30% bolón desplazador, para atagüa

Maquinaria :	Idem 3.1.5.1	= \$ 7.09 US/m3	
Maquinaria :	Carguío y transporte bolón :		
1 Cat. 920	\$ 20 US/h/40m3/h	= 0.50 US/m3	
2 Camiones	\$ 23.22 US/h/40/m3/h	= <u>0.51</u>	
		1.01 US/m3	\$ 1.01US/m3
Recolección bolón			<u>1.00US/m3</u>
			\$ 2.01Us/m3

Maquinaria :	Idem 3.1.5.1	7.09 US/m3
Mano de obra:	Idem 3.1.5.1	1.20

Material es:

Ripio	: 0.7 m3/m3 x \$ 3.8 US/m3	= \$ 2.66 US/m3
Arena	: 0.5 m3/m3 x 3.8 US/m3	= 1.90
Cemento	: 4 sacos/m3 x \$ 2.5 US/saco	= 10.00
Plastimet :		<u>1.50</u>
	GL.	\$16.06
		<u>16.06</u>
		\$ 24.35 US/m3
1 m3 =	24.35 US/m3 x 0.7 x \$2,01US/m3x0.3	\$ 17.65 US/m3
	40% G.G. y Util.	<u>7.06</u>
		\$ 24.71 US/m3
		=====

3.1.6 Albañilería de piedra

1 m3 =	<u>1 j x \$ 1.5 US/h x 8 h</u>	\$ 6.00 US/m3
	2 m3/HD	=

Transporte interno :

1 m3 =	<u>1 camión x \$ 11.61 US/h</u>	= 0.58 US/m3
	20 m3/h	
1 m3 =	<u>1 cargador Cat. 977 x \$ 35 US/h</u>	= 0.44 US/m3
	80 m3/h	

Transporte del agua

1 Tractor y coloso		
1 m3 =	\$ <u>8 US/h x 8 h</u>	2.13 US/m3
	30 m3/h	

Material para mortero :

Cemento	: 7,7 sacos/m <sup>3</sup> x \$ 2.5 US/s =	\$ 19.25 US/m <sup>3</sup>
Arena	: 1 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> x 3.8 US/m <sup>3</sup>	<u>3.80 US/m<sup>3</sup></u>
		23.05 US/m <sup>3</sup>

Por m<sup>3</sup> de albañilería se tiene 0,3 m<sup>3</sup> de mortero.

$$1\text{m}^3 \text{ albañilería} = \$ 23.05 \text{ US/m}^3 \times 0.3 = \$6.91 \text{ US/m}^3$$

Mano de obra :

$$1 \text{ Maestro} = \$ 1.6 \text{ US/h}$$

$$2 \text{ Jornaleros} \quad \underline{2.0}$$

$$\quad \quad \quad \$ 3.6 \text{ US/h}$$

$$1 \text{ m}^3 = \quad \underline{\$ 3.6 \text{ US/h} \times 8 \text{ H}} = 9.60 \text{ US/m}^3$$

3 m<sup>3</sup>

$$\text{Suma} \quad \quad \quad 25.66 \text{ US/m}^3$$

$$40\% \text{ G.G. y Util.} \quad \quad \quad \underline{10.26}$$

$$\$ 35.92 \text{ US/m}^3$$

=====

3.1.7 Relleno compactado

Vaciado del material desde ambos costados :

$$1 \text{ m}^3 = \frac{1 \text{ D-4} \times \$ 16.76 \text{ US/h}}{60 \text{ m}^3/\text{h}} \quad \quad \quad \$ 0.28 \text{ US/m}^3$$

Esparcir el material :

$$3 \text{ Jornales para } 15 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$1 \text{ m}^3 = \frac{3 \text{ j} \times \$ 1 \text{ US/h}}{15 \text{ m}^3/\text{h}} \quad \quad \quad \$ 0.20 \text{ US/m}^3$$

$$\text{Riego} \quad \quad \quad \text{Gl.} \quad \quad \quad 0.10 \text{ US/m}^3$$

$$\text{Compactación} \quad \quad \quad \text{Gl.} \quad \quad \quad \underline{0.20 \text{ US/m}^3}$$

$$\text{Suma} \quad \quad \quad 0.78 \text{ US/m}^3$$

$$40\% \text{ G.G. y Util.} \quad \quad \quad \underline{0.31}$$

$$1.09 \text{ US/m}^3$$

3.1.8 Compuerta del sector

Peso de cada compuerta 80 ton.	
80 ton x 2000 lbs/ton x \$ 1,2 US/lb	\$ 192.000 US
Mecanismos de elevación pesan 25 ton	
25 ton x 2000 lbs/ton x \$ 2.4 US/lb	100.000 US
Peso guías 30 lbs/pie	
30 lbs/pie x 100 pie x \$ 3,0 US/lb	<u>9.000 US</u>
	\$ 301.000 US
Peso total : 80 ton + 25 ton + 1,5 ton =106,5 ton	
Flete : 106,5 ton x \$ 160 US/ton	17.040 US
Derechos de aduana, IVA, bodega, etc.	<u>108.360 US</u>
	\$ 426.400 US
Fletes locales y colocación Gl.	<u>50.000 US</u>
Precio de 1 compuerta de sector de 150 m2	\$ 476.400 US
	=====

3.1.9 Grúa portal grande

Peso: 45.5 ton	
45.5 ton x 2000 lbs/ton x 1,2 US/lbs	\$ 109.200 US
Flete 45.5 ton x \$ 160 US/ton	<u>7.280</u>
	116.480 US
Derechos de aduana, IVA, gastos, etc.	41.933 US
Fletes locales y colocación Gl.	<u>20.000 US</u>
	178.413 US
	=====

3.1.10 Grúa portal chico

Peso = 14.300 lbs. = 6.435 kgs	
6.435 kg x \$ 3.45 colocada	\$ 19.305 US
	=====

3.1.11 Compuerta vertical

Cotización nacional de fabricación y colocación a	\$
	<u>=====250 US/m2=====</u>

3.1.12 Ataguías de hormigón

Hormigón de 170 kg cemento/m<sup>3</sup> con 30% de  
bolón desplazador según 3.1.5.3 :

8.05 m<sup>3</sup> x \$ 47.43 US/m<sup>3</sup> = \$ 381.81 US

Rieles cada 1.5 m :

10 m.l. x 30 kg/m.l. x \$ 1 US 200.00 US/m.l.  
1.5 m.l.

Madera : 34 piezas x 1" x 5" x \$ 4 US/"

1 m.l. =  $\frac{\$ 68 \text{ US}}{3 \text{ m.l.}}$  22.66 US/m.l.

Hincado de rieles Gl. 200.00

Desvíos provisionarios Gl. 100.00

Suma 904.47 US/m<sup>3</sup>

40% G.G. y Util. 361.79

\$1.266.26 US/m.l.  
=====

3.1.13 Atagüa

La tierra vendrá de excedentes de canal  
con distancias de 1 km. como máximo.

Ciclo de transporte 15 minutos

1 m<sup>3</sup> =  $\frac{\$ 11.61 \text{ US/h} \times 1.3}{45 \times 4 \text{ m}^3}$  = \$ 0.94 US/m<sup>3</sup>

1 Cargador Cat.944  $\frac{\$ 25 \text{ US}}{100 \text{ m}^3/\text{h}}$  0.25

(cargando camiones)

1 Cargador Cat.944  $\frac{\$ 25 \text{ US}}{50}$

(vertiendo en atagüa)

4 Jornales desparramando:

1 m<sup>3</sup> =  $\frac{4 \text{ j} \times \$ 1 \text{ US/h}}{50 \text{ m}^3/\text{h}}$  0.08

1 Compactador = \$ 3 US/h

1 Jornal  $\frac{1}{\$ 4 \text{ US/h}}$

1 m3 =  $\frac{\$ 4 \text{ US/h}}{15 \text{ m3/h}}$   $\frac{\$ 0.27}{2.04 \text{ US/m3}}$   
 $\$ 2.04 \text{ US/m3} \times 8.75 \text{ m3/m.l.}$   $\$ 17.85 \text{ US/m.l.}$   
=====

Atagüía para 3 metros

Pie derecho de roble : 4" x 4"

Tablones de pino 2" x 10"

Roble :

4 piezas x 1.6" x \$ 4 US/" 25.60 US

Pino :

20 piezas x 2" x \$ 1.8 US/" 72.00 US

Clavos :

120 unidades x \$ 0.6 US/kg 1.20 US  
60 u/kg

Tirantes de fierro de 1" :

12 m.l. x 4,15 kg/m.l. x \$ 0.7 US/kg 34.86 US

Varios

Mano de obra :

1 Maestro \$ 1.6 US/h

1 Ayudante 1.2 US/h  
2.8 US/h

\$ 2.8 US/h x 8 h/D x 2 D 44.80 US

\$ 178.46  
=====

1 m.l. =  $\frac{178.46 \text{ US}}{3 \text{ m.l.}}$

59.49 US/m.l.

Jornales y maquinaria

17.85

Suma \$ 77.34

40% G.G. y Util. 30.94

\$ 108.28 US/m.l.  
=====

3.1.14. Agotamiento

Para agotar 250 lts/seg elevando a 10 m. se emplean 4 bombas de 6", motor 25 HP; se consideraron 2 bombas adicionales para mantener el servicio; total 6 bombas, equivalen a 5 bombas trabajando en forma continua.

La duración de la faena se estima en 6 meses.

Costo : 5 bombas x \$ 2 US/h x 720 h/mes x 6 m = \$ 43.200 US  
=====

3.1.15 Iluminación

1 Pantalla c/6 focos de 250 W c/u = 1.500 W.

20 pantallas x 1.500 W/pant. = 30.000 W. = 30 KW

30 KW x 14 h/D = 420 KW/D x \$ 0.06 US/KWH = \$ 25.2 US/D

Se trabajará 6 meses en 3 turnos :

6 meses por 22 días/mes x \$ 25.2 US/D \$ 3.326.40 US

Consumo ampolletas 120 amp.

pérdidas 2 x mes 12

132 amp. x \$ 1 US 132.00 US

Instalación  $\frac{\$ 70 \text{ US}}{\text{pant}}$  x 20 pant. 1.400.00 US

Suma \$ 4.858.40 US

40% G.G. y Util. 1.943.36

\$ 6.801,76 US  
=====

3.2 Cruce de Quebradas3.2.1 Excavación3.2.1.1 Excavación en tierra común

1 Pala mecánica 3/4 yd<sup>3</sup> =  $\frac{\$ 30 \text{ US/h}}{50 \text{ m}^3/\text{h}}$  = \$ 0.60 US/m<sup>3</sup>

$\frac{4 \text{ Camiones x } \$ 11.61 \text{ US/h}}{50 \text{ m}^3/\text{h}}$   $\frac{0.93}{\$ 1.53 \text{ US/m}^3}$

Mano de obra :

$\frac{1 \text{ j x } \$ 1 \text{ US/h x } 8 \text{ h}}{3 \text{ m}^3/\text{D}}$  2.66 US/m<sup>3</sup>

1 m<sup>3</sup> = \$ 2.66 US/m<sup>3</sup> x 0.14 + \$ 1.53 US/m<sup>3</sup> x 1 1.90 US/m<sup>3</sup>

40% G.G. y Util. \$ 0.76  
2.66 US/m<sup>3</sup>  
=====

3.2.1.2 Excavación en roca

Se estima un 10% del volumen en roca

Mano de obra : Idem 1.2.1 \$ 0.94 US/m<sup>3</sup>

Materiales : Idem 1.2.1 1.35 US/m<sup>3</sup>

Maquinaria de perforación : Idem 1.2.1 2.00 US/m<sup>3</sup>

Carga :

1 Pala mecánica 3/4 yd<sup>3</sup> = \$ 30 US/h

1 Bulldozer D-4 16.76

3 Camiones 34.83

81.59 US/h

1 m<sup>3</sup> =  $\frac{\$ 81.59 \text{ US/h}}{50 \text{ m}^3/\text{h}}$

\$ 1.63 US/m<sup>3</sup>

Suma 5.92 US/m<sup>3</sup>

40% G.G. y Util. 2.37

\$ 8.29

=====

1 m<sup>3</sup> de excavación

\$ 2.66 US/m<sup>3</sup> x 0.9 + \$ 8.29 US/m<sup>3</sup> x 0.10

\$ 3.22 US/m<sup>3</sup>

=====

3.2.2. Enfierraduras3.2.2.1 Fierro redondo

Suministro 0.70 US/kg

Flete incl.

Alambre 0.01

Estirado 0.01

Corte y colocación :

1 Maestro \$ 1.6 US/h

1 Ayudante 1.2

\$ 2.8 US/h

1 kg =  $\frac{\$ 2.8 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{60 \text{ kg/D}}$

\$ 0.37 US/kg

## Transportes internos :

1 Tractor y coloso

1 kg = \$ 8. US/h	\$ 0.03 US/kg
300 kg/h	

## Carga y descarga :

Transporte manual	\$ 1 US/h x 8 h	0.01
	600	
	Suma	1.13 US/kg
	40% G.G. y Util.	0.45
		\$ 1.58 US/kg
		=====

3.2.2.2 Fierro estructural :

\$ 1.58 US/kg x 1.2	\$ 1.90 US/kg
	=====

3.2.3 Moldaje recto

Idem 3.1.3	\$ 9.77 US/m2
	=====

3.2.4 Moldaje curvo

Idem 3.1.4	\$ 11.72 US/m2
	=====

3.2.5 Hormigones3.2.5.1 Hormigón de 255 kg de cemento con 30%  
bolón desplazador

Hormigón Idem 3.1.5.2 x 0,7 =	
\$ 41.65 US/m3 x 0.70	\$ 29.15 US/m3
Bolón \$ 3.65 US/m3 x 0.3	1.09
	\$ 30.24 US/m3
	=====

3.2.5.2 Hormigón de 340 kg de cemento/m3

Idem 3.1.5.1	\$ 49.01 US/m3
	=====

3.2.6 Albañilería de piedra

Idem 3.1.6

\$ 35.92 US/m<sup>3</sup>

3.2.7 Relleno compactado

Idem 3.1.7

\$ 1.09 US/m<sup>3</sup>

3.2.8 Compuerta vertical

Idem 3.1.11

\$ 250 US/m<sup>2</sup>

3.2.9 Escarpe

1 Bulldozer D-4 =  $\frac{\$ 16.76 \text{ US/h}}{30 \text{ m}^3/\text{h}}$

0.33 US/m<sup>3</sup>

40% G.G. y Util.

0.13

\$ 0.46 US/m<sup>3</sup>

3.3 Sifones

3.3.1 Excavación

En tierra común : Idem a 1.1.1.

\$ 0.79 US/m<sup>3</sup>

Sin G.G. y Util.

En roca : Idem a 1.2.1 sin G.G. y Util.

\$ 5.65 US/m<sup>3</sup>

La excavación en roca representa un 10% del volumen total

1 m<sup>3</sup> = \$ 0.79 US/m<sup>3</sup> x 0.9 + \$ 5.65 US/m<sup>3</sup> x 0.1 =

\$ 1.28 US/m<sup>3</sup>

40% G.G. y Util.

0.51

\$ 1.79 US/m<sup>3</sup>

3.3.2 Agotamiento

Se considera que durante toda la faena bajo cota napa habrá que agotar. Se estima que esto será posible con 2 bombas de 6"; la duración de la faena se tomará de 2 meses.

2 bombas 6" x \$ 2 US/h x 300 h/mes x 2 m.

\$ 2.400 US

40% G.G. y Util.

960

\$ 3.360 US

3.3.3 Hormigones3.3.3.1 Hormigón de 170 kg de cemento/m3

Maquinaria	:	Idem 3.1.5	\$	7.09 US/m3
Mano de obra	:	Idem 3.1.5.1		1.20 US/m3
Materiales	:			
Ripio	:	1 m3/m3 x \$ 3.80 US/m3	\$	3.80 US/m3
Arena	:	0.5 m3/m3 x 3.80 US/m3		1.90
Cemento	:	4 sacos/m3 x 2.5 US/m3		10.00
Plastimet	:	0.0015 x 170 x \$ 2 US/kg		<u>0.51</u>
				\$16.21 US/m3
				16.21
			\$	<u>24.50 US/m3</u>
		40% G.G. y Util.		<u>9.80</u>
			\$	<u>34.30 US/m3</u>
				=====

3.3.3.2 Hormigón de 340 kg de cemento/m3

Idem 3.1.5.1 \$ 49.01 US/m3

3.3.4 Enfierradura

Fierro redondo: Idem 3.1.2 1.12 US/kg

3.3.5 Moldajes rectos

Idem 3.1.3 \$ 9.77 US/m2  
=====

3.3.6 Moldajes curvos

Idem 3.1.4 \$ 11.72 US/m2  
=====

3.3.7 Relleno compactado

Idem 3.1.7 \$ 1.09 US/m3

3.3.8 Albañilería de piedra

Idem 3.1.6 \$ 35.92 US/m3

3.4 Descargas

3.4.1 Excavación

3.4.1 Excavación con retroexcavadora en 90º

a) En tierra común

Idem 1.1.1. sin G.G. y Util \$ 0.79 US/m3

---

b) En roca

Idem 1.2.1 sin G.G. y Util 5.65 US/m3

---

1 m3 = \$ 0.79 US/m3 x 0.95 + 5.65 US/m3 x 0.05 1.03 US/m3

40% G.G. y Util. 0.41

---

\$ 1.44 US/m3

---

=====

3.4.1.2 Excavación con pala 3/4 yd3 a camión

a) En tierra común

1 pala 3/4 yd3 =  $\frac{\$ 30 \text{ US/h}}{50 \text{ m3/h}}$  = \$0.06 US/m3

3 camiones x \$ 11.61 US/h = 0.07 US/m3  
50 m3/h \$ 1.3 US/m3

Mano de obra :

1 m3 =  $\frac{1 \text{ j} \times \$ 1 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{3 \text{ m3/h}}$  \$ 2.66 US/m3

---

1 m3 de excavación en tierra común

\$ 2.66 US/m3 x 0.1 + \$ 1.3 US/m3 x 0.9 1.44 US/m3

40% G.G. y Util. 0.58

---

2.02 US/m3

---

b) En roca

1 Bulldozer D-4 \$ 16.76 US/h

1 Pala 3/4 yd3 30

3 Camiones 34.83

\$ 81.59 US/h

1 m3 =	<u>\$ 81.59 US/h</u>	\$ 2.03 US/m3
	40 m3/h	
Mano de obra :		
Idem 1.2.1		0.94 US/m3
Materiales :		
Idem 1.2.1		1.35 US/m3
Maquinaria de perforación :		
Idem 1.2.1		<u>2.00 US/m3</u>
		\$ 6.32 US/m3
	40% G.G. y Util.	<u>2.53</u>
		\$ 8.85 US/m3
		=====
3.4.2	<u>Enfierradura</u>	
	Fierro redondo : Idem 3.3.4	\$ 1.12 US/kg
		=====
3.4.3	<u>Moldaje recto</u>	
	Idem 3.3.5	<u>9.77 US/m2</u>
3.4.4	<u>Moldaje curvo</u>	
	Idem 3.3.6	\$ 11.72 US/m2
		=====
3.4.5	<u>Hormigones</u>	
3.4.5.1	<u>Hormigón de 340 kg de cemento/m3</u>	\$ 49.01 US/m3
	Idem 3.3.3.2	=====
3.4.5.2	<u>Hormigón de 225 kg de cemento/m3</u> <u>con 30% de bolón desplazador</u>	
	Idem 3.2.5.1	\$ 30.24 US/m3
		=====
3.4.5.3	<u>Hormigón de 170 kg de cemento/m3</u>	
	Idem 3.3.3.1	\$ <u>34.30 US/m3</u>
3.4.6.	<u>Relleno compactado</u>	
	Idem 3.1.7	\$ <u>1.09 US/m3</u>
		=====

3.4.7 Compuerta vertical

Idem 3.1.11

\$ 250	US/m <sup>2</sup>
=====	

3.4.8 Agotamiento

Se considera 1 bomba de 6" durante la faena, la cual se haría en 2 meses

1 bomba de 6" x \$ 2 US/h x 300 h/mes x 2 m.

1.200	US
=====	

3.5 Canoas3.5.1 Excavación

100 m.l. con base 1 m. y altura variable de 1.50 a 0.5 m. Se hace excavación a mano

a) Material de 3a. clase

Excavación :

$$1 \text{ m}^3 = \frac{1 \text{ j} \times \$ 1 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{3 \text{ m}^3/\text{D}} = \$ 2.66 \text{ US/m}^3$$

Transporte:

$$1 \text{ m}^3 = \frac{1 \text{ j} \times \$ 6 \text{ US/D} \times 0.5}{4 \text{ m}^3} = \frac{0.75 \text{ US/m}^3}{3.41 \text{ US/m}^3}$$

b) Material 4a. clase

Excavación :

$$1 \text{ m}^3 = \frac{1 \text{ j} \times \$ 1 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{1.5 \text{ m}^3} = \$ 5.33 \text{ US/m}^3$$

Transporte

$$\frac{0.75 \text{ US/m}^3}{3.41 \text{ US/m}^3}$$

$$6.08 \text{ US/m}^3$$

1 m<sup>3</sup> de excavación :

$$\$ 3.41 \text{ US/m}^3 \times 0.75 + \$ 6.08 \text{ US/m}^3 \times 0.25 \quad 4.08 \text{ US/m}^3$$

40% G.G. y Util.

$$\frac{1.63}{5.71 \text{ US/m}^3}$$

$$5.71 \text{ US/m}^3$$

3.5.2 Enfierradura

Fierro redondo : Idem 3.3.4 \$ 1.12 US/kg  
 =====

3.5.3 Moldaje

3.5.3.1. Corriente superior

Idem 3.1.3 9.77 US/m2

3.5.3.2 Moldaje curvo

Idem 3.1.4 11.72 US/m2

3.5.3.3 Alzaprimados

Para 3 m.l. de canoa

2 x 8 piederechos = 16 pies derechos x  
 10" x 10" x \$ 1.8 US/" 288.00 US

2 x 4 diagonales = 8 de 1" x 8" x \$ 1.8 US/" 11.52 US

2 x 2 diagonales = 4 de 1" x 8" x \$ 1.8 US/" 5.76 US

Clavos Mano de obra : G.L. 1.00 US

1 Maestro = \$ 1.6 US/h

1 Ayudante 1.2

\$ 2.8 US/h x 8 x 2 días 44.80 US

\$ 351.08 US  
 =====

3.5.3.4 Moldaje base

Tablones 2" x 10" x 28 tablones = 56"x \$1.8 US/" 100.80 US

Vigas de 10 x 10" x (2 x 12) vigas =  
 240"x \$ 1.8 US/" 432.00

Clavos G.L. 3.00 US

Mano de obra :

1 Maestro \$ 1.6 US/h

1 Ayudante 1.2 US/h

2.8 US/h x 8 h x 2 días 44.8 US

580.6 US

1 m2 = \$ 580.6 US

26 m2

40% G.G. y Util. 8.93

\$ 22.33 US/m2  
 \$ 31.26 US/m2  
 =====

3.5.4 Hormigones

3.5.4.1 Hormigón de 255 kg de cemento/m<sup>3</sup>

Idem 3.1.5.2

\$ 41.65 US/m<sup>3</sup>

=====

3.5.4.2 Hormigón de 340 kg de cemento/m<sup>3</sup>

Idem 3.3.3.2

49.01 US/m<sup>3</sup>

=====

3.5.5 Relleno compactado

Idem 3.1.7

1.09 US/m<sup>3</sup>

=====

4.- EMBALSES

4.1 Muro de tierra

4.1.1 Escarpe

Esta faena se realiza con tractor Bulldozer

D-8, rendimiento 50 m<sup>3</sup>/hora; % material de escarpe 5%

$$\frac{46.49}{50} \times 0.05 = 0.046 \text{ m}^3$$

50

considerando un posible carguío y transporte a 250 mts. se toma un valor de \$ 0.080 US/m<sup>3</sup>

4.1.2 Relleno material impermeable

4.1.2.1 Excavación con explosivos

4.1.2.1.1 Obra de mano

Se considera una faena de excavación con ayuda de explosivos para el 50% del material.

La faena de minería consulta la construcción de piques horizontales de 10 mts. con 3 brazos de 4 mts. y tazas para la colocación de explosivos. El explosivo será pólvora negra y la dosis de 300 gramos por m<sup>3</sup> de material tronado. Se estima que de cada pique se puede obtener aproximadamente 1000 m<sup>3</sup> de material.

Jornales :

Pique m.l. = 10  
 Brazos m.l. = 12  
 Tazas 1.50  
 23.50 m.l.

Faena de 2 turnos y 20 hombres por turno :

20 x \$ 8. US x 2 = 320  
 + 100% l.s. = 320  
 640  
 2 capataces incl. l.s. 40  
 680 US

Rendimiento: m.l. por hombre/día

Del personal 3 se destinan a cargar lo cual  
 deja 37 perforistas con los cuales se obtiene  
 un total de 1.500 m3 de material tronado

680 = \$ 0.45 US por m3  
 1500

4.1.2.1.2 Explosivos y Equipo de perforación

Pólvora negra 300 kgs a \$ 3.55 US el kg	1.065
Guías detonante, guía de fuego y fulminantes	20
Explosivo para perforación 100 gr. por m.l.	
de Amon gelatina 60% a \$ 1.85 US el kg	4.35
Bolón de carga, luz y varios	<u>5.</u>
	1.094.35
2 compresoras de 350-360 pcm 2 x 14.56 x 16	465
Brocas, mangueras y varios	<u>50</u>
	\$ 1.609.35

1.609.35 = \$ 1.61 US por m3  
 1000

Resumen :

Obra de mano	\$ 0.45 US	
Explosivos y equipo	<u>1.61</u>	
	\$ 2.06 US x 0.5 =	\$ 1.03 m3
		=====

4.1.2.2 Carguío y transporte :

## Maquinaria :

2 palas 3/4 y3

1 tractor D-7

## Rendimiento :

100 m3 por hora

Transporte en camiones tolvas de 4 m3 8 paladas por camión

Tiempo de operación :

Carga 20 kgs x 8 = 160 kg = 2.66 min.

Colocación 1.00

Varios 1.00

Descarga en el muro 1.00

Transporte 3 kmts. 12.00

17.66 min.

Se consideran 3 viajes por hora por camión

2 palas 3/4 y3 x \$ 30 US = 60 US

1 tractor D-7 = 35

15 camiones x \$ 11.61 US (considera esponjamiento) 174

Despedrado y varios 20

289 US

$$\frac{289}{100} = \$ 2.89 \text{ por m}^3$$

4.1.2.3 Extendido

1 tractor D-7 con rendimiento 200 m3/hora

$$\frac{35}{200} = \$ 0.17 \text{ US por m}^3$$

4.1.2.4 Riego y compactado

Rodillo y tractor D-7 rendimiento 200 m3/hora

1 Camión regador

$$\frac{55.75}{200} = \$ 0.28 \text{ US por m}^3$$

## Resumen Total

Escarpe	\$ 0.08	
Excavación	1.03	
Carguío y transporte	2.89	
Extendido	0.17	
Riego y compactado	0.28	
Varios	<u>0.15</u>	
	4.60	
40% G.G. y Util.	<u>1.84</u>	
	\$ 6.44	US por m3
5.1.3 <u>Material permeable</u>		
5.1.3.1 <u>Escarpe</u>	\$ 0.08	US por m3
5.1.3.2 <u>Excavación con explosivos</u>		
25%	1.01	
5.1.3.3 <u>Carguío y transporte</u>		
Dist. de acarreo 1 km.	1.85	
5.1.3.4 <u>Extendido</u>	0.17	
5.1.3.5 <u>Riego y compactado</u>	0.28	
Varios	<u>0.15</u>	
	3.54	US
40% G.G. y Util.	<u>1.42</u>	
	\$ 4.96	US
	=====	

NOTA : Si no se considera la excavación con explosivos  
el precio unitario es : \$ 3.54 US por m3.

=====

5.1.4 RIP - RAP

Producción	\$ 4 US/m3
Carguío	1 US/m3
Transporte	1.89 US/m3
Colocación	<u>0.50 US/m3</u>
	7.39 US/m3
40% G.G. y Util.	<u>2.96</u>
	10.35 US/m3
	=====

5.2 Vertedero

5.2.1 Excavación en tierra común

Maquinaria :

1 Retroexcavadora 1 1/4 yd3	= \$ 37.83 US/h
1 Bulldozer D-7	= <u>35.00 US/h</u>
	72.83 US/h

$$1 \text{ m}^3 = \frac{\$ 72.83 \text{ US/h}}{100 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 0.73 \text{ US/m}^3$$

Mano de obra :

El talud representa un 7% del volumen :

$$1 \text{ m}^3 = \frac{1 \text{ j} \times \$ 1 \text{ US/h} \times 8 \text{ h}}{5 \text{ m}^3/\text{D}} = \$ 1.6 \text{ US/m}^3$$

$$1 \text{ m}^3 = \$ 1.6 \text{ US/m}^3 \times 0.07 = \$ 0.11 \text{ US/m}^3$$

40% G.G. y Util.	<u>0.84 US/m3</u>
	0.34
	<u>\$ 1.18 US/m3</u>
	=====

5.2.2 Excavación en roca

Idem 1.2.1 \$ 7.91 US/m3

5.2.3 Hormigón

Idem 3.3.3.2 49.01 US/m3

5.2.4 Enfierradura

Fierro redondo : Idem 3.1.2 1.12 US/kg

5.2.5	<u>Relleno compactado</u>	
	Idem 3.1.7	\$ 1.09 US/m <sup>3</sup>
5.3	<u>Desviación y toma</u>	
5.3.1	<u>Excavación a tajo abierto</u>	
	Idem 5.2.1	<u>1.18 US/m<sup>3</sup></u>
5.3.2	<u>Excavación de túnel en roca</u>	<u>30.00 US/m<sup>3</sup></u>
5.3.3	<u>Excavación tajo abierto en roca</u>	7.91 US/m <sup>3</sup>
	Idem 1.2.1	
5.3.4	<u>Revestimiento sección circular para túnel menor de 2000 m.l.</u>	<u>300.00 US/m.l.</u>
5.3.5	<u>Enfierradura</u>	
	Idem 5.2.4	1.12 US/kg
5.4	<u>Compuertas y mecanismos</u>	
	Global compuertas y mecanismos	\$ 0 + 2 x 10 <sup>6</sup> US
	Válvulas	\$ 0.4 x 10 <sup>6</sup> US
5.5	<u>Canal alimentador</u>	
5.5.1	<u>Excavación a tajo abierto en tierra común</u>	
	Idem 5.2.1	<u>1.18 US/m<sup>3</sup></u>
5.5.2	<u>Hormigón revestimiento para espesor de 0,10 m.</u>	<u>6.00 US/m<sup>2</sup></u>
5.6	<u>Galería de drenaje</u>	
5.6.1	<u>Excavación de zanja</u>	
	Idem 3.4.1	<u>1.44 US/m<sup>3</sup></u>
5.6.2	<u>Filtro</u>	<u>10 US/m<sup>3</sup></u>
5.6.3	<u>Tubos Ø 2 m. C.C.</u>	
	Provisión incl. G.G. y Util.	350 US/m.l.

A N E X O - B

COSTOS DE OBRASMinuta de la Reunión de Coordinación efectuada el 17 de Enero de 1978

<u>Asistentes</u>	IPLA	Sres:	Hernán Baeza René Gómez Antonio Baeza
	CEDEC	Sres:	Cristián Pérez Jorge Rivas Darío Croquevielle
	CICA	Sr. :	Cristián Maturana

Objeto de la reunión : Establecer pautas y criterios para determinar el costo de obras y especialmente, acordar una lista de referencia de costos unitarios que permita llegar a establecer los presupuestos de dichas obras.

Principales acuerdos y aspectos tratados en la reunión. -

- 1) El costo de las diversas obras se obtendrá a través de presupuestos basados en las cubicaciones correspondientes y en costos unitarios que se deducirán a partir de una "lista de referencia de costos unitarios".
- 2) Con el objeto de que los tres grupos Consultores trabajen en este aspecto sobre una base común, se ha acordado la "lista de referencia de costos unitarios" que se adjunta a esta minuta. Esta lista se preparó en base a los antecedentes aportados por los grupos consultores.
- 3) Para cada obra específica, se considerarán los costos unitarios de la lista de referencia, los que podrán ser modificados para considerar adecuadamente las particularidades que dichas obras puedan presentar. En otras palabras, partiendo de una lista de referencia común para los costos unitarios, se trasladará dichos costos a las condiciones particulares de cada obra cuando ello se estime conveniente.
- 4) Los presupuestos se basarán en cubicaciones lo más completas que permitan los antecedentes disponibles.  
Para tener en cuenta que no será posible en la etapa de prefactibilidad llegar a cubicaciones de obras completas y de cierta precisión, se incluirá en cada presupuesto, en forma explícita, un ítem de "imprevistos".

Se estima que el porcentaje de imprevistos a considerar sobre el costo directo de las obras deberá ser entre 20 y 40% según sea el grado de imprecisión de los antecedentes en los cuales se basa el presupuesto. Con buenos antecedentes se considerará un 20% y con antecedentes muy precarios un 40%. - En cada caso se adoptará un porcentaje juzgando los antecedentes disponibles

5) En los presupuestos de obras, además del costo directo y del ítem "Imprevistos", deberá considerarse los "costos de estudios e ingeniería". - Estos costos pueden estimarse entre un 7 y 12 % del costo directo, según sea la magnitud de la obra, En obras de gran envergadura se considerará 7% y en obras pequeñas 12%. En cada caso se adoptará un porcentaje atendiendo a la magnitud de la obra.

LISTA DE REFERENCIA DE COSTOS UNITARIOS

	Unidad	Costo Unitario US\$
<b>1.- <u>Para Embalses</u></b>		
<b>1.1 Excavaciones exteriores</b>		
Material blando	m <sup>3</sup>	1.70
Roca no masiva	m <sup>3</sup>	12.00
Roca mov. masivo	m <sup>3</sup>	8.00
<b>1.2 Rellenos presas</b>		
Material Permeable (explo- tación empréstito sin explo- sivos)	m <sup>3</sup>	4.00
Material permeable (explota- ción empréstitos con explo- sivos)	m <sup>3</sup>	5.00
Material impermeable (empréstito explotado sin explosivo)	m <sup>3</sup>	6.00
Material impermeable (empréstito explotado con explosivo)	m <sup>3</sup>	7.00
Material de filtros	m <sup>3</sup>	8.00 a 10.00
Enrocado	m <sup>3</sup>	10.00 a 15.00
<b>1.3 Hormigones (Incluye Moldajes)</b>		
Masivo	m <sup>3</sup>	75.00
Estructuras	m <sup>3</sup>	90.00
<b>1.4 Enfierradura para hormigón</b>		
	Kg.	1.00
<b>1.5 Pared moldeada para impermea- bilización de la fundación</b>		
	m <sup>2</sup>	200.00
<b>2.- <u>Para Canales</u></b>		
<b>2.1 Excavaciones en blando sin transporte.</b>		
Para la mesa	m <sup>3</sup>	1.00

Para cuneta	m <sup>3</sup>	1.50
2.2 Excavaciones en roca		
No masivas	m <sup>3</sup>	12.00
Movimiento masivo	m <sup>3</sup>	8.00
2.3 Rellenos compactados (según volumen)	m <sup>3</sup>	4.00 a 6.00
2.4 Hormigón de revestimiento		
Sin moldaje	m <sup>3</sup>	80.00
Con moldaje (según volumen de obra)	m <sup>3</sup>	100.00 a 120.00
 <u>3. - Para Obras de Arte en Canales</u>		
3.1 Excavaciones		
En material blando	m <sup>3</sup>	1.70
En Roca	m <sup>3</sup>	12.00
3.2 Rellenos Compactados	m <sup>3</sup>	1.70
3.3 Hormigones (Incluye moldaje	m <sup>3</sup>	100.00 a 120.00
3.4 Enrierradura para hormigón	Kg.	1.00
 <u>4. - Para Túneles</u>		
<u>Túneles de 6.5 m<sup>2</sup> de sección</u>		
4.1 Excavación	m <sup>3</sup>	70.00
4.2 Soporte		
Marco metálico	c/u	330.00
Skoterete (e=2,5cm)	m <sup>2</sup>	7.00
Cáncamos Ø 26mm	c/u	37.00
4.3 Hormigón revestimiento	m <sup>3</sup>	110.00
4.4 Hormigón radier (Incluye limpieza	m <sup>3</sup>	70.00
4.5 Inyecciones	saco	14.00

Túneles de 20 m<sup>2</sup> de sección

4.6	Excavación	m <sup>3</sup>	45.00
4.7	Soporte		
	Marco metálico	c/u	940.00
	Shotcrete (e=2.5cm)	m <sup>2</sup>	7.00
	Cáncamos Ø 26 mm	c/u	35.00
4.8	Hormigón revestimiento	m <sup>3</sup>	85.00
4.9	Hormigón radier (incluye limpieza)	m <sup>3</sup>	70.00
4.10	Inyecciones	saco	16.00
5.-	<u>Para cavernas y Piques</u>		
5.1	Excavaciones		
	Piques verticales (4m <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	150.00
	Cámaras (80 m <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	60.00
5.2	Sostenimiento		
	Shotcrete (e=2.5cm)	m <sup>2</sup>	7.00
	Cáncamos Ø 26 mm	c/u	35.00
5.3	Hormigón revestimiento		
	Piques	m <sup>3</sup>	110.00
	Cámaras	m <sup>3</sup>	90.00
5.4	Inyecciones	saco	16.00
6.-	<u>Para Tuberías</u>		
6.1	Excavaciones en zanja		
	Material blando	m <sup>3</sup>	1.70
	En roca	m <sup>3</sup>	18.00
6.2	Relleno compactado en zanja	m <sup>3</sup>	1.70
6.3	Tubería de acero (incluye suministro protección y montaje)	Kg	2.00

7.- Pozos

Perforación y habilitación de pozo profundo de 16" de diámetro	ml	930.00
--	----	--------

8.- Líneas de Transmisión

Línea de alta tensión en 13,2 KV	Km	6.300.00
Línea de alta tensión en 23 KV	Km	7.000.00

NOTAS :

- General : Los costos unitarios incluyen gastos generales, instalaciones de faenas, utilidad del contratista, etc.
- Item 1,2 : Los rellenos para las presas incluyen explotaciones de empréstito, transporte de material, esparcido y compactación.
- Item 1.3 : (nota válida para todos los hormigones)  
Los costos de hormigones incluyen suministro de todos los componentes, preparación, transporte, colocación y curado  
En los casos en que se indica incluye también el moldaje .
- Item 1.4 : ( Nota válida para todas las enfierraduras de hormigones)  
Incluye suministro, preparación y colocación de la enfierradura en obra.
- Item 1.5 : Pared moldeada de hormigón plástico de aproximadamente 1.20 m de espesor. Valor por m<sup>2</sup> de sección a cerrar
- Item 2.1 : Para excavaciones en canal con depósito lateral del material  
Sin transporte a botaderos.
- Item 2.2 : Se consideran masivas cuando hay grandes volúmenes de excavación en roca y puede desarrollarse una faena especial a este objeto.
- Item 4.2 : Si no se dispone de mejores antecedentes se recomienda  
y 4.7 suponer que el 50% de la longitud del túnel requerirá

soporte. La mitad de esta última longitud requerirá marcos metálicos (25% de la Longitud total del túnel) y la otra mitad shotcrete y/o cáncamos (25% de la longitud total del túnel)

Item 4.5 y:  
4.10

Para los efectos de cubicación a falta de mejora antecedentes, se podrá suponer los siguientes consumos de cemento:

Inyecciones de consolidación: 2,5 sacos por metro lineal de perforaciones.

Inyecciones de relleno: 15 sacos por cada perforación.

Estas pueden ser una cada 3 a 5 m. de distancia

Item 6.2 :

Corresponde a relleno con el mismo material de la excavación.

Item 6.3 :

Incluye suministro, montaje en obra y pintura de protección de tubería.

II. - ESTUDIO DE LAS CONDICIONES DE DRENAJE .

## INTRODUCCION

Los valles que conforman los ríos Cachapoal, Claro de Rengo y estero Zamorano, constituyen una de las zonas agrícolas de mayor importancia en el país.

La concentración de las actividades agrícolas en estos valles han determinado el uso intensivo del recurso suelo y la aplicación indiscriminada del agua de riego, generalmente sin un criterio técnico de distribución en función de las necesidades de los cultivos. Estos factores y considerando otros aspectos naturales, como la conformación geológica de los valles y la existencia de estratos impermeables en el subsuelo, contribuyen a que gradualmente se estén acrecentando considerablemente los problemas de mal drenaje originados por el estado superficial de la napa freática.

La superficie con mal drenaje evaluada constituye aproximadamente el 30% del área bajo riego de la provincia de Cachapoal.

Algunos índices de producción comparativa entre huertos de la zona, con suelos de buen y mal drenaje, indican que las tierras de mal drenaje pueden mermar hasta un 50% el rendimiento de estos cultivos.

El estudio que se presenta, pretende evaluar el problema a un nivel de reconocimiento, identificando y determinando la magnitud de las áreas afectadas y su posibilidad de rehabilitación.

La metodología seguida se ha acondicionado a la información técnica disponible, que con ciertas limitaciones ha permitido integrar criterios para establecer una clasificación de rangos de afectación, que provisoriamente sean útiles para establecer la superficie del área afectada y pautas de solución agrupadas en unidades agrícolas.

Se recomienda y se dan las pautas principales para la realización de un estudio más detallado, que se justifica plenamente si se tiene en cuenta el diagnóstico del presente estudio evaluativo.

## 1. ANTECEDENTES DISPONIBLES

Para la realización del estudio, se dispuso de aereofotografías a escala 1:30.000 cuya fotointerpretación sirvió para diferenciar los diferentes patrones locales dentro del aspecto regional del área y así determinar formas y patrones de drenaje, rasgos erosionales, vegetación y sus tonalidades y los rasgos culturales.

Se dispuso también de los estudios que realiza AIESA en aspectos de puesta en riego y tecnificación (3) clasificación de suelos (2) y de aguas subterráneas (1).

El estudio de puesta en riego y tecnificación (3) analiza los aspectos que originan los problemas de mal drenaje, atribuyendo las causales : a un excesivo uso del agua de riego, a la deficiente infraestructura de riego existente, al uso de métodos y prácticas de riego inadecuados, entre otros.

Los suelos de los valles Cachapoal y Zamora no (2) desde el punto de vista geomorfológico, pertenecen a una planicie aluvial, bastante plana, con sectores de depósito de aguas tranquilas o lacustres. De acuerdo a la formación de los cauces de los ríos se presentan pequeñas terrazas bajas y lechos abandonados e inundables. Por lo general son de textura muy pesada, lo cual determina una permeabilidad muy lenta. En algunas unidades estudiadas se detectan estratos impermeables en el subsuelo.

Algunos aspectos de las condiciones hidrodinámicas de los suelos que influyen en los problemas de drenaje , han sido analizados en el estudio correspondiente a las aguas subterráneas (1).

El estudio analiza la napa freática a lo largo de los valles Cachapoal y Zamorano, en base a mediciones efectuadas en Marzo de 1971 en pozos construídos para explotación de aguas subterráneas. Se han confeccionado mapas con curvas isofreáticas con referencia al mar y al terreno, (isohipsas e isoprofundidad), que dan una visión panorámica de la hidrodinámica subterránea de los suelos en la zona.

Analizando el mapa de isoprofundidad se puede observar que la napa freática en la primera sección del Cachapoal se encuentra más superficial en la zona de Graneros y estero Las Cadenas. En la segunda sección del Cachapoal, se aprecia que el nivel freático se ubica más superficialmente a la altura de Doñihue, saturando el acuífero hacia la zona sur.

El valle que conforma el río Claro de Rengo y Cachapoal Sur presenta el nivel freático superficial hacia la Quinta Tilcoco y la ciudad de Rengo y alcanza la superficie del terreno en los márgenes del río, asumiendo que el río Claro hacia el sur recepciona descarga del acuífero subterráneo que proviene del Cachapoal Norte y Cachapoal Sur.

La zona del valle del Zamorano presenta casi en toda su extensión el nivel freático superficial.

La dirección general del flujo subterráneo es de NE a SO y las pendientes varían entre 8‰ y 3‰.

El estudio también analiza hidrogramas de pozos ubicados en el valle, observándose que las mayores recargas del acuífero se presentan en las épocas de riego (primavera y verano), en la zona norte del valle Cachapoal y en las épocas de lluvia (invierno) en las zonas bajas y medias de los valles estudiados. Existiendo considerables zonas que no tienen capacidad de recibir recargas adicionales por el estado superficial de la napa freática.

Analizando las descargas del acuífero, se observa que las más significativas las recibe el río Claro de Rengo y la tercera sección del río Cachapoal.

Los hidrogramas analizados, demuestran claramente que las mayores fluctuaciones del acuífero se presentan en las zonas altas o medias de los valles; estas fluctuaciones van disminuyendo hasta casi no existir hacia las zonas sur oeste o hacia las confluencias de los ríos Cachapoal, Claro de Rengo y estero Zamorano; demostrando la existencia de un acuífero saturado alrededor de esas zonas.

Los hidrogramas fueron confeccionados en base a medidas limnigráficas efectuadas entre los años 1968 a 1972.

### 1.1 Causas y origen del problema de drenaje

El nivel preliminar del presente estudio, así como el escaso tiempo disponible para realizarlo, sólo ha permitido analizar este complejo aspecto en base a la información existente y a los criterios aplicados en las observaciones y los antecedentes recopilados en el terreno.

Podrían considerarse dos conceptos como causas :

- a) A nivel general, considerando en forma integral toda la cuenca.
- b) A nivel local, en áreas específicas localizadas en el ámbito de los valles.

En el primer concepto, se puede deducir que influye principalmente el aspecto hidrogeológico de la cuenca y la configuración de los valles al sufrir estrechamientos (aguas abajo) o encajonamiento de los cerros en ciertas zonas. Es posible que la continuidad de la formación geológica de estos cerros forman barreras naturales de contención, del flujo subterráneo, ocasionando "embalses subterráneos" que influiría en saturar el acuífero y establecer una napa freática superficial.

Este aspecto se puede observar en mayor incidencia en las zonas de riego de San Vicente de Tagua Tagua ubicadas en las cercanías del encuentro de los ríos Cachapoal, Claro de Rengo y Estero Zamorano; en el triángulo que formarían los cerros de la Punta de Peumo, Puntilla de Estrechura y la Punta Cucharón, donde se aprecian considerables problemas de mal drenaje. Igual fenómeno se aprecia en las zonas comprendidas en la segunda sección del río Cachapoal entre las localidades de Doñihue, Coltauco, Idahue y zonas aledañas; en las zonas que conforman el río Claro de Rengo en las cercanías a Quinta Tilcoco, Rengo y Pelequén, donde se aprecia que los mayores problemas de drenaje debido a niveles freáticos altos se presentan en las zonas cercanas a los encajonamientos de cerros circundantes a esas zonas.

Igualmente habría que estudiar la influencia que el embalse Rapel tiene con respecto a los problemas de mal drenaje que se aprecian en las zonas de Las Cabras, La Rosa Sofruco, Pichidegua y zonas aledañas.

El segundo concepto se plantearía en base a problemas localizados originados por situaciones específicas que se deben analizar en un estudio más detallado porque dependen de una serie de complejas interrelaciones entre el suelo, el subsuelo y el agua. Estos problemas generalmente se originan por la característica del perfil del suelo en sus aspectos de estratificación y textura; existencia de estratos impermeables en el subsuelo; a la topografía del terreno; al uso y manejo del agua de riego, (analizado en un estudio específico (2) y a otros aspectos que se han descrito en el capítulo 3 de este informe).

Al describir las unidades del drenaje se analizan algunas causales específicas de cada una de ellas.

## 2. DELIMITACION Y EVALUACION DE LAS AREAS DE MAL DRENAJE

Para evaluar las condiciones de drenaje, se ha seguido la siguiente secuencia: Fase preliminar de oficina; visitas de apreciación en el terreno y clasificación de las condiciones de drenaje y finalmente delimitación de las áreas afectadas agrupándolas en "Unidades de Drenaje".

### 2.1 Fase Preliminar de Oficina

En esta fase se recopilaron las informaciones básicas existentes, tales como planos topográficos, aerofotografías y estudios afines realizados. De la interpretación de los estudios existentes y la fotointerpretación de los pares estereográficos fue posible emitir un diagnóstico preliminar para su apreciación en el terreno.

### 2.2 Fase de campo

Esta fase consistió en un reconocimiento general del área, incidiendo en los aspectos geomorfológicos y su relación con las condiciones de drenaje, efectuándose a la vez una comprobación en el terreno de la información obtenida en la fase preliminar de oficina.

En base a las observaciones del terreno, las fotointerpretación y la información de los estudios realizados (suelos, aguas subterráneas, etc), así como los datos e información de agricultores y técnicos de la zona, se evaluó las áreas afectadas, obteniendo la siguiente información :

- Perfil del suelo.- Descripción de las características físicas y morfológicas del perfil tipo de unidades de suelos que presentan características determinantes de mal drenaje, haciendo énfasis en la textura, estructura, porosidad, permeabilidad, moteadura y humedad.
  
- Profundidad del nivel freático.- En general el nivel freático tiene una profundidad decreciente de norte a sur oeste del valle. En forma localizada existen zonas de recarga y de descarga de acuerdo a las épocas. Las recargas de primavera y verano provienen del riego y sus sistemas de conducción, y las recargas de invierno son originadas por la infiltración de las descargas pluviométricas.  
La información sobre profundidad de la napa freática, se ha obtenido de los mapas de isoprofundidad estudiados (1), de las descripciones del perfil del suelo (humedad, moteaduras, proceso de gleización ), la apreciación del estado del cultivo, tipo de vegetación hidrofítica, observaciones de profundidad del agua en norias domésticas etc.
  
- Fuente de Recarga. Se encontró que principalmente está constituida por :
  - Uso excesivo y mal manejo del agua de riego
  - El flujo subterráneo del freático provenientes de las filtraciones originadas del Sector Norte del Río Cachapoal hacia el sur, así como las que originan las cuencas del río Claro y Estero Zamorano.

- En forma temporal las fuertes precipitaciones pluviales que se presentan entre los meses de Abril a Agosto, afectando esencialmente las zonas planas, bajas y depresionadas.
- Evacuación de las aguas de drenaje.- Constituye un criterio muy importante en la clasificación de las condiciones de drenaje.

Para todas las áreas afectadas se analizó la facilidad de evacuación de las aguas de drenaje, en base a la topografía (pendiente y relieve) y la diferencia de nivel que existe con respecto a los cauces naturales, como son los ríos y los esteros, hacia los cuales se evacuará el agua drenada.

En el área de estudio, se ubican problemas de evacuación en las terrazas bajas expuestas a inundaciones periódicas.

- Salinidad.- En general se puede decir que en el área estudiada, no se aprecian problemas de acumulación de sales.

### 2.3 Clasificación de las condiciones de drenaje.

La clasificación de los suelos afectados por mal drenaje fue realizado de acuerdo al grado de afectación, o sea en función de la magnitud o intensidad del problema.

Los grados de afectación fueron evaluados por antecedentes de la profundidad de la napa freática, características del perfil del suelo y subsuelo, posición fisiográfica y topográfica, estado del cultivo, fuentes de recarga, dirección del flujo etc.

Este tipo de delimitación se justifica en estudios de reconocimientos, en razón a la información básica que se dispone y a la ausencia de otros tipos de información.

### 2.3.1 Clases de tierras según su condición de drenaje

#### Clase D1.: Tierras ligeramente afectadas

En esta clase se incluyen los suelos con drenaje ligero a imperfecto. El agua es eliminada del suelo con cierta lentitud, permaneciendo mojado durante períodos cortos de tiempo .

El nivel freático se mantiene fluctuante hasta la zona de las raíces de las plantas, presentando moteaduras tenues y escasas desde la superficie, que se vuelven más claras y comunes con la profundidad.

En general las condiciones de drenaje de esta clase son deficientes sólo en forma temporal y solamente afectan el rendimiento de los cultivos más sensibles.

Las condiciones temporales de drenaje deficiente, puede deberse a :

- Un control inadecuado del escurrimiento superficial e infil

tracción del agua de lluvia en épocas de fuertes precipitaciones.

- Que el nivel freático se eleva en la época en que aumenta la recarga del área.

La rehabilitación de estas tierras deben - proyectarse a través de dos acciones :

- Mejoramiento en el uso y manejo del agua de riego a fin de prevenir el problema. (Tecnificación del regadío) ello implica una acción destinada al reemplazo de los sistemas de regadío inadecuados, control del caudal, tiempos de riego y largo de surcos.
- Establecimiento o mantención de un sistema de drenaje que permita la evacuación oportuna de las aguas provenientes del riego, precipitaciones fuertes o aumentos del nivel freático. En todo caso, estas medidas corresponden a soluciones prediales que están dentro del manejo habitual de una explotación regada. Dentro de este nivel de inversión predial, se considera también el emparejamiento de pequeñas áreas o "bajos".

#### Clase D.2: Tierras moderadamente afectadas.

En esta clase están incluidos los suelos con drenaje imperfecto y algunas veces pobre. El agua es eliminada del suelo con lentitud suficiente como para mantenerlo mojado durante períodos apreciables de tiempo, produciendo en este lapso

efectos negativos en el rendimiento de los cultivos.

El nivel freático se ubica superficialmente en época de abundancia del recurso, observándose fluctuaciones que influyen en el perfil del suelo. La permeabilidad es en general lenta.

La rehabilitación de esta tierra, es relativamente fácil y puede llevarse a efectos intensificando las medidas indicadas para la clase D.1, en lo relacionado a tecnificación del riego. Por otra parte, debe propenderse al aumento del área influenciada por los desagües prediales con la construcción de drenes subterráneos por arado topo, drenes de piedras o tubos de cemento.

En todo caso, estas prácticas se considerarán dentro de la acción predial y no como inversiones de alto costo que involucren grandes movimientos de tierra y obras de arte de importancia mayor.

Estas tierras pueden tener riesgos de inundación fluvial periódicamente.

Clase D.3: Tierras afectadas

En esta clase, están incluidos los suelos con drenaje imperfecto o pobre. El agua es eliminada del suelo con lentitud permaneciendo el suelo mojado permanentemente o durante períodos muy apreciables.

El nivel freático permanece alto la mayor parte del año y el perfil del suelo se ve influenciado por las fluctuaciones de este. La permeabilidad del suelo es lenta.

Las condiciones de drenaje son tales, que restringen considerablemente la producción de cultivos, generalmente se siembran cultivos de raíces poco profundas y de corto período vegetativo.

Las tierras de esta clase, son susceptibles a su rehabilitación mediante la construcción de un adecuado sistema de drenaje de colectores abiertos y drenes subterráneos a nivel parcelario.

Estas tierras pueden ser susceptibles a riesgos de inundaciones fluviales periódicas.

Asociación de Clases

Se establece "asociaciones" de las clases descritas, cuando la información existente no permite establecer delimitaciones claras entre dos clases contínuas.

## 2.4 Unidades de Drenaje

Las unidades de drenaje se han definido de acuerdo a su ubicación geográfica y a la similitud de los problemas en las áreas afectadas. Se ha tomado como base las unidades de suelos similares y correlacionando las causas del problema de napa freática y escurrimiento superficial como una misma fuente de origen. (x)

También se ha tomado en cuenta la posibilidad de rehabilitación de la zona por unidades de drenaje; aunque lo aconsejable es estudiar la problemática en forma integral para seguidamente planificar soluciones parciales tal como se recomienda en los próximos capítulos de este informe.

La distribución y superficies aproximadas de las áreas afectadas por clases y unidades de drenaje se presentan en el Cuadro N°1.

Se han establecido las siguientes unidades de drenaje :

### 2.4.1 Rancagua - Graneros

Esta unidad se encuentra localizada al poniente de Rancagua y Graneros, desde la localidad de Florida al Norte, hasta la desembocadura del estero La Cadena al Sur.

Fisiográficamente está constituida por una planicie aluvial, como parte de la gran planicie del Cachapoal norte; la topografía es de pendiente y relieve plana.

---

(x) Ver Plano N° 1 en pág. 54 del Album de Mapas.

Son suelos vertisoles, de textura fina y muy fina en todo el perfil, de permeabilidad lenta.

El nivel freático es superficial conforme se avanza hacia el noroeste de la unidad y a la margen derecha del estero La Cadena. Ascende durante la temporada de riego y deshielo (Octubre a Abril) evidenciando la influencia de recarga de algunos de estos factores.

Las recargas provenientes del Noroeste, son del Estero Codegua y **Estero la Cadena**. La dirección del flujo subterráneo es de dirección Norte a Sur.

El origen del problema de drenaje en esta unidad, está determinado por su posición fisiográfica respecto a los cerros que la circundan, a la característica del suelo y subsuelo, a la topografía del terreno y a la profundidad del estrato impermeable. Es posible que el problema se localice en invierno en las zonas próximas a las pequeñas vertientes que originan escurrimientos superficiales temporales, favorecido en parte por la falta de evacuación de los excesos del agua de riego y los escurrimientos.

Esta unidad tiene una extensión aproximada de 5.578 Há. de tierras afectadas, consideradas dentro de la Clase D1, D2 su delimitación debe estar sujeta a una mayor información del estado de la napa freática es esa unidad.

#### 2.4.2 Coltauco - Coinco

Esta unidad se encuentra localizada a am bos márgenes de la segunda sección de río Cachapoal. En la mar gen derecha, se ubica una sección de la unidad cerca a las localidades de Doñihue y los cerros del mismo nombre, continuando por la misma margen en dirección a Coltauco y el cauce del estero Idahue, hasta su confluencia con el río Cachapoal. Por la margen izquierda la zona de Coinco en dirección a Chillehue.

Fisiográficamente constituida por una pla nicie aluvial, bastante plana, presenta algunas terrazas bajas susceptibles a ser inundadas. La topografía es de pendiente y relieve plana.

Los suelos son de origen aluvial, de tex tura variable entre moderadamente finas a muy finas en todo el perfil, algunos sectores están limitados por un duripan cementado; la permeabilidad es lenta. La unidad está diferenciada edafológicamente por tres series de suelos descritas en el es tudio correspondiente (3).

El nivel freático en esta unidad es super ficial en casi toda su extensión, posiblemente debido a que re cibe el flujo subterráneo proveniente de una gran extensión del Cachapoal norte y al encontrar un estrechamiento natural del valle y barreras subterráneas originadas por la formación geológica de los cerros que rodean a Doñihue y otros ubicados hacia el sur, aflora superficialmente. Esta situación se agrava en algunas áreas depresionadas.

El flujo subterráneo tiene dirección norte sur con una gradiente aproximada de 8‰. (por mil)

A las causas descritas que originan el problema de mal drenaje, se deben añadir los aspectos del mal uso y manejo del agua en las épocas de riego y a las características del suelo y subsuelo.

Esta unidad tiene una extensión de 8.244 Há. de tierras afectadas de las Clases D3 y D2.

#### 2.4.3 Las Cabras - Peumo

Esta unidad se encuentra localizada sobre la margen derecha del tercer sector del río Cachapoal, entre las localidades de Las Cabras y Peumo.

Fisiográficamente constituida por una planicie aluvial, bastante plana, que presenta pequeñas terrazas bajas susceptibles a ser inundadas. La topografía es de pendiente y relieve plana.

Los suelos son de origen aluvial, de textura fina y muy fina en todo el perfil, limitado en algunos sectores por un duripan cementado por sílice, fierro y manganeso, o por tobas endurecidas, la permeabilidad es lenta.

El nivel freático en esta unidad se puede ubicar a lo largo del Valle comprendido entre Peumo y Las Cabras en la siguiente forma :

- a) En la cabecera de la unidad (zona de Peumo) se nota mayor fluctuación de la napa lo que indica una mayor recarga y a una profundidad que varía entre 3 y 5 metros, con pequeños ascensos entre los meses de Octubre a Marzo.
- b) La zona central del valle (La Rosa - Sofruco) se nota una mayor estabilidad de la napa freática y muy superficial, en tre 1 a 2 metros de profundidad, lo que indica que no hay recargas y un acuífero saturado.
- c) Hacia la confluencia con el Tinguiririca, el nivel freático es muy estable, aunque de mayor profundidad, con característi cas similares a la zona anterior.

El flujo subterráneo vá en sentido este oeste con una pendiente aproximada de 3‰. (Por mil)

Las causas que originan el problema de mal drenaje en esta unidad, puede estar determinado por su posición lisiográfica en relación con el río; a las características del suelo y subsuelo, el uso inadecuado de métodos y prácticas de riego y posiblemente la influencia del embalse Rapel.

Esta unidad tiene una extensión aproximada de 9.394 Há. afectadas en las clases D3, D2 y D1.

La producción agrícola predominante en este unidad, se base principalmente en cultivos de frutales.

El Fundo "La Rosa" ubicado en esta unidad es uno de los pocos Fundos donde se realiza riego y drenaje tecnificados y cuenta con sistema de drenaje abierto y subterráneo. De los records de producción analizados se obtuvieron datos de rendimientos en huertos de Limoneros (Cuadro N°2) y Naranjos, (Cuadro N°3), cultivados en terrenos con buen drenaje y mal drenaje.

Es notoria la diferencia de producción en los dos casos. En el caso del limonero durante las cosechas 1968/76 se observa que la producción promedio por Há. del huerto "Bosque - Potreros" con buen drenaje, supera en más del 60% al huerto "Peral - Eucaliptus con mal drenaje (gráfico 1).

En el caso de los naranjos, en la producción de los años 1965/76, se compararon rendimientos de dos huertos, observándose que la producción promedio por Há. en el huerto "Nogal" con buen drenaje, es mayor en aproximadamente un 43% con relación al huerto "Carmen" con mal drenaje (gráfico 2).

El año agrícola de 1968 fue considerado muy deficiente de agua (año seco) y se puede observar que el rendimiento en naranjos en el terreno con mal drenaje (napa freática alta) fue mayor. Durante los años 1973/74 se observa un decrecimiento en la producción debido a la falta de tecnificación de esa época. En el año 1976 se efectuó una tecnificación agresiva en el riego, sobretodo en el manejo del nivel freático en relación con el riego, lo cual derivó en un mayor rendimiento general en ambas situaciones.

#### 2.4.4 Pichidegua - Almahue

Esta unidad se encuentra localizada sobre la margen izquierda del tercer sector del río Cachapoal. Comprende el área que se extiende desde las localidades de Pichidegua hacia las Pataguas la confluencia con el tinguiririca y el área de Almahue ubicada en el valle del Tinguiririca pero irrigado con las aguas del Cachapoal.

La fisiografía de la zona de Pichidegua, presenta las mismas características de la unidad Las Cabras - Peumo, ubicadas en la margen derecha. La zona de Almahue también está constituida fisiográficamente por una planicie aluvial plana, circunscrita por cerros que le dan una posición encajonada.

Los suelos son de origen aluvial de textura fina y muy fina en todo el perfil, la zona cercana a la localidad de Pichidegua presentan texturas finas gravilosas limitados por clay pan, arenisca cementada en la profundidad. La permeabilidad es generalmente lenta.

Aunque el grado de afectación es muy variable, se ha notado que las características del paisaje aluvial de esta unidad, indican un movimiento del agua a través del suelo bastante lento y en algunas partes restringido por la presencia de una capa impermeable que probablemente se encuentra a muy poca profundidad.

El nivel freático en esta unidad es generalmente superficial. La posición de terrazas plana remanente de la zona de Pichidegua y las características descritas del perfil del suelo hacen que en esta área la napa freática sea muy superficial en los meses de invierno y muy fluctuante, lo que afecta al perfil del suelo.

Las causas que originan el problema de mal drenaje en esta unidad, además de lo descrito con referencia a su posición fisiográfica, se basan en el mal uso y manejo del agua de riego, las características del suelo y subsuelo y posiblemente la influencia del embalse Rapel en la parte oriental del área.

Esta unidad tiene una extensión de 6.112 Há. de tierras afectadas de clase D3, D2 y D1.

#### 2.4.5 Rengo

Esta unidad se encuentra localizada alrededor de la ciudad de Rengo y circunscrita por los cerros: Peñón, Valle Hermoso, San Luis, Chapetón y la margen izquierda del río Claro. Se incluyen pequeñas áreas ubicadas hacia el oriente de la Quebrada Popeta.

Su posición fisiográfica de cuenca de sedimentación en aguas tranquilas, forma parte de una considerable área que se extiende desde el valle del Cachapoal norte hasta la zona de la Quinta Tilcoco al suroeste. La pendiente dominante es plana.

Suelos vertisoles, de textura fina y muy fina en todo el perfil, arcillosos a arcillolimosos, lo cual origina una permeabilidad lenta. En el subsuelo se ubican estratos de grava y piedra sobre sedimentos aluviales finos de origen andesítico.

El nivel freático en esta unidad, en general está muy superficial, aflorando casi a la superficie del suelo, en la zona ubicada entre los cerros San Luis y Chapetón, posiblemente exista una barrera natural en el subsuelo por una formación geológica de estos cerros.

La dirección general del flujo subterráneo se origina en el Cachapoal Norte hacia el Cachapoal Sur, encontrándose con el escurrimiento del Claro entre Rosario y Rengo, tiene una gradiente hidráulica aproximada de 6%.

Posiblemente se produce una descarga de este flujo en el río Claro en la parte baja del valle al poniente de Rengo. Las recargas del acuífero se producen en la época de invierno.

Los hidrogramas indican mayores fluctuaciones del nivel freático hacia el oriente de Rengo con ascensos en invierno lo cual indica un nivel freático profundo. En las cercañas de Rengo las fluctuaciones son menores y las profundidades varían entre 2 a 5 mts. Con ascensos en invierno. En la parte baja del valle, al poniente de Rengo, las fluctuaciones son prácticamente nulas en el año, lo cual indica una saturación per

manente del acuífero y napa freática alta, es la zona de descarga del acuífero al río Claro, proveniente del Cachapoal Sur.

El origen del problema de drenaje en esta unidad, básicamente está determinada por la posición fisiográfica descrita, su topografía plana, las características del suelo y subsuelo, además del mal uso y manejo del agua de riego.

Esta unidad tiene una extensión aproximada de 4.078 Há. de tierras afectadas, de las clases D3 y D2.

#### 2.4.6 Malloa

Esta unidad se encuentra localizada sobre la margen izquierda del río Claro de Rengo a continuación de la unidad Rengo; y entre las localidades de Pelequén y Malloa y los esteros Rigolema y Antivero, afluentes del Zamorano. Es una unidad circunscrita por una cadena de cerros que la ubican en una posición muy especial.

En esta unidad puede considerarse dos posiciones fisiográficas, la ubicada a la margen del río Claro con características similares a la descrita para Rengo, y la encerrada en los causes de los esteros Rigolema y Antivero como un basinete aluvial, bastante plano.

Las características de los suelos son similares a las descritas para la unidad Rengo.

El nivel freático en esta unidad está localizado muy superficialmente, la zona ubicada en la margen del río Claro está ubicada en la dirección del flujo subte -

rráneo proveniente del Cachapoal Norte y Cachapoal Sur, que aflora cerca a esta unidad. En la zona del Pelequén se observan napas superficiales, cuyo origen puede haberse originado de un flujo proveniente de la vertiente del estero Rigolemo y el escurrimiento de la zona de Rengo. El encajonamiento que forman los cerros de esta zona es muy aparente para que se acondicione el problema de drenaje existente, que se agrava con el uso excesivo de agua de riego y las características del suelo y subsuelo descritas.

Esta unidad tiene una extensión aproximada de 6.956 Há. de tierras afectadas, distribuidas en Clases D3 y D2.

#### 2.4.7 Quinta de Tilcoco

Esta unidad se encuentra localizada en el sector Cachapoal Sur, entre las localidades de Rosario, Quinta de Tilcoco y El Manzano. Al sur lo limita la margen derecha del río Claro de Rengo.

Fisiográficamente está constituida por el extremo occidental de la gran planicie aluvial que conforma el Cachapoal Sur. Es una planicie cuya topografía es de pendiente y relieve plana.

Suelos vertisoles de textura fina, muy fina en todo el perfil, limitado por grava y piedras sobre sedimentos aluviales finos de origen andesíticos, lo que determina una permeabilidad del suelo lenta. En algunas zonas existen áreas

depressionadas que impiden la normal evacuación de las aguas.

Las características que se observan en estos suelos, indican que el movimiento del agua es bastante lento en su perfil y en algunas partes es restringido por la presencia de una capa impermeable que probablemente se encuentra a muy poca profundidad. Estas condiciones han determinado que continuamente se observe humedad en el suelo, lo que indica la presencia de la napa freática superficial.

En general el nivel freático en esta unidad es superficial, analizando los hidrogramas se observan fluctuaciones hacia la zona norte del valle a la altura de Requinoa, donde el nivel freático se encuentra profundo (8 mts.) y conforme va avanzando hacia el sur oeste, las variaciones son menores; llegando a estabilizarse a la altura de la confluencia con la segunda sección del río Cachapoal lo cual indica que el nivel freático es superficial.

La recarga se produce hacia el norte en los meses de Octubre a Abril. En la zona de descarga, desde la localidad de Quinta de Tilcoco hacia el poniente, no se observan fluctuaciones del nivel freático lo que indica una posible saturación del acuífero durante el año.

En general el flujo subterráneo escurre en dirección de NE a SO como continuación del sector norte, y al llegar cerca a las localidades del Rosario y Rengo se une al flujo subterráneo del escurrimiento del Claro de Rengo, para continuar en un sólo flujo hacia el poniente con una pendiente de aproximadamente 6%.

Otra de las causas del problema de drenaje en esta unidad, además de las descritas se deben al mal uso y manejo del agua para los riegos y las precipitaciones pluviales en invierno.

Esta unidad tiene una extensión próxima de 12.320 Há. de tierras afectadas en clases D3 y D2.

#### 2.4.8 San Vicente de Tagua Tagua

Esta unidad se localiza a lo largo de los dos márgenes del estero Zamorano; desde la zona de afluencia de los esteros Rigolema y Antivero hasta la confluencia con el río Cachapoal, incluyendo la zona denominada La Laguna.

Fisiográficamente la constituye una planicie aluvial, bastante plana, que presenta pequeñas terrazas bajas susceptibles a inundaciones periódicas, la topografía es de pendiente y relieve plana.

Son suelos vertisoles de textura fina y muy fina y de permeabilidad lenta, características del perfil es similar a la descrita para la unidad Quinta Tilcoco, siendo diferente el sector que fue anteriormente fondo de laguna.

El nivel freático en esta unidad es en general superficial.

Las fluctuaciones de los hidrogramas son muy pequeñas, lo cual evidencia que es una unidad con acuíferos saturados y de descarga.

La dirección del flujo subterráneo es de Este a Oeste siguiendo la dirección del valle con una gradiente apro-

ximada de 4%, no se aprecian recargas al acuífero y las que existen deben provenir del exceso de riego de la zona en la época de verano, aunque es posible que existan recargas provenientes del Claro de Rengo por Malloa. La descarga del acuífero se efectúa al Río Cachapoal.

La zona de La Laguna tiene características especiales definidas por su posición circundada de barreras naturales o cerros que encajonan el área agrícola. Se determina en esta zona una napa freática superficial que se manifiesta fluctuante de acuerdo a las descargas que provienen de los colectores construídos en la zona que desemboca en dirección a la salida del Inca. Se aprecia un mejoramiento de las condiciones de drenaje de la zona La Laguna a pesar de que la napa freática aún se encuentra relativamente superficial, debido al sistema de drenes colectores construídos en la zona. Para esta zona se recomienda un estudio especial, con la finalidad de detallar las fluctuaciones y complementar el sistema existente con drenes subterráneos. Podría tomarse como una zona Piloto de drenaje.

Las causas que originan el problema de mal drenaje en esta unidad son similares a las descritas en las unidades anteriores, influyendo principalmente los aspectos del mal uso y manejo del agua de riego.

Esta unidad es una de las más extensas y tiene un área aproximada de 14.160 Há. de tierras afectadas, distribuídas en clases D2 y D1 y D3.

C U A D R O    N° 1

DISTRIBUCION DE TIERRAS AFECTADAS POR MAL DRENAJE POR CLASES Y  
UNIDADES DE DRENAJE (Há.)  
PROVINCIA    CACHAPOAL

Clases	UNIDADES DE DRENAJE								TOTAL	
	Rancagua Granero	Coltauco Coinco	Las Cabras Peumo	Pichidegua Almahue	Rengo	DE Mallo	Quinta Tilcoco	San Vicente Tagua-Tagua	Há.	%
D1			580	872					1.452	2
D2		6.372	3.510	3.292	463	2.393	11.080	5.637	32.747	48
D3		1.872	818				1.240		3.930	6
D1/D2	5.578			2.168				4.170	11.916	17
D2/D3			4.486	1.780	3.615	4.563		4.353	18.797	27
TOTAL	5.578	8.244	9.394	8.112	4.078	6.956	12.320	11.160	68.842	
%	8	12	14	12	6	10	18	20		100

	Há.	%
Tierras afectadas	68.842	34
Tierras normales	135.585	66
Superficie total	204.427	100

C U A D R O N° 2

RENDIMIENTOS DE LIMONEROS DE ACUERDO A LAS CONDICIONES DE  
DRENAJE  
FUNDO LA ROSA (Kg/Há.)

Nombre Huerto	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	Promedio
Peral Euca liptus (mal drenaje)	237	3.966	6.740	5.590	7.510	5.830	4.840	9.627	19.418	7.084
Bosque Potre- ro (buen drenaje)	790	4.528	7.740	10.010	13.980	12.462	10.390	17.462	28.013	18.793

C U A D R O    N°    3

RENDIMIENTO DE NARANJOS    DE ACUERDO A LAS CONDICIONES DE DRENAJE  
FUNDO LA ROSA    (Kg/Há.)

Nombre Huerto	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	Promd.
Carmen (mal drenaje)	20.969	15.986	18.880	21.556	10.780	36.034	11.039	14.208	4.661	17.583	8.372	23.593	16.971
Nogal (Buen drenaje)	31.980	25.112	38.100	18.480	14.870	52.944	21.032	34.834	21.411	27.836	19.413	52.778	29.899

# EFFECTO DEL DRENAJE EN LA PRODUCCION DEL LIMONERO FUNDO "LA ROSA"

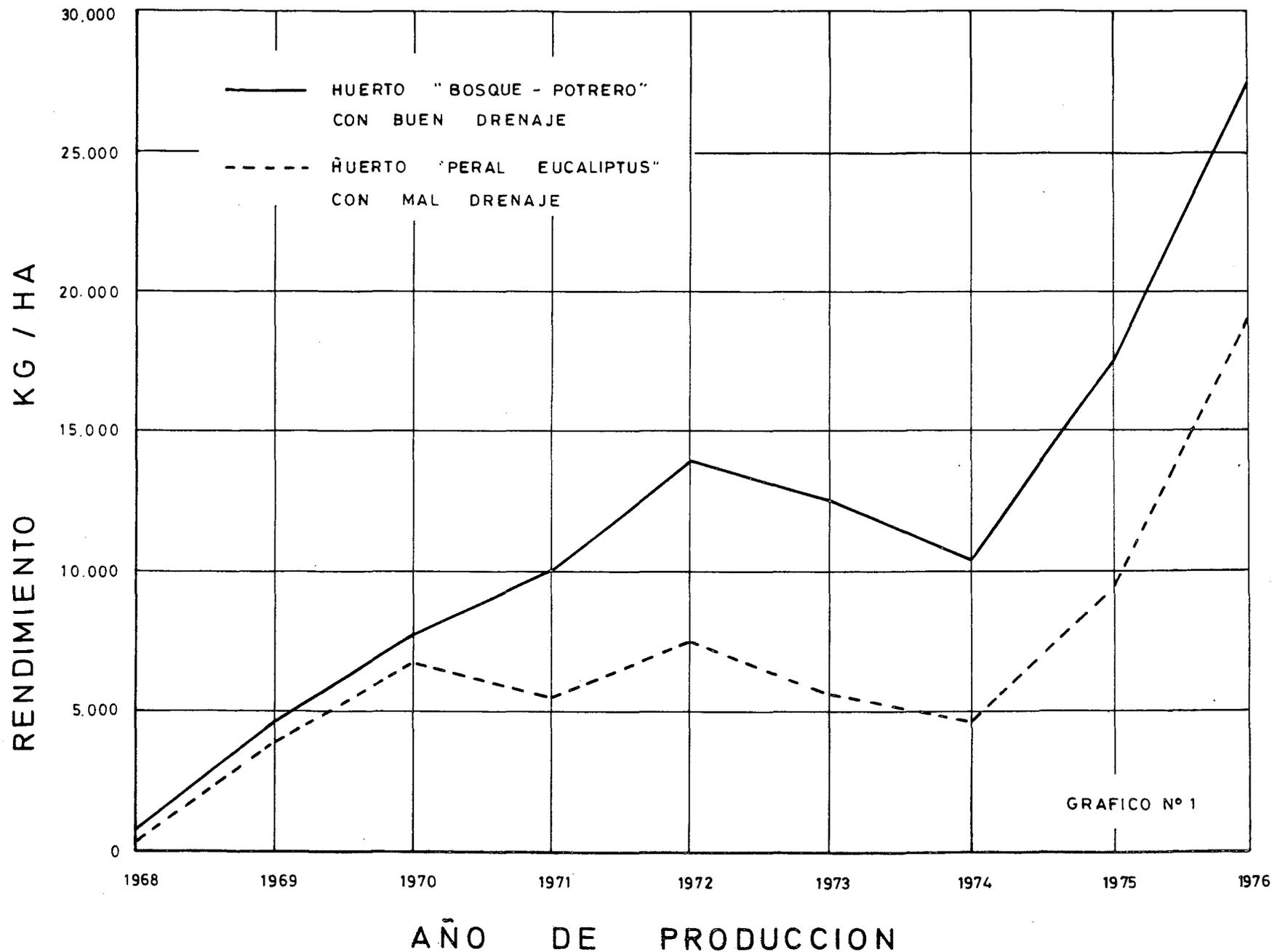
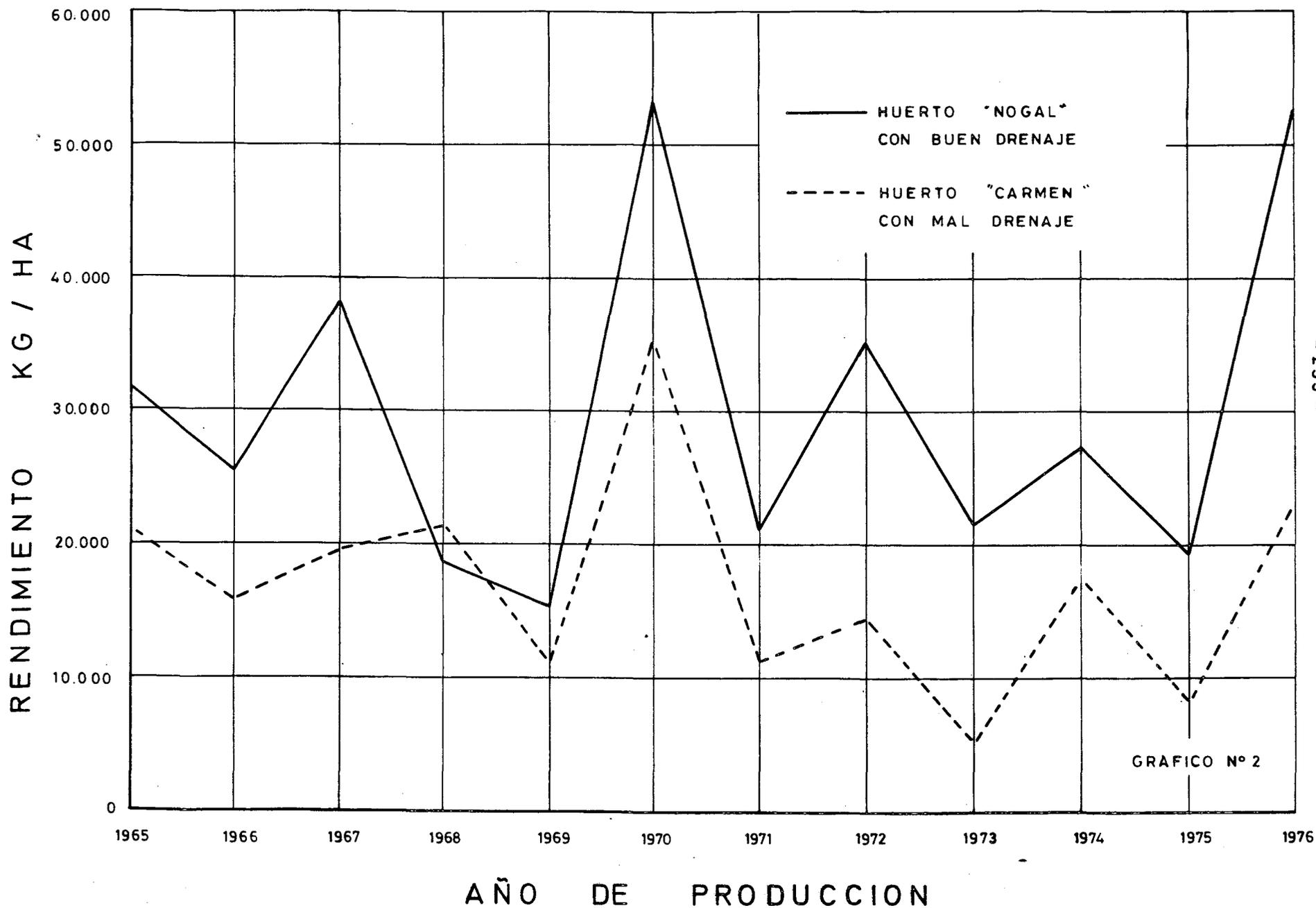


GRAFICO Nº 1

# EFFECTO DEL DRENAJE EN LA PRODUCCION DEL NARANJO

## FUNDO "LA ROSA"



3. Justificación de mayores estudios.

Los valles estudiados están ubicados en una zona cuyo potencial económico está definido por la aptitud de los suelos para desarrollar una agricultura intensiva, lo cual remarca la importancia agrícola de la zona.

La considerable extensión de las áreas de tierras detectadas con problemas de drenaje y la influencia negativa que esto ocasiona en la producción agropecuaria, justifica realizar estudios de más detalle con el objeto de determinar con mayor exactitud la naturaleza y extensión del problema, así como su solución práctica y económica con el objeto de incorporar plenamente estas tierras a la producción.

Entre las alternativas de solución del problema de mal drenaje existente, es necesario incidir prioritariamente en aspectos de tecnificación del riego (2) realizando acciones para el mejoramiento de los métodos y prácticas de riego existentes así como la adecuación física del sistema de escurrimiento superficial, representado principalmente por desagües y drenes prediales, sin necesidad de recurrir a obras de drenaje de gran envergadura y elevados costos.

En áreas más afectadas y de condiciones de drenaje más específicas sería necesario estudiar las alternativas de drenaje superficial y/o drenaje subterráneo. En otros casos de tierras afectadas, habría que demostrar la factibilidad técnica y económica de rehabilitarlas, debido principalmente a factores muy específicos, como por ejemplo en áreas que constituyen terrazas bajas susceptibles a inundaciones donde es necesario garantizar la integridad del sistema de drenaje proyectado.

Por los motivos expuestos y otros factores técnicos y socio-económicos, es recomendable ejecutar estudios más detallados con fines de drenaje. Estos estudios se deben afrontar conjuntamente con otros aspectos que afectan a esta zona, especialmente los estudios relacionados con el mejoramiento y tecnificación del riego, encauzamiento y defensas contra inundaciones, control de la erosión, etc.

### 3.1 Planificación de los estudios por realizar

El estudio de un sistema de drenaje, consiste en llegar al diseño de las redes de drenes principales o troncales, drenes colectores y ramales o drenes entubados a nivel parcelario.

Aunque el efecto drenante de los drenes troncales y colectores pueden ser considerables, su función principal es recibir las aguas de los drenes o ramales entubados y evacuarlas hasta un punto predeterminado (mar, río, esteros y quebradas, etc.)

El diseño total del sistema se puede realizar en forma integral y de esta manera obtener todos los datos básicos, tanto para el diseño de los drenes principales y colectores como para el diseño de los drenes entubados.

Sin embargo, es aconsejable realizar los estudios en dos etapas, y ejecutar los estudios de drenaje a nivel parcelario cuando existe ya un sistema adecuado de drenes colec-

tores. Las etapas de los estudios a realizar se deben distinguir así :

- Un estudio general de la totalidad del área evaluada con problemas de drenaje con el fin de diseñar un sistema adecuado de drenes colectores.
- Estudio detallado a nivel de campo, con el fin de diseñar el sistema de drenaje entubado en el campo mismo.

### 3.1.1. Estudio de la red de drenes colectores

Este estudio debe iniciarse con una evaluación del sistema de drenes abiertos existentes en la zona y el diseño de la rehabilitación y/o ampliación de dichos sistemas. Para ello necesitamos los siguientes datos básicos :

#### 3.1.1.1 Plano a curvas a nivel

Para el diseño del sistema de drenaje, y también de riego, es necesario disponer de planos topográficos a escala 1:10.000 con curvas de nivel a cada 25 ó 50 centímetros, según se trate de pendientes inferiores o superiores a 5 o/oo. En dichos planos deben ubicarse los caminos, acequias, drenes existentes y obras de infraestructura de carácter permanente.

#### 3.1.1.2 Perfiles longitudinales y transversales de los drenes colectores existentes

Para evaluar el sistema existente, es necesario obtener los perfiles longitudinales y transversales. El número de perfiles transversales a estudiar depende de la variación de las dimensiones del dren existente.

#### 3.1.1.3 Plano de textura de suelos

El estudio de un plano textural y su profundidad es importante para el diseño. Se deben categorizar los suelos de texturas ligeras, medias y pesadas. En zonas con aparentes problemas de salinidad, es conveniente determinar la conductividad eléctrica de la pasta saturada.

Para la determinación textural, se puede usar como indicador la cifra ARANY.

#### 3.1.1.4 Formaciones geológicas

Es importante disponer de un estudio geológico que identifique la naturaleza de las formaciones geológicas existentes a una profundidad adecuada, especialmente en los estrechamientos que conforman los valles:

#### 3.1.1.5 Plano de rendimientos de cultivos

Los problemas de drenaje generalmente se reflejan en una merma en la producción de los cultivos. Es muy útil para la identificación del problema, disponer de un plano con rendimientos. Aunque no es raro encontrar zonas poco productivas a pesar que los niveles freáticos estén profundos, la

merma de la producción se puede deber a otros factores; pero un plano de este tipo se puede comparar con un plano de isoprofundidad de la capa freática y ubicar el grado de afectación de cada campo.

#### 3.1.1.6 Planos de ubicación de la napa freática

Es necesario estudiar los niveles freáticos con el fin de determinar la causa y el carácter de los problemas de drenaje.

Para un estudio de la red de drenes colectores, el momento oportuno para determinar la posición representativa del nivel freático está al final del intervalo entre dos riegos consecutivos, es decir, unos treinta días después de un riego. En este momento los efectos de las prácticas de riego han sido nivelados en gran parte y la napa freática tiene configuración más natural. Debe tenerse en cuenta las variaciones estacionales de la napa para efectuar la totalidad de las mediciones en una determinada área.

Es recomendable determinar la profundidad de la napa freática en un punto por cada 5 Há., intensificando la red de observación en zonas donde el nivel freático se halla a menos de un metro de profundidad y reduciendo el número en zonas con napas más profundas.

Es suficiente una sola observación, realizada en perforaciones con barreno, cuya lectura debe realizarse un día después de su ejecución, es recomendable medir la conductividad hidráulica en algunos puntos de muestreo.

Con esta medición deben confeccionarse dos planos, uno con curvas a nivel de la napa freática isohipsas y otro con curvas de isoprofundidad, deducida de la combinación del plano con curvas a nivel de la napa y del plano con curvas a nivel del terreno. Las curvas deben estar a intervalos de 25 ó 50 cm, según pendiente.

#### 3.1.1.7 Delimitación de las zonas problemas

Con el plano con curvas de isoprofundidad de la napa freática, se puede llegar a la delimitación final de zonas con problemas de drenaje. Si se tiene un plano de rendimientos de cultivos, se puede relacionar con el plano con curvas de isoprofundidad y obtener una mejor evidencia del problema.

Para el estudio de drenes colectores no es necesario determinar exactamente la superficie de las zonas con problemas de drenaje. Es suficiente determinar que una zona tiene problemas de drenaje y ubicar aproximadamente los campos afectados, tomando como criterios que existe un problema de drenaje cuando :

- Se encuentran aún niveles freáticos superficiales a un mes después de un riego normal.
- Se determinan mermas en la producción con niveles freáticos superficiales.

### 3.1.1.8 Ubicación de los drenes colectores

Un sistema adecuado de drenes colectores, permite evacuar satisfactoriamente las aguas provenientes de los sistemas de drenaje existente con sus futuras ampliaciones al nivel de campo.

En base al plano topográfico que identifica y delimita las zonas con problemas de drenaje, es posible indicar los puntos donde los sistemas de drenaje de los campos deben desembocar. Lógicamente, los colectores deben pasar por estos puntos.

Es recomendable ubicar los drenes colectores en los linderos de los campos. En el caso que no coincidan los límites de los campos con unidades de drenaje, las zanjas podrían pasar a través de un campo. En tal caso es preferible construir un colector entubado o ajustar los límites del campo.

Muchas veces es conveniente hacer desembocar un dren colector en una acequia regadora, que tratándose de aguas de buena calidad para el riego, no presenta inconvenientes.

### 3.1.1.9 Diseño de los drenes colectores

El diseño de los drenes colectores necesita de los datos y criterios siguientes :

- Además de los perfiles longitudinales y transversales ya mencionados, es necesario preparar perfiles longitudinales de los nuevos drenes colectores proyectados.
- La inclinación de los taludes se basan principalmente en la textura del subsuelo y la profundidad del dren propuesto. Estos taludes están normados y se encuentran en la literatura internacional.
- El espejo de agua de un dren colector debe permitir la salida libre de los drenes de campo.
- La descarga normativa a usar en el diseño de los drenes colectores, debe guardar relación directa con el hectareaje que necesita drenaje. El caudal proveniente de un sistema de drenaje de un campo determinado es alto, cuando el campo está bajo riego y en la época de lluvias. La descarga normativa del sistema de colectores que sirven a un número considerable de campos debe relacionarse con el promedio de toda el área drenada.

Además debe tomarse en cuenta el flujo subterráneo ascendente, si lo hubiera; las aguas de desagües superficiales, la escorrentía superficial desde las partes altas (en épocas de lluvias), filtraciones subterráneas de fuentes de agua ) cerca - nos etc.

### 3.1.2 Estudios de drenaje a nivel parcelario

Para el estudio de drenaje a nivel de parcelas o campo, es necesario contar con los siguientes datos básicos :

### 3.1.2.1 Topografía y textura de suelos

El plano topográfico escala 1:10.000, mencionado en el estudio de los drenes colectores, se debe preparar también para otros usos, y por lo tanto debe tener la suficiente exactitud como para realizar un estudio detallado de drenaje a nivel parcelario o de campo.

Igualmente, el estudio de texturas de suelos, realizado a la escala de los planos topográficos, debe servir para este estudio.

### 3.1.2.2 Niveles freáticos

Es necesario realizar un estudio a escala muy detallada de la napa freática, ya que ésta puede variar considerablemente en un campo.

Se estudiará su profundidad, sus variaciones durante el ciclo hidrológico de una campaña agrícola, la dirección del flujo, la calidad del acuífero. Estos datos nos permitirá establecer la drenabilidad natural existente, el régimen de recarga actual y futura y las necesidades de mejoramiento (profundidad de drenaje y régimen de descarga).

Para el estudio del nivel freática, a nivel parcelario, es necesario instalar pozos de observación distribuidos regularmente en las zonas problemáticas a una densidad promedio de un punto de Há., incrementando la densidad en las zonas con niveles freáticos altos y disminuyéndola en zonas con niveles freáticos bajos.

Las mediciones de los niveles freáticos deben hacerse unos 5 días después de un riego pesado. El plano con curvas de isoprofundidad de la napa a escala 1:10.000 y con curvas en cada 25 ó 50 cm., revela las zonas más húmedas. Las zonas con napa freática a menos de 75 cm. de profundidad pueden ser afectadas con problemas de drenaje y es muy útil tomar medidas adicionales en esta zona a los 15 ó 30 días después del riego.

Las mediciones adicionales a los 15 ó 30 días después de un riego dará información sobre el carácter dinámico de la napa freática. Por lo general la napa baja más rápidamente en un subsuelo de mayor transmisibilidad.

### 3.1.2.3 Plano de rendimientos de cultivos

Al igual que lo planteado para el estudio de drenes colectores, es muy útil disponer de un plano de este tipo en el estudio del drenaje parcelario, de manera que se pueda interrelacionar el rendimiento de los cultivos con la altura de la napa freática y sus fluctuaciones.

#### 3.1.2.4 Características del subsuelo

Para el cálculo del espaciamiento entre las líneas de drenes parcelarios, es necesario obtener información referente a la profundidad del estrato impermeable, y la conductividad hidráulica de los suelos, en las áreas por drenar.

Por lo general es difícil precisar la ubicación del estrato impermeable en el subsuelo, pues suele presentarse en forma aislada y no como una unidad continua, esto sucede sobre todo en suelos estratificados. Debido a esta dificultad en muchos estudios se asumen o se estima valores de acuerdo a la fórmula que se emplee.

La importancia de precisar la ubicación de este estrato impermeable es menor conforme disminuye el valor de la conductividad hidráulica de los suelos y por consiguiente el espaciamiento entre drenes.

El cálculo del espaciamiento de drenes depende directamente del valor de la conductividad hidráulica (K) del suelo. Interviene en todas las fórmulas de drenaje y representa la capacidad de los suelos para transmitir el agua a través de ellos en condiciones de saturación.

Generalmente el valor de la conductividad hidráulica de los suelos es muy variable de un punto a otro, aún en lugar muy próximos, en estos casos, es conveniente dividir el terreno en áreas que tengan determinada amplitud de valores "K" lo que dará el espaciamiento a utilizar en el diseño.

### 3.1.2.5 Diseño del sistema de drenaje parcelario

El diseño del sistema, debe decidirse en función de las normas de drenaje como criterios básicos, éstas son :

- a) Descargas normativas o cantidad de agua a drenar.
- b) Profundidad de la napa freática tolerable, que es función de los cultivos para los cuales se realiza el diseño.

Estas normas son necesarias para poder aplicar las fórmulas existentes en el cálculo del espaciamiento de las líneas de drenes, que requieren además de la información sobre la característica del subsuelo.

Es recomendable separaciones de drenes relativamente grandes considerando las variabilidades en las características del subsuelo. Por el costo alto del drenaje entubado, es más económico dejar la posibilidad de poder intercalar algunas líneas de drenes posteriormente, antes de construir un sistema de drenaje con una capacidad más alta de la necesaria.

Existen una serie de fórmulas matemáticas, que ofrecen soluciones exactas a las diferentes condiciones o problemas, pero es necesario tener en cuenta que la heterogeneidad del terreno (variabilidad del valor "K" y la profundidad del estrato impermeable), obliga a la simplificación y esquematización de cada problema de drenaje a fin de que sea posible

aplicar una fórmula. Estos factores, junto con el carácter estimativo de algunos datos a introducir en la fórmula debe ser un fundamento para considerar el resultado de los cálculos con cierta cautela.

Para comprobar los cálculos de separación de drenes, es recomendable repetir estos cálculos con diferentes combinaciones de datos y comparar los resultados mediante diferentes fórmulas (dinámicas y estáticas). Es muy importante realizar pruebas experimentales en áreas pilotos que serán una buena referencia práctica de las condiciones reales del terreno.

#### 4. Costos de Drenaje

##### 4.1 Requerimientos de drenaje

El análisis del costo para un estudio evaluativo como el presente, sólo es posible realizar en base a costos unitarios aproximados, ya que no se dispone de información apropiada para estimar los requerimientos de drenaje necesarios para el diseño.

Los requerimientos de drenaje que se adoptan en este informe han sido estimados en base a aproximaciones de algunos parámetros que normalmente provienen de estudios detallados y con propósitos de diseño. Es por eso que los resultados deben ser tomados con cautela y en forma especulativa sobre las necesidades de drenaje en los valles estudiados. Los estimados han sido realizados solamente para las unidades de tierras afectadas y que necesitan estudios más detallados.

Un sistema de drenaje está formado básicamente por un sistema de evacuación y los drenes parcelarios o de campo.

El sistema de evacuación está formado por drenes troncales que evacúan las aguas de drenaje y desagües al mar o río y los drenes colectores que entregan las aguas a los drenes troncales. En el diseño se deben considerar las siguientes normas:

- a) Darles la suficiente profundidad que permita la salida libre del agua de los drenes de campo y facilite su mantenimiento. Para el caso de este proyecto, y como referencia de cálculos, estimamos que la profundidad sea 3.00 m. para los troncales y 2.50 m. para los colectores.
- b) El espaciamiento de los drenes colectores no deben ser mayores de 500 m. considerando longitudes máximas de drenes parcelarios de 250 m. por razones de mantenimiento.

Los drenes parcelarios o de campo se recomiendan que sean entubados para evitar problemas de mantenimiento. Las líneas de drenes deben tener un espaciamiento tal que permita mantener la napa freática a niveles tolerantes por los cultivos desde el punto de vista de aireación de las raíces.

Para el cálculo de espaciamiento de drenes como base para el análisis de costos deben asumirse los requerimientos ya descritos tales como descarga normativa, conductividad hidráulica, profundidad del estrato impermeable, profundidad permisible de la napa freática y profundidad de los drenes.

Otros parámetros que influyen en el costo del drenaje entubado son el tipo de tubo a emplear (material y calidad) así como el sistema de excavación que se usaría (a mano ó a máquina ).

En drenaje parcelario generalmente se usan tubos de arcilla cocida, plásticos y cemento. Para nuestro medio sería recomendable los tubos de arcilla cocida, cuyos costos deben ser los más convenientes, pero en consideración a

que no están difundidos aún, y sólo existen antecedentes de tubos de cemento, tomaremos a éstos últimos como referencia para los cálculos.

La excavación de las zanjas para nuestros cálculos, la consideramos a mano de obra, aunque en la actualidad existen diferentes tipos de máquinas especializadas o "excavadoras entubadoras" que ejecutan en una sola operación, la excavación y el colocado de tubos y material filtro protector en forma casi automática y con el mínimo de personal (tienen avances de 200 a 250 m. por hora de tubos colocados), es un método muy económico, cuando se justifica su aplicación.

Como material filtro protector se ha considerado a la grava, material inorgánico disponible en la zona.

#### 4.2 Análisis de costos

Para el análisis de costos se han considerado 4 grupos de gastos :

- a) Drenes troncales de evacuación
- b) Drenes colectores secundarios
- c) Drenes parcelarios
- d) Obras especiales

#### Drenes Troncales de evacuación

El análisis de costos se ha efectuado considerando zanjas abiertas con las siguientes características y costos por metro líneal :

Profundidad	3m.
Talud	1:1 1/4
Plantilla	1.5m.
Volúmen de excavación por m.l.	16 m3
Costos de excavación por m3	0.60 US\$*
Costo de excavación por m.l.	9.60 US\$*

Drenes colectores secundarios

El análisis de costos se ha efectuado considerando zanjas abiertas con las siguientes características y costos por metro líneal.

Profundidad	2.4 m.
Talud	1:1 1/4
Plantilla	1.0 m.
Volúmen de excavación por m.l.	10 m3.
Costos de excavación por m3	0.60 US\$
Costo de excavación por m.l.	6.00 US\$

---

\* Cambio 26 pesos chilenos por US\$

Drenaje parcelario o de campo

Se consideran drenes entubados; usando tubos de cemento de 0.10 m. de diámetro y 0.33 m. de longitud, a una profundidad de 2.00 m. y los distanciamientos entre líneas de drenes y la longitud por Há. varían de acuerdo a la clase de drenaje, así tenemos :

Espaciamiento y longitud de drenes entubados para diferentes clases de condiciones de drenaje.

Clase de Tierra	Distanciamiento m	Longitud dren m / Há.	Profundidad m
D1	160	60	2
D2	100	100	2
D3	75	130	2
D1/D2	160 / 100	80	2
D2/D3	100 / 75	115	2

Las zanjas para la colocación de tubos la estandarizamos a una profundidad de 2.00 m. Se incluyen los costos de excavación de zanjas, tubos de cemento, grava, alquiler de un tractor de ruedas con frontal para el tapado de zanjas, jornadas para el tendido de tubos.

Análisis de Costos para 100 m.l. de drenes entubados

	Unidad	Cantidad	Costo Uni tario US\$	Costo total 100 m.l. US\$
Excavación	m3	96	0.60	57.00
Tubos de cemento	m.l.	100	0.81	81.00
Grava	estimado			20.00
Tractor	horas	1.8	15.00	27.00
Jornadas	día	5	3.00	15.00
<b>Total</b>				<b>200.00</b>

Costo por m.l. de dren entubado : US\$ 2.00

Costos totales

Los costos totales se calcularon por Há. de tierra clasificada de acuerdo a su condiciones de drenaje.

Se asumieron para tal fin longitudes promedios por Há. Se deja claramente establecido que para definir los requerimientos de drenes troncales y colectores es indispensable el diseño del sistema, no contando con ello, asumimos para todas las clases los siguientes requerimientos por Há.

Drenes Troncales : 5 m/Há.

Drenes colectores : 15 m/Há.

Las obras especiales, (estructuras de salidas, caídas, etc) se estima en aproximadamente el 10% del costo de los drenes, que incluye imprevistos.

C U A D R O    N° 4

ESTIMADOS DE COSTOS TOTALES POR HÁ. Y POR CLASE DE TIERRA  
SEGUN SU CONDICION DE DRENAJE EN    US\$

Clase	Drenes Troncales	Drenes Colectores	Drenes Parcelarios	Obras Especiales	Totales US\$
D1	48	90	120	26	284
D2	48	90	200	34	372
D3	48	90	260	40	438
D1 / D2	48	90	160	30	328
D2 / D3	48	90	230	37	405

## 5. Conclusiones y Recomendaciones

### 5.1 Conclusiones

- Mediante un estudio de reconocimiento se ha evaluado el problema de mal drenaje a los valles que conforman los ríos Cachapoal, Claro de Rengo y estero Zamorano. Los factores que han originado estos problemas son muy variados y complejos tanto en su forma de acción como el grado de afectación. Estas condiciones han determinado una compleja gama de situaciones que han tenido que ser integradas, con ciertas limitaciones, en un sistema provisional de clasificación, a nivel de reconocimiento.
- El 34% de los suelos de los valles estudiados presentan desde moderados a fuertes problemas de mal drenaje. La extensión y el grado de afectación que presentan permiten catalogar a estas zonas con necesidades prioritarias de estudios más detallados para determinar sus requerimientos de recuperación.
- Dentro de las áreas clasificadas como afectadas, aproximadamente 23.000 Há. (33%) fueron clasificados con la clase de mayor afectación (D3 y D2/D3) y aproximadamente 45.000 Há. (65%) fueron clasificadas dentro de la clase moderadamente afectadas (D2 y D1/D2) Los sectores de mayor afectación son : San Vicente de Tagua Tagua (20%) y Quinta Tilcoco (18%).
- Los principales factores que han originando estos problemas de afectación por mal drenaje en los valles, han sido tratados a nivel universal o en forma general; con ciertos conceptos que han sido tratados en forma más localizada cuando se disponía de información apropiada. Los principales factores estuvieron relacionados con :

- a) Las características intrínsecas del suelo
- b) Características hidrodinámicas del sub-suelo
- c) La aplicación de requerimientos hídricos elevados
- d) La presencia de formaciones geológicas que restringen el normal escurrimiento del flujo subterráneo
- e) El inadecuado funcionamiento de los sistemas de riego y drenaje
- f) La ausencia de un sistema de evacuación conveniente
- h) La inundación de los ríos.

- Además es importante anotar la influencia que ejercen los ríos con respecto al drenaje de los valles. Generalmente en la parte alta presentan cauces más definidos y actúan como drenes naturales, en la parte baja generalmente presentan un desplazamiento superficial y divagante, produciendo inundaciones periódicas en las áreas circundantes. La característica del subsuelo a lo largo de los cauces de los ríos también presentan un fenómeno similar, de manera tal que el nivel freático es más profundo en la parte alta de los valles y más superficial en las partes bajas. Esta situación contribuye a que los mayores problemas de mal drenaje se presenten hacia las partes bajas de los valles.

- El análisis de costos sólo ha sido posible estimarlo en base a costos unitarios aproximados, ya que no se disponía de información apropiada para estimar los requerimientos de drenaje. Los resultados deben ser tomados con cautela.

Los costos se han agrupado de acuerdo a las clases de tierras adoptadas según su condición de drenaje y son los siguientes :

Clases:	D1	D2	D3	D1/D2	D2/D3
Costo US\$ por Há.	284	372	438	328	405

- En conclusión, los factores que han originado los problemas de mal drenaje son múltiples y complejos. Sin embargo, el conocimiento de ellos conjuntamente con la extensión afectada permiten orientar las acciones necesarias para su rehabilitación.

## 5.2 Recomendaciones

- La extensión y el grado de afectación que presentan, ha permitido catalogar a estas zonas con necesidades prioritarias de estudios detallados con fines de drenaje y rehabilitación.
- Es necesario complementar los estudios de drenaje con un estudio de factibilidad técnico-económico para realizar obras de defensas contra inundaciones.
- Tecnificar el riego existente e incrementar los conocimientos en los agricultores para un mejor uso y manejo del agua y el suelo mediante la capacitación y la extensión.
- Mejorar la infraestructura de riego y drenaje existente.
- Teniendo en cuenta el alto costo de las obras de drenaje, es recomendable, realizar investigaciones previas con el objeto de obtener respuestas técnicas y económicas en pequeña escala, que se puedan proyectar a gran escala. Estas investigaciones se deben realizar en "Áreas pilotos" localizadas en zonas estratégicas que sean representativas de unidades de drenaje definidas.

máxima de caída de 311 m. con lo que es posible obtener una potencia instalada del orden de 200.000 KW.

En la casa de máquinas, constituida por una caverna subterránea, se instalarían, dos turbinas tipo Francis de 100.000 KW cada una.

La devolución de las aguas al río Cachapoal requiere de un contra-estanco de 1.440.000 m<sup>3</sup> de capacidad útil que permita entregar un caudal diario constante al río para un funcionamiento de la central hidroeléctrica a potencia máxima durante ocho horas diarias. Se ha consultado ubicar este contra-estanco en la bocatoma existente de la central hidroeléctrica Sauzal, para lo que se requiere peraltar la barrera de toma existente y disponer compuertas de 3,2 m. de altura a lo largo de su vertedero. (\*)

---

(\*) Ver Plano N<sup>o</sup> 8 en pág. 50 del Album de Mapas.

1.0/1.5. Si la pendiente transversal del terreno es mayor que 33% e inferior a 70%, el ancho basal de escurrimiento es de 2,5 m., la altura de agua es 2.7 m., la revancha es 0.4 m., los taludes de la cuneta son 0,75/1.00, la excavación en la mesa consulta borde de 2,0 m. al lado del valle y 1.0 m al lado del cerro y el talud de excavación de la mesa sería 1,0/1,5.

Para todo el canal (89 km) se ha considerado además que si la pendiente transversal del terreno es inferior o igual a 33% el revestimiento de taludes de la cuneta no requiere moldaje y que el porcentaje de roca de excavación fluctúa entre 1 y 3% según la pendiente transversal; si la pendiente transversal del terreno es superior a 33% e inferior a 70%, el revestimiento de taludes de la cuneta si requiere moldajes (pueden ser deslizantes) y el porcentaje de roca de excavación fluctúa entre 3% y 40% según la pendiente transversal.

Las pendientes transversales medias del terreno obtenidas (\*) fueron las siguientes:

=====							
1er. Tramo		2º tramo		3er.tramo		4º tramo	
Km	tg	Km	tg	Km	Tg	Km	Tg
0- 5	0.10	0- 5	0.35	0- 5	0.40	0- 5	0.15
5-10	0.20	5-10	0.15	5-12	0.25	5-10	0.20
10-15	0.50	10-15	0.55			10-15	0.10
15-20	0.40	15-20	0.50				
20-25	0.40	20-25	0.35				
25-31	0.25	25-31	0.25				

(\*): Planchetas I.G.M. escala 1:50.000

B I B L I O G R A F I A

1. A.I.E.S.A. Comisión Nacional de Riego. Estudio de prefactibilidad. Hoya Río Rapel, Aguas Subterráneas (en preparación ) (1977 )
2. A.I.E.S.A. Comisión Nacional de Riego. Estudio de prefactibilidad. Hoya Río Rapel, Estudio de Puesta en Riego y Tecnificación (en preparación ) (1977)
3. A.I.E.S.A. Comisión Nacional de Riego. Estudio de prefactibilidad. Hoya Río Rapel, Estudio de suelos (provincia de Colchagua) (en preparación) (1977)
4. CENDRET - Convenio Perú Holanda. Curso Latinoamericano de drenaje. Lima-Perú (1969)
5. Universidad Católica. Programa O'Higgins. Estudio de tecnificación de riego. Valle Río Claro de Rengo (1976)