

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA
DEL RIO MATAQUITO

TOMO J

INGENIERIA

4200

INDICE

	<u>Página</u>	
1.	ASPECTOS PRELIMINARES	1
2.	AUMENTO DE LA SEGURIDAD DE RIEGO SIN GRANDES OBRAS DE INGENIERIA	3
2.1	Enfoque General	3
2.2	Embalses de Regulación Nocturna	4
2.2.1	Efecto de los embalses de noche	4
2.2.2	Volumen requerido para un embalse de noche	5
2.2.3	Descripción y presupuesto de las obras	6
2.2.3.1	Introducción	6
2.2.3.2	Anteproyecto preliminar en zona representativa de Teno	7
2.2.3.2.1	Selección de un área de estudio	7
2.2.3.2.2	Capacidad de los embalses	9
2.2.3.2.3	Modificaciones de canales y obras de distribución	11
2.2.3.2.4	Presupuesto de las obras	15
2.2.3.3	Resumen de un proyecto específico de mejoramiento de riego con regulación nocturna en la Zona Teno-Comalle	20
2.2.3.3.1	Antecedentes	21
2.2.3.3.2	Presupuesto de las obras	25
2.2.3.4	Análisis comparativo y conclusiones	28
2.2.4	Embanque y limpia de embalses de noche	29
2.3	Medidas de corrección en sistemas actuales de distribución, entrega de derechos, y técnicas de regadío	30

2.3.1	Distribución y entrega de derechos de agua	30
2.3.2	Mejora y unificación de bocatomas	32
2.3.3.	Mejoras en la técnica y disposición de rie <u>g</u> os	33
3.	OBRAS MAYORES	37
3.1	Catastro de Embalses	37
3.1.1	Generalidades	37
3.1.2	Embalses en la hoya del Río Teno	39
3.1.3	Embalses en la hoya del Río Lontué	40
3.1.4	Embalses en zonas costeras	43
3.2	Embalse Planchón (Capacidad Actual)	51
3.2.1	Antecedentes Generales	51
3.2.2	Información disponible sobre El Planchón	52
3.2.3	Hidrología	54
3.2.4	Descripción de las obras del embalse	56
3.2.5	Estado de conservación de las obras	58
3.2.6	Capacidad de embalse del Planchón	59
3.2.6.1	Capacidad de embalse según memoria y planos del proyecto de 1970	59
3.2.6.2	Capacidad de embalse según memoria Kammel	61
3.2.6.3	Capacidad de embalse según proyecto Donoso	62
3.2.6.4	Capacidad de embalse según memoria de Schlack	62
3.2.6.5	Curva de embalse adoptada para El Planchón	62
3.2.7	Capacidad de las obras de entrega del em <u>b</u> alse	65
3.2.8	Mejoramientos necesarios en las obras	71
3.2.9	Costo de los mejoramientos necesarios en las obras existentes	74
3.3	Embalse Planchón (Capacidad aumentada)	75

3.3.1	Introducción	75
3.3.2	Cota de coronamiento	75
3.3.3	Antecedentes Geotécnicos	76
3.3.4	Obras necesarias	77
3.3.5	Costo estimado de ampliación del Planchón	78
3.4	Embalse San Pablo	79
3.4.1	Antecedentes Generales y Objetivos	79
3.4.2	Antecedentes Topográficos	80
3.4.3	Geología y Geotécnica	81
3.4.4	Hidrología	85
3.4.5	Capacidad de las obras de embalse	87
3.4.6	Descripción de las obras	87
3.4.6.1	Presa	88
3.4.6.2	Obras de desviación durante la construcción	89
3.4.6.3	Obras de rebalse	89
3.4.6.4	Obras de entrega	91
3.4.6.5	Canal embalse San Pablo al Río Teno	91
3.4.7	Costo estimado de las obras	92
4	PROYECTOS DE NUEVO RIEGO	97
4.1	Valles de Culenar, Ajial, Guaquén, Ton- lemo y Villa Prat	97
4.1.1	Descripción del área	97
4.1.1.1	Generalidades	97
4.1.1.2	Tipos de suelos y su distribución	97
4.1.1.3	Cauces naturales	98
4.1.2	Información disponible	98
4.1.2.1	Información topográfica	98
4.1.2.2	Información de suelos	99
4.1.2.3	Información aerofotográfica	99
4.1.2.4	Caudales necesarios	100
4.1.2.5	Recursos disponibles	100

4.1.3	Alternativas de Solución	100
4.1.3.1	Análisis general de soluciones	100
4.1.3.2	Alternativas principales	102
	Alternativa N° 1	102
	Alternativa N° 2	104
	Alternativa N° 3	106
4.1.3.3	Alternativa N° 4	108
	Ampliación N° 4 A a Alternativa N° 4	110
	Ampliación N° 4 B a Alternativa N° 4	111
4.1.4	Elección de la Alternativa y Comentarios	113
4.1.5	Puesta en riego	114
4.1.5.1	Generalidades	114
4.1.5.2	Embalses de Regulación Nocturna	115
4.1.5.3	Obras de Distribución y Canales <u>Secunda</u> rios	115
4.1.5.4	Anteproyectos de puesta en riego	116
4.1.5.5	Puesta en riego del potrero	125
4.1.6	Costos totales para el área de nuevo riego	129
4.1.6.1	Alternativa N° 4: Valle Culenar y Villa Prat	130
4.1.6.2	Ampliación N° 4 B: Ajial, Guaquén y Ton- lemo	130
4.1.6.3	Alternativa N° 2: Culenar, Villa Prat, Ajial Guaquén y Tonlemo	131
4.1.7	Modificaciones del esquema de Riego	131
4.2	Peralillo	132
4.2.1	Descripción del valle	132
4.2.1.1	Generalidades	132
4.2.1.2	Tipos de suelos y su distribución	132
4.2.1.3	Cauces naturales	133
4.2.2	Descripción y utilización de información disponible	133

4.2.2.1	Información topográfica	133
4.2.2.2	Información de suelos	134
4.2.2.3	Información aerofotográfica	134
4.2.2.4	Caudales necesarios	134
4.2.2.5	Recursos disponibles	134
4.2.3	Alternativas de Solución	135
4.2.3.1	Análisis general de soluciones	135
4.2.3.2	Alternativa N° 1	135
4.2.3.3	Alternativa N° 2	138
4.2.3.4	Alternativa N° 3	140
4.2.4	Elección de la alternativa y Comentarios	142
5	ANTEPROYECTOS PRELIMINARES DE RIEGO Y DRENAJE	143
5.1	Curepto	143
5.1.1	Descripción de la zona	143
5.1.2	Información disponible y su utilización	144
5.1.2.1	Información Topográfica	144
5.1.2.2	Información de suelos	144
5.1.2.3	Caudales necesarios y disponibles	144
5.1.3	Alternativas de solución	145
5.1.3.1	Análisis general de soluciones	145
5.1.3.2	Alternativa N° 1 : elevación mecánica	145
5.1.3.3	Alternativa N° 2 : modificación de Alternativa N° 1	148
5.1.3.4	Alternativa N° 3 : Embalse Rapilermo	150
5.1.4	Elección de la alternativa y Comentarios	151
5.1.4.1	Comparación de costos	151
5.1.4.2	Comentarios	152
5.2	Vichuquén	153

5.2.1	Descripción de la zona	153
5.2.2	Información disponible y su utilización	154
5.2.2.1	Información Topográfica	154
5.2.2.2	Información de suelos	154
5.2.3	Proyecto	155
5.2.3.1	Generalidades	155
5.2.3.2	Diseño	156
5.2.4	Presupuesto	158
5.2.5	Comentarios	160
6	CUENCAS QUE SOLO JUSTIFICAN PRO- YECTOS A NIVEL PREDIAL	163
6.1	Huenchullami	163
6.2	Otras pequeñas cuencas costeras	164
6.3	Drenaje	164
7	CONTROL DE AVENIDAS Y DEFENSAS FLUVIALES	165
7.1	El Problema	165
7.2	Protección de Márgenes de los ríos	165
7.3	Inundación	166
7.3.1	Inundación de terrenos ribereños	166
7.3.2	Inundación de terrenos regados	166
8	HIDROELECTRICIDAD	167
9	COSTOS DE CONSTRUCCION	169
9.1	Costos Unitarios	169
9.2	Costos Totales	170
9.3	Componentes en Monedas Nacional y Ex- tranjera	170
10	TARIFAS DE RIEGO	173

10.1	Generalidades	173
10.2	Objetivos y condiciones de la tarifa de riego	174
10.3	Posibilidades de Establecimiento de Tarifas	175
10.3.1	Monto de la tarifa	176
10.3.2	Pago del agua	177
10.3.3	Organización de los usuarios	178
10.4	Financiamiento de nuevos riegos	179
10.5	Aplicación a la cuenca de Mataquito	180
10.5.1	Nuevo riego en Culenar	180
10.5.2	Consideraciones Finales	182
	APENDICE	183

1. - ASPECTOS PRELIMINARES

Dentro de este Estudio del Mataquito, en el Informe "Uso Actual del Agua" (Tomo B), se entrega las conclusiones respecto de la situación actual de riego. En ese informe se explica la infraestructura de regadío; los déficit o superavit, por sectores; las infiltraciones y derrames. Se da a conocer, también, una primera apreciación de los sectores que podrían incorporarse al riego.

Este tomo contiene la metodología empleada para aprovechar esos antecedentes; proporciona informaciones a las otras áreas del estudio y utiliza sus conclusiones para determinar, a través del Modelo de Operación, las obras de ingeniería necesarias.

Los estudios de ingeniería se presentan en tres grandes acápites:

- i) Aumento de la seguridad de riego, sin grandes obras de ingeniería.
- ii) Mejoramiento de la situación actual mediante obras mayores de ingeniería.
- iii) Incorporación de nuevas áreas de riego.

El punto i) tiende a identificar las conclusiones que permitan un aprovechamiento más racional de los recursos, aplicando medidas de corrección elementales en los sistemas y técnicas de riego, tales como redistribución y mejor forma de entrega de los derechos, regulación nocturna de las aguas, unificación de bocatomas, operación mejorada del embalse de la Laguna del Planchón.

El punto ii) incluye un inventario de todas las obras mayores, grandes embalses y trasvases, que fueron identificadas en la cuenca. En primer lugar se define las que presentan mejores características para incorporarlas al modelo de operación. Luego se estudia el embalse de El Planchón y el embalse de San Pablo. Estas grandes obras se estudian en su viabilidad técnica y económica comparando la situación actual mejorada i) con el beneficio adicional que aporten a esa primera etapa o que proporcionen en zonas de nuevo riego.

Por último, el punto iii) analiza las posibilidades de nuevo riego, definiendo zonas en combinación con los antecedentes de Suelos (Tomo C) y de Agronomía (Tomo D). Así, el trabajo de Ingeniería se apoya en condiciones agrológicas que permitan esperar un beneficio de interés. Estos análisis se presentan en tres niveles, según los antecedentes disponibles: a) Culenar y Peralillo con un análisis de todas las alternativas que los antecedentes permiten identificar; b) Curepto y Vichuquen, sectores con problemas muy complejos que exigen mayor estudio y una serie de levantamientos topográficos detallados; y, c) otros valles.

El contenido de este Informe se completa con un análisis de captación de aguas subterráneas, control de crecidas y defensas fluviales.

En los estudios sobre regadío, se ha considerado que la seguridad de riego quedaría definida como la disponibilidad de caudales suficientes para el abastecimiento del área total en cierto número de años, de cada cien.

Al analizar la situación futura, el criterio ha sido suplir las necesidades de agua del área total, con una seguridad 85 %; es decir, se procura que no ocurran déficit en más de 15 años de cada cien, sobre la base de una secuencia de caudales similar a la de la serie histórica 1942-1975. Expresado de otro modo; el área total a regar corresponde al área posible de servir en un año de probabilidad de excedencia 85 %.

Indudablemente, en casos de proyectos que comprendan obras mayores de alto costo, podría ser necesario emprender estudios económicos que justifiquen la conveniencia de modificar ese criterio.

2. - AUMENTO DE LA SEGURIDAD DE RIEGO SIN GRANDES OBRAS DE INGENIERIA

2.1 ENFOQUE GENERAL.

En el Informe Uso Actual del Agua (Tomo B) se presentó un estudio de las condiciones de riego actual analizado a través de un modelo que representa la situación, canal por canal, en función de los caudales del río para un año 85 %. El estudio toma en consideración los derechos o acciones actuales; el uso consumo para las rotaciones actuales; la eficiencia y las recuperaciones de derrames con un análisis de los porcentajes que se reciben en canales inferiores, en desagües o cauces naturales de esteros, que vuelven al río y que se aprovechan nuevamente o aquellos que, por características topográficas, salen definitivamente de la cuenca.

Tal modelo y su interacción con otros, también descritos en el Tomo B, pretende proporcionar antecedentes de derrames y eficiencias para usarlos como datos de entrada en el Modelo de Simulación. Entrega, además la cuantía del déficit y de la superficie no regada en cada mes del año 85 %. De acuerdo con sus resultados, los déficits anuales de los sistemas actuales de riego tanto en el Tenó como en el Lontué son de 127 millones m^3 y de 13 millones m^3 , respectivamente.

El Modelo de Simulación, usando los caudales mensuales de la serie histórica, da valores menores para los déficits debido a que considera los siguientes factores adicionales:

- supone una distribución equivalente de acciones, a todos los canales que corresponden a una zona determinada.
- aprovecha las recuperaciones de las pérdidas por percolación en las zonas altas, que escurren hacia el río o hacia las zonas bajas.
- incluye el pequeño caudal adicional que corresponde a las lluvias de un año 85 %.

El primero de estos factores puede constituir una realidad en el futuro, redistribuyendo las acciones. Los otros dos factores, aunque representan la mayor estimación posible de los recursos de agua, no pueden considerarse de un nivel de seguridad mayor que el que un estudio teórico puede ofrecer ya que no se dispone

de estaciones de aforo para comprobar resultados.

Para representar la situación actual se utilizó los resultados del Modelo descrito en el Informe "Uso Actual del Agua", (Tomo B). Para calcular el efecto de las medidas propuestas, se adoptó la información proporcionada por el Modelo de Simulación.

Estas mejoras, dirigidas primordialmente a la aplicación de sistemas prácticos que aumenten la eficiencia del uso del agua, pueden resumirse en:

- Embalses de noche
- Mejoras de bocatomas, distribución de derechos y recomendaciones para una aplicación más eficiente del agua
- Mejoras en la operación de la laguna El Plan - chón.

2.2. EMBALSES DE REGULACION NOCTURNA

2.2.1 Efectos de los embalses de noche. *)

La topografía del terreno con muchas ondulaciones y desniveles en el área regada por el río Teno y en la zona 15 del río Lontué hace que los riegos tiendan a escurrir hacia los bajos, principalmente durante el riego nocturno, provocándose serias pérdidas a nivel predial.

El caudal que se entrega actualmente durante 24 horas, solo es controlado durante 10 a 12 horas y el riego nocturno solo es útil, durante 2 a 4 horas, antes de escurrir hacia los bajos. No obstante lo anterior, se acepta una capacidad de embalse nocturno mínima de 14 horas. La regulación nocturna es casi nula ya que los pocos embalses existentes ven su capacidad limitada por los embalses.

*) Para completar información sobre embalses de regulación nocturna, ver en el Apéndice el Anexo J - 2.1.

En estas condiciones se efectuó el cálculo con los modelos para un aprovechamiento de 24 horas. Es decir, se supuso la existencia de embalses de noche con capacidad suficiente para aprovechar totalmente los derechos en cada área, como para analizar la influencia de un área en otra cuando se producen sobrantes o derrames por exceso de recursos.

El resultado del modelo de derrames con las mismas hipótesis adoptadas en el Informe de Uso Actual del Agua, pero con regulación nocturna completa, se presenta en el Apéndice del Informe de Hidrogeología (Tomo G). El déficit total, en este caso, para el año 85 % es de 32 millones m^3 en el Teno e insignificante en el Lontué.

El Modelo de Simulación, incluyendo los factores adicionales, da un déficit de 10 millones m^3 para el Teno, luego de construir los embalses de noche. Este muestra la necesidad de mejorar la reglamentación de las entregas desde El Planchón, con lo cual se asegura el riego completo.

2.2.2 Volumen requerido para un embalse de noche.

El volumen requerido para un embalse de noche es el equivalente al caudal, en el mes de mayor necesidad para el área considerada, almacenado durante 14 horas para riego efectivo de 10 horas. Esto, sin embargo, exige regar los días festivos lo que puede evitarse si la capacidad de embalse se aumenta a 38 horas. Suponiendo una tasa máxima de 1.12 lit/seg/há. el volumen requerido es de 56.5 m^3 /há y de 154 m^3 /há. respectivamente para embalses con capacidad de 14 horas o 38 horas. Para las zonas de Teno y zona 15 de Lontué-con 14 horas de almacenamiento -la capacidad equivalente requerida es de 2,9 millones m^3 .

En los cálculos de costos, en concordancia con las firmas a cargo de los estudios de las cuencas vecinas se ha adoptado el embalse de 14 horas. Pero debe señalarse que en muchos casos, para mayor capacidad, el aumento de costo de embalse por hectárea en relación a los demás costos (obras de arte, cauces, puestas en riego, etc.) representa un porcentaje que puede justificarse

en relación a los beneficios que esa mayor capacidad representa.

El proyecto de ubicación de los embalses nocturnos, enfocado a nivel de cuenca cambia el concepto de este tipo de obras para propiedades individuales; pudiendo, en cambio, estudiarse para el servicio de superficies superiores a las mil hectáreas. Cada caso debe ser analizado según sus propias características; pero, en líneas generales, hay ventajas en poder elegir su ubicación dentro de una superficie mayor, ya que puede encontrarse lugares con características favorables que mejoren notoriamente la relación de embalse.

2.2.3 Descripción y Presupuesto de las obras.

2.2.3.1 Introducción.

El modelo de simulación hidrológica de la cuenca del río Mataquito ha indicado que, si se cuenta con regulación nocturna de las aguas y se efectúa una operación racional del Embalse El Planchón, no se producirá déficit en la zona actualmente regada por los ríos Teno y Lontué, en el 85 % de los años.

Esto ha inducido a analizar las posibilidades de construcción de embalses de regulación para extensiones relativamente grandes, en que se puede utilizar la red de distribución existente de uno o varios canales, efectuando las obras y los cambios de cauces mínimos necesarios para el funcionamiento adecuado del sistema.

No obstante el acuerdo de considerar en el presupuesto, los embalses con capacidad de 14 horas, el estudio contempla embalses de 38 horas, presentándose los presupuestos de ambas alternativas.

En la regulación de los caudales para riego se ha estudiado la conveniencia, disponiendo de embalses para 38 horas, de entregar durante 10 horas en seis días, de Lunes a Sábado, el vo

lúmen equivalente que se recibe durante las 24 horas de los siete días de la semana.

Para cumplir con tal propósito, las superficies de riego directo y de riego desde embalse, deben guardar entre sí una relación aproximada de 36 % y 64 % respectivamente, con ligeras variaciones aceptables que puedan obviarse con pequeños cambios en los tiempos relativos de riego para cada área.

2.2.3.2 Anteproyecto preliminar en zona representativa del Teno.

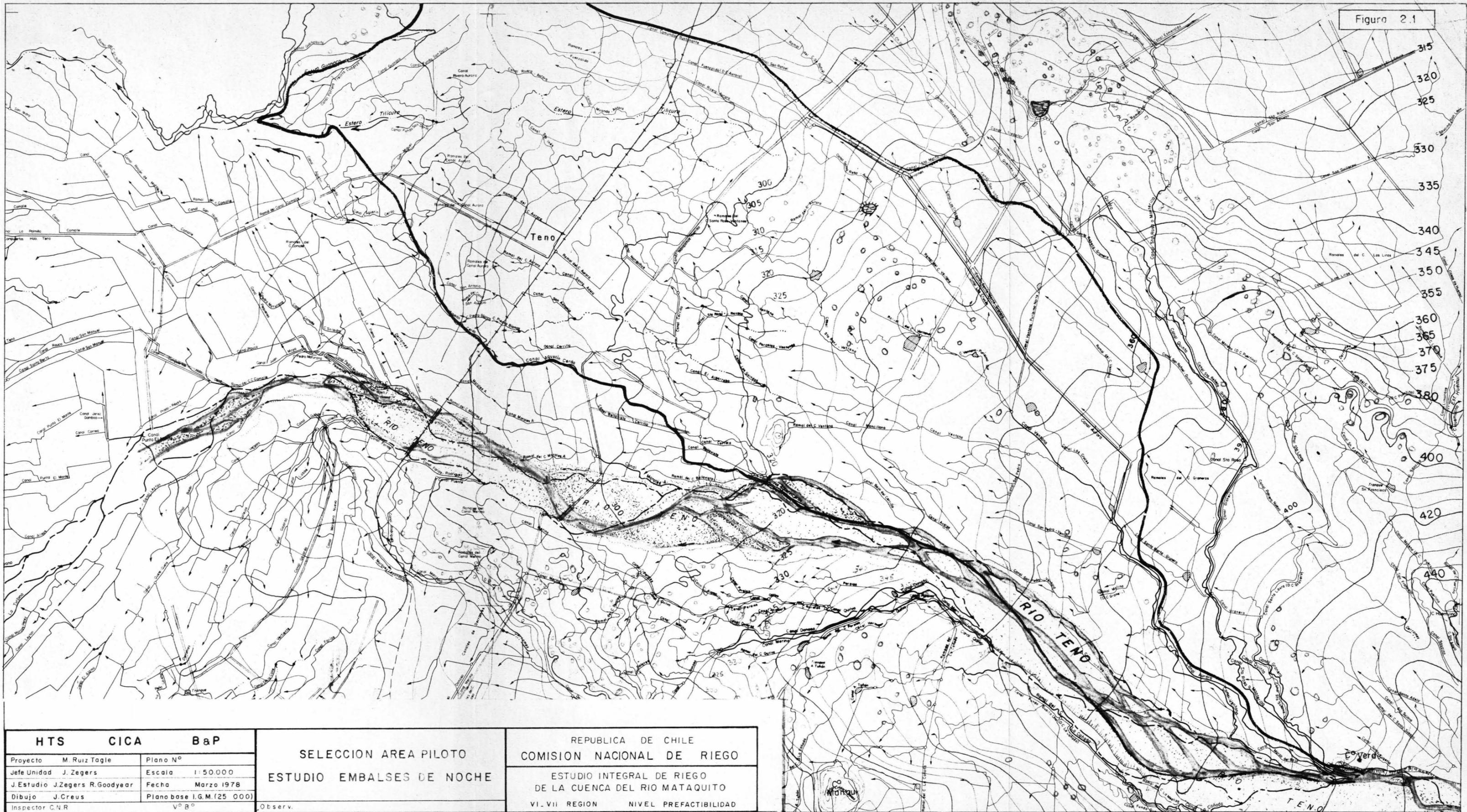
2.2.3.2.1 Selección de un área de estudio.

Con las consideraciones efectuadas en los párrafos anteriores se seleccionó un área que, por incluir una diversidad de pendientes y de patrones de redes de canales, pudiera considerarse representativa de las zonas regadas por el Teno y zona 15 del Lontué.

Se eligió la zona regada por los canales de la ribera derecha del río Teno y para toda esta área se elaboró un plano a partir de las planchetas 1:25.000 del I.G.M. trazando curvas de nivel cada 5 mts., aprovechando para interpolar los puntos de relleno existentes. La figura 2.1 corresponde a una reducción escala 1/50.000 sobreponiéndole la red de canales existentes en los mosaico del IREN, a la misma escala. Esto permitió estudiar el área servida por los siguientes canales: Aurora de Teno, Ventana, Avalos, Cerrillos N° 15, Bajos del Cerrillo y Cerrillos N° 22, con una extensión total de 6.371 há. y de un área regada de 5.735 há.

Después de analizar varias alternativas, el área regada señalada se dividió en tres sectores. Cada sector tiene una superficie de riego directo y una superficie de riego desde embalses o indirecto cuyas extensiones y porcentajes se indican a continuación:

Figura 2.1



HTS	CICA	B&P
Proyecto M Ruiz Tagle	Plano N°	
Jefe Unidad J. Zegers	Escala 1:50.000	
J. Estudio J.Zegers R.Goodyear	Fecha Marzo 1978	
Dibujo J.Creus	Plano base I.G.M.(25 000)	
Inspector C.N.R	Vº Bº	

SELECCION AREA PILOTO
 ESTUDIO EMBALSES DE NOCHE

REPUBLICA DE CHILE
 COMISION NACIONAL DE RIEGO
 ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
 DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
 VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

Observ.

Sector	Superficie Regada	Superficie Riego Directo	Superficie Riego Indirecto
I	1.122 há	425 há (38 %)	697 há (62 %)
II	2.662 há	1.032 há (39 %)	1.630 há (61 %)
III	1.951 há	702 há (36 %)	1.249 há (64 %)
	5.735 há	2.159 há (38 %)	3.576 há (62 %)

En este anteproyecto preliminar se pretende obtener los costos promedio, por hectárea, que serán aplicados para todo el área al evaluarse su viabilidad económica. Por lo mismo, se ha analizado cada una de las obras necesarias para un adecuado funcionamiento del sistema, verificando, en terreno, los puntos donde existen dudas.

El estudio se realizó con proyectos de embalses para 38 horas. Posteriormente, se recalcularon los embalses y sus obras para acumulación de 14 horas, permitiendo así obtener el porcentaje de aumento de costo por concepto de embalse en relación al costo total. Cabe dejar constancia que debido a que la mayoría de los cauces tienen la capacidad suficiente, no se modificaron los movimientos de tierra por ampliaciones de canales ni las obras de arte proyectadas.

2.2.3.2.2 Capacidad de los embalses.

Con la base topográfica se ubicaron lugares adecuados para emplazar los embalses para las tres secciones y, obteniendo

las pendientes medias del terreno, en esos puntos, se calcularon los volúmenes de embalse y los movimiento de tierra correspondientes a cada uno de ellos.

En el emplazamiento se tuvo en consideración también que el punto de entrega más alejado recibiera el agua con un retardo inferior a dos horas desde el inicio de la entrega desde el embalse.

Como normas de diseño se utilizó siempre un ancho de coronamiento de 2,0 mts.; una revancha de 0,50 mts., y taludes 1:2,5 aguas arriba y 1:1,5 aguas abajo con lo que se obtuvieron los siguientes valores:

- Embalses para 14 horas:

Sector	Volúmen Embalse (m ³)	Volúmen Movimiento Tierra (m ³)	Relación A/M
I	72.800	17.740	4,1
II	184.000	15.230	12,1
III	131.600	13.660	9,6

- Embalses para 38 horas:

Sector	Volúmen Embalse (m ³)	Volúmen Movimiento Tierra (m ³)	Relación A/M
I	180.000	36.660	4,9
II	434.000	32.680	13,3
III	318.500	21.740	14,6

En todos los casos se consideraron escarpes de 0,35 m. de profundidad y así mismo una capacidad incrementada en un 5% para que la sedimentación no perjudique temporalmente la operación del sistema.

Como puede observarse, al tener la posibilidad de elegir el lugar del embalse se incrementa notoriamente la relación agua/muro con respecto al valor 6 que se adoptó como valor prudente para los embalses de regulación nocturna tradicionales.

2.2.3.2.3. Modificaciones de canales y obras de distribución.

Para toda el área se utiliza la red de canales comprobándose que tienen capacidad para llevar, en los meses de abundancia, tres veces el volumen del mes de Enero y que, si el canal matriz tiene esa condición, la red siguiente - que de él depende - también la tendrá.

Para el área estudiada, se unifican las bocatomas de los canales Aurora y Ventana, dejando un canal matriz, por el cual se conducirá el caudal total requerida por los tres sectores. Se eliminan las bocatomas de los canales Avalos, Cerrillos N° 15, Bajos del Cerrillo y Cerrillos N° 22.

El caudal total de $6.5 \text{ m}^3/\text{s}$ se conducirá, en 300m., por el cauce modificado del actual canal Aurora hasta el nuevo marco que divide las aguas del sector I de los sectores II y III, en conjunto.

Las capacidades de los distintos tramos de canales, sus longitudes y las obras de distribución, se detallan a continuación de acuerdo con el esquema presentado en las Figuras 2.2 y 2.3.

Obras Comunes.

1. - Bocatoma Común (BTC)
2. - Construcción cauce $L = 1.000 \text{ m}$ $Q = 5,2 \text{ m}^3/\text{s}$
3. - Marco divisorio (1) (MD 1)
4. - Ampliación cauce $L = 4.000 \text{ m}$ $Q = 4 \text{ m}^3/\text{s}$ a $Q = 5,2 \text{ m}^3/\text{s}$
5. - Marco divisorio (2) (MD 2)
6. - Ampliación cauce $L = 2.200 \text{ m}$ $Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$ a $Q = 2,2 \text{ m}^3/\text{s}$
7. - Marco con compuertas (MC III)

Obras Sector (I)

8. - Tres marcos con compuertas (MC - 1, 2, 3)
9. - Tres canoas sobre c.ventanas (C - 1, 2, 3)
10. - Bocatoma canal Avalos

ZONA PILOTO TENO NORTE
 RIEGO CON EMBALSES REGULACION PARA APROVECHAMIENTO 24 Hr.

	TOTAL	R.DIRECTO	R.INDIRECTO
Sector I	122 ha	425	697
" II	2.662 "	1.032	1.630
" III	1.951 "	702	1.249
	5.735	2.159	3.576
		(37.65%)	(62.35%)

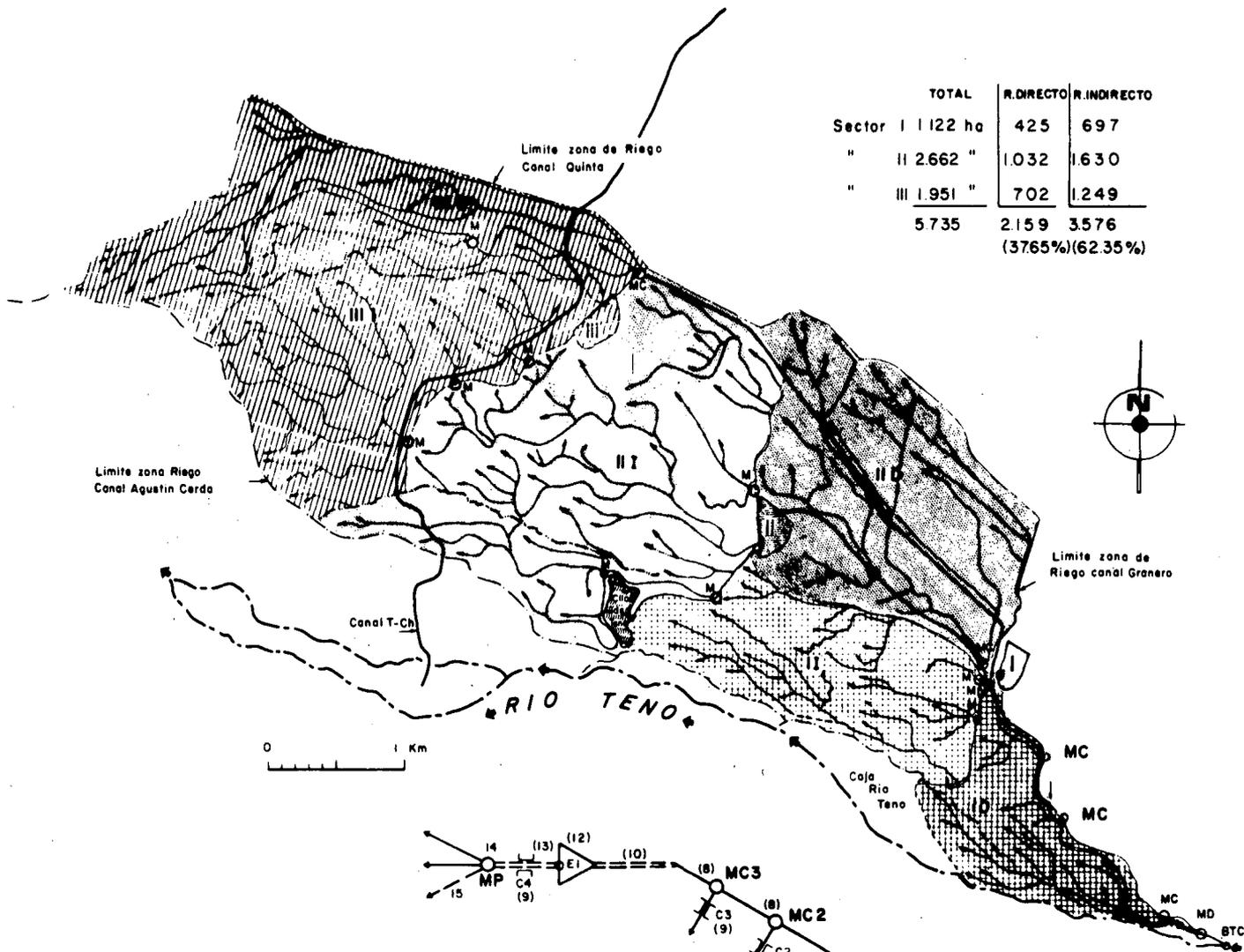


FIGURA 2.2

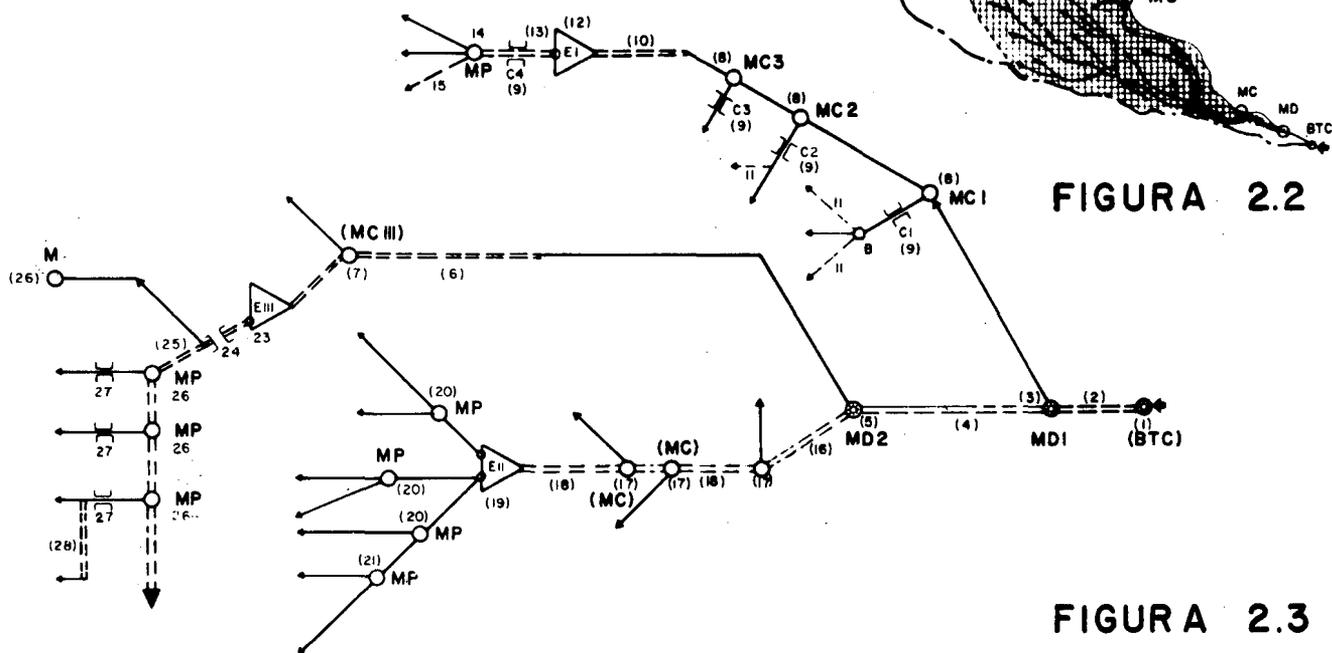


FIGURA 2.3

- 11.- Construcción cauces enlace L. Total - 1.300 m. Q entre 0,5 y 1,5 m³/s.
- 12.- Embalse y obra toma Sector I (entrega Q = 2,3 m³/s)
- 13.- Tres canoas L. Total = 60 m.
- 14.- Marco Partidor
- 15.- Cauce enlace L = 1.200 m Q = 1,3 m³/s.

Obras Sector II

- 16.- Ampliación cauce ramal C. Ventana L = 500 m de Q = 1,5 a 3,0 m³/s
- 17.- Tres marcos con compuertas
- 18.- Ampliación cauce ramal C. Ventana L = 3.500 m de Q = 1,5 a 3,0 m³/s.
- 19.- Embalse Sector II y dos obras Toma - Norte y Sur.
- 20.- Tres marcos partidores (M.P.)
- 21.- Un marco partidor para canal Cerrillo N° 22

Obras Sector III

- 22.- Construcción nuevo cauce L = 500 m. Q = 2,2 m³/s.
- 23.- Embalse y Obra toma Sector III
- 24.- Sifón bajo camino longitudinal
- 25.- Nuevo cauce riego indirecto sector III L = 4.000 m Q = 3,9 m³/s.
- 26.- Cuatro marcos partidores (M.P.)
- 27.- Tres acueductos sobre canal Teno-Chimbarongo
- 28.- Cauce enlace al estero Bastidas L = 750 mts.

2.2.3.2.4. Presupuesto de las obras.

Establecidas las obras para cada sector, se ha elaborado un presupuesto estimativo para determinar el costo, por hectárea, de este tipo de mejoramiento de riego, considerando embalses para acumulación de 14 y 38 horas.

a) Embalses para 38 horas.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PU. US\$	TOTAL
<u>Sector I</u>				
Expropiaciones	há	8,0	1.200	9.600
Mov. tierra escarpes	m3	5.830,0	1,5	8.745
Mov. tierra rell. y muros	m3	30.830,0	3,5	107.905
Obra de toma y rebalse	c/u	1	3.000	3.000
			US\$	<u>129.250</u>

Sector II

Expropiaciones	hás	28,0	1.200	33.600
Mov. tierra escarpes	m3	4.270,0	1,5	6.405
Mov. tierra rell. y muros	m3	28.410,0	3,5	99.435
Obra de toma y rebalse	c/u	1	3.000	3.000
Obra de toma	c/u	1	2.100	2.100
			US\$	<u>144.540</u>

Sector III

Expropiaciones	hás	22,0	1.200	26.400
Mov. tierra escarpes	m3	2.870	1,5	4.305
Mov. tierra rell. y muros	m3	18.870	3,5	66.045
Obra de toma y rebalse	c/u	1	3.000	3.000
			US\$	<u>99.750</u>

Resumen Costo Embalses para 38 horas.

Sector I	US\$	129.250
Sector II	US\$	144.540
Sector III	US\$	<u>99.750</u>
		373.540
Ingeniería 10%		<u>37.354</u>
TOTAL	US\$	410.894
Costo por há	US\$	72

Nota: Los precios unitarios para embalses, a excepción de expropiaciones, incluyen 30% imprevistos.

b) Embalses para 14 horas.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PU.US\$	TOTAL
<u>Sector I</u>				
Expropiaciones	há	6,0	1.200	7.000
Mov.tierra escarpes y muros	m3	17.740	3,5	62.090
Obra de toma y rebalse	c/u	1	3.000	<u>3.000</u>
			US\$	<u>72.090</u>

Sector II

Expropiaciones	há	16	1.200	19.200
Mov.tierra escarpes y muros	m3	15.230	3,5	53.305
Obra de toma y rebalse	c/u	1	3.000	3.000
Obra de toma	c/u	1	2.100	<u>2.100</u>
			US\$	<u>77.605</u>

Sector III

Expropiaciones	há	11	1.200	13.200
Mov. tierra escarpes y muros	m3	13.660	3,5	47.810
Obra de toma y rebalse	c/u	1	3.000	<u>3.000</u>
			US\$	<u>64.010</u>

Resumen costo embalses para 14 horas.

Sector I	US\$	72.090
Sector II	US\$	77.605
Sector III	US\$	<u>64.010</u>
		213.705
Ingeniería 10%		<u>21.371</u>
TOTAL	US\$	235.076
Costo por há	US\$	41

c) Obras comunes a los tres Sectores.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PU.US\$	TOTAL
Obras de arte:				
- Bocatoma	c/u	1	1.800	1.800
- Marco de Aforo	c/u	1	1.800	<u>1.800</u>
			US\$	<u>3.600</u>
Canales				
- Mov. de tierra	m3	4.666	1,5	<u>7.000</u>
				10.600
		Imprevistos 30%		<u>3.180</u>
				13.780
		Ingeniería 10%		<u>1.380</u>
			US\$	15.160
				=====

d) Obras para cada Sector.

Sector I

Obras de arte:				
- Marcos Partidores	c/u	3	800	2.400
- Cruces de Canales	c/u	3	600	1.800
- Canoa	Gl		3.500	<u>3.500</u>
			US\$	7.700
Canales				
- Movimiento de tierra	m3	4.000	1,5	<u>6.000</u>
				13.700
		Imprevistos 30%		<u>4.110</u>
				17.810
		Ingeniería 10%		<u>1.780</u>
			US\$	19.590
				=====

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PU.US\$	TOTAL
<u>Sector II</u>				
Obras de arte:				
- Marcos Partidores	c/u	5	800	4.000
Canales				
- Mov. de tierra	m3	5.460	1,5	<u>8.190</u>
			US\$	<u>12.190</u>
			Imprevistos 30%	<u>3.657</u>
				<u>15.847</u>
			Ingeniería 10%	<u>1.585</u>
			US\$	<u>17.432</u>
				=====
<u>Sector III</u>				
Obras de arte:				
- Marcos Partidores	c/u	3	800	2.400
- Cruce carretera p. sifón	G1	1	18.600	<u>18.600</u>
			US\$	<u>21.000</u>
- Canales	m3	13.100	1,5	<u>19.650</u>
			US\$	<u>40.650</u>
			Imprevistos 30%	<u>12.195</u>
				<u>52.845</u>
			Ingeniería 10%	<u>5.285</u>
			US\$	<u>58.130</u>
				=====

e) Resumen General del Presupuesto.

Obras Comunes	US\$	15.160
Obras de Arte y canales		
Sector I	US\$	19.591
Sector II		17.432
Sector III		<u>58.130</u>
Sub-Total	US\$	110.313
Embalses		
Sector I		79.299
Sector II		85.366
Sector III		<u>70.411</u>
Sub-Total	US\$	235.076
		=====

Costo promedio por hectárea.

Obras comunes, obras arte y mov. tierra canales	US\$	19,24
Embalses para 14 horas	US\$	40,99
Embalses para 38 horas	US\$	71,65

Tal como se expresara anteriormente se considerará el mejoramiento con embalses para 14 horas adoptándose en consecuencia un costo de US\$ 60. - por hectárea.

2.2.3.3. Resumen de un proyecto específico de mejoramiento de riego, con regulación nocturna, en la zona de Teno-Comalle.

2.2.3.3.1 Antecedentes.

Como una forma de verificar a nivel de proyecto lo ya analizado a nivel de anteproyecto preliminar, se presenta un resumen de las conclusiones de un proyecto similar realizado, en detalle, en la zona de la antigua Hacienda Teno.

El área estudiada corresponde a los antiguos predios denominados Hacienda Teno, Quicharco y Santa Elisa que en conjunto tienen una extensión de 1.366 Hás.

Los derechos de agua de estos predios provienen del río Teno y se reciben por ramales del canal Comalle y por el Canal Compuerta de Teno, totalizando 91,74 acciones del río. Además, en el estero Chavelo se captan derramen de la Hacienda Teno, los que permiten el riego 80 hás. por lo que se estimó equivalen al volumen correspondiente a 7.65 acciones del río.

En la figura 2,4 se ha ubicado la extensión del área estudiada y la localización elegida para el embalse. De dicho plano y del levantamiento local, con curvas cada 50 cms. de la zona del embalse, se establecieron los antecedentes para obtener la curva de volumen del embalse, la superficie inundada y los volúmenes de muro.

Las obras proyectadas se han estudiado con un embalse de 210.000 m³ para acumulación de 38 horas; y, como alternativa con un embalse de 77.200 m³ para acumulación de 14 hrs. Se encuentran en un bajo natural, al poniente del canal Compuertas de Teno.

El volumen de muro del embalse de 210.000 m³ de capacidad alcanza a 11.200 m³ con una relación agua/muro de 18,8 y con una superficie inundada de 12 hás.

El volumen de muro del embalse de 77.200 m³ alcanza a 7.051 m³ obteniéndose una relación agua/muro de 11,0 y una superficie inundada de 8 hás.

La superficie de riego directo alcanza a 505 hás.

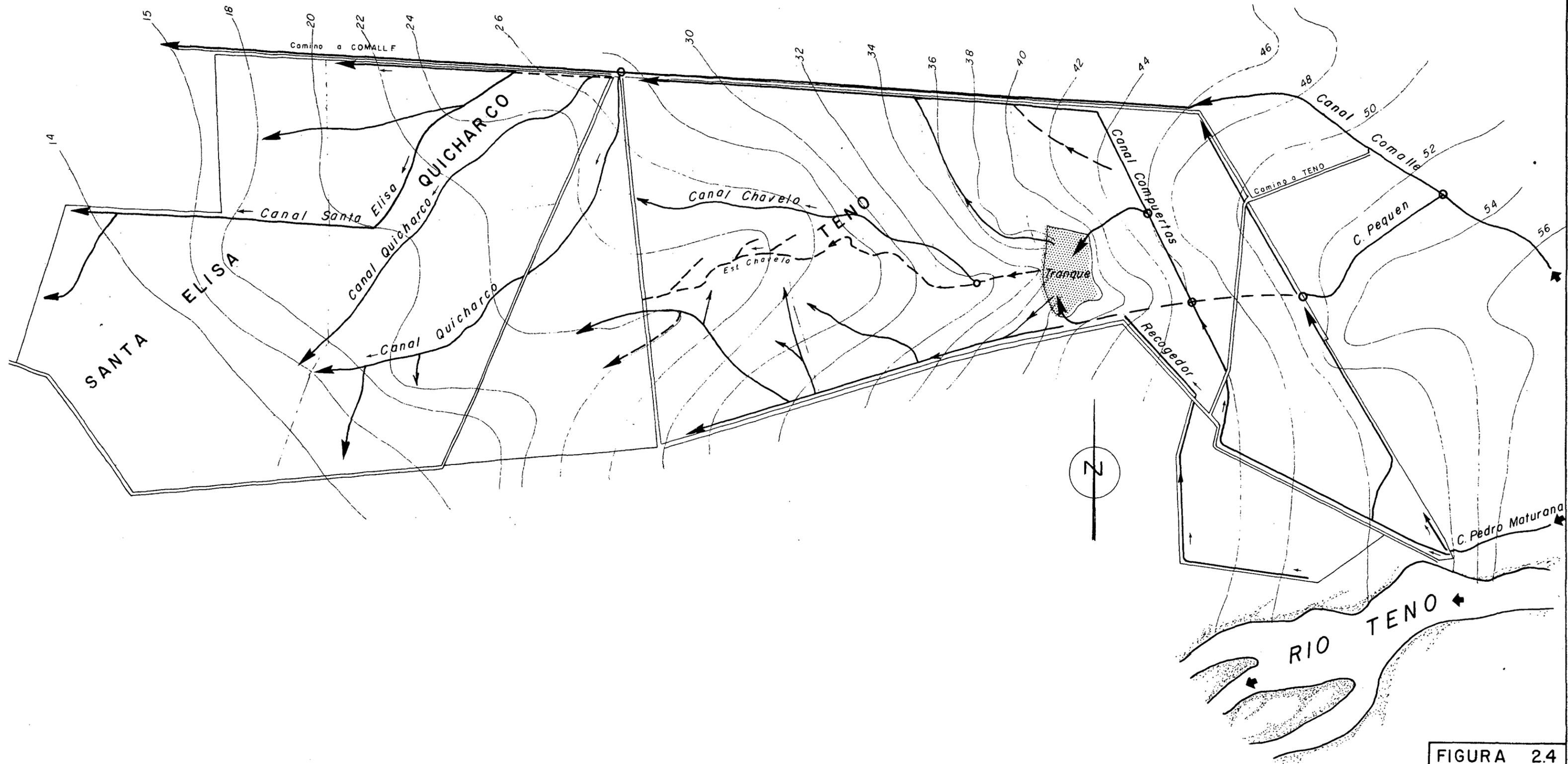


FIGURA 2.4

H.T.S.	CICA	B&P
Proyecto	Plano N°	
Jefe Unidad J. Zegers	Escala 1:20.000	
J. Estudio J.Z R.Goodyear	Fecha	
Dibujo J. Creus	Plano base IGM-IREN	
Inspector CNR.	VºBº	

MEJORAMIENTO RIEGO
 PREDIOS HACIENDA TENO
 QUICHARCO SANTA ELISA

REPUBLICA DE CHILE
 COMISION NACIONAL DE RIEGO
 ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
 DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
 VI VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

(37 %). El resto, 861 hás. (63 %), recibirá riego desde el embalse.

El caudal de llenado se incrementó en 50 % sobre la tasa de riego adoptada para considerar el caudal máximo en el año 85 %. Por ésto, el canal de aducción, de 1.300 mts. de longitud, se proyectó para $2,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Este se encuentra indicado con línea de segmento en la figura 2.4.

En la figura 2.5 se incluyen las curvas de superficie inundadas; de volumen almacenado y, el corte del terraplén. Asimismo, la Figura 2.6 incluye el diseño de las obras de toma y vertedero del embalse.

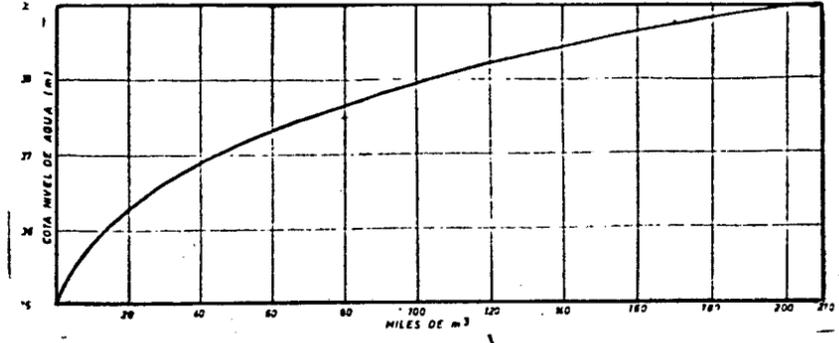
Los ramales del canal Comalle darán riego a 155 hás. y el canal Compuertas del Teno entregará agua a las restantes 350 hás. de riego directo.

Entre las principales obras, reparaciones y trabajos que han de efectuarse, es necesario señalar las siguientes:

- a) Reconstrucción del marco partididor del canal Pequén, sobre el canal Comalle.
- b) Construcción de un marco-compuerta, en la entrada al predio del canal Pequén.
- c) Ensanche del canal Pequén en 600 mts.
- d) Construcción de un cruce del canal Pequén sobre el canal Compuertas y descarga del primero al segundo, con compuertas.
- e) Ensanche del canal Pequén en 700 metros, hasta entrega al embalse.
- f) Construcción de un marco-compuerta sobre el canal Compuertas de Teno.
- g) Construcción de 1.000 mts. nuevo canal, entrega norte del embalse.
- h) Construcción de 350 mts. nuevo canal, entrega sur del embalse.
- i) Extensión en 1.000 mts. del canal de entrega sur del embalse, hasta Santa Elisa.

CORTE TERRAPLEN
Esc 1:200

VOLUMEN ALMACENADO



CURVA DE SUPERFICIE INUNDADA (hós)

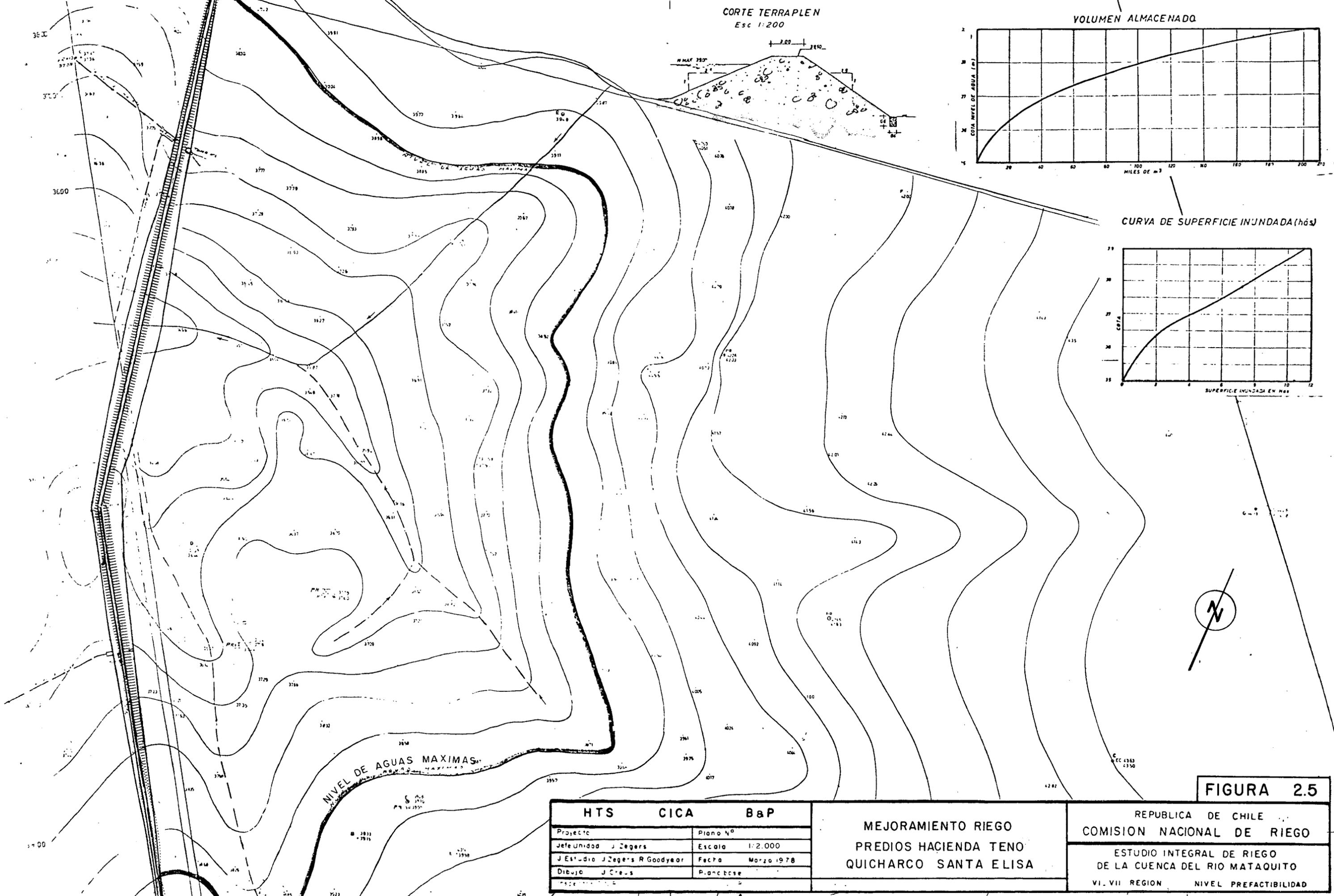
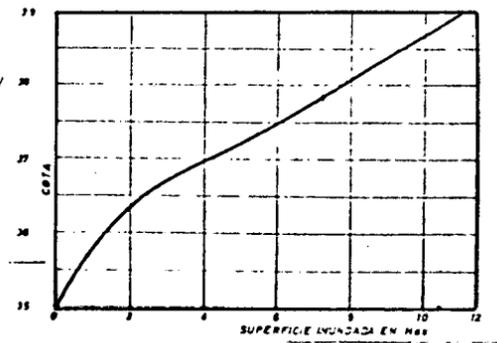
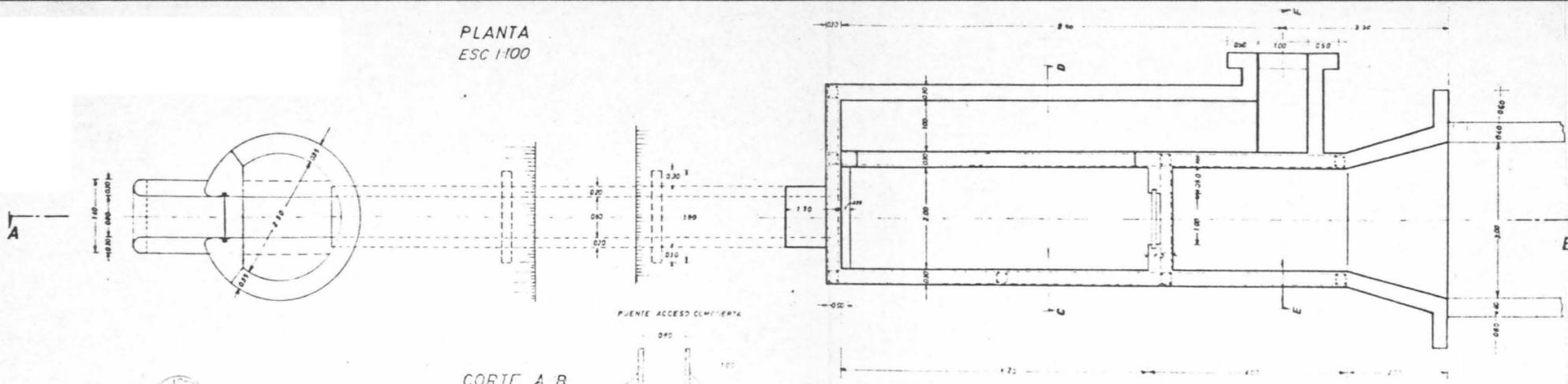


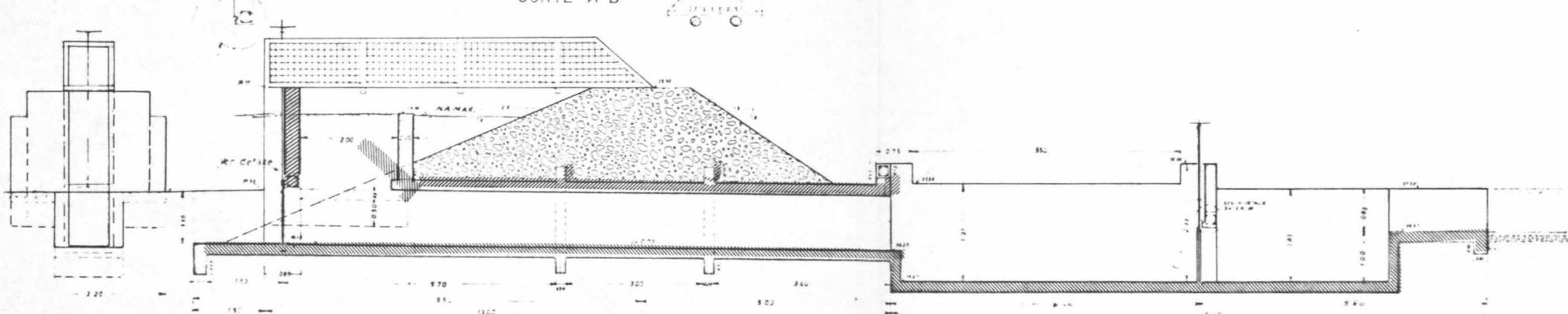
FIGURA 2.5

HTS		CICA	B&P	MEJORAMIENTO RIEGO PREDIOS HACIENDA TENO QUICHARCO SANTA ELISA		REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	
Proyecto						ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO	
Jefe Unidad	J. Zegers			Plano N°	VI. VII REGION		NIVEL PREFACTIBILIDAD
J. Estudio	J. Zegers R. Goodyear			Escala	1:2.000		
Dibujo	J. Chales			Fecha	Marzo 1978		
				Plano base			

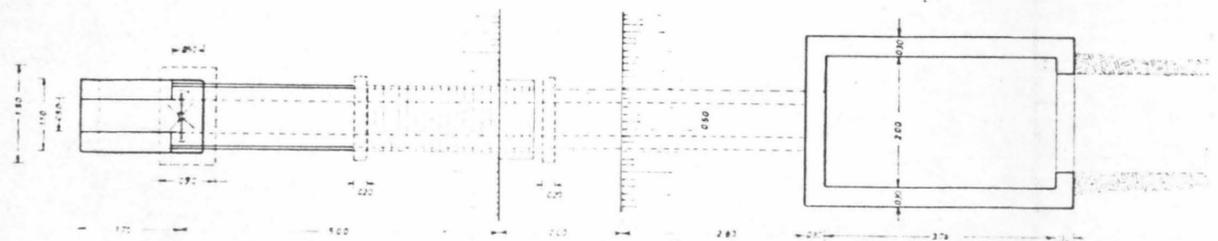
PLANTA
ESC 1/100



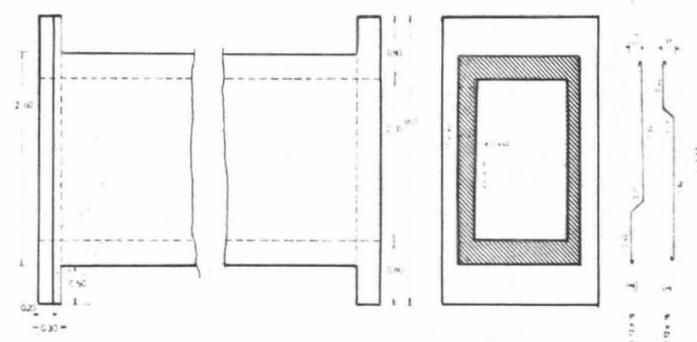
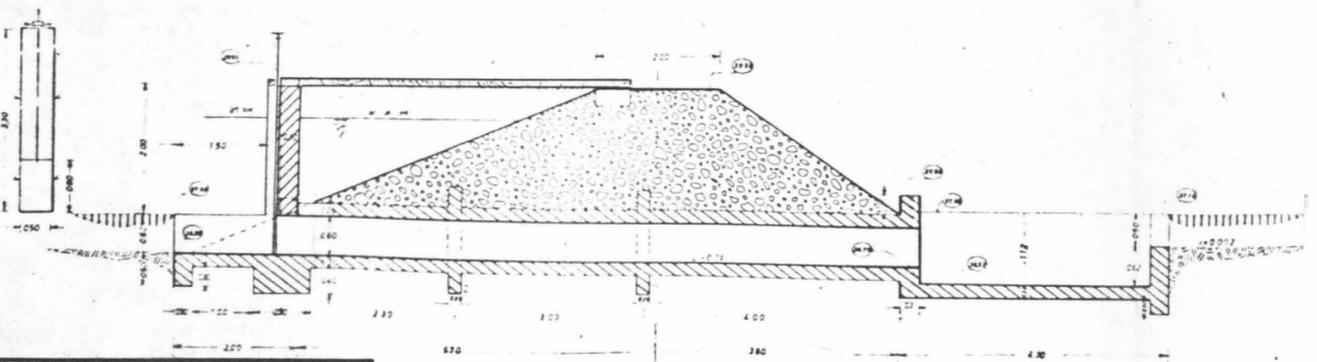
CORTE A B



PLANTA
ESC 1/100

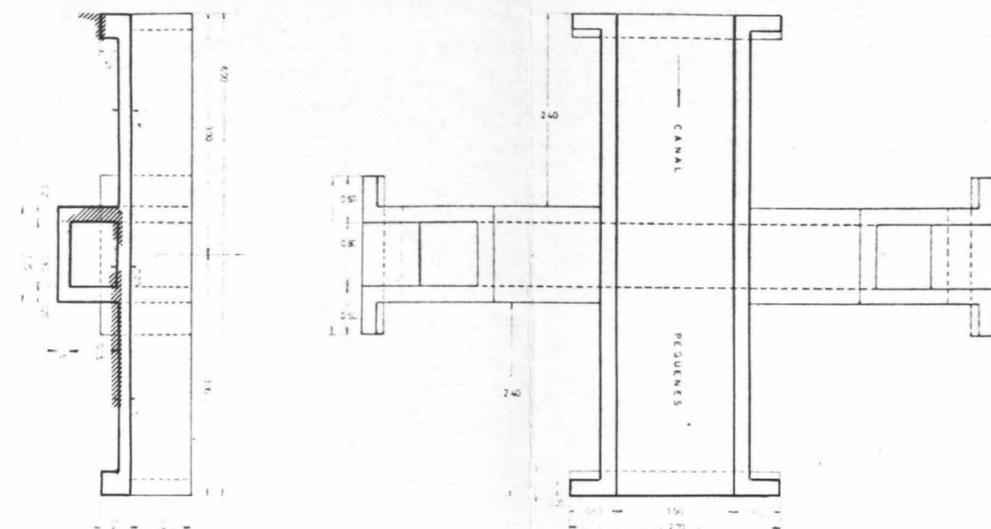


ELEVACION EN CORTE



PUENTE TIPO Km 4202 y 4244
Cota fondo 2610 2606
Esc 1/80

CURACION
Emp y zanjas 300m³
Muros 800m³
Losa 400m³
912 325m³ x 1.5
9.8 123m³ x 1.5



CRUCE DESAGUES

Km. 0.260

Esc 1/80

Emp y zanja 3.85m³

Muros 5.65

Losa 1.25

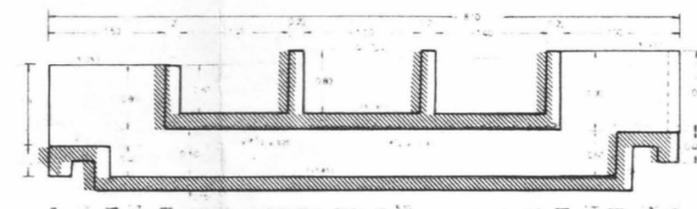


FIGURA 2.6

HTS	CICA	B & P
Proyecto		
Elaborado	J. Zegers	Escala
Estudio	J. Zegers R. Godoy	Fecha
Dibujado	J. Zegers	Marzo 1978

MEJORAMIENTO RIEGO
PREDIOS HACIENDA TENO
QUICHARCO SANTA ELISA

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
VII-VIII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

- j) Reconstrucción y modificación del marco del canal Quicharco sobre el canal Comalle.
- k) Supresión del marco del canal Santa Elisa sobre el canal Comalle, y, construcción de 600 mts. de nuevo canal desde el marco del canal Quicharco al canal Santa Elisa.
- l) Mejoramiento de toma, sobre estero Chavelo.

2.2.3.3.2. Presupuesto de las Obras.

a) Embalse para 38 horas (210.000 m³)

	UNIDAD	CANTIDAD	PU.US\$	TOTAL
Expropiaciones	há	12	1.200	14.400
Mov. tierra escarpe relleno y muro	m3	11.200	3,5	39.200
Obra de toma y rebalse	c/u	1	3.000	3.000
Obra de toma	c/u	1	2.000	<u>2.100</u>
		Sub-total	US\$	58.700
		Ingeniería	10%	<u>5.870</u>
		TOTAL	US\$	64.570

Costo embalse de 38 horas por há = US\$ 47,30

b) Embalse para 14 horas (77.200 m³)

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PU.US\$	TOTAL
Expropiaciones	há	8	1.200	9.600
Mov. tierra escarpe relleno y muro	m3	7.051	3,5	24.680
Obra de toma y rebalse	c/u	1	3.000	3.000
Obra de toma	c/u	1	2.100	<u>2.100</u>
			Sub-total US\$	39.380
			Ingeniería 10%	<u>3.940</u>
			TOTAL US\$	43.320

Costo del embalse de 14 hrs. por há . = US\$ 31,70

Obras de Arte.

Marcos partidores sobre canales				
Comalle y Compuerta	c/u	3	1.800	5.400
Marco con compuerta	c/u	1	1.200	1.200
Cruce canales con compuerta	c/u	1	1.200	<u>1.200</u>
			Sub-total US\$	7.800
			Imprevistos 10%	<u>780</u>
				8.580
			Ingeniería 10 %	<u>858</u>
			TOTAL US\$	9.438

Canales

	UNIDAD	CANTIDAD	PU.US\$	TOTAL
Movimientos de tierra en 3.550 ml. de cauces	m3	15.665	1,5	<u>23.500</u>
			Sub-total US\$	23.500
			Imprevistos 10%	<u>2.350</u>
				25.850
			Ingeniería 10%	<u>2.585</u>
			US\$	28.435

RESUMEN DEL PRESUPUESTO

A) Embalse (14 Horas)	US\$	43.320
B) Obras de Arte		9.450
C) Canales		<u>28.450</u>
	US\$	81.220
		=====

Valor promedio por hectárea con embalse para 14 hrs. de acumulación

	US\$	59.44
--	------	-------

Valor promedio por hectárea con embalse para 38 horas de acumulación

	US\$	75.00
--	------	-------

2.2.3.4 Análisis comparativo y conclusiones.

De los resultados del presupuesto del anteproyecto preliminar y de la comparación con el proyecto formulado a nivel de detalle, se desprenden las siguientes conclusiones:

	<u>Costo expresado en US\$/Há</u>			
	Anteproyecto Preliminar		Proyecto	
	14 horas	38 horas	14 horas	38 horas
Embalses *	41.0	71.7	31.7	47.3
Canales y Obras	19.3	19.3	27.7	27.7
TOTAL	60.3	91.0	59.4	75.0

Cabe destacar que los costos para 14 horas resultaron equivalentes pese a que en los anteproyectos el costo de los canales es menor que el costo en el proyecto y que, a la inversa, los embalses resultaron con un mayor costo por hectárea.

Esto se explica porque, en el proyecto, el lugar seleccionado para el embalse tiene condiciones especiales. Por tratarse de un proyecto para una propiedad distante de las bocatomas los canales resultaron con un costo mayor.

Queda así en claro que al formularse un proyecto para una gran superficie, hay mayor posibilidad de ubicar el mejor lugar para embalse.

La evaluación del proyecto adopta el costo promedio para 14 horas, de US\$ 60 por hectárea.

* Nota. Coeficiente de relación de costo $\frac{\text{embalse 38 hr}}{\text{embalse 14 hr}} = 1.64$

2.2.4 Embanque y limpia de embalses de noche.

Los canales captan el agua desde los ríos, los que sobre todo en épocas de crecidas arrastran materiales como ripio, arena y limo en suspensión.

Los materiales más gruesos se depositan generalmente en los canales; en cambio, los materiales finos producen embancamiento de los embalses en la temporada en que se almacena el agua durante la noche.

Se puede evitar este problema mediante clarificadores. En los proyectos consultados, debido a los volúmenes de agua, esto no es posible; pero, como el problema subsiste será necesario tomar medidas para que los embalses no pierdan su capacidad.

Como habrá numerosos embalses en la zona, se recomienda el sistema de limpia usado y probado por ENDESA en el estanque de sobre-carga de Sauzal y, en el embalse de compensación de Sauzalito, donde la limpieza se efectúa mediante monitores.

La limpieza se hace por gravedad mediante un caudal de agua que pasa a través del embalse y de sus obras de toma, sacando el embanque removido por los monitores.

Los cálculos de costos de ENDESA, para la última limpia del estanque de sobre-carga efectuada en 1977, indican que se removió un embanque de 240.000 m³ con un rendimiento de 9.600 m³/día y con un costo directo (en base a sub contrato), de US\$ 11.500 es decir US\$ 0.05/m³.

El valor anterior no incluye energía eléctrica para las bombas ni amortización de los equipos de monitores y cañerías.

Se propone adquirir los equipos necesarios para la zona y que éstos sean administrados y operados por la misma organización a cargo de los canales.

El costo actualizado de la operación y mantención

se ha incluido en el ítem de mantención de canales.

2.3 MEDIDAS DE CORRECCION EN SISTEMAS ACTUALES DE DISTRIBUCION, ENTREGA DE DERECHOS Y TECNICAS DE REGADIO.

2.3.1 Distribución y entrega de derechos de agua.

En el área del proyecto, como ocurre en la mayor parte de los valles regados en Chile, el caudal de los ríos se distribuye proporcionalmente entre los canales con derechos. En esos canales, tanto matrices como derivados principales y secundarios, la entrega se hace también por derechos o acciones que constituyen partes alicuotas del caudal pasante.

Al no existir embalses de regulación de los ríos, ésta es la mejor forma de efectuar la distribución del agua. Cuando sólo se dispone de un caudal pasante, se puede distribuir únicamente ese caudal. Indudablemente, con un río plenamente regulado, se dispondría de un volumen determinado pudiéndose repartir el agua por volumen.

En época de abundancia, los canales completan su dotación y aún es usual que se les reconozca un derecho eventual hasta completar su capacidad. En épocas de escasez, es necesario repartir el caudal disponible a prorrata de los derechos.

El mecanismo más habitual para efectuar la distribución en los canales es el de marcos partidores de partición proporcional. En predios con una superficie inferior a 30 hectáreas, se hace necesario recurrir a entregas por turnos. En este sistema se agrupan varios predios efectuándose la entrega de los derechos conjuntos por un marco partidor y distribuyéndose el caudal correspondiente por turnos en los que se asigna el caudal total por períodos proporcionales a los derechos individuales. De este modo, cada regante recibe un caudal manejable manteniéndose la proporcionalidad.

En los proyectos de desarrollo contemplados en este estudio - que no comprenden grandes embalses de regulación - se recomienda mantener el sistema de distribución proporcional en el que indudablemente los caudales estarán sujetos a la variación de los caudales de los ríos. Las obras propuestas aseguran que esos caudales serán suficientes, en el 85 % de los años, para cubrir las necesidades de los cultivos recomendables según criterios agroeconómicos.

Se formula esta recomendación ya que un cambio de sistema que representaría un mayor costo de obras y de operación sólo se justificaría en casos muy especiales. Una distribución por volumen con obras de entrega mediante compuertas y aforadores no aportaría reales beneficios pero suscitaría problemas de control; más aún si se toma en cuenta las variaciones horarias de caudal en los canales y sus capacidades limitadas por sectores que impiden cerrar los saques.

El análisis de los derechos de cada canal y de las superficies servidas por ellos, indica que, en la situación de riego actual, existen grandes diferencias en las dotaciones o relación entre acciones y hectáreas regadas. Esto sucede no sólo entre un canal y otro, sino también entre los distintos usuarios de un mismo canal.

El modelo computacional por canales, indicó que sería beneficiosa una redistribución de derechos, la que deberá estudiarse en profundidad ya que no basta asignar igual dotación a todos los terrenos sino que deberá tenerse en cuenta las distintas exigencias de suelos y de los cultivos recomendados.

En ciertas zonas del área del proyecto como en el río Lontué se realiza, en la práctica, una redistribución informal de los derechos pues los canales de la hoya alta, zona de recarga, captan caudales en exceso de sus derechos, mientras que los de la hoya baja, zona de recuperaciones, reciben menor dotación desde el río. El hecho de que esta situación sea aceptada por los regantes de la hoya baja, permite esperar que cuando se lleve a cabo el estudio de redistribución de derechos se logre también la aceptación de los usuarios.

2.3.2 Mejoramiento y unificación de bocatomas.

Es típico de las redes de canales en muchos valles de Chile, la existencia de un gran número de canales casi paralelos y con sus bocatomas muy próximas entre sí. La causa de esto radica principalmente en que tales canales fueron construidos por propietarios particulares, que se preocuparon de llevar hasta sus tierras las aguas que había obtenido de la merced correspondiente. Es indudable que la unificación de bocatomas cercanas representaría una e-conomía en la mantención y reposición de bocatomas provisionarias y, en mayor grado, en la construcción de bocatomas permanentes.

Pero, al estudiarse la unificación de bocatomas habrá que tener en cuenta el sistema de infiltración y recuperación de los ríos, ya que en muchos casos fueron ubicadas con miras a aprovechar esas recuperaciones.

En Chile, la fuerte pendiente del curso superior de los ríos ocasiona grandes acarreos de material de diferente tamaño. Tal material se va depositando de mayor a menor en las partes media y baja de los ríos, donde se encuentra la mayor parte de las bocatomas.

La erosión de las riberas durante las crecidas y los cambios del curso de los diferentes brazos que se forman en el estiaje, obliga a la ejecución años tras año de obras para encauzar esos brazos hacia las bocatomas. En muchos casos es indispensable desviar las aguas de un brazo a otro hasta llevar las aguas hacia la ribera.

El ancho del lecho de los ríos haría muy costosa la construcción de una bocatoma que cruzara el río, costo que sería prohibitivo para un sólo canal. Por esto la mayoría de las bocatomas están constituidas por barreras que se construyen anualmente para encauzar las aguas, mediante jabs de madera, alambre y piedras que se denomina pata de cabra. Estas se combinan con pretilos y cauces hechos con bulldozers que permiten una captación relativamente fácil y rápida.

Al unificarse varios canales, se podría justificar

la construcción de una bocatoma permanente de la que posiblemente podrían derivarse canales hacia ambas riberas. El diseño de tales bocatomas no corresponde al alcance de un estudio de pre-factibilidad. Sobre todo su costo no incide directamente en un aumento de producción, sino más bien en una mayor facilidad de manejo, en una segura oportunidad de uso y en la disminución de embanques en los canales.

En todo caso, en las condiciones actuales, debe ser preocupación especial de las asociaciones de canalistas el programar, antes de iniciarse la temporada de riego, la reparación o reposición de las obras de captación afectadas por las crecidas. También es indispensable exigir en cada canal, la construcción de compuertas de cierre y de descarga así como de un aforador que permita controlar el caudal captado.

Sería conveniente efectuar estudios de posibles unificaciones de canales y diseños de bocatomas permanentes para ser construídas por etapas. Habría que iniciar su ejecución por las compuertas de admisión y desrapiadoras e ir reemplazando gradualmente el sistema de pata de cabra y perfiles, por obras definitivas, manteniendo durante cierto tiempo un sistema mixto.

2.3.3 Mejoramiento en la Técnica y Disposición de Riegos.

La abundancia relativa del agua, el bajo costo de la mano de obra, el alto costo de la maquinaria y la falta de preparación técnica de muchos agricultores, han tendido a perpetuar usos y costumbres de riego poco eficientes, aún cuando en ciertas zonas y principalmente para cultivo permanente se aplican sistemas avanzados.

Es frecuente el riego no controlado, "tendido por inundación", que resulta muy antieconómico en cuanto a consumo de agua y provoca una distribución desigual de la profundidad de riego en el paño y peligros de erosión o aniego.

Entre las técnicas que debieran introducirse para

lograr un mejoramiento general de la eficiencia, se hallan las siguientes:

- i) Embalses de noche: corresponden al primer paso para una técnificación del riego y han sido tratados, in extenso, en el informe.
- ii) Nivelación de la tierra: dados los actuales métodos de riego, resulta imprescindible la eliminación de puntos altos que no pueden recibir suministro adecuado provocando una distribución desigual del agua. Es importante, además, la nivelación general de la tierra para permitir métodos mejores de riego.

En el área del proyecto, el relieve es muy irregular y la capa fértil superior es delgada de tal manera que esta nivelación general es impracticable, debido al alto costo y a la extensa superficie. Es por ello que en el análisis económico solo se considera la eliminación de los puntos altos.

- iii) Mejoramiento de los métodos de riego: puede obtenerse una mejor eficiencia utilizando los métodos que se describen:
 - surcos trazados según la topografía (por curvas de nivel) cuando las pendientes resulten muy pronunciadas, usando si fones en la entrega para asegurar una distribución pareja del agua.
 - riego tendido, controlando tiempo de aplicación, sólo en aquellos terrenos que han sido nivelados convenientemente.
 - riego por pretilos por paños o terrazas principalmente para el cultivo de arroz, donde la nivelación es buena.
 - riego por taza o por surcos en huertos; resulta muy conveniente si se puede combinar con un sistema de tubo sifón, desde las acequias de cabecera.

Los métodos propuestos corresponden a soluciones que no exigen gran tecnología ni altos costos. Los aumentos de eficiencia se producen por una distribución más uniforme y por el riego

de las superficies con cultivos y no de toda el área.

Existen métodos de riego más sofisticados como los de aspersión o goteo que no requieren la nivelación de las tierras pero sí una instalación y costos adicionales que sólo resultan económicos para cultivos muy productivos. Estos métodos, si mejoran sustancialmente la eficiencia, ya que permiten la distribución uniforme y la aplicación controlada del agua.

El costo de la nivelación más el correspondiente a nuevas obras de distribución, ensanches y limpiezas de canales fluctúa entre US\$ 60 y US\$ 100 por há. Tal valor se descompone en US\$ 20 a US\$ 40 para la nivelación y US\$ 40 a US\$ 60 para mejoramiento de la red de canales y construcción de nuevas obras de distribución. Tales precios se hallan identificados en el Apéndice Anexo J - 9.3.

3. - MEJORAMIENTO DE LA SITUACION ACTUAL MEDIANTE OBRAS MAYORES.

3.1 CATASTRO DE EMBALSES

3.1.1 Generalidades

Con el objeto de tener un panorama amplio de las posibles obras de regulación que podrían integrarse en un plan de utilización de los recursos de agua de la cuenca, se preparó un Catastro de Embalses.

Este Catastro de Embalses se basó en el examen de planos topográficos a escala 1:50.000 del Instituto Geográfico Militar. Adicionalmente, se consideraron los planos de mayor escala, 1:25.000 que se hallaban disponibles para algunas zonas de la cuenca.

Una vez ubicados los posibles lugares de embalse según sus condiciones topográficas, se procedió a descartar a aquellos que a través de la fotointerpretación, detentaban características desfavorables desde el punto de vista de geología superficial.

Para los lugares de presas de embalse detectados exclusivamente por sus condiciones topográficas y no descartados en la foto-interpretación, se determinó sus volúmenes de embalse y volúmenes de muro, para distintas alturas.

Para gran parte de tales sitios de presa, se efectuó también reconocimientos de terrenos, incluyendo un reconocimiento geológico preliminar de superficie. No se efectuó un reconocimiento de terreno y de geología superficial de algunos sitios, debido a que condiciones climáticas y de acceso adversas lo impidieron. Posteriormente, cuando estas condiciones fueron más apropiadas, los estudios ya realizados, señalaban que no era necesario dedicarles mayor atención, debido a que no eran los más favorables frente a otras alternativas de obras.

En la figura 3.1 se muestra la ubicación de los

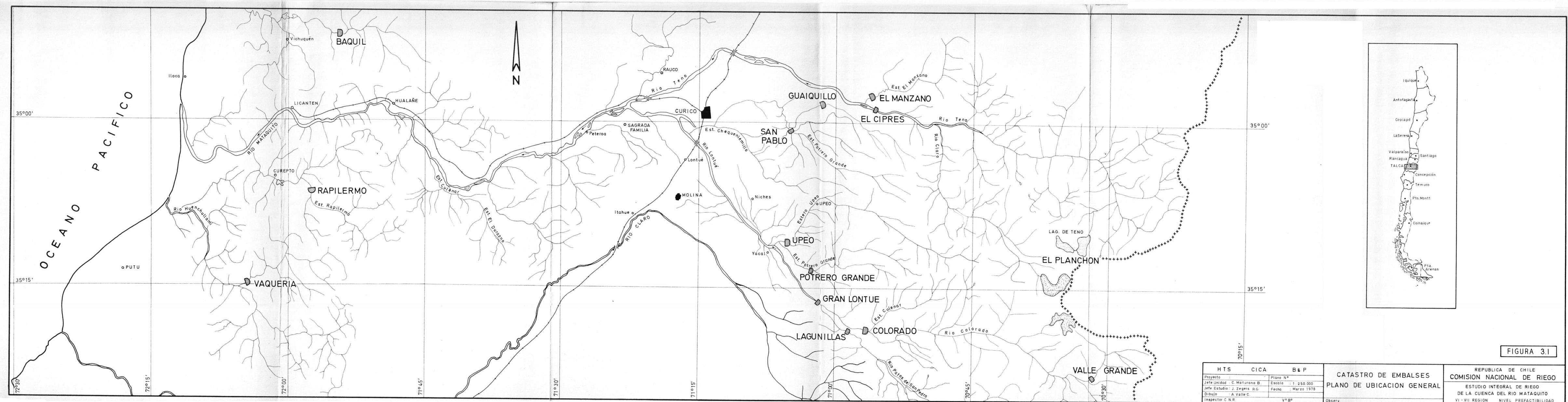


FIGURA 3.1

HTS		CICA	B & P	CATASTRO DE EMBALSES PLANO DE UBICACION GENERAL REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO VI - VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD
Proyecto :	C. Maturana B.		Plano N° :	
Jefe Unidad :	J. Zegers R.G.		Escala : 1 : 250.000	
Dibujo :	A. Valle C.		Fecha : Marzo 1978	
Inspector C.N.R. :			Vº 8º	
				Observ.

sitios de presa considerados y en el Anexo J - 3.1, se incluye una monografía con los antecedentes de cada uno de ellos, excepto para los embalses San Pablo y El Planchón, que se tratan con mayor detención en capítulos siguientes.

3.1.2 Embalses en la Hoya del Río Teno.

En la hoya del río Teno existe el embalse El Planchón que permite regular los recursos hidrológicos afluentes a dos lagunas naturales denominadas Lagunas del Teno (o del Planchón). Este embalse se sitúa en la alta cordillera de la provincia de Curicó, cerca del límite con Argentina, en las nacientes del río Malo, afluente del Teno.

Además de esta obra, se han definido cuatro posibles embalses en la hoya del río Teno:

- San Pablo
- Guaiquillo
- El Manzano
- El Ciprés

Los embalses San Pablo y Guaiquillo se hallan sobre el estero Guaiquillo, en la planicie que se extiende al sur del río Teno, a unos 5 y 12 Km al oriente de Romeral, respectivamente. Se trata de embalses laterales al río Teno mismo y se alimentarían con los recursos de agua del estero Guaiquillo y, si fuera necesario del río Teno mediante un canal alimentador.

El embalse El Manzano se ubica en el río del mismo nombre, unos 5 Km aguas arriba de su junta con el río Teno. El río Manzano afluente pre-cordillerano del río Teno se desarrolla hacia el norte y oriente. Este embalse regularía gran parte de la hoya del río El Manzano.

El embalse El Ciprés es el único de los embalses definidos en la hoya del Teno que se sitúa directamente sobre el río. Está a unos 6 kilómetros aguas arriba de la junta del río Teno con

el Manzano. Permite regular parcialmente los caudales del río Teno.

Estos cuatro embalses están destinados a apoyar las zonas de riego del río Teno, pudiendo los dos primeros combinarse con obras de trasvase entre cuencas.

En la figura N° 3.2 se muestran para estos cuatro embalses, las curvas que relacionan volumen de muro y volumen de embalse. Se observa que desde el punto de vista exclusivo de relación de embalse a volumen de muro, el más favorable es el San Pablo, seguido luego por El Manzano, Guaiquillo y finalmente El Ciprés.

Estos cuatro embalses se estudiaron en planos escala 1:50.000 El San Pablo y Guaiquillo, también se analizaron conforme a planos 1:25.000. Todos estos sitios de presas fueron objeto de un reconocimiento en terreno y de un reconocimiento geológico preliminar de superficie.

El embalse San Pablo, que es el más atractivo de los cuatro de esta hoya, se estudió con mayor detención y se describe en el punto 3.4 de este capítulo. La descripción de los embalses El Manzano y Guaiquillo y El Ciprés, se hace en el Apéndice Anexo J - 3.1.

3.1.3 Embalses en la Hoya del Río Lontué.

En la hoya del río Lontué se han analizado las siguientes posibilidades de embalses.

- Upeo
- Potrero Grande
- Gran Lontué
- Lagunillas
- Colorado
- Valle Grande

Todos estos sitios de embalses se encuentran en la zona cordillerana del río Lontué. El embalse Upeo se halla sobre el estero del mismo nombre, unos 5 km aguas arriba de la junta de los esteros Upeo y Potrero Grande, donde su ubica el embalse de este nombre.

EMBALSES EN HOYA RIO TENO
VOLUMEN DE EMBALSE VS. VOLUMEN DE MURO
(REVANCHA = 4 m)

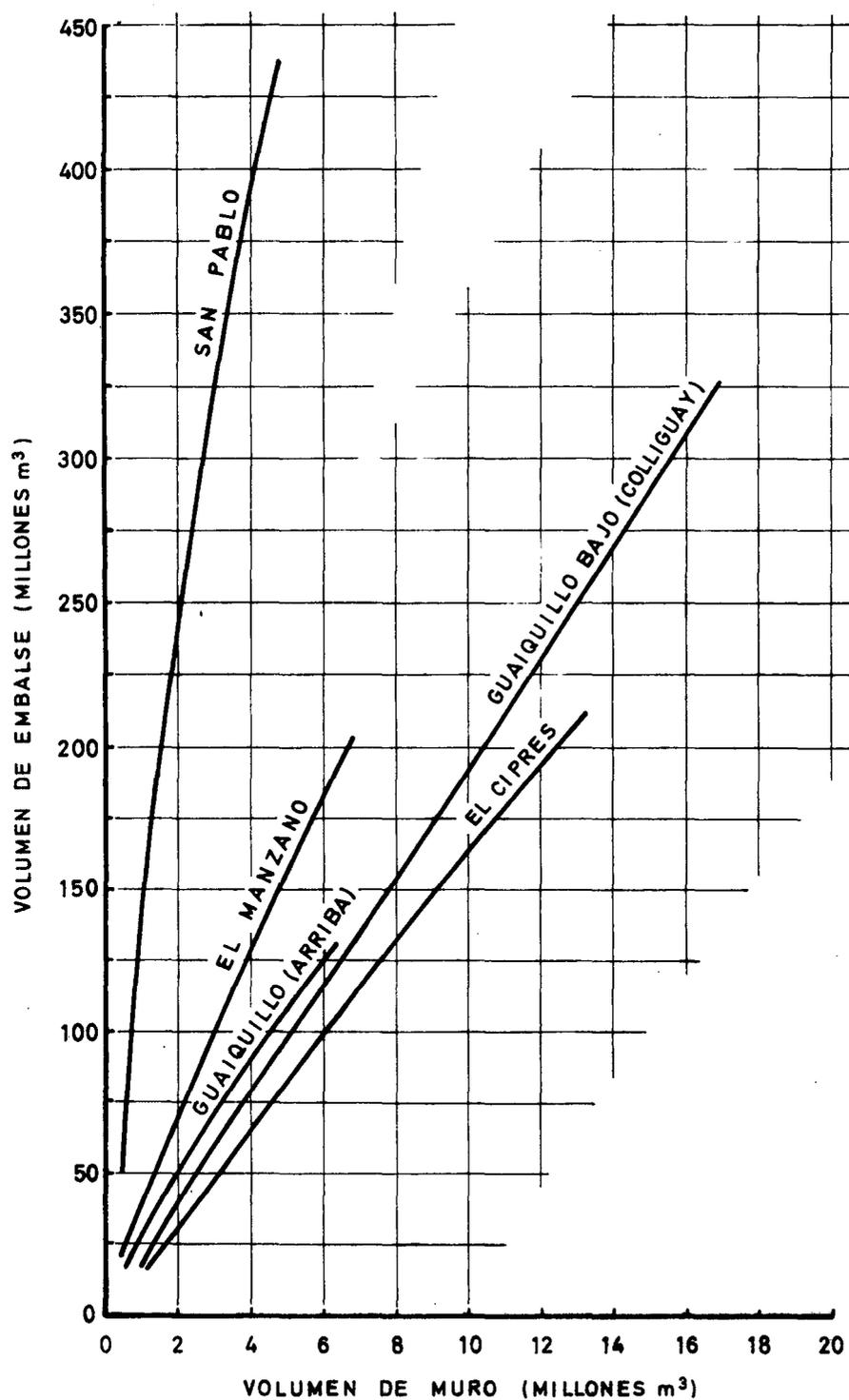


FIGURA 3.2

El Gran Lontué es una posibilidad de embalse que se ha identificado en la junta de los ríos Colorado y Lontué. Este embalse de gran magnitud reemplazaría, o bien sería una alternativa única, para los embalses Colorado y Lagunillas.

El embalse Colorado se sitúa en el río Colorado unos 14 kms agua arriba de su junta con el río Lontué, en la confluencia con el estero Agua Fría. El embalse Lagunillas queda en el cauce del río Lontué, unos 8,5 kms aguas arriba de su confluencia con el río Colorado y aguas abajo, de la junta de los esteros Lagunillas y Los Lunes. Estos dos embalses son alternativos con el Gran Lontué, ya que la zona de inundación de este último cubre a la de los dos primeros.

El embalse Valle Grande se localiza en la alta cordillera en el río del mismo nombre, afluente del río Colorado.

Todos estos embalses tienen por objeto regular en algún grado el agua, para las zonas de riego del río Lontué.

En la figura N° 3.3 se muestran, para estos embalses, las curvas de volumen de muro versus volumen de embalse. Desde este punto de vista la solución más atractiva la constituye el embalse Valle Grande, seguido del Upeo, Lagunillas, Colorado, Potrero Grande y finalmente, Gran Lontué.

El embalse Valle Grande tiene un buen emplazamiento, pero de acuerdo a los estudios realizados, no se requiere un almacenamiento para riego en el río Lontué. Este lugar de embalse podría ser considerado, a futuro, en conexión con trasvases de agua hacia el Norte.

La descripción de estos seis embalses de la Hoya del Lontué se hace en el Apéndice, Anexo J - 3.1.

3.1.4 Embalses en zonas costeras.

Además de las hoyas de los ríos Teno y Lontué, se han estudiado tres posibilidades de embalses en la Cordillera de la Costa:

EMBALSES EN HOYA RIO LONTUE
 VOLUMEN DE EMBALSE VS. VOLUMEN DE MURO
 (REVANCHA = 4 m, EXCEPTO GRAN LONTUE = 10m)

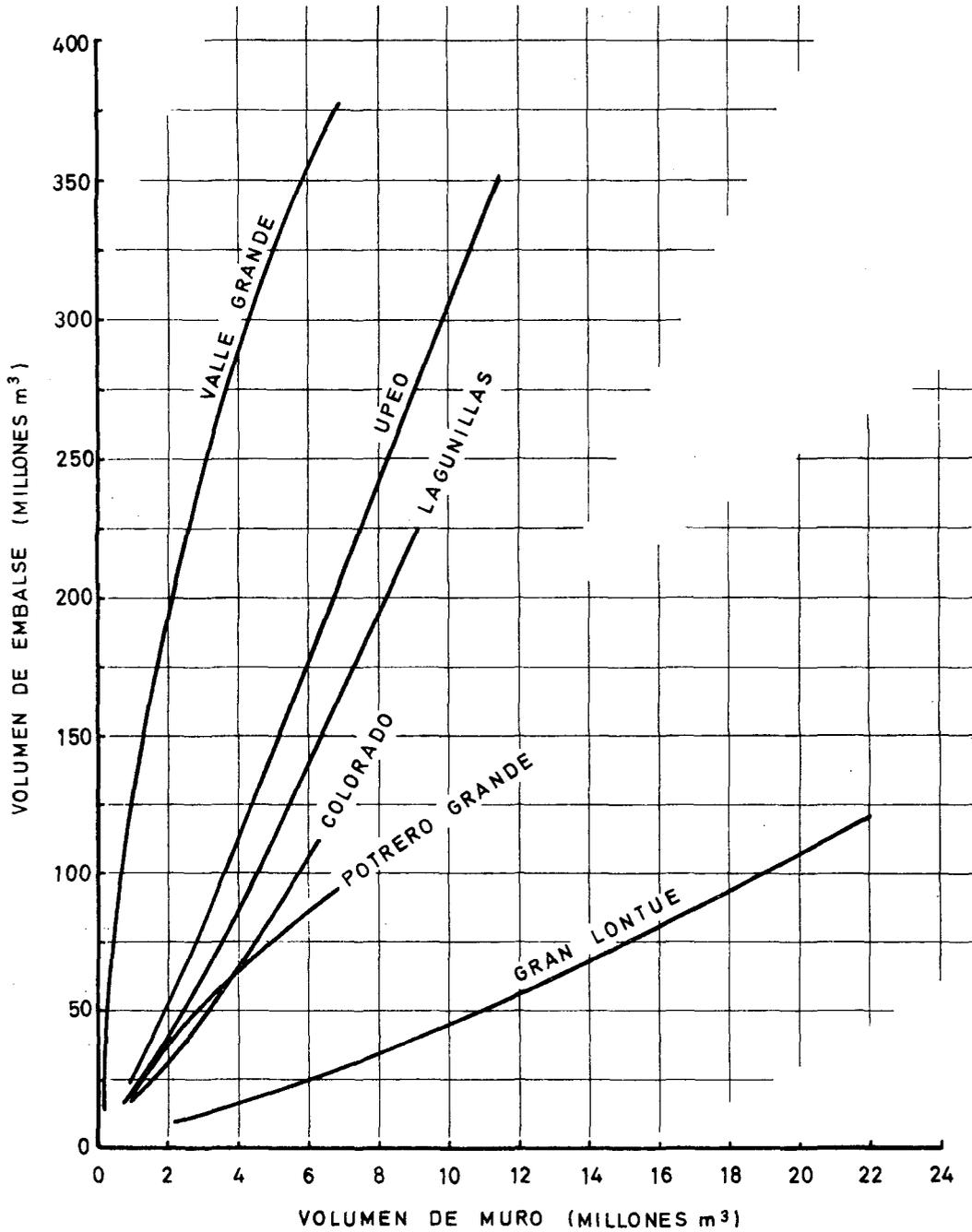


FIGURA 3.3

- Baquil
- Vaquería
- Rapilermo

La descripción de estos tres embalses se halla en el Anexo J - 3.1.

El embalse Baquil se encuentra sobre el estero del mismo nombre, unos 7 kms. al nor-oriente de Vichuquén. El estero Baquil constituye una cuenca aislada situada entre el río Mataquito por el Sur y los esteros Nilahue y San Pedro de Alcántara por el Norte. Este embalse podría servir a la zona de riego costera situada al Norte y Poniente del Lago Vichuquén.

El embalse Vaquería se sitúa en el estero de este nombre. Este estero junto con el Coipue dan origen al río Huenchullami, que drena una hoya costera al sur del río Mataquito. Este embalse podría servir a las zonas agrícolas del valle de Huenchullami.

El embalse Rapilermo se ubica sobre uno de los afluentes del estero Curepto. Este último es el dren de una zona costera situada al Sur del río Mataquito y desagua en este último, unos 10 kms. aguas arriba de su desembocadura al mar. Este embalse serviría a la zona agrícola del amplio valle de Curepto.

En la figura N° 3.4 se muestran las curvas que relacionan el volumen muro versus el volumen de embalses de estas tres posibilidades estudiadas. Aún cuando no cabe efectuar comparaciones entre los embalses por servir a zonas bien distintas, no pudiendo ser recíprocamente alternativos, puede señalarse que son relativamente semejantes desde el punto de vista de las cubicaciones.

En general, estos tres sitios representan, desde el punto de vista topográfico, buenos emplazamientos, con relativamente altas relaciones Agua/Muro. Sin embargo, los estudios realizados, permiten concluir que los beneficios de riego que con ellos se obtendrían, no justifican su costo.

EMBALSES EN ZONAS COSTERAS
VOLUMEN DE EMBALSE VS. VOLUMEN DE MURO
(REVANCHA = 4 m)

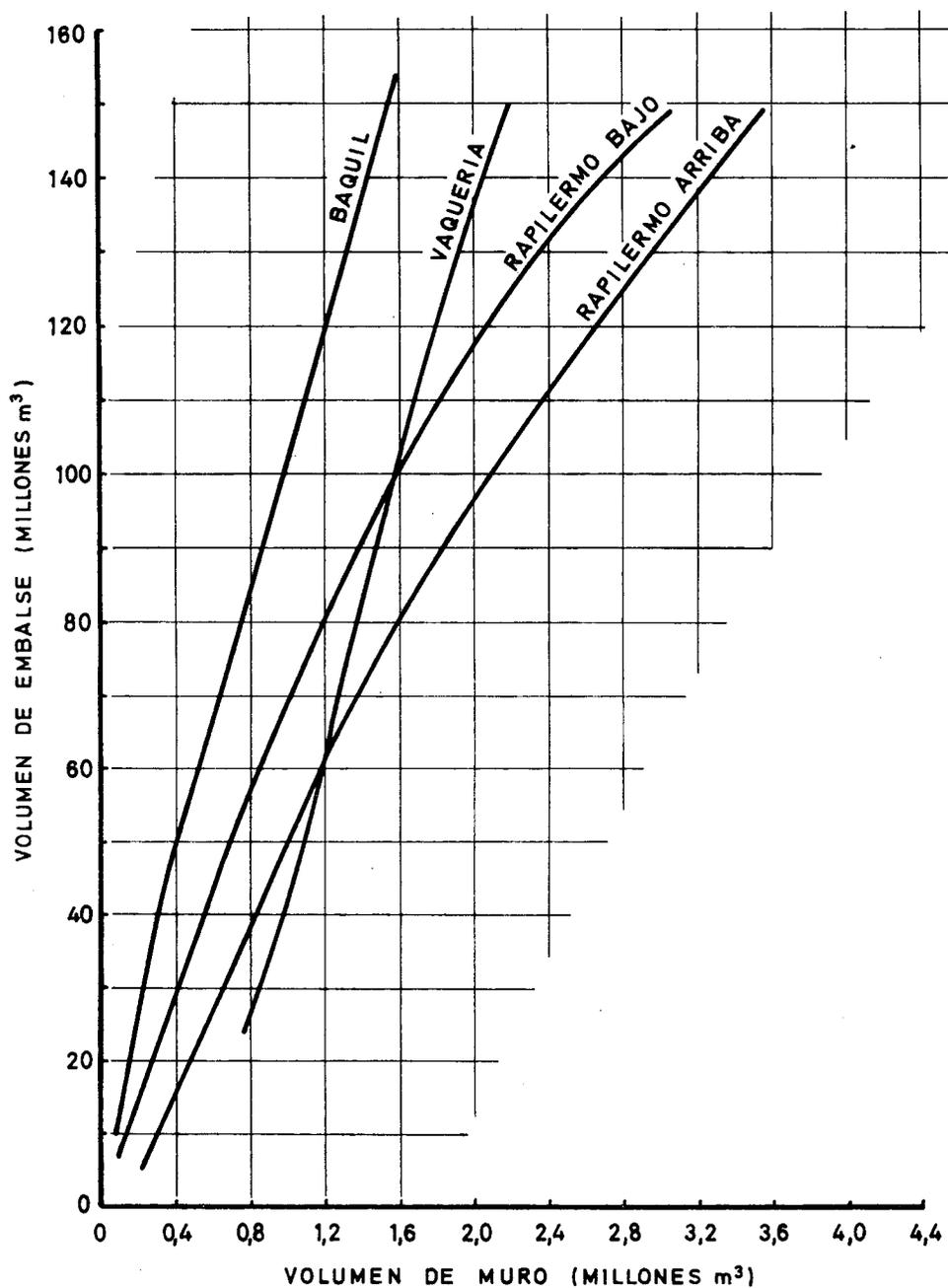


FIGURA 3.4

3.2 EMBALSE EL PLANCHON (CAPACIDAD ACTUAL)

3.2.1 Antecedentes Generales.

El embalse el Planchón permite regular, con fines de regadío, los recursos hidrológicos afluentes a dos lagunas naturales denominadas Lagunas del Teno o del Planchón.

Estas lagunas están ubicadas en la cordillera, en la provincia de Curicó, a poco más de 2.400 m sobre el nivel del mar, a unos 100 km. al oriente de la ciudad de Curicó y a unos 5 km. de la frontera con Argentina.

Como se ha señalado estas dos lagunas denominadas Laguna Grande y Laguna Chica, cubren una superficie de aproximadamente 5,5 y 3,0 km² respectivamente y controlan una hoya hidrográfica de 39 km². Se sitúan en el nacimiento del río Malo que constituía, hasta antes que se construyeran las obras de embalse, el desagüe natural de ellas. El río Malo es afluente del río Teno, por lo que estas lagunas permiten regular parcialmente los caudales de este último.

La idea de utilizar estas lagunas para la regulación de caudales de regadío, surgió a principios de este siglo, a raíz de una prolongada sequía que afectó a la región. Los primeros proyectos se remontan al año 1909 y las primeras faenas de construcción al año 1919, las que se prolongaron hasta 1928 en que fueron abandonadas. Posteriormente el proyecto de las obras de embalse del Planchón sufrió diversas alternativas hasta que entre 1945 y 1952, el ingeniero de la Dirección de Riego Sr. Carlos Kammel U. tomó a su cargo el estudio de rehabilitación de las obras parcialmente construídas y la terminación de las mismas. Esto dió como resultado el embalse actualmente en funcionamiento.

Esta obra de regulación es un elemento de primera importancia en el esquema de obras de aprovechamiento de los recursos hidráulicos del río Teno, razón por la cual se consideró en el Modelo de Simulación de la cuenca. De acuerdo a los resultados finales entregados por dicho Modelo, los requerimientos de embalse y caudales del Planchón, considerando la existencia de tranques de noche,

pueden resumirse en las siguientes cifras:

a) Volumen de almacenamiento requerido:

- 32 millones de m³ (con 85 % de seguridad)
- 55 millones de m³ (con 90 % de seguridad)

b) Capacidad de descarga:

- 30 millones de m³ (11,6 m³/seg) durante el primer mes de operación.
- 25 millones de m³ (9,6 m³/seg) durante el segundo mes de operación.

En este Capítulo se analiza la posibilidad de utilizar las obras del embalse El Planchón y se establecen los mejoramientos y/o ampliaciones que ellas requieren para satisfacer las demandas mencionadas.

En el Capítulo 3.3 se analiza también la posibilidad de ampliar la capacidad actual del embalse con el propósito de almacenar un volumen de 240 millones de m³ que se requerirían si el desarrollo de riego futuro no contemplara la alternativa de tranques de noche. Esta alternativa fué analizada desde el punto de vista del balance hidrológico y de las necesidades de agua, mediante el Modelo de Operación de la cuenca, de acuerdo a lo indicado en el Tomo H.

3.2.2 Información disponible sobre El Planchón.

Para analizar el aprovechamiento del embalse El Planchón se consideró la siguiente información:

- Memoria y planos del proyecto de los ingenieros R. Anguita y E. Vidal de la dirección de Riego MOP (1910)
- "Reactualización del Proyecto del Embalse del Planchón", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, de Carlos Kammel Ulrich (1952).

- "Valle del Teno-Recursos de agua-Embalse Manzano". P. Kleiman y J. Torres (1965)
- "Predicción de caudales en la cuenca del río Teno y antecedentes para la operación de su sistema de riego". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil de Pedro Schlack H. (1971).
- "Proyecto de Mejoramiento y Reconstrucción de las obras anexas del embalse El Planchón". Emilio Donoso D. (1974).
- "Túnel El Planchón-Geología General y Características Geotécnicas del Túnel". R. Barozzi. R. Uthemann H. (1977).
- "Embalse El Planchón, Sistema unificado de evacuación de avenidas y obra de salida". E. Donoso (1978).

El primero de los antecedentes señalados contiene planos topográficos escala 1:2.000 de las lagunas, los que permite obtener la curva de capacidad del embalse.

La memoria de Carlos Kammel, permite conocer antecedentes sobre las distintas alternativas de embalse estudiadas y sobre los diversos proyectos realizados hasta la fecha de construcción de las obras. Incluye también la descripción y antecedentes técnicos de las obras finalmente construídas y existentes a la fecha.

El informe de los ingenieros Kleiman y Torres, aporta algunos antecedentes de tipo hidrológico y contiene un análisis de la influencia del embalse El Planchón sobre la regulación de los caudales del río Teno.

La memoria de Pedro Schlack incluye diversos antecedentes hidrológicos relativos a este embalse e incluye además un anexo con las características del Planchón. Entre ellos, cabe destacar una curva de capacidad del embalse.

El proyecto de Emilio Donoso, está destinado a subsanar los problemas de funcionamiento que presentan actualmente las obras del embalse; a permitir la reparación de aquellas que se encuentran en mal estado y, a buscar la forma de apro

vechar al máximo el embalse.

Como su nombre lo indica el estudio de Barozzi y Uthemann, se refiere a la geología general del área y a las características geotécnicas del túnel de descarga del embalse, orientado a definir las posibilidades de ampliarlo para aumentar la capacidad de entregar caudales.

El último antecedente considerado es un complemento al proyecto de 1974 de Emilio Donoso, en que se plantea otra alternativa para el mejoramiento y ampliación de las obras del embalse.

3.2.3 Hidrología.

De acuerdo al estudio hidrológico general, que se incluye en el Tomo F de este Informe, el caudal medio anual afluente al embalse El Planchón, alcanza a $2.14 \text{ m}^3/\text{seg}$. En el cuadro que sigue, se indican los caudales medios mensuales afluentes al embalse desde su hoya hidrográfica aportante y los volúmenes correspondientes a estos caudales.

Mes	Caudal medio mensual (m^3/seg)	Volumen medio mensual (millones m^3)
Mayo	1,06	2,79
Junio	1,08	2,84
Julio	1,22	3,21
Agosto	1,16	3,05
Septiembre	1,71	4,49
Octubre	3,92	10,30
Noviembre	6,61	17,37
Diciembre	4,46	11,75
Enero	2,07	5,47
Febrero	0,97	2,55
Marzo	0,66	1,73
Abril	0,77	2,02

De este cuadro se deduce que el volumen anual afluente al embalse, en un año promedio, alcanza a 67,57 millones de m^3 , de los cuales cerca del 60 % (algo más de 39 millones de m^3) son aportados durante los meses de deshielo intenso, como Octubre, Noviembre y Diciembre.

En un año relativamente húmedo, con 20 % de probabilidad de excedencia, el caudal medio anual afluente al embalse, aumenta a $2,8 m^3/seg.$, lo que representa un volumen anual de 88,17 millones de m^3 . Por otro lado en un año relativamente seco, con probabilidad de excedencia de 85 %, el caudal medio anual afluente al embalse baja a $1,42 m^3/seg.$ equivalente a un volumen anual de $45,27 m^3/seg.$

En lo que a caudales de crecidas se refiere, puede señalarse que el estudio hidrológico correspondiente indica que el caudal máximo con un período de retorno de 1 en 1.000 años, alcanzaría a $38 m^3/seg.$

El estudio de arrastre de sedimentos efectuado, señala para El Planchón una tasa de producción de 2.000 tons/año/ km^2 , lo que representa un volumen anual de acumulación de sedimento de $4,33 \times 10^4 m^3$. En un período de 50 años, el volumen de sedimentos acumulados en el embalse alcanzaría a alrededor de 2,2 millones de m^3 , lo que representa una fracción muy pequeña de la capacidad de embalse total del Planchón.

Finalmente, para completar esta visión general de los aspectos hidrológicos de la zona del Planchón, puede mencionarse que la evaporación es del orden de los 2.000 mm al año, siendo máxima entre los meses de Noviembre y Marzo.

3.2.4 Descripción de las obras del embalse

Las obras del embalse El Planchón, consisten fundamentalmente en la unión de las dos lagunas mediante la excavación de un canal en la lengua de tierra que las separa y, en un muro de tierra que permite peraltar unos 3 m. el nivel de las lagunas al cerrar sus desagües hacia el río Malo. De esta forma se crea un embalse único, con una capacidad mayor que la natural de ambas lagunas. *)

El muro de presa, está dividido en dos tramos, de unos 80 y 120 m. de longitud cada uno, abarcando una parte de la denominada morrena frontal que constituye el cierre natural de las lagunas. Estos tramos cierran las zonas de esta morrena que no llegan hasta la cota 2.433,50 m.s.n.m. El muro de presa es de tierra, con una pantalla central de hormigón armado y tiene una altura máxima de 6 m.

El canal de unión de ambas lagunas tiene una longitud de aproximadamente 500 m y una sección trapecial de 4 m de ancho basal. La cota de entrada del canal de unión en la Laguna Chica es la 2.423,78 m.s.n.m. y la profundidad máxima de aguas en el de 6,92 m.

*) Es interesante destacar que antes de conectarse las dos lagunas, el nivel de aguas de la Laguna Chica estaba dos metros más alto que el de la Laguna Grande.

Las obras de entrega del embalse consisten en un túnel de descarga excavado en el costado poniente de la Laguna Grande, en la zona de la naciente del río Malo y próximo a los muros de presa antes mencionados. Este túnel tiene una longitud de aproximadamente 300 m y una sección de alrededor de 10 m². En su extremo de aguas arriba se ubican las compuertas de toma. El radier de compuertas se ubica a la cota 2.420,45 y la plataforma de manobra de las mismas está a la cota 2.430,86 m.s.n.m.

El túnel descarga a un canal a tajo abierto ("Canal en Roca Colorada") cuyo trazado corre por el pié de una zona de deslizamientos que provienen de un ventisquero muy activo. La longitud de este tramo de canal es de unos 240 m y, al término de él está ubicada "La Lagunita", que es un tramo del mismo canal, protegido de los deslizamientos y con una sección bastante extendida.

A continuación de "La Lagunita" sigue un tramo de canal revestido en mampostería de piedra, de sección trapecial de 3,6 m de ancho basal y taludes 1/6 (Horizontal/vertical).

Los tramos del canal de salida antes descritos tienen una pendiente muy pequeña del orden del 0,1%. El canal revestido entrega las aguas a un canal abovedado, de sección parabólica y pendiente de 0,25% el que descarga finalmente al río Malo.

Además de las obras de entrega recientemente descritas, existe en el extremo poniente del muro de presa, un sistema de compuertas de madera, que fue construido por la Asociación de Canalistas del río Teno. Esta obra permite desaguar el embalse solo hasta la cota 2.427,25 m, mientras que las compuertas del túnel de descarga pueden hacerlo hasta la cota 2.420,45. El caudal descargado por estas compuertas se evacúa hacia el canal de salida al término del túnel de entrega descrito, a través de un rápido provisto de dientes denominado "La Cascada". En la actualidad esta obra presta limitados servicios y, en cambio por su ubicación entorpece el tránsito por el coronamiento del muro de presa.

En el extremo oriente del muro de cierre del embalse, se encuentra ubicado el vertedero evacuador de crecidas. Es un vertedero de tipo frontal, de perfil Creager, de 15 m. de longitud y con su umbral a la cota 2.430.70 m.s.n.m. El umbral verte-

dero se enlaza a través de un embudo de transición con dientes disipadores, a un canal evacuador revestido, que entrega los caudales al canal "La Lagunita".

En la figura 3.5 se muestran las obras descritas.

3.2.5 Estudio de conservación de las obras.

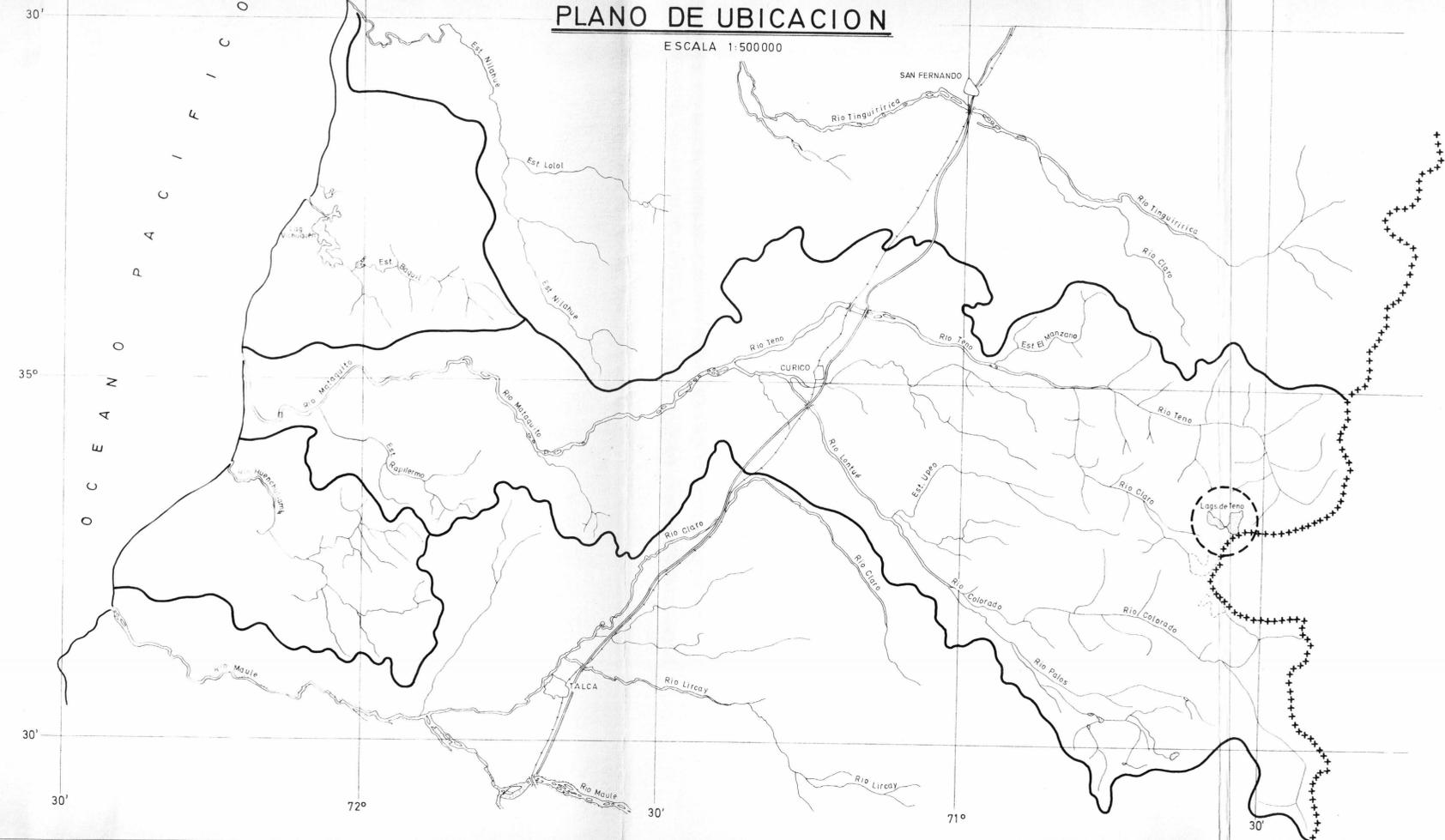
En relación con la adecuada y segura utilización del embalse El Planchón, es de gran importancia considerar el estado de conservación de las obras allí existentes.

Por razones de clima no fué posible inspeccionar directamente las obras del Planchón. Por tal motivo, se transcribe a continuación las apreciaciones sobre el estado de conservación de las obras expuestas en el informe del proyecto del ingeniero Emilio Donoso.

"La capacidad de evacuación del sistema de salida descrito presenta serias deficiencias sobre todo en las épocas en que se requiere entregar un gran caudal y también al término de la temporada, cuando el nivel del lago ha bajado considerablemente. La causa de este déficit de capacidad tiene su origen principalmente en el trazado del túnel que presenta un eje bastante quebrado en planta y que tiene grandes variaciones de sección y paredes de gran rugosidad. Otra fuente de problemas para el funcionamiento del sistema la constituye el tramo de canal a tajo abierto que sigue inmediatamente después del túnel. El se obstruye continuamente debido a los deslizamientos y, para evitar esto, la Asociación de Canalistas cubrió este tramo en una bóveda de hormigón armado, la cual fue destruída por una avalancha. Finalmente, para completar el cuadro de los problemas existentes en las obras del Planchón, cabe mencionar el mal estado general de los hormigones los cuales en su mayoría se encuentran quebrados o descascarados, salvo el de la estructura de compuertas y el de la bóveda terminal del canal de salida. Esto se debe a la mala calidad de los áridos empleados a las malas condiciones climáticas de la región y, posiblemente, a la dificultad existente en la época de la construcción de las obras, para emplear

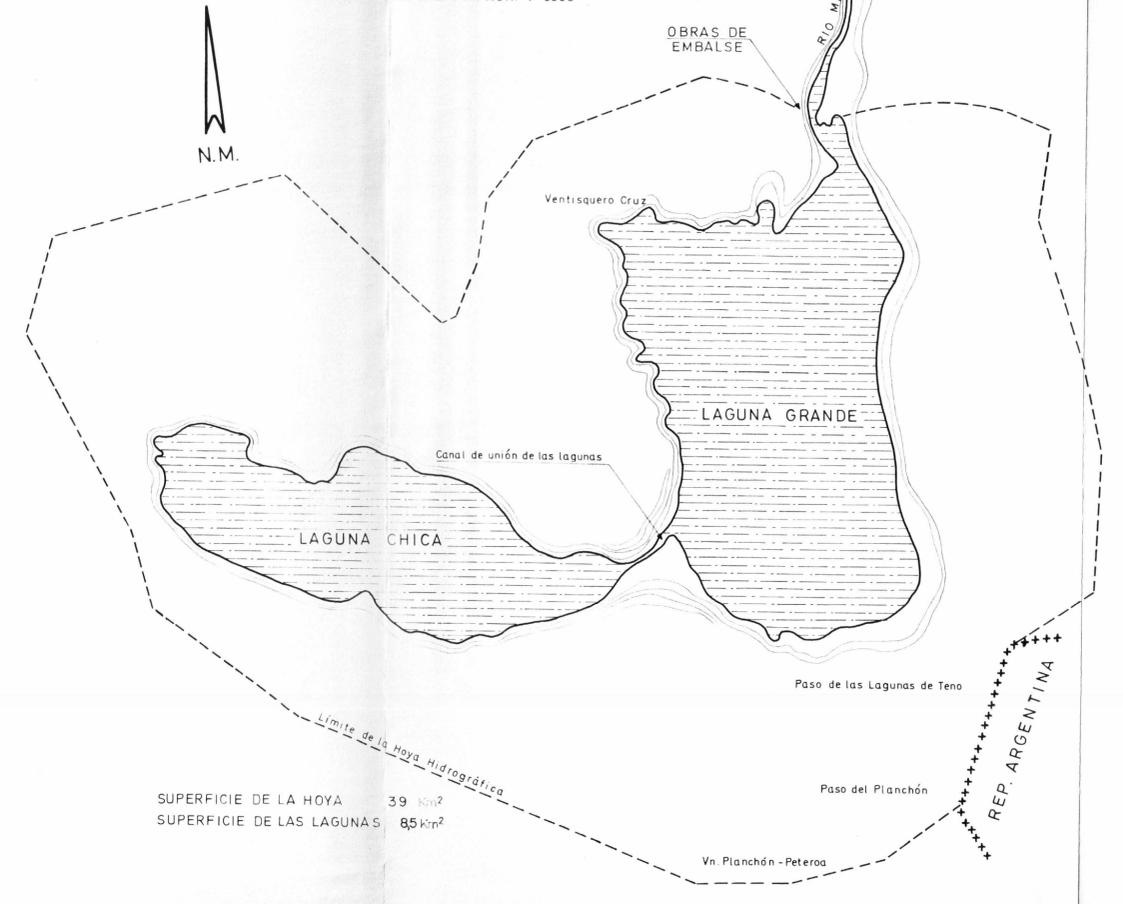
PLANO DE UBICACION

ESCALA 1:500000



HOYA HIDROGRAFICA

ESCALA APROX. 1:5000



EMBALSE PLANCHON

ESCALA 1:1000



HTS	CICA	B&P
Proyecto	Plano N°	
Jefe Unidad: C. Maturano B.	Escalas: Indicadas	
Jefe Estudio: J. Zegers R.C.	Fecha: Marzo 1978	
Dibujo: A. Valle C.		
Inspector: C.N.R.	V° B°	Obsrv.

EMBALSE EL PLANCHON
DESCRPTIVO GENERAL

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

FIGURA 3.5

técnicas constructivas adecuadas en aquella zona inaccesible"

Del informe transcrito se deduce que para poder utilizar adecuadamente y con seguridad el embalse se requiere efectuar diversos mejoramientos y reparaciones en sus obras.

3.2.6 Capacidad de embalse del Planchón.

Para determinar en forma más o menos precisa la capacidad de embalse del Planchón y poder trazar la curva de embalse correspondiente, sería necesario disponer de planos batimétricos de las lagunas y de planos topográficos de la zona ubicada sobre el nivel de aguas de las mismas.

No contándose con estos planos, para determinar la capacidad de embalse será necesario recurrir a la información disponible que se menciona en el punto 3.2.2.

A continuación se resumen los antecedentes disponibles y se deduce una curva de embalse.

3.2.6.1. Capacidad de embalse según memoria y planos del Proyecto de 1970.

En la memoria de dicho proyecto se indica lo siguiente:

COTA	LAGUNA CHICA		LAGUNA GRANDE	
	Superficie Km ²	Volumen ³ millones m	Superficie Km ²	Volumen ³ millones m
0	2,78	0	4,98	0
- 5	2,66	13,60	4,58	23,90
-10	2,58	13,10	4,38	22,40
-15	2,26	12,10	4,18	21,40

No se indica cual es el valor absoluto (m.s.n.m.) de la cota 0. Del examen de los planos es posible suponer que la cota 0 corresponde al nivel de aguas máximas, o a algún otro punto similar existente en el momento de efectuar los levantamientos.

Por otro lado, a partir de los antecedentes contenidos en la memoria de este proyecto y de los planos topográficos del mismo, es posible deducir una curva de embalse para el Planchón. En efecto, además de las superficies antes señaladas que permiten obtener los volúmenes bajo la cota 0, en los planos es factible medir las superficies sobre dicha cota y por lo tanto deducir los volúmenes posibles de embalsar sobre ella.

Las superficies sobre la cota 0; medidas en los planos de dicho proyecto son:

Cota	0	Superficie Laguna Grande	=	4,93 Km ²
		Superficie Laguna Chica	=	2,71 Km ²
				<u>7,64 Km²</u>
Cota	+ 5	Superficie Total	=	8,30 Km ²
	+ 10	Superficie Total	=	8,77 Km ²
	+ 15	Superficie Total	=	9,04 Km ²

Suponiendo que la Cota 0 corresponda al nivel máximo normal de las lagunas antes de efectuar obras de regulación en ellas y que dicha cota es la 2.420,50 m.s.n.m., que según los planos topográficos del proyecto Donoso sería aproximadamente la cota de desagüe natural a través del río Malo, se tendría la curva de embalse que se indica a continuación:

COTA (m.s.n.m.)	SUPERFICIE Km ²	VOLUMEN millones m ³
2.420,50	4,38	0
2.423,78	4,51	14,58
2.425,50	7,24	24,69
2.430,50	7,64	61,89
2.435,50	8,30	101,74
2.440,50	8,77	144,42
2.445,50	9,04	188,94

En el cuadro anterior se ha considerado como nivel de volúmen 0, el correspondiente al radier de las compuertas del túnel de descarga existente (2.420,50 m.s.n.m.) Las superficies bajo la cota 2.423,78 que es la del canal de comunicación entre las lagunas corresponden solo al de la laguna Grande. La superficie de esta última cota se obtuvo por interpolación dentro de los valores disponibles.

3.2.6.2. Capacidad de embalse según memoria de C. Kammel.

En esta memoria se indican las siguientes superficies para las lagunas:

Laguna Grande	:	5 km ²
Laguna Chica	:	3 km ²

En base a estas superficies y suponiéndolas constantes en función de la cota, el Ingeniero Kammel efectúa el siguiente cálculo:

Altura máxima de agua embalsada en la Laguna Grande sobre el umbral de compuertas = Altura umbral vertedero (2.430,70). Nivel umbral de compuertas (2.420,45) = 10,25 m.

$$\begin{aligned} \text{Volumen en Laguna Grande} &= 10,25 \times 5 \times 10^6 \text{ m}^3 \\ &= 51,25 \times 10^6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Altura máxima de agua en Laguna Chica = Cota umbral vertedero (2.430,70) - Cota excavación en canal de comunicación entre lagunas (2.423,78) = 6,92 m.

$$\begin{aligned} \text{Volumen de Laguna Chica} &= 6,92 \times 3 \times 10^6 \\ &= 20,75 \times 10^6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Volumen total embalsado en El Planchón} = 72 \times 10^6 \text{ m}^3$$

3.2.6.3 Capacidad de embalse según proyecto Donoso.

Suponiendo que se efectúan las obras de mejoramiento planteadas en este proyecto, el volumen utilizable en el Planchón sería el siguiente.

Superficie de las lagunas	=	8,43 km ²
Cota de vertedero futura	=	2.432,50m
Nivel mínimo utilizable del embalse	=	2.423,00m

Volumen utilizable con embalse lleno:

$$V = (2431,50 - 2423,00) \times 8,43 \times 10^6 = 71,66 \text{ millones m}^3$$

Se considera en este cálculo que, aunque el nivel de radier de compuertas es la cota 2420,48 m, solo es utilizable lo que se encuentra sobre la cota 2423 m, ya que entre ambas cotas se tiene un volumen prácticamente muerto, pues la capacidad de las obras de descarga es muy baja.

3.2.6.4. Capacidad de embalse según memoria de P. Schlack.

En un anexo de dicha memoria se incluye una curva de embalse de El Planchón. Esta curva de embalse se calculó entre las cotas 2420,45 m. s. n. m. (radier de las compuertas de descarga) y 2430,70 m. s. n. m. (cota de umbral del vertedero actual), suponiendo una superficie constante de 5.5 Km² para la laguna Grande y de 3.0 Km² para la Laguna Chica.

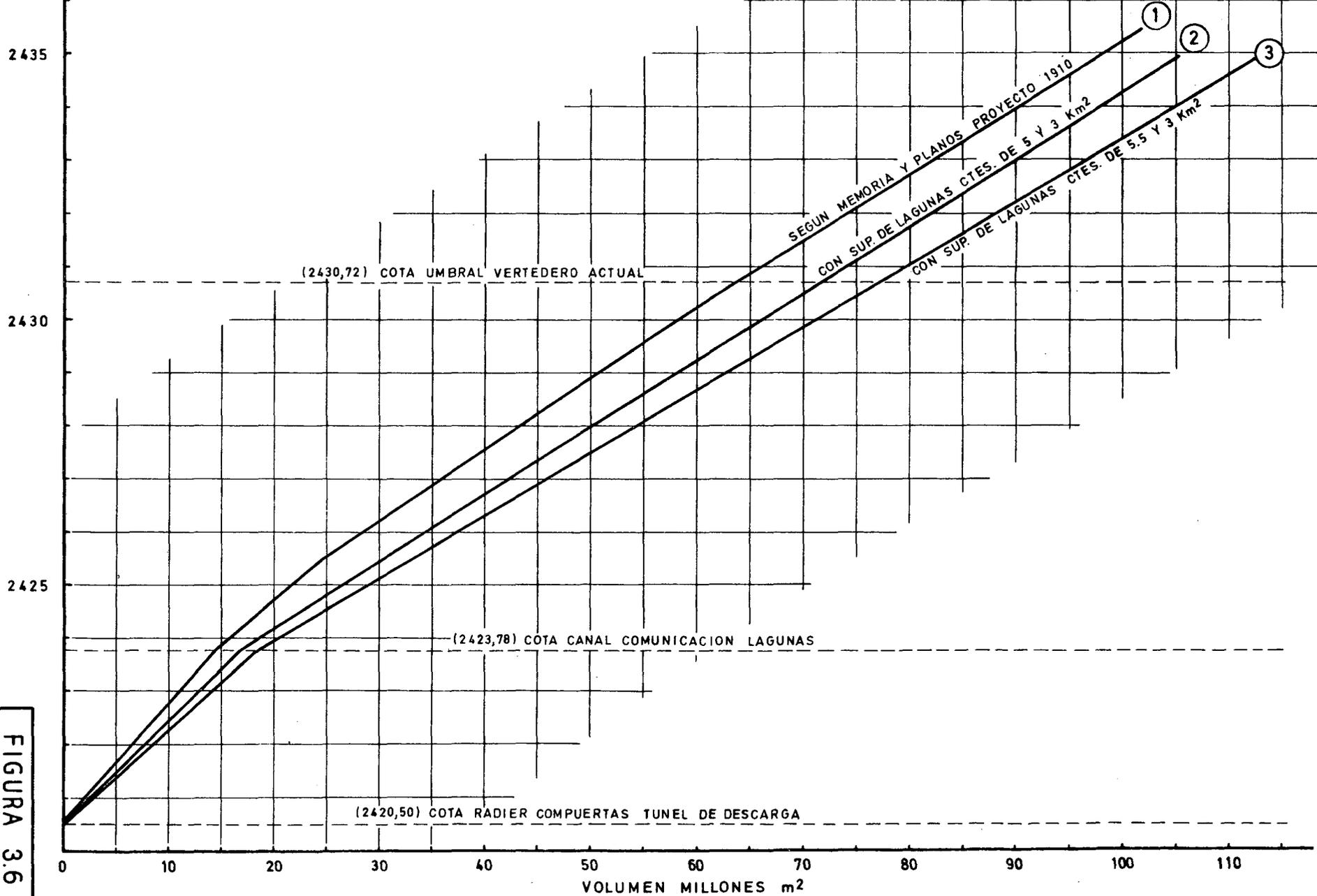
De acuerdo con esta curva, la capacidad de embalse actual de El Planchón ascendería a 77 millones de m³.

3.2.6.5. Curva de embalse adoptada para El Planchón.

En la figura 3.6 se incluye en primer término la curva de embalse deducida en base a los antecedentes del proyecto de 1910 (Curva 1). También se incluyen las curvas deducidas por Kammel (Curva 2) y por Schlack (Curva 3) que es similar a la su-
puesta por Donoso.

COTA
(m.s.n.m)

EMBALSE EL PLANCHON CURVA DE CAPACIDAD



(2430,72) COTA UMBRAL VERTEDERO ACTUAL

(2423,78) COTA CANAL COMUNICACION LAGUNAS

(2420,50) COTA RADIER COMPUERTAS TUNEL DE DESCARGA

SEGUN MEMORIA Y PLANOS PROYECTO 1910

CON SUP. DE LAGUNAS CTES. DE 5 Y 3 Km²

CON SUP. DE LAGUNAS CTES. DE 5.5 Y 3 Km²

1

2

3

FIGURA 3.6

Puede deducirse que la diferencia en capacidad de embalse - a cota de umbral del vertedero actual - es de 11 % entre las curvas 1 y 2 y, de 21 % entre la 1 y 3, mientras que, entre las dos últimas (curvas 2 y 3), es de 7 %.

Dada la incertidumbre que existe en el valor absoluto de la cota 0 del proyecto de 1910, parece recomendable adoptar para los estudios relacionados con el embalse El Planchón, la curva de capacidad que en el gráfico se ha designado con el número (2) y que corresponde a la adoptada por Kammel. Esta curva se sitúa casi como un promedio de las otras dos.

Según esta curva, la capacidad total del embalse con las obras existentes alcanzaría a 72 millones de m^3 , volúmen que podría incrementarse modificando dichas obras.

3.2.7 Capacidad de las obras de entrega del embalse.

En la memoria del proyecto Donoso de reacondicionamiento de las obras del Planchón, se efectúa un detallado cálculo de la capacidad actual de las obras de entrega del embalse existente.

En la figura 3.7 se resumen los cálculos mencionados. En ella se indica el caudal posible de entrega desde el embalse en función del nivel de aguas del mismo y de la abertura de las compuertas.

De acuerdo con dicha figura, el embalse es actualmente capaz de entregar $18,6 m^3/seg.$ cuando el nivel de aguas es máximo (2430,72 m.s.n.m.) y la abertura de las compuertas es total ($a = 1,90 m$).

En la figura 3,8 se grafican las condiciones de vaciamiento del embalse suponiendo que durante ese lapso no hay aportes de caudal de la hoya hidrográfica correspondiente. Se ha considerado la capacidad actual de las obras de entrega y que el embalse se encuentra inicialmente lleno, con nivel de aguas máximo (2430,72 m.s.n.m.)

EMBALSE EL PLANCHON
CAPACIDAD ACTUAL DEL SISTEMA DE SALIDA
(SEGUN INFORME ING. E. DONOSO)

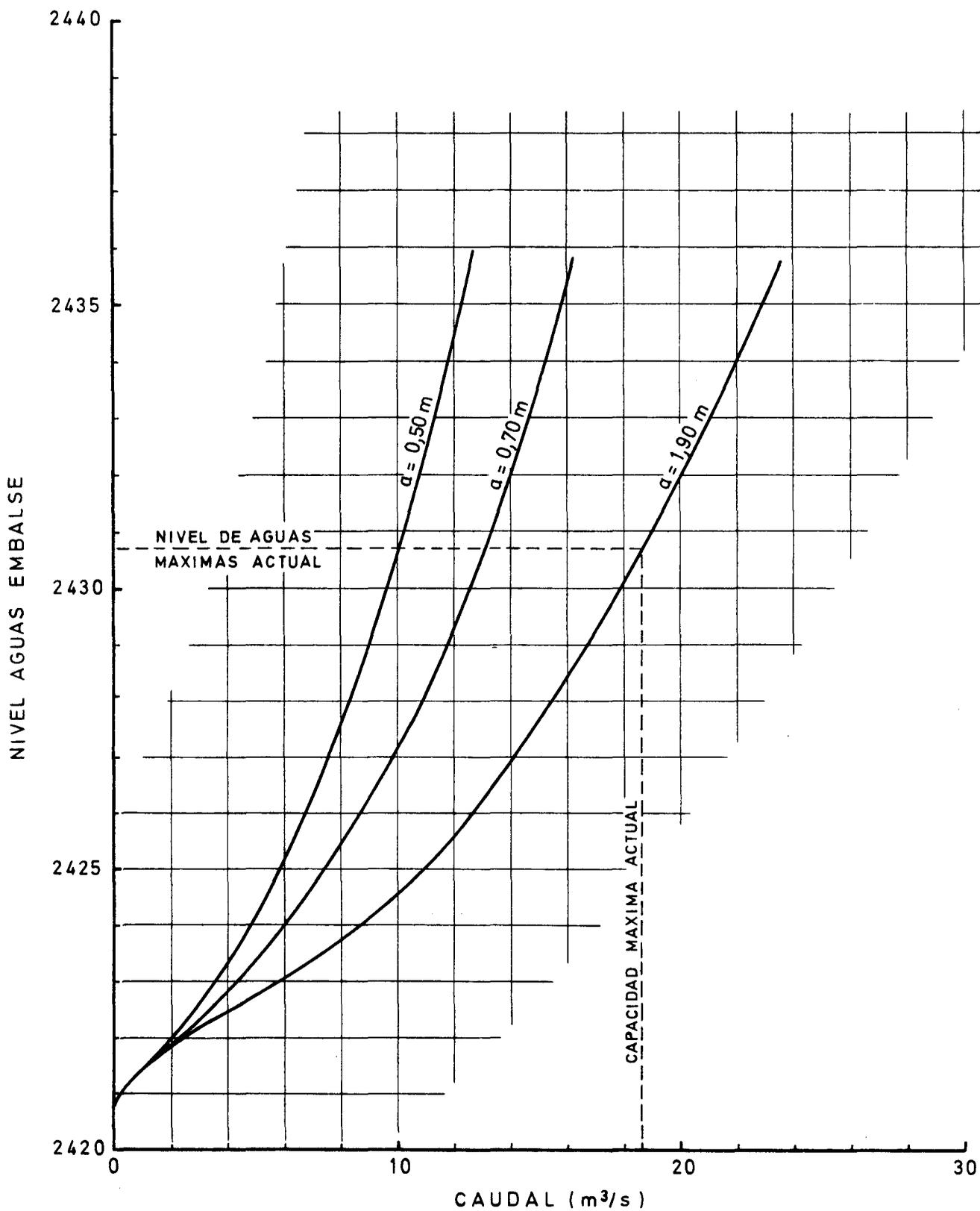


FIGURA 3.7

EMBALSE EL PLANCHON

VACIAMIENTO SIN CONSIDERAR APOORTE DE LA HOYA - CON CAPACIDAD ACTUAL DE DESCARGA.

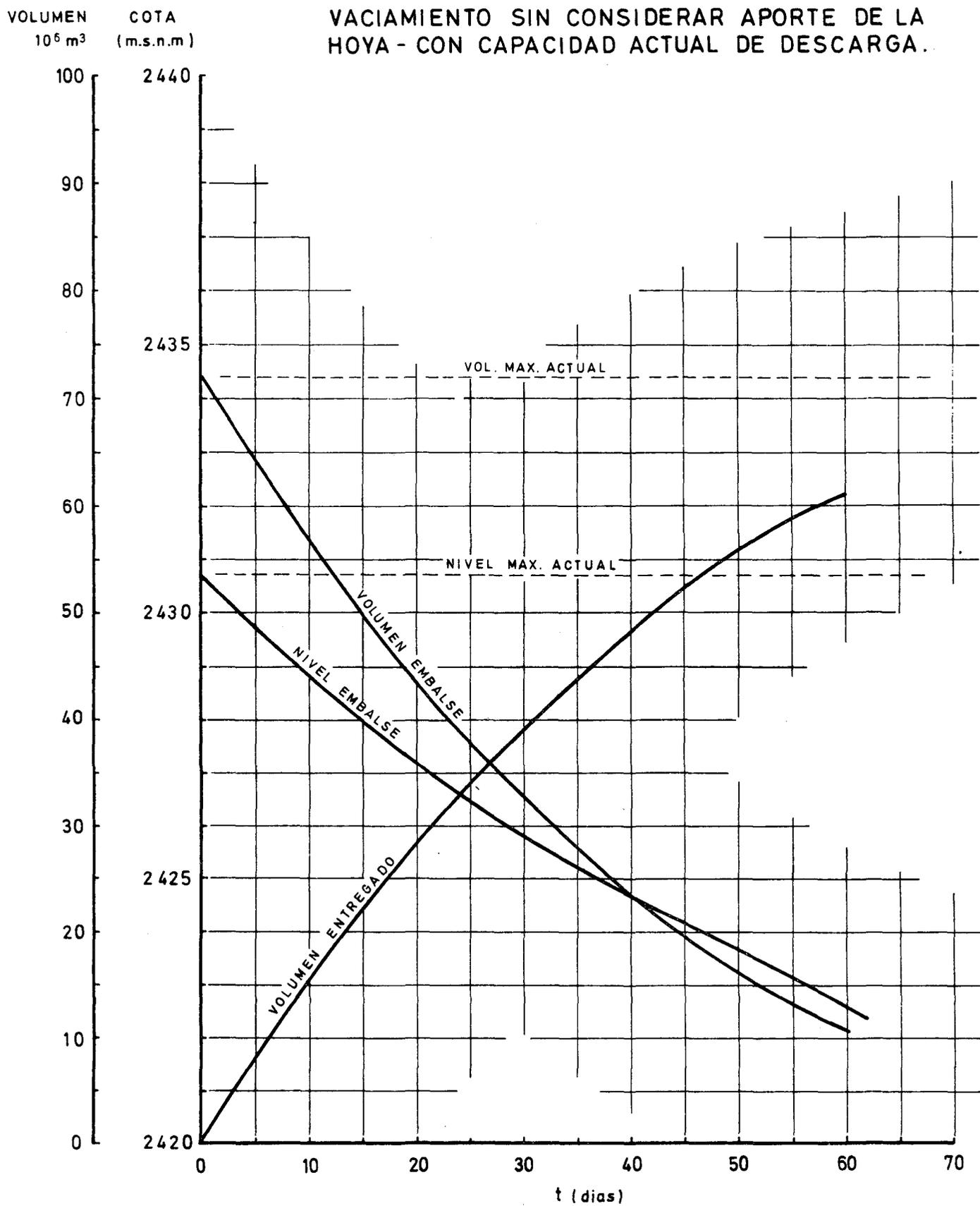


FIGURA 3.8

En esta figura se incluyen tres curvas. Una de ellas muestra el nivel de aguas en el embalse, en tanto que otra indica el volúmen de aguas acumulado en éste. Ambas curvas se han trazado de acuerdo a la curva de embalse adoptada en 3.2.5.5. y a la curva de capacidad de las obras de entrega con abertura total de las compuertas. La tercera curva muestra el volumen total entregado a lo largo del tiempo.

De esta figura se concluye que sin considerar aporte de caudales de la hoya hidrográfica, el embalse es capaz de entregar durante los 30 primeros días de vaciamiento un volumen de 39 millones de m^3 , descendiendo el nivel de aguas hasta la cota 2425,80 m. s. n. m. En los 30 días siguientes es capaz de entregar otros 22 millones de m^3 , llegando el nivel del embalse a la cota 2422,60 m. s. n. m. Vale decir, en 60 días de operación, el embalse es capaz de entregar, por lo menos, 61 millones de m^3 .

Si durante el primer mes de operación se limita el volúmen entregado a 30 millones de m^3 , que es el primer requerimiento impuesto al embalse, el nivel de aguas descendería hasta la cota 2427 m. s. n. m. En los 30 días siguientes, se podrían entregar 26,5 millones de m^3 llegando el nivel de aguas a la cota 2423,50 m. s. n. m., con lo cual se cumpliría con los requerimientos al embalse señalados en el punto 3.2.1. para el segundo mes de operación.

3.2.8 Mejoramientos necesarios en las obras.

Para cumplir con los requerimientos que el sistema de riego con tranques de noche le impone al Planchón (que se señalan en el punto 3.2.1 anterior), no se requiere obras nuevas ni ampliar la capacidad de las existentes. Sin embargo, dado su estado de conservación, es necesario realizar diversos mejoramientos para utilizar el embalse con la debida seguridad.

Los mejoramientos en las obras del Planchón, que se señalan a continuación, se basan en el estudio del ingeniero Emilio Donoso:

a) Estructura de compuertas.

Es necesario modificar la plataforma de maniobra de las compuertas y su acceso, ya que se encuentra a una cota muy próxima al nivel de aguas máximas. También es necesario revestir la zona de entrada del agua a las compuertas, para evitar los problemas de erosión que allí se producen.

b) Tunel de descarga.

Dado el mal estado del túnel, se plantea su mejoramiento general, consistente en una limpieza de los embanques, regularización de su sección en varios sectores y revestimiento con hormigón.

c) Canal en Roca Colorada.

Este canal se sitúa en una zona donde se producen con frecuencia grandes rodados que caen en él y lo obstruyen, obligando a efectuar una limpieza periódica bastante costosa. Se considera indispensable dotar al canal de algún tipo de cobertura que lo proteja debidamente. Esta idea de cubrir el canal se ha planteado desde algún tiempo atrás, sin que se haya puesto en práctica hasta la fecha debido a que los regantes la estimaban difícil de financiar.

En el estudio de Donoso, se considera diversas alternativas para este canal, sobre la base de soluciones de tipo modular y prefabricado que tengan la máxima sencillez de ejecución. Se llegó a la conclusión que la solución más conveniente consiste en instalar en el interior del canal un conducto de 3,95 m. de diámetro, armado en terreno, con planchas de acero corrugado.

Este conducto se cubriría con un relleno compactado cuya parte superior tendría un talud: 3:1 para protegerlo de los rodados.

d) Lagunita.

Se consulta una profundización y emparejamiento

de fondo de "La Lagunita", con el fin de evacuar fácilmente el agua del interior del túnel y del tubo corrugado cuando se cierran las compuertas de toma.

e) Canal revestido.

En el canal revestido que sigue a "La Lagunita" deberá efectuarse una reparación general del revestimiento y un mejoramiento de las bermas laterales.

f) Clausura de las compuertas de desague auxiliares.

Considerando que una vez mejorado el sistema de salida a través del túnel esta descarga auxiliar no cumpliría ninguna función y, que se encuentra en pésimas condiciones debido al deterioro del hormigón, se estima conveniente clausurarla.

Los mejoramientos señalados son los mínimos para poder utilizar con seguridad el embalse El Planchón, sin aumentar la capacidad actual de las obras.

Como complemento al proyecto de mejoramiento del Planchón presentado en 1974 por el ingeniero Donoso, se planteó posteriormente otra alternativa de mejoramiento que contempla una obra única de toma y evacuación de crecidas. Para ello, se dispondría un canal que empalmaría con el último tramo recto del túnel, donde se ubicaría una estructura de hormigón donde vaciarían dos vertederos laterales. Tal estructura estaría limitada en el extremo, aguas arriba de dichos vertederos, por un muro frontal que cierra el cauce y en el cual se ubicarían las compuertas destinadas a operar el sistema de salida del embalse. Las obras, aguas abajo del túnel, no sufrirían modificaciones en sus mejoramientos con respecto a lo señalado en párrafos anteriores.

Como conforme a lo comentado, no es necesario ampliar las obras del Planchón, sino que basta con los mejoramientos indispensables para que las obras actuales funcionen convenientemente, no se ha considerado la última alternativa señalada.

3.2.9 Costo de los Mejoramientos necesarios en las obras existentes.

Para establecer los costos de los mejoramientos de las obras del embalse, se han considerado los antecedentes con tenidos en el proyecto Donoso y los precios unitarios indicados en el Anexo J - 9.1 de este Tomo.

A continuación se resumen los costos de dichos mejoramientos.

A)	<u>Costo Directo</u>	<u>US\$</u>
	Estructura de Compuertas	10.800
	Túnel de descarga	157.500
	Canal en Roca Colorada	283.500
	Mejoramiento Lagunilla	1.700
	Canal revestido	35.200
	Clausura descarga auxiliar	<u>20.400</u>
	Sub-total Costo Directo	509.100
B)	Ingeniería	40.000
C)	Imprevistos (30 % del C.Directo)	<u>150.000</u>
	COSTO TOTAL	<u>699.100</u>

3.3. EMBALSE EL PLANCHON (CAPACIDAD AUMENTADA)

3.3.1 Introducción

Los resultados del modelo de simulación demuestran que el déficit anual promedio al no existir embalses de noche es de 48 millones m^3 . Los aportes anuales promedio, al Planchón, son de 67 millones m^3 . Esto demuestra que el déficit puede ser evitado mediante regulación que se produce a lo largo del tiempo, siendo necesario para cumplir con una seguridad de 85 %, embalsar en El Planchón 240 millones de metros cúbicos.

Como la capacidad del embalse El Planchón es de alrededor de 72 millones de m^3 , sería necesario modificar sustancialmente las obras para alcanzar la meta planteada.

A continuación se analiza la posibilidad de efectuar dicho aumento de capacidad.

3.3.2 Cota de coronamiento.

Las lagunas del Teno están rodeadas por cerros de cierta altura, excepto en la sección de desagüe original, por el río Malo, donde se ubican las obras del Planchón. Haciendo un peralte en la zona de la naciente del río Malo, es posible incrementar la capacidad de embalse.

Si se extrapola la curva de embalse adoptada, sería necesario un nivel de aguas máximas de 2.453 m.s.n.m. para acumular 240 millones de m^3 , suponiendo un nivel de aguas mínimas en la cota 2.423 m.s.n.m. Agregando una revancha de 2 m. sería necesario cerrar mediante un muro con coronamiento a la cota 2.455 m.s.n.m.

Como la cota de coronamiento de las obras existentes es la 2.433, sería indispensable peraltarlas en 22 m., con un muro que tendría una longitud de coronamiento de alrededor de 350 m.

3.3.3 Antecedentes geotécnicos.

Los antecedentes geológicos disponibles para analizar el problema que interesa en este punto, son escasos y muy generales, de tal modo que sólo será posible dar una impresión muy global sobre esta materia.

El informe geológico-geotécnico de Uthemann y Barozzi sobre el túnel de descarga del Planchón, incluye un marco geológico general de la zona del nacimiento del río Malo.

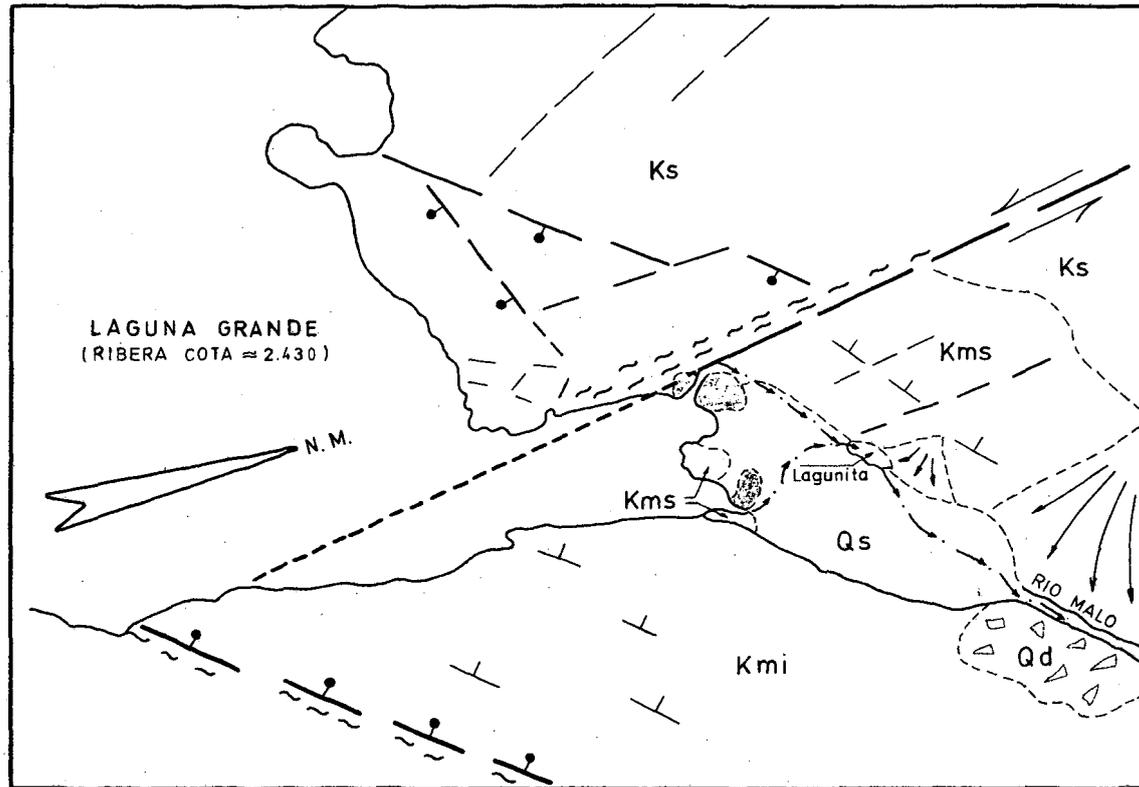
En la figura 3.9, tomada del informe citado, se presenta las diferentes unidades geológicas y estructuras regionales más importantes en la zona del nacimiento del río Malo.

En forma muy general, se puede distinguir en esa área dos tipos de unidades geológicas. El primer tipo corresponde a sedimentos cuaternarios postglaciales de diferente origen. Estos sedimentos se encuentran rellenando parte del valle del río Malo y/o cubriendo sus taludes rocosos. Desde el punto de vista geotécnico tienen características mecánicas de suelos.

El segundo tipo de unidades corresponde a las rocas propiamente tales, las que en las primeras reseñas geológicas eran incluidas dentro de la "Formación Porfirítica".

Estudios más recientes permiten precisar que las rocas de esta área forman parte de una serie estratificada, volcánico-sedimentaria, de edad cretácica. Esta serie estratificada está representada por dos formaciones geológicas: la más antigua corresponde a la Formación Colimapu (cretácico medio) definido por C. Klohn, 1960. Sobre ella estarían los estratos, principalmente volcánicos, de la Formación Abanico, de edad cretácico superior. Ambas formaciones fueron instruídas por algunos filones y dislocadas por fallas de carácter regional.

Desde el punto de vista de la geología general del área en análisis, cabe destacar, además de lo señalado la existencia del sistema volcánico Planchón-Peteroa. Este sistema volcánico está situado al sur de las lagunas del Teno, y tiene a juicio de Uthemann y Barozzi, una incidencia directa en la formación de las la-



SIMBOLOGIA

- | | | | |
|--|---|--|---|
| | CANAL DE DESAGÜE. (ARTIFICIAL) | | 3) ZONA TECTONIZADA |
| | CONTACTOS GEOLOGICOS
LINEA DE SEGMENTO CUANDO ES
APROXIMADO | | 4) INFERIDO BAJO SEDIMENTOS
Y LAGO |
| | TRAZA DE FALLA REGIONAL MAS IMPORTANTE
CON INDICACION DE: | | TRAZA DE FALLA DE SEGUNDO
ORDEN. |
| | 1) DIRECCION DE MOVIMIENTO | | FALLAS MENORES. |
| | 2) LADO HUNDIDO | | RUMBO E INCLINACION GENERAL
SOBRE 50° DE ESTRATOS. |

UNIDADES GEOLOGICAS

- SEDIMENTOS CUATERNARIOS POST-GLACIALES (SUELOS) Y RELLENOS ARTIFICIALES.

- MUROS DE ENROCADO (ARTIFICIALES)
- DEPOSITOS COLUVIALES-CONOS, ESCOMBRERAS DE TALUD.
- DESLIZAMIENTOS DE BLOQUES DE ROCAS.
- RELLENO SEDIMENTARIO INDIFERENCIADO LACUSTRE, FLUVIAL, COLUVIAL Y MORRENICO (?)

-ROCAS

- Ks** CRETACICO SUPERIOR FORMACION ABANICO PRINCIPALMENTE VOLCANICO ANDESITICO (LAVAS, BRECHAS)
- Kms** CRETACICO MEDIO - FORMACION COLIMAPU
1) ARENISCAS Y TOBAS ROJAS (MIEMBRO PRINCIPALMENTE SEDIMENTARIO)
- Kmi** 2) TOBAS BRECHAS DE QUERATOFIROS COLADAS DE ANDESITAS E INTERCALACIONES DE ARENISCAS VERDES (MIEMBRO PRINCIPALMENTE VOLCANICO)

BOSQUEJO FOTOLOGICO ZONA DE DESAGÜE, LAGUNAS DEL TENO-NACIMIENTO DEL RIO MALO

INCLUYE ANTECEDENTES TOMADOS DE J. DAVIDSON 1971

ESCALA APROX. 1:10.000

TOMADO DEL INFORME GEOLOGICO-GEOTECNICO DE R. BAROZZI Y R. UTHEMANN (JUNIO 1977)

FIGURA 39

gunas.

Se estima que el lugar que ocupaban las lagunas corresponde a las cabeceras de valles que drenaban previamente hacia el sur. Posteriormente, la actividad volcánica iniciada en "una etapa pre-última glaciación del Pleistógeno" (según J. Davidson, 1971) comenzó a represar estos valles. Este represamiento fué aumentado gradualmente con la continuación de la actividad volcánica durante el post-glacial, hasta cerrar totalmente el drenaje hacia el sur, alterando definitivamente el curso del drenaje hacia el norte, ocupando el cauce actual del río Malo.

Sustentándose en lo anterior, puede afirmarse que la antigua divisoria del drenaje estaba en la actual zona de desagüe, probablemente frente a los deslizamientos de bloques de rocas indicados en la figura.

De acuerdo al bosquejo geológico señalado, el muro de contención debería situarse en su mayor parte, sobre el tipo de unidades geológicas, sedimentos cuaternarios. Superficialmente, consisten en un relleno sedimentario indiferenciado lacustre, fluvial, coluvial y morrénico. No se dispone de antecedentes precisos sobre las características de permeabilidad de este material. Actualmente con los niveles de aguas que alcanzan las lagunas no parece haber problemas de filtraciones a través de estos materiales.

Por el carácter morrénico del material de la zona y la existencia de materiales finos, podría esperarse que la permeabilidad de los materiales existentes, no fuere alta. Así, podría ser factible un tratamiento de la fundación que permitiera peraltar el nivel de las lagunas.

En todo caso, la factibilidad de efectuar el peralte de las obras del Planchón deberá comprobarse mediante estudios geológicos y geotécnicos.

3.3.4 Obras necesarias.

Como se ha señalado, se requiere, en primer término, disponer un muro de presa que cierre la zona de nacimiento del

río Malo. Este muro debería alcanzar hasta la cota 2.455 m.s.n.m.

Dado las condiciones de la zona, se ha considerado un muro de tierra con un ancho de coronamiento de 10 m. y taludes 3/1 aguas arriba y 2,5/1 aguas abajo. Su longitud de coronamiento sería de 350 m. y el volúmen total de material, ascendería a alrededor de 615.000 m³.

En atención a las incógnitas que plantea la impermeabilidad de la fundación, se ha puesto una pared moldeada de unos 25 m. de profundidad, cruzando todo el ancho del valle.

Como el eje del nuevo muro se ubicaría unos 120 m. aguas abajo de la salida del actual sistema de descarga, sería necesario modificarlo. También habría que modificar las actuales obras de vertedero que quedarían bajo el relleno del muro de presa.

Para el sistema de descarga, podría pensarse en una solución que utilice parcialmente el túnel, al cual seguiría un conducto en presión que cruzaría bajo el nuevo muro de presa.

El vertedero se reubicaría, manteniéndolo en la ladera opuesta al túnel, debido a la configuración topográfica de la zona.

También sería necesario reubicar el pequeño campamento de operaciones que existe en una pequeña península entre el vertedero y el túnel de descarga. Este campamento quedaría bajo aguas.

3.3.5 Costo estimado de ampliación del Planchón

Dada la perspectiva con que se analizó esta alternativa en que se pretendía sólo tener un cierto orden de magnitud de la misma, no se desarrolló un anteproyecto preliminar completo. Considerando que la mayor parte de la inversión debe realizarse en el muro de presa, éste se trazó en un plano 1:500, obtenido del proyecto Donoso. Para las obras de descarga y de vertedero, se estimaron valores globales sobre la base a los diseños preliminares realizados para el embalse San Pablo.

El resumen de los costos estimados es el siguiente:

A)	<u>Costo Directo</u>	<u>US\$</u>
	- Muro de Prensa	3.820.000
	- Impermeabilización fundación	1.500.000
	- Obras de rebalses	830.000
	- Obras de toma	300.000
	- Campamento	<u>20.000</u>
	Sub-Total costo directo	6.470.000
B)	<u>Ingeniería</u>	650.000
C)	<u>Imprevistos</u> (40 % del costo directo)	<u>2.600.000</u>
	COSTO TOTAL	<u>9.720.000</u>

3.4 EMBALSE SAN PABLO

3.4.1 Antecedentes Generales y Objetivos

Para cubrir las demandas de agua en caso que no se mejore la eficiencia de riego sería indispensable construir un gran embalse. El embalse San Pablo se sitúa en la amplia planicie que se extiende al sur del río Teno, unos 5 Km. al sur-oriente de Romeral.

La posibilidad de disponer de embalse en este sitio, fue detectada en el transcurso de este estudio, al efectuarse el Catastro de Presas en el cuenca. Este embalse reúne características muy atractivas, por lo que se decidió estudiarlo con mayor detención en

vista a establecer su factibilidad física y efectuar una estimación de sus costos.

Las condiciones topográficas de la zona permiten disponer de un embalse con una muy buena relación entre volumen de agua embalsada y volumen de material del muro de presa. Por otro lado; su situación con respecto a las áreas de riego del río Teno, hacen que este embalse sea una alternativa para regular caudales destinados a satisfacer las demandas de agua de una extensa zona agrícola.

Otro factor de interés de este embalse es que, por su ubicación, podría integrarse a un esquema de obras que permitan el trasvase de caudales de norte a sur.

3.4.2 Antecedentes Topográficos.

Los antecedentes topográficos disponibles de la zona del embalse son escasos, y se reducen a las planchetas a escala 1:50.000 y 1:25.000 del Instituto Geográfico Militar. También se cuenta con fotografías aéreas escala 1:70.000 y 1:20.000.

Para complementar, en parte, los escasos antecedentes se efectuó un perfil topográfico por el eje del muro de presa u obras de vertedero y algunos perfiles transversales en el interior de la zona del muro (perfiles a escala 1:5.000 horizontal y 1:500 vertical).

El muro de presa se sitúa sobre el estero Guaquillo, medio kilómetro aguas abajo de la confluencia del estero San Pablo y el estero Las Lagunas, entre la denominada Loma de la Toma y el Cerro San Pablo.

El estero Guaquillo, y otros cursos de agua en la zona del embalse, tienen sus cauces profundos, muy por debajo del nivel general de la planicie a través de la cual escurren. Es así como, en el lugar de la presa, el estero Guaquillo escurre por una garganta angosta, de unos 20 m. de ancho en su parte inferior y excavada a unos 35 m. de profundidad con respecto a la planicie que se extiende a su costado derecho.

El apoyo izquierdo de la presa está formado por una cerranía angosta, con dos depresiones bien marcadas, que constituyen la Loma de la Toma. Esta cerranía separa el estero Guaquillo del estero Los Chingues, que se junta con el primero unos 700 m. aguas abajo del sitio de presa.

El apoyo derecho de la presa, está constituido por la planicie que sube gradualmente hacia el Cerro San Pablo.

En la zona de inundación inmediatamente aguas arriba del eje de la presa, el terreno baja hacia el estero San Pablo, y más allá de éste, en el área denominada El Peumal, el fondo del embalse es relativamente plano.

La zona de inundación se extiende por los amplios valles de los esteros Tinajón y Potrero Grande, quedando flanqueada por los cerros que confinan esos valles y los separan de sus vecinos.

3.4.3 Geología y Geotécnica.

Con el objeto de definir la posibilidad de situar un embalse en el sitio detectado con la cartografía disponible, se efectuó un primer reconocimiento geológico del área.

En ese primer estudio de evaluación geológica-geotécnica general se concluyó que era posible considerar la zona de San Pablo como lugar de embalse. Sin embargo, se estimó conveniente efectuar un reconocimiento más detallado con el objeto de conocer con más exactitud la distribución y características de las unidades geográficas del área, que permitieran corroborar la factibilidad de la obra y proporcionar los datos para el cálculo de los costos de construcción.

En el Apéndice, Anexo J - 3.2, se incluye el informe del reconocimiento geológico-geotécnico efectuado con tal propósito.

De acuerdo con dicho informe, en la zona donde se ubicaría la presa se presentan rocas volcánicas en las dos colinas

que podrían servir de apoyos externos al muro (vale decir, en la Loma de la Toma y Cerro San Pablo). En la angostura del estero Guaquillo y en el resto de la zona de fundación se detecta la presencia de sedimentos cuaternarios, principalmente del tipo lahar.

Las rocas más antiguas corresponden a un conjunto estratificado de rocas volcánicas y sedimentarias, correlacionables con la Formación Abanico, de edad Cretácico Superior. Corresponden a la roca basal del área y su afloramiento típico es el conjunto de colinas denominadas Loma de la Toma.

Sobre esta secuencia estratificada y en franca discordancia de erosión, está ubicada la brecha volcánica de aspecto masivo, caracterizada como lahar del Cerro San Pablo. Esta unidad de roca es mucho más moderna y se le asigna una edad Cuater-naria, probablemente Cuaternaria Inferior.

Como se ha señalado, el resto de las unidades geológicas corresponde a sedimentos (suelos desde el punto de vista geotécnico) del cuaternario post-última glaciación.

El flujo de barro denominado "Depósitos Laháricos del Teno" es el más ampliamente repartido en la zona donde se ubicaría la presa.

Su basamento se desconoce, pudiendo descansar ya sea directamente sobre las unidades de rocas más antiguas, o bien sobre sedimentos anteriores a su llegada.

La llegada del lahar, dentro del área de estudio, habría interrumpido la red natural de drenaje allí existente, por lo que los esteros y ríos de la zona se vieron obligados a cambiar sus cursos, erosionando parcialmente este lahar o depositando sus sedimentos en las cuencas cerradas por este flujo. Este proceso es el que dió origen a la morfología actual. Las zonas que fueron erosionadas más profundamente constituyen las gargantas de los cauces actuales de los esteros. Este proceso erosivo es muy evidente sobre todo en la zona de la presa. Cerca del lecho actual de estos esteros se puede observar pequeños depósitos de sedimentos recientes, principalmente gruesos que conforman la planicie de inundación

del estero ocupada por sus crecidas intermitentes.

En la zona de la presa, los depósitos laháricos están constituidos por una mezcla de clastos, bolones y bloques de rocas, principalmente de lavas andesítica-basálticas, incluidas en una matriz areno-limosa, con algo de arcilla, de color pardo grisáceo. Se considera un depósito de baja a muy baja permeabilidad, aunque localmente podría incluir zonas o lentes algo más permeables pero aislados entre sí.

En el Apéndice, Anexo J - 3.2, se entrega mayores detalles en cuanto a las características de las unidades geológicas. También se analizan los aspectos geotécnicos más importantes relacionados con este embalse.

En relación con la geotécnica de las obras, un resumen de los aspectos más importantes, que es preciso considerar, es el siguiente:

a) Apoyos de la presa.

El empotramiento izquierdo, Loma de Toma, está formado por rocas volcánicas bastante alteradas y fracturadas (Formación Abanico). El estrato o capa sobre el cual se apoyaría la presa sería una toba brechosa riolítica medianamente alterada, de baja resistencia y bajo peso específico.

En todo caso se estima apta como apoyo para una presa de tierra.

El apoyo derecho, lo constituiría o bien la terraza que sube gradualmente hasta el Cerro San Pablo, o bien este último, que constituiría un excelente apoyo para la presa.

b) Zonas de fundación de la presa.

Debe distinguirse dos áreas: la zona de la angostura propiamente tal, y, la zona de planicie que asciende hacia el Cerro San Pablo.

En la zona de angostura se encuentran sedimentos en el lecho del río y poco aguas arriba del eje, una pequeña terraza también fluvial. Será necesario remover o impermeabilizar estos depósitos, así como también los sedimentos cuaternarios infrayacentes. Se estima que la zona impermeabilizar no sería mayor de unos 20 m.

La zona de planicie que constituye el resto de la fundación del costado derecho, consiste en depósitos laháricos.

Se estima que estos depósitos tienen baja a muy baja permeabilidad, por lo que para fines prácticos se pueden considerar impermeables y aptos como suelo de fundación para un muro de tierra.

c) Tipo de presa y materiales para su construcción.

Las características del sitio donde se ubicaría la presa, hacen que un muro de tierra sea la solución más apropiada. Para la construcción de un muro de tierra, se podría contar con extensas zonas de empréstito en las vecindades de la obra.

Para los espaldones de material permeable se puede utilizar los diferentes depósitos fluviales aterrizados. Para la zona del núcleo impermeable, o para el caso de una presa homogénea, se podría usar los depósitos laháricos del Teno. Los enrocados podrían provenir de las lavas andesíticas basálticas modernas y sin alteración que existen en los depósitos laháricos.

d) Obras de desviación.

El espolón rocoso constituido por la Loma de Toma es el lugar más apropiado para la construcción de un túnel de desviación del río. Cortaría rocas de la Formación Abanico y estaría excavado principalmente en el estrato de brechas riolíticas de regular a buen autoapoye.

El tramo final de las obras de desviación podría requerir una excavación abierta en caso de cortar, con el trazado, una terraza de depósitos fluviales que existe aguas abajo de la presa.

e) Vertedero.

Aparentemente la mejor zona para ubicar el vertedero podría ser la Loma de la Toma, en el portezuelo donde cruza el camino. Se cree posible usar este portezuelo como lugar del vertedero. Las rocas sin ser de excelente calidad geotécnica, permita fundar las obras en forma relativamente simple.

f) Zona de inundación.

Dentro de la zona de la inundación no se observó ningún tipo de estructuras o morfología que pudiera significar problemas para el embalse. Los taludes de los cordones rocosos tienen pendientes relativamente bajas y se ven estables. La estanqueidad del embalse se estima buena, lo que, en todo caso, debería confirmarse en etapas posteriores de proyecto.

Para finalizar conviene hacer presente que en el informe correspondiente, que se incluye en Anexo J - 3.2, se propone una serie de investigaciones y prospecciones concernientes a etapas posteriores del estudio.

3.4.4 Hidrología.

Dado que el estudio hidrológico detallado de la cuenca del Mataquito se encuentra expuesto en el Tomo F, aquí sólo se entregará algunos resultados del análisis hidrológico que den una visión sobre las características hidrológicas del área del embalse.

El embalse San Pablo utilizará los recursos hidrológicos de una hoya de 171 km² de superficie. Adicionalmente podrá acumular los recursos de agua que hacia él se conduzcan, ya sea desde el Sur, a través de un sistema de trasvases entre cuencas, o bien desde el río Teno a través de un canal alimentador.

En el cuadro que sigue, se indican los caudales medios anuales afluentes al embalse desde su hoya hidrográfica aportante y los volúmenes correspondientes a dichos caudales.

MES	Caudal medio mensual m^3/seg	Volumen medio mensual millones m^3
Mayo	1,37	3,67
Junio	6,44	16,69
Julio	6,83	18,29
Agosto	7,46	19,98
Septiembre	4,51	11,69
Octubre	3,10	8,30
Noviembre	2,06	5,34
Diciembre	1,26	3,37
Enero	0,81	2,17
Febrero	0,52	1,26
Marzo	0,35	0,94
Abril	0,30	0,78

De acuerdo con el cuadro anterior, el caudal medio anual aportado por la hoya hidrográfica propia del embalse, alcanza a $2,92 m^3/seg$ y el volúmen total afluente en el año, a $92,48$ millones de m^3 .

En relación con las crecidas, el análisis hidrológico practicado, indica que la crecida con período de retorno de 1 en 1.000 años tendría un caudal máximo de $424 m^3/seg.$, en tanto que la con período de retorno de 1 en 20 años, tendría un caudal máximo de $311 m^3/seg.$

El estudio de arrastre de sedimentos, indica para este embalse una tasa de producción de sedimentos de $800 ton/año/Km^2$, lo que significa un volúmen $8,56 \times 10^4 m^3$ por año. En un plazo de 50 años, semejante a lo que se adopta como vida útil de un embalse en estudios económicos, el volúmen de sedimentos acumulados alcanzaría a $4,28$ millones de m^3 .

3.4.5 Capacidad de las obras de embalse.

La capacidad de las obras dependerá del propósito que se asigne al embalse. El anteproyecto preliminar se ha desarrollado para la alternativa de riego de la cuenca que no considera tranques de noche.

De acuerdo a los resultados del Modelo de Operación de la cuenca, para esta alternativa de obras, se requeriría embalsar en San Pablo un volumen máximo de 100 millones de m^3 .

Para definir la capacidad de las obras de embalse, al volumen anterior debe agregarse la pérdida por evaporación; y un volumen muerto para sedimentos. En conformidad a los estudios realizados, se ha adicionado un volumen de 10 millones de m^3 para compensar las pérdidas por evaporación. Por otro lado, teniendo en cuenta las condiciones topográficas del sitio de presa, se ha considerado un volumen muerto y para sedimentos, de 20 millones de m^3 . En consecuencia, el volumen total de embalse requerido en San Pablo, ascenderá a 130 millones de m^3 .

Para lograr embalsar los 130 millones de m^3 se requiere, de acuerdo a la curva de embalse de la Figura 3.10 un nivel de aguas máximas normales de 355,50 m.s.n.m. A su vez el nivel mínimo de fluctuación será la cota 340,50 m.s.n.m.

En relación con la capacidad de las obras de entrega del embalse, el Modelo de Operación de la cuenca, para la alternativa de riego sin tranques de noche, indica que ellas deben dimensionarse para un caudal máximo de $23 m^3/seg$.

3.4.6 Descripción de las obras.

Las obras del embalse San Pablo, consideradas en el anteproyecto preliminar, consisten fundamentalmente en un muro de presa que cerrará el cauce del estero Guaquillo situado en un portezuelo en esa misma Loma, y, un sistema de obras de entrega, situadas en la planicie en que se apoya, por el costado derecho, el muro de presa.

A continuación se describe las obras mencionadas

y se señalan las principales consideraciones hechas para su disposición. En las figuras 3.10 y 3.11 se muestran dichas obras.

3.4.6.1 Presa

Se contempla un muro de tierra de alrededor de 1.2 millones m^3 de volumen, 50 m. de altura máxima y 800 m de longitud de coronamiento, cuyo ancho será de 10 m. Su talud es de 3:1 aguas arriba y de 2.5:1 aguas abajo.

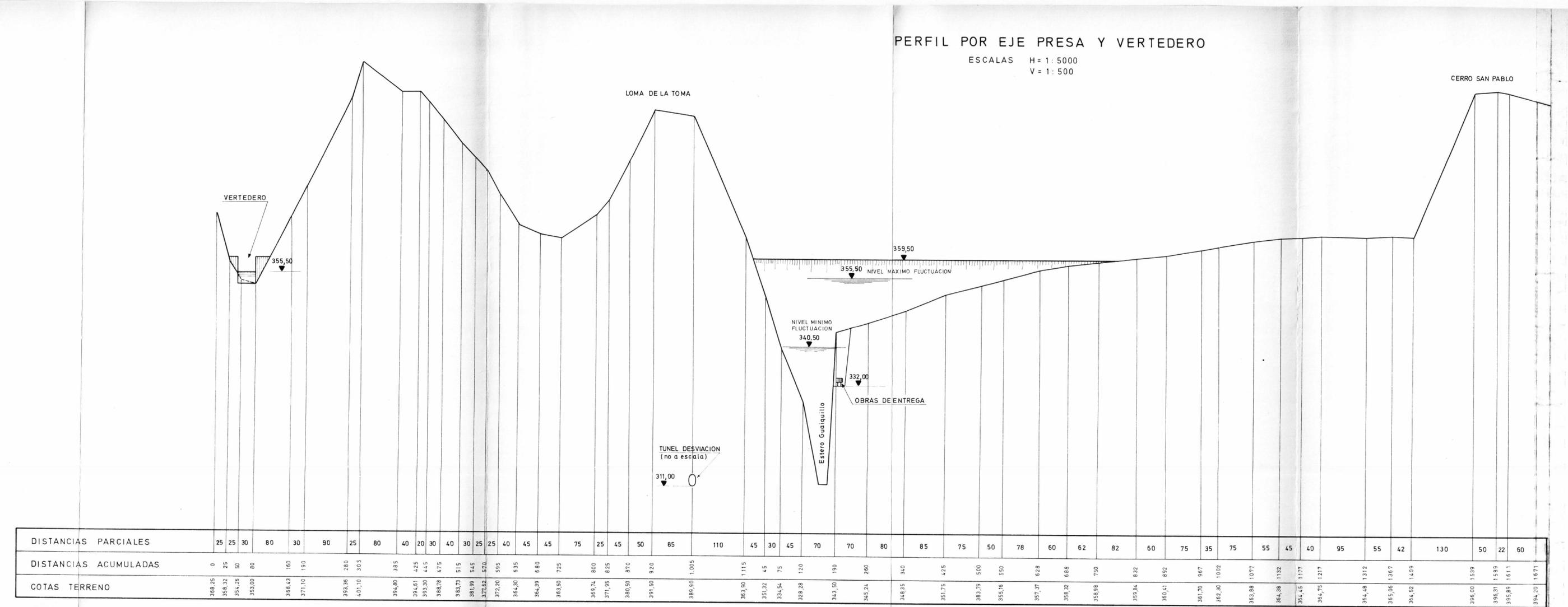
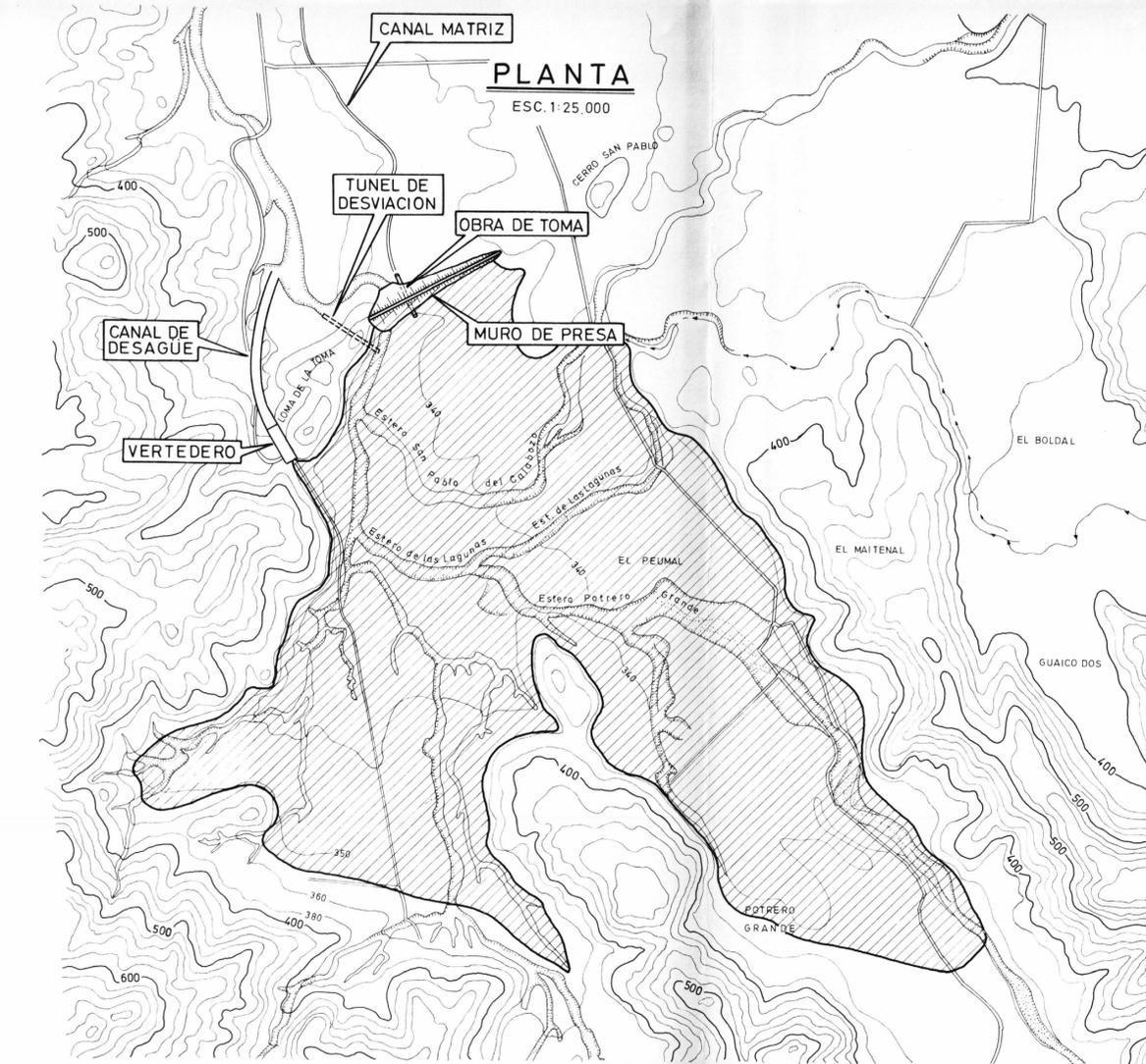
El muro estará constituido básicamente por rellenos permeables y un núcleo central impermeable. Entre ambos tipos de materiales se colocarán materiales graduados a modo de filtros, así como también entre el material de fundación y el espaldón de aguas abajo. Ambos taludes se protegerán con enrocados.

El tipo de muro, de tierra, no homogéneo, se dispuso atendiendo el análisis geotécnico practicado y a la conveniencia de utilizar en el muro los materiales permeables provenientes de la excavación del canal de desagüe del vertedero y si éste fuera insuficiente, de los otros depósitos fluviales aterrizados vecinos. Se trata de gravas bien graduadas, con material limoso (GW-GM).

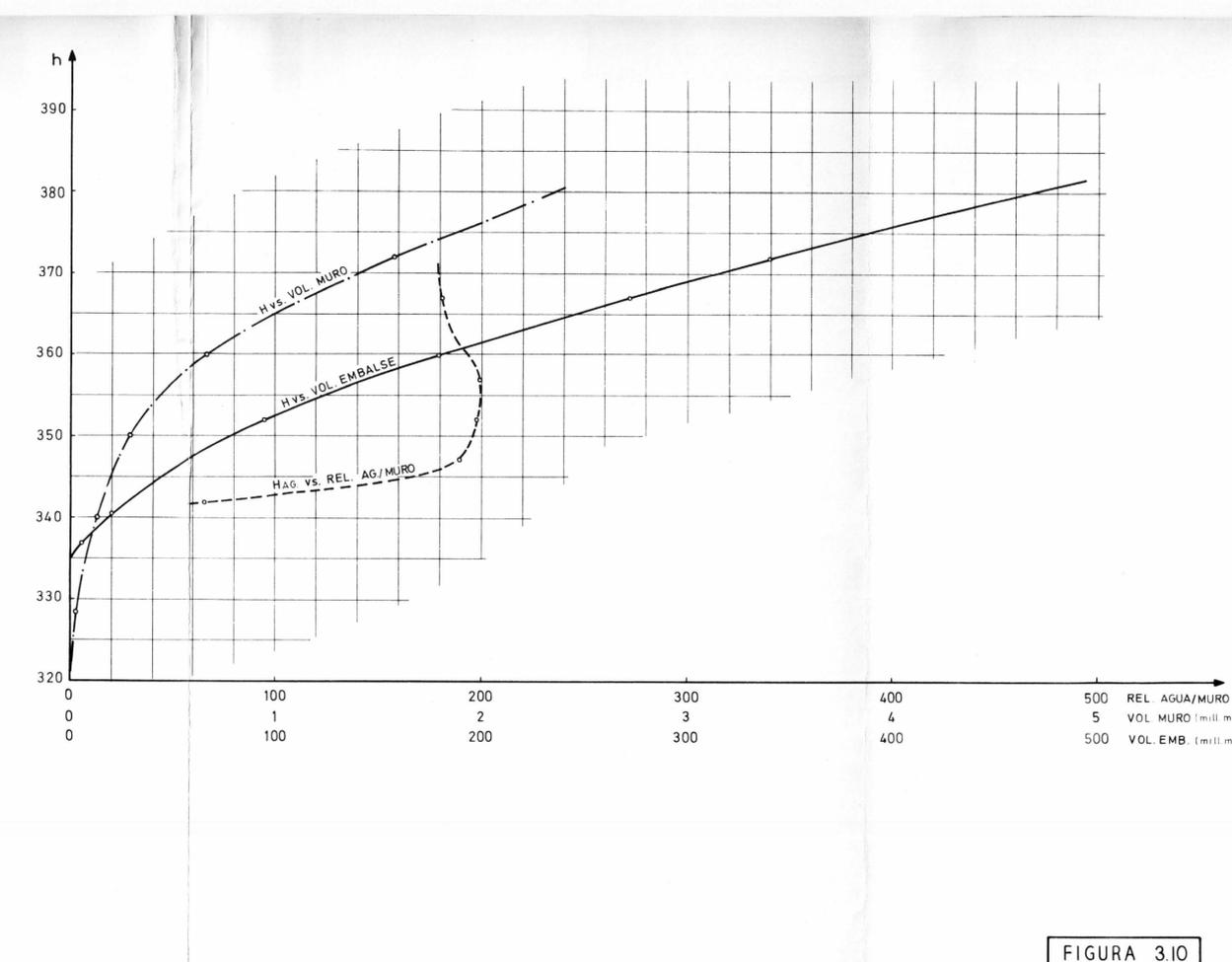
El material para el núcleo impermeable provendrá de los depósitos laháricos que abundan en las vecindades de la presa. Como se mencionó al analizar los aspectos geológicos y geotécnicos, estos depósitos son una mezcla de clastos, bolones y bloques de rocas, incluida en una matriz areno-limosa, con algo de arcilla. Se trata de un material de baja permeabilidad; sin embargo, en etapas posteriores del estudio, se deberá analizar con mayor detalle estos depósitos.

Los enrocados provendrán de los bloques de las rocas que será necesario separar durante la explotación de los emprésitos de material impermeable y si ello no fuera suficiente, de otros depósitos laháricos en los que este material abunda.

Para la impermeabilización de la fundación se ha dispuesto, en la zona del cauce del estero Guaquillo, una pared



DISTANCIAS PARCIALES	25	25	30	80	30	90	25	80	40	20	30	40	30	25	25	40	45	45	75	25	45	50	85	110	45	30	45	70	70	80	85	75	50	78	60	62	82	60	75	35	75	55	45	40	95	55	42	130	50	22	60			
DISTANCIAS ACUMULADAS	0	25	50	80	110	150	180	205	245	285	305	345	375	405	430	470	515	560	635	680	725	800	885	920	1005	1050	1080	1115	1145	1175	1205	1240	1270	1300	1330	1360	1390	1420	1450	1480	1510	1540	1570	1600	1630	1660	1690	1720	1750	1780	1810	1840	1870	1900
COTAS TERRENO	368,25	358,32	354,75	353,00	368,43	371,10	395,96	401,10	394,80	394,61	393,30	388,78	383,73	381,99	377,62	372,20	364,30	364,39	363,50	369,74	371,95	380,50	391,50	389,90	383,50	351,32	334,54	328,28	343,50	345,24	348,35	351,75	383,79	355,16	357,37	358,32	358,98	359,84	360,41	361,70	362,30	363,88	364,38	364,45	364,75	364,48	365,06	364,52	368,00	396,31	395,89	394,20		



HTS	CICA	B&P	EMBALSE SAN PABLO PLANTA, PERFIL Y CURVAS DE EMBALSE		REPUBLICA DE CHILE
Proyecto : F. Zegers de L. Jefe Unidad : C. Maturana B. Jefe Estudio : J. Zegers A. R.G. Dibujó : A. Valle C. Inspector : C. N.R.	Plano N° Escalas : indicadas Fecha : Marzo 1978	COMISION NACIONAL DE RIEGO ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD			

FIGURA 3.10

moldeada de 20 m. de profundidad. En la zona de la planicie, el muro se funda directamente sobre los materiales laháricos disponiéndose solamente un diente de prolongación del núcleo impermeable, de poca profundidad. En la ladera izquierda, en que el muro se apoya sobre el material rocoso de la Loma de la Toma, se contempla la ejecución de inyecciones. Con los antecedentes disponibles, no es posible precisar los tratamientos de las fundaciones, aspecto que en estudios posteriores debería requerir un cuidadoso análisis, apoyado por un adecuado programa de prospecciones.

3.4.6.2. Obras de desviación durante la construcción.

Durante la construcción de las obras se desviará el cauce del estero Guaiquillo mediante un sistema de ataguías y un túnel que cruzará a través de la Loma de la Toma.

Las obras de desviación se han dispuesto para evacuar la crecida de período 1 en 20 años, cuyo caudal alcanza a 311 m³/seg.

Las ataguías formarán parte del muro de presa. La de aguas arriba tendrá una altura máxima de 15 m. y la de aguas abajo de 5 m.

El túnel de desviación tendrá una sección de 20 m² útil y alrededor de 300 m. de longitud de tal manera que con la carga de la ataguía y con el efecto regulador que ella provoca, podrá absorberse la crecida de diseño. El túnel entregará al cauce del estero Guaiquillo a través de un canal de 100m, de longitud, excavado en la terraza fluvial que existe en ese costado del estero aguas abajo de la presa.

Para la estimación de costos, atendiendo a los escasos antecedentes sobre la calidad de la roca que deberá atravesar el túnel, se ha supuesto que éste será totalmente revestido en hormigón.

3.4.6.3. Obras de rebalse.

Las obras de rebalse se han dispuesto en el por-

tezuelo del camino en la Loma de la Toma.

Consisten en un vertedero frontal, al que sigue un rápido de descarga, el cual, a través de un colchón disipador de energía entrega las aguas al estero Los Chingues. Este estero se junta con el Guaiquillo poco aguas abajo del sitio de presa.

El vertedero frontal es una estructura de hormigón de 35 m de ancho y de perfil Creager.

Luego del umbral vertedero sigue una sección de transición, para empalmar con el rápido de descarga de sección rectangular y 20 m. de ancho. El rápido tiene dos tramos con pendiente de 14% y 30%. Al término del rápido se ubica un colchón disipador tipo III del U.S. Bureau of Reclamation.

El colchón disipador entrega las aguas a una canalización dispuesta en el cauce del estero Los Chingues. Esta canalización consiste en garantizar una sección mínima de escurrimiento de 90 m^2 , en rebajar la pendiente original cercana al 2% , a un valor semejante al 0,5% (0.5 por mil), de tal modo de limitar la velocidad de escurrimiento a 1,5 m/s y evitar la fuerte erosión retrógrada en caso contrario.

Esta canalización del estero Los Chingues que implica fuertes excavaciones es la que determina, en definitiva, el perfil de las obras de evacuación. Cabe hacer presente que los materiales provenientes de estas excavaciones se utilizarán en la construcción del muro de presa, por lo que se convertirán en el principal empréstito de material permeable.

Las obras de rebalse se han diseñado para absorber la crecida con período de retorno de 1 en 1.000 años. El caudal máximo de esta crecida asciende a $424 \text{ m}^3/\text{seg}$.

De acuerdo a los cálculos realizados, el efecto regulador del embalse atenúa considerablemente la crecida, razón por la cual las obras de rebalse se han dispuesto para evacuar un caudal máximo de $140 \text{ m}^3/\text{seg}$. (Carga sobre el umbral del vertedero de 1,52 m.)

Atendiendo a la magnitud de la crecida y al gran

efecto regulador del embalse, se ha estimado conveniente considerar un vertedero libre, sin compuertas automáticas. En todo caso, en etapas de estudio posteriores, debería efectuarse un estudio económico en el cual se determine la solución óptima para el vertedero, considerando tanto soluciones con compuertas, como sin ellas. También debería considerarse la solución alternativa de un pozo vertedero acompañado, que descargue al túnel de desviación.

3.4.6.4 Obras de entrega

El embalse San Pablo debe entregar sus aguas a un canal matriz cuyo trazado se desarrolla por la planicie que se ubica entre el estero Guaiquillo y el río Teno. Por esta razón, las obras de entrega deben situarse en el costado derecho del embalse, no siendo posible utilizar para este efecto, el túnel de desviación, situado en el apoyo izquierdo de la presa y a una cota muy baja respecto a la de partida del canal matriz.

Las obras de entrega del embalse se han dispuesto para descargar un caudal de $23 \text{ m}^3/\text{seg}$. Consisten en una campana de hormigón con una estructura de rejas, seguida por un conducto de hormigón armado de 2,20 m. de diámetro interior, que cruza bajo el muro de presa, y termina en un dissipador de energía, a través del cual alimentan el canal matriz. Poco aguas arriba del eje de la presa se ha dispuesto una estructura de compuertas, con su correspondiente torre de maniobras y puente de acceso. Se han considerado dos compuertas planas, una de servicio y otra de emergencia, con el objeto de regular la entrega de caudales desde el embalse.

3.4.6.5. Canal de entrega del embalse San Pablo al río Teno.

Descripción de las obras.

Desde las obras de entrega del embalse se ha proyectado un canal que permite conducir un caudal de $23 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta el río Teno.

El canal se proyectó con pendiente 0,75% y tendrá una longitud de 16 Kms. En este tramo intercepta los siguientes canales a los cuales puede abastecer parcial o totalmente: Moreno,

Chuñuñe o Meztiza, La Cañada (rama del pueblo y algunos canales del ramal del Guaico), Quilvo, Perales, Merino y Donoso.

Para abastecerlos se consideraron 3 marcos partidores grandes del último de los cuales sale un canal menor para entregar, con 3 marcos chicos, los caudales de los cuatro últimos canales mencionados.

El nuevo canal en su recorrido cruza 4 caminos de tierra de 12 mts. de ancho total y el camino de Romeral a los Queñes de 20 mts. de ancho total. Para cada cruce se ha considerado la obra de arte tipo diseñada por la Dirección de Vialidad del M. O. P.

El canal tendrá un ancho basal de 7, 10 mts. y una profundidad de 2, 5 mts., lo que significa un ancho total de 11, 00 mts., y una sección transversal que alcanza a 22, 5 m².

Por ser la cota de entrega del embalse de 300 m. s. n.m. el canal entregará al río Teno en la cota 322 m. s. n.m. lo que permitirá abastecer además todos los canales cuyas bocatomas se encuentran aguas abajo, desde el canal Agustín Cerda inclusive. La bocatoma del canal Teno-Chimbarongo, cuya cota de fondo se encuentra en los 307 m. s. n.m., haría posible, incluso, el trasvase de agua desde el embalse San Pablo hacia el embalse de Convento Viejo.

3.4.7. Costo estimado de las obras.

A) <u>Costo Directo</u>	US\$
Muro de presa	7.588.100
Obras de desviación	800.300
Obras de rebalse	1.377.800
Obras de entrega	289.200
Canal al Río Teno	871.100
Total Costo Directo	10.926.500
B) <u>Ingeniería</u>	1.100.000
C) Imprevistos (30% del Costo Directo)	3.277.000
COSTO TOTAL	15.303.500

Detalle costo directo.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
			UNITARIO	US\$
			US\$	US\$
1. - Muro de presa				
1.1. Excavación (Material blando)	m ³	73.000	1,70	124.100
1.2. Rellenos:				
Material impermeable	m ³	320.000	6,00	1.920.000
Material permeable	m ³	594.000	4,00	2.376.000
Material filtros	m ³	196.000	8,00	1.568.000
Enrocados	m ³	90.000	10,00	900.000
1.3. Impermeabilización fundaciones:				
Pared Moldeada	m ²	3.000	200,00	600.000
Inyecciones	gl.			100.000
Sub total 1				7.588.100
2. - Obras de desviación				
2.1. Túnel				
Excavación	m ³	8.500	45,00	382.500
Revestimiento	m ³	2.600	80,00	208.000
Marcos metálicos	c/u	75	940,00	70.500
Cáncamos	c/u	300	35,00	10.500
Shotcrete	m ³	1.400	7,00	9.800
2.2. Estructura de entrada				
Excavación	m ³	2.000	2,00	4.000
Hormigón	m ³	700	100,00	70.000
Fierro	Ton	35	1.000,00	35.000
2.3. Canal de salida				
Excavación	m ³	5.000	2,00	10.000
Sub total 2				800.300

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO		TOTAL
			UNITARIO		US\$
					US\$
3. - Obras de rebalse					
3.1. Excavación					
Material blando	m ³	144.000		1,70	244.800
En roca	m ³	72.000		8,00	576.000
3.2. Hormigones					
	m ³	3.400		100,00	340.000
3.3. Fierro estructural					
	Tons	190		1.000,00	190.000
3.4. Cáncamos					
	c/u	200		35,00	7.000
3.5. Juntas y otros element. gl.					
					<u>20.000</u>
Sub total 3					1.377.800
4. - Obras de entrega.					
4.1. Excavación					
Material blando	m ³	20.800		2,00	41.600
Roca	m ³	2.000		8,00	16.000
4.2. Rellenos					
	m ³	22.300		2,00	44.600
4.3. Hormigones					
	m ³	360		100,00	36.000
4.4. Fierro Estructural					
	Tons	26		1.000,00	26.000
4.5. Equipos					
Compuertas y acces.	gl				110.000
Rejas	gl				5.000
4.6. Puente y varios					
	gl				<u>10.000</u>
Sub total 4					289.200

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO		TOTAL
			UNITARIO		US\$
				US\$	US\$
5. - Canal al Río Teno					
5.1. Canal Matriz (16 Km)					
excavaciones terreno plano	m ³	359.000	1,50		538.500
Rellenos de terraplén	m ³	71.000	1,70		120.700
5.2. Canal de distribución					
excavación, terr. plano	m ³	8.700	1,50		13.100
Rellenos de terraplen	m ³	1.750	1,70		3.000
5.3. Obras de arte	gl				67.800
5.4. Puentes	gl				66.000
5.5. Marcos distribución	gl				<u>62.000</u>
Sub total 5					871.100

4. - PROYECTOS DE NUEVO RIEGO.

4.1 VALLES DE CULENAR, AJIAL, GUAQUÉN TONLEMO Y VILLA PRAT.

4.1.1 Descripción del área.

4.1.1.1. Generalidades.

La cordillera de la costa cae, normalmente, en forma abrupta al lecho de los ríos no permitiendo la formación de terrenos aptos para los cultivos. Sin embargo, en la zona poniente de Villa Prat existen cuatro valles que poseen características de suelos, pendiente y extensión adecuados para ser considerados como susceptibles de riego.

Los valles de Culenar, Ajial, Guaquén y Tonlemo están constituidos por entradas naturales enmarcadas por un cordón de cerros y atravesadas por esteros de mayor o menor importancia. Corresponden a zonas de secano que en conjunto con el sector sur de Villa Prat, constituyen el área de estudio que abarca 5.280 há.s.

De esta superficie 4.135 há.s. pertenecen a Villa Prat y al valle de Culenar. Las 1.145 há.s. restantes corresponden a terrenos bajo el canal proyectado en los valles de Ajial, Guaquén y Tonlemo. Sin embargo, existen 638 há.s. de este último sector que se han regado mediante sistemas de elevación y tranques de noche, desde hace dos décadas; pero, que necesitan en la actualidad, reemplazar sus equipos y reparar sus canales de riego.

4.1.1.2 Tipos de suelos y su distribución.

De acuerdo al Informe de Suelos (Tomo C) la superficie bruta de cada tipo de suelo y su distribución es la siguiente:

Aptitud Agrícola	1 y 2	4-5 y 7	3 y 6
Villa Prat	42.8 hás	159.0 hás	--
Valle de Culenar	1.105.5 hás	2.743.5 hás	84.2 hás
Valles de Ajial, Guaquén y Tonlemo	59.2 hás.	1.085.8 hás	--
Totales	1.207.5 hás.	3.988.3 hás	84.2 hás

4.1.1.3 Cauces naturales.

El área en estudio, de topografía muy irregular, presenta innumerables quebradas y esteros naturales que evacúan las aguas de lluvia en invierno y forman un esquema primario de drenaje de la zona.

De estos cauces los más importantes son: el estero Culenar y su afluente El Belloto que tiene su confluencia en la punta noreste del cerro Villa Seca y, el estero Tonlemo. Los primeros dividen al valle de Culenar en tres sectores diferentes. El estero Tonlemo cruza ese valle y se encuentra regulado mediante un embalse de temporada.

El resto de los esteros son de poca importancia a nivel zonal, pero, en conjunto, con los mayores, constituyen factores determinantes en el diseño del sistema de riego.

4.1.2 Información disponible.

4.1.2.1. Información Topográfica.

Se contó con un levantamiento aerofotogramétrico

del área de nuevo riego en estudio, efectuado en 1977 por la oficina OTAG en escala 1:10.000 con curva de nivel cada 2.5 metros.

Además fué necesario ocupar planchetas de la zona escala 1:25.000, del IGM con curvas de nivel cada 20 metros como base del trazado de un posible canal de aducción cuya toma se encuentran en el río Lontué al oriente de la zona levantada por OTAG.

Por último, se efectuó un levantamiento de la zona oriente de Punta de Rosa en escala 1:10.000 con el objeto de estudiar las posibles bocatomas de algunas alternativas.

Sobre estos planos se estudiaron las distintas alternativas de trazado de canales de riego tomando en cuenta la clasificación de suelos y pendiente del valle.

4.1.2.2. Información de Suelos.

Se dispuso del Informe de Suelos (Tomo C) escala 1:20.000, en que se indica, la ubicación y límites de cada tipo de suelo definido por las características de drenaje, textura, profundidad, pendiente, etc., como asimismo los planos de capacidad de uso.

4.1.2.3 Información Aerofotográfica.

Se utilizó en set de fotografías del levantamiento aerofotogrametría de 1955, escala 1:70.000 con el propósito de localizar los sectores rocosos que tenían influencia en las alternativas de trazado de canal.

Visitas a terreno permitieron obtener la información de geología superficial de la zona individualizada en las fotografías pudiendo así definirse el tipo de material de los cortes y excavaciones de canales.

4.1.2.4 Caudales Necesarios.

Los caudales necesarios para abastecer la zona son los correspondientes a las tasas de riego que se han calculado, considerando un 50 % de eficiencia predial y pérdidas por conducción del orden de 0,2 % del caudal por kilómetro de canal.

Para el mes de máximo consumo, cuya tasa es de 1.12 lts./seg/há., se requieren 7.2 m³/seg en bocatoma para regar 5.280 há.

4.1.2.5. Recursos Disponibles.

Corresponden al caudal que en bocatoma lleva el Rño Lontué o el Mataquito según sea la alternativa.

Por no existir aforos en los rños mencionados, los recursos disponibles han sido establecidos mediante el estudio del escurrimiento basado en la hidrología de los rños Teno y Lontué; en la hidrogeología de la zona; en estudios de infiltración e isofreáticas y en el sistema de recuperaciones que ambos rños presentan en la junta.

Los recursos de los esteros existentes en el área no pueden considerarse, por cuanto tienen un estiaje brusco al inicio de la temporada de riego y, casi total, a partir del mes de Enero.

4.1.3 Alternativas de solución.

4.1.3.1. Análisis general de soluciones.

En una primera etapa se estudia tres alternativas que permiten regar 5.280 há de la zona descrita. Dos de ellas corresponden a soluciones gravitacionales, mientras que la tercera contempla 2 plantas de bombeo.

La primera alternativa (gravitacional) capta las aguas en el rño Mataquito frente a los Quillayes de Peteroa y las conduce a

través de un largo canal matriz excavado en su inicio en la caja del río hasta el sector sur de Villa Prat donde nace el canal principal de riego que rodea toda el área regable.

La alternativa 2, también gravitacional corresponde a un ensanche del canal Quillayes que capta sus aguas en el río Lontué conduciéndolas hasta el sector de la Ensenada de Quillayes donde mediante un corte y un túnel cruza al Valle de Culenar. A la salida del túnel se proyectan dos canales principales de riego que dominan toda la zona de nuevo riego.

A diferencia de las alternativas gravitacionales, la alternativa 3 - solución con elevación - corresponde a un ensanche del canal Culenar que tiene su bocatoma en el Mataquito, al noroeste de Villa Prat, y que en su corto recorrido por la caja del río enfrenta el valle de Culenar. Se proyectan dos plantas de bombeo que permitirán elevar el caudal necesario para alimentar cuatro canales principales.

En una segunda etapa se estudia una combinación de alternativas que permitan regar gravitacionalmente 3.915 hás. del Valle de Culenar y Villa Prat; y parte o la totalidad de los Valles de Ajial, Cuaquén y Tonlemo. Las alternativas contempladas son:

- a) Alternativa 4 : riego gravitacional de 3.915 hás del Valle de Culenar y Villa Prat, con una solución similar a la alternativa 2, descrita en la primera etapa.
- b) Alternativa 4 A : riego de 638 hás. de los Valles de Ajial, Cuaquén y Tonlemo, reemplazando y reponiendo la infraestructura existente.
- c) Alternativa 4 B : riego de 1.365 de los Valles de Ajial, Cuaquén y Tonlemo, mediante un canal matriz y una planta de bombeo.

En la etapa final se analiza la puesta en riego del área en estudio mediante 3 anteproyectos que abarcan 2.870 hás. obteniéndose el costo por hectárea correspondiente, que se aplica al total del área.

Los estudios mencionados incluyen presupuestos obtenidos a partir de la lista de referencia de costos unitarios (Ver Apéndice, Anexo J - 9) a los que se les agregó un 30 % por concepto de imprevistos y un 10 % por concepto de estudios e ingeniería.

Los costos de operación y mantención se han actualizado a una tasa del 16% anual considerando un período de 30 años, con el propósito de poder comparar distintas soluciones.

4.1.3.2. Alternativas principales.

Alternativa N° 1.

Se estudia en esta alternativa el riego gravitacional de toda el área mediante un canal de 116 kms. de largo, 0.00025 de pendiente y $7.2 \text{ m}^3/\text{seg}$ de capacidad máxima en bocatoma. El canal matriz tiene un bocatoma en el sector del Río Mataquito frente a Quillayes de Petorca con los primeros 9 kilómetros por terrenos que fueron caja de río; al término de los cuales se proyecta un túnel de 550 mt. excavado en roca, necesario para cruzar el sector de Punta Rosa. A la salida de dicho túnel el canal tiene su trazado en la ladera de los cerros encontrando en sus 22.5 kms. de desarrollo, zonas rocosas como también sectores de pendiente muy fuerte. Luego de este tramo, de difícil construcción, el canal alcanza el sector de Villa Prat. A partir de este punto se ha denominado canal principal de riego, el que va en gran parte de su recorrido en el límite entre la superficie apta para riego y la ladera de pendiente fuerte, dominando los valles de Culenar, Ajial, Guaquén y Tonlemo, lo que comprende toda el área en estudio. En su trazado el canal debe sortear numerosos bajos y quebradas debiendo el proyecto consultar el paso sobre el canal, de las crecidas de invierno y su uso durante la época de riego.

PRESUPUESTO (Alternativa N°1)

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL
1) Canal				
Excavación terreno plano blando	m ³	132.570	1,50	198.855
Excavación ladero suave	m ³	1.353.858	1,35	1.827.708
Excavación ladera fuerte	m ³	103.552	2,00	207.104
Excavación ladera roca	m ³	68.800	8,00	550.400
Relleno Compactado	m ³	291.482	1,70	<u>495.519</u>
			Total parcial US\$	3.279.586
2) Túnel Punta Rosa	Global			465.848
3) Obras de Arte	Global			<u>655.917</u>
			Sub-Total	4.401.351
			30% Imprevistos	<u>1.320.405</u>
			Sub-Total	5.721.756
			10% Ingeniería	<u>572.176</u>
			TOTAL US\$	6.293.932

Costos de Mantenimiento y Operación (Anuales)

1) Canal Matriz	km	32	1.500	48.000
2) Canal P. de riego	há	5.280	10	<u>52.800</u>
			Total anual US\$	100.800
			Total actualizado US\$	622.642

Alternativa N° 2.

Corresponde a la segunda alternativa gravitacional y consulta el ensanche del Canal Quillayes, con el propósito de usarlo como aducción y la construcción de dos canales en la zona de nuevo riego.

El canal matriz tiene su bocatoma en el río Lontué aguas arriba de la desembocadura del Estero Quete-Quete, y se ha diseñado para una capacidad máxima $7.2\text{m}^3/\text{seg}$. lo que no incluye la capacidad actual. En sus 30 kms. de recorrido hasta el fondo de la ensenada de Quillayes cruza los esteros Pirhuin, Río Seco, Pichuco, Patagua y Carretón, recibiendo los caudales que ellos conducen por recuperaciones y derrames. Su trazado se encuentra fundamentalmente en terrenos planos con lo cual el ensanche es de fácil construcción.

Al término de este canal se proyecta un corte y a continuación un túnel que desemboca al Valle de Culenar en el sector de Los Canelos Chicos. El corte tiene una longitud de 125 mt. y una altura máxima de 15 mt., mientras que el túnel tiene 2.325 mts. de los cuales los primeros 125 están excavados en material heterogéneo y el resto corresponde a roca.

Aguas abajo del túnel, se proyectan los dos canales principales de riego. El primero recorre la ladera oriente del Valle de Culenar y tiene un desarrollo de 26 km. con lo cual domina además el sector sur de Villa Prat. Este canal se ha diseñado para conducir un caudal máximo de $1.4\text{ m}^3/\text{seg}$. en su primera parte que va disminuyendo conforme a la superficie de riego. El otro canal principal se ha trazado en la ladera poniente del valle de Culenar, recorriendo además los valles de Ajial, Guaquén y Tonlemo. Tiene una longitud de 70 kms. y una capacidad máxima en su inicio de $5.8\text{ m}^3/\text{seg}$. que disminuye en la medida que va entregando los derechos a los distintos sectores.

El presupuesto se ha hecho considerando la excavación de la sección completa del canal de aducción, aún cuando se trata de un ensanche. Este criterio supone un mayor costo de inversión por hectárea del orden de US\$ 10 a 15, que no resulta significativo y se ha aplicado en todas las alternativas que consulten ensanches.

PRESUPUESTO (Al alternativa N°2).

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL
1) Canales				
Excavación terreno plano blando	m ³	290.458	1,50	435.687
Excavación ladera suave	m ³	788.260	1,35	1.064.151
Excavación ladera roca	m ³	4.400	8,00	35.200
Relleno compactado	m ³	157.652	1,70	<u>268.008</u>
		Total parcial	US\$	1.803.046
2) Corte				
Excavación terreno plano blando	m ³	111.200	1.50	166.800
3) Túnel Los Canelos Chicos	Global			1.475.581
4) Obras de Arte	Global			<u>360.609</u>
		Total Parcial		2.002.990
		Sub-Total		3.806.036
		30% Imprevistos		<u>1.141.811</u>
		Sub- Total		4.947.847
		10% Ingeniería		<u>494.785</u>
		TOTAL US\$		5.442.632

Costos de Operación y Mantenimiento (Anuales)

1) Matriz	km.		1.500	45.000
2) Canales P. de riego	há .	5.280	10	<u>52.800</u>
		Total anual US\$		97.800
		Total actualizado US\$		604.111

Alternativa N° 3.

Esta tercera alternativa consulta el ensanche de un canal existente en el plan de riego en el bajo del río junto al camino a Villa Prat. Este canal matriz es de muy fácil construcción y en sus 12 kms. de longitud conducirá el caudal necesario hasta dos puntillas en que se consultan plantas de bombeo hasta la cota ne cesaria para el riego.

El canal matriz se ha diseñado para una capacidad máxima de 6.6. m³/seg. y tiene las plantas de bombeo ubicadas a los 8.5 y 12 kilómetros desde su actual bocatoma en el río Mataquito.

La primera, en la puntilla de Cerrillos eleva 4.06 m³/seg. a 45 metros y entrega el caudal a dos canales principales de riego. Uno conduce 0.28 m³/seg. y tiene 5 km. de longitud lo que le permite dominar el área de secano de villa Prat. El otro tiene una capacidad de 3.87 m³/seg. y se ha trazado en la ladera oriente del Valle de Culenar. Tiene una longitud de 44 km. y domina un vasto sector del valle.

La segunda planta, que se ubica en el sector poniente de Colin Bajo eleva 2.4 m³/seg. a 44 mts. y abastece a otros dos canales principales de riego. Uno hacia el oriente de 17 km. de desarrollo y 0.86 m³/seg de capacidad máxima domina el sector poniente de Culenar completando el área restante del valle. El otro canal hacia el poniente conduce 1.54 m³/seg. con una longitud de 25 km. para riego de los valle de Ajial, Guaquén y Tonlemo.

PRESUPUESTO (Alternativa N° 3).

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL
1) Canales				
Excavación terreno blando	m ³	71.260	1.50	106.890
Excavación ladera suave	m ³	708.680	1.35	956.718
Excavación ladera fuerte	m ³	50.730	2.00	101.460
Excavación ladera roca	m ³	7.960	8.00	63.680
Relleno Compactado	m ³	151.882	1.70	258.199
			Total parcial US\$	1.486.947
2) Plantas de Bombeo.				
Planta N° 1	KW	2.689,3	250	672.336
Planta N° 2	KW	1.554,4	250	388.608
			Total parcial US\$	1.060.944
3) Obras de Arte	Global			297.389
			Sub-Total US\$	2.845.280
			30% Imprevistos	853.584
			Sub-Total US\$	3.698.864
			10% Ingeniería	369.886
			TOTAL US\$	4.068.750
Costos de Mantenición y Operación (Anuales)				
1) Canal Matriz	km	12	1.500	18.000
2) Canal P. de riego	há.	5.280	10	52.800
3) Energía				
Planta N° 1	KWH	9.627.694	0.019	182.926
Planta N° 2	KWH	5.564.752	0.019	105.730
			Total Parcial anual US\$	359.456
			Total Parcial actualUS\$	2.220.359
4) Reposición para plantas de bombeo (año 25)				
Planta N° 1	Global			268.934
Planta N° 2	Global			155.443
			Total Parcial US\$	424.377
			Total Parcial actualUS\$	10.383
			Total Actualizado US\$	2.230.742

4.1.3.3. Alternativa N° 4

Corresponde a la segunda etapa del estudio y es una modificación de la alternativa N° 2. Analiza el riego de Culenar y Villa Prat separadamente del riego de los valles de Ajial, Guaquén y Tonlemo. Los proyectos se han desarrollado con el propósito de analizar la importancia que tiene la prolongación y ensanche del canal principal que lleva los caudales para regar los tres últimos valles, como también para analizar el mejoramiento de un sistema actualmente abandonado. Se ha descartado el riego de los Valles Ajial, Guaquén y Tonlemo y de 220 hás. del Valle de Culenar ubicadas entre el cruce del Canal Culenar con el Estero El Belloto y el Cerro Villa Seca, obteniéndose una superficie regable de 3.915 hás.

El canal matriz, el corte y el túnel aprovechan como en la alternativa 2 el canal Quillayes ensanchado a $5 \text{ m}^3/\text{s}$. El canal oriente de riego no modifica su capacidad, en cambio sí varía la capacidad, el trazado y la longitud del canal poniente del riego.

La capacidad máxima del canal matriz y canal en corte se disminuye a $5 \text{ m}^3/\text{seg}$, pero las dimensiones del túnel se mantienen constantes así como su presupuesto debido a las exigencias de sección mínima para empleo de maquinaria en túneles perforados en roca. El canal poniente tiene una longitud de 45 km. y se diseña para una capacidad máxima de $3,3 \text{ m}^3/\text{seg}$. en su primera parte, disminuyéndose dicha capacidad en la medida que entrega agua de riego en su recorrido.

PRESUPUESTO (Alternativa N° 4)

Costos de Inversión.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL
1) Canales				
Excavación terreno blando	m ³	228.525	1,50	342.788
Excavación ladera suave	m ³	249.648	1,35	337.025
Excavación ladera roca	m ³	4.400	8,00	35.200
Relleno compactado	m ³	49.930	1,70	<u>84.881</u>
		Total Parcial		799.894
2) Corte				
Excavación terreno plano blando	m ³	97.389	1,50	146.083
3) Túnel Los Canelos Chicos				
	Global			1.475.581
4) Obras de Arte				
	Global			<u>159.979</u>
		Total Parcial		1.781.643
		Sub Total		2.581.537
		30% Imprevistos		<u>774.461</u>
		Sub-Total		3.355.998
		10% Ingeniería		<u>335.600</u>
		TOTAL US\$		3.691.598

Costos de Operación y Mantenición (Anuales)

1) Canal Matriz	km.	30	1.500	45.000
2) Canales P. de riego	há.	3.915	10	<u>39.150</u>
		Total Anual		US\$ 84.150
		Total Actualizado		US\$ 519.795

Ampliación N° 4 A a alternativa N° 4.

Aquí se estudia el reemplazo de las plantas de bombeo y la reparación de los canales, en los valles de Ajial, Guaquén y Tonlemo. Las instalaciones de bombeo son de comienzos de 1950 y poco más nuevas las del valle de Tonlemo. Los canales requieren serias reparaciones antes de poder ponerlos en servicio.

Las superficies asociadas a cada estación de bombeo se obtuvieron de los mosaicos preparados para Impuestos Internos en 1965 y, las alturas de elevación del levantamiento efectuado por OTAG.

Los valles de Ajial y Guaquén tienen embalses con capacidad de regulación de 10 hrs. y Tonlemo tiene un embalse de temporada.

PRESUPUESTO (Ampliación 4A)

Costos de Inversión

	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL
1) Plantas de bombeo				
Ajial	KW	85,5	250	21.374
Guaquén	KW	52,0	250	13.008
Tonlemo	KW	162,7	250	40.672
			Sub-Total Parcial US\$	75.054
			30% Imprevistos	22.515
			Sub-Total Parcial US\$	97.569
			10% Ingeniería	9.757
			Total Parcial US\$	107.326
2) Reparación de Canales				
Aguas	há.	216	24	5.184
Guaquén	há.	122	24	2.928
Tonlemo	há.	274	24	6.576
			SUB-TOTAL PARCIAL US\$	14.688
			TOTAL US\$	122.014

Costos de Operación y Mantenición (Anuales)

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL
1) Canales				
Ajial	há.	216	10	2.160
Guaquén	há.	122	10	1.220
Tonlemo	há.	274	10	2.740
2) Energía Plantas de Bombeo				
Ajial	KWH	306.052	0.019	5.815
Huaquén	KWH	186.263	0.019	3.539
Tonlemo	KWH	582.369	0.019	11.065
	Total Parcial Anual		US\$	26.539
	Total Parcial Actual		US\$	163.932
3) Reposición equipos año 25				
Ajial	Global			8.550
Guaquén	Global			5.203
Tonlemo	Global			16.269
	Total Parcial año 25		US\$	30.022
	Total Parcial Actualizado		US\$	734
	Total Actualizado		US\$	164.666

Ampliación N° 4 B á Alternativa N° 4.

En esta solución se estudia el riego de las 1.365 hás. excluídas en la alternativa N° 4, mediante un canal matriz de 12 kms. de longitud. Este canal capta sus aguas en el río Mataquito, frente a la punta del cerro Villaseca y las conduce, por la caja del río Mataquito, hasta el lugar que ocupa la actual planta de bombeo que riega el valle de Ajial.

Se proyecta reemplazar dicha instalación por una estación de bombeo que, elevando un caudal máximo de 1.6 m³/seg. a 36 mts., alimente un canal principal de riego que domine los valles de Ajial, Guaquén y Tonlemo y la superficie ubicada al oriente de Ajial, no regada en la alternativa N° 4.

El canal principal de riego se ha proyectado ocupan

do el mismo trazado del canal poniente de Culenar de la alternativa N° 2. Este canal tendrá 24 Kms. de recorrido y regará los valles de Ajial, Guaquén y Tonlemo, habiéndose diseñado para un caudal máximo de 1.30 m³/seg. y 0.50/00 de pendiente. El canal para regar el resto del área tendrá una capacidad máxima de 0.3 m³/seg. 1.2/00 de pendiente y 6 kms. de longitud. Se proyecta además, un canal de 1.5 kms. para empalmar la planta de bombeo con los canales de riego.

PRESUPUESTO (Ampliación N°4B)

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. US\$	P. TOTAL
1) Canales				
Excavación terreno plano	m ³	6.600	1.5	9.900
Excavación ladera suave	m ³	142.080	1.35	191.808
Excavación ladera fuerte	m ³	16.500	2.0	33.000
Relleno compactado	m ³	33.036	1.7	56.161
		Total parcial US\$		290.869
2) Obras de Arte	Global			58.174
3) Planta de bombeo	KW	847.9	250	211.968
		Sub-total	US\$	561.011
		30% Imprevistos	US\$	168.303
		Sub-total	US\$	729.314
		10% Ingeniería		72.932
		TOTAL	US\$	802.246
Costos de Operación y Mantenición (Anuales)				
1) Canal matriz	km	1.200	1.500	1.800
2) Canales P. de riego	há.	1.365	10	13.650
3) Energía	KWH	3.034.632	0.019	57.658
		Total parcial anual	US\$	73.108
		Total parcial actualizado		451.588
4) Reposición Planta bombeo año 25				
	Global			84.787
		Total parcial actualizado		2.074
		Total actualizado		453.662

4.1.4 Elección de la Alternativa y Comentarios.

Para efectuar la comparación de costos es necesario incluir el valor presente del ítem correspondiente a operación y mantención, ya que pese a corresponder a un costo anual, es diferente para cada alternativa y resulta considerable para aquella que tiene elevación mecánica.

Se presenta un cuadro con los costos de las diversas alternativas con el propósito de elegir la solución más conveniente desde el punto de vista de su factibilidad técnica.

Alter-nativa	Super-ficie	Costo Inversión	US\$/há	Costo Act. O y M	Costo Total	US\$/há
1	5.280	6.293.932	1.192,03	622.642	6.916.574	1.309,96
2	5.280	5.442.632	1.030,80	604.111	6.046.743	1.145,22
3	5.280	4.068.750	770,60	2.230.742	6.299.492	1.193,08
4	3.915	3.691.598	942,94	519.795	4.211.393	1.075,71
4A	638	122.014	191,24	164.666	286.680	449,34
4B	1.365	802.246	587,73	453.662	1.255.908	920,08
4 + 4A	4.553	3.813.612	837,60	684.461	4.498.073	987,94
4 + 4B	5.280	4.493.844	851,10	973.457	5.467.301	1.035,47

De este resumen de costos se desprenden las siguientes conclusiones:

- 1° El riego del Valle de Culenar y Villa Prat, resulta más conveniente hacerlo con caudales captados en el río Lontué. (Alternativa N°4)
- 2° El riego de los valles de Ajial, Guaquén y Tonlema conviene hacerlo mediante la alternativa 4 B que presenta ventajas en términos de costos, como también en disponibilidad de agua ya que el Mataquito tiene nuevas recuperaciones y recibe derrames de riego antes

de la bocatoma.

- 3° A pesar de que ya se ha elegido la combinación 4 + 4 B para el riego de la zona, no debe descartarse la alternativa N° 2. Se recomienda considerar dicha alternativa en la etapa de elaboración del proyecto.

Las diferentes alternativas estudiadas se presentan en las Figuras 4.1 y 4.2. El canal matriz de la alternativa N° 4, hasta el túnel, se trazó usando las planchetas escala 1:25.000 del I.G.M. Estas se ampliaron convenientemente con el propósito de traspasarlas a las planchetas 1:10.000 que se usaron para el trazado de los canales principales de riego de las alternativas 4 y 4B.

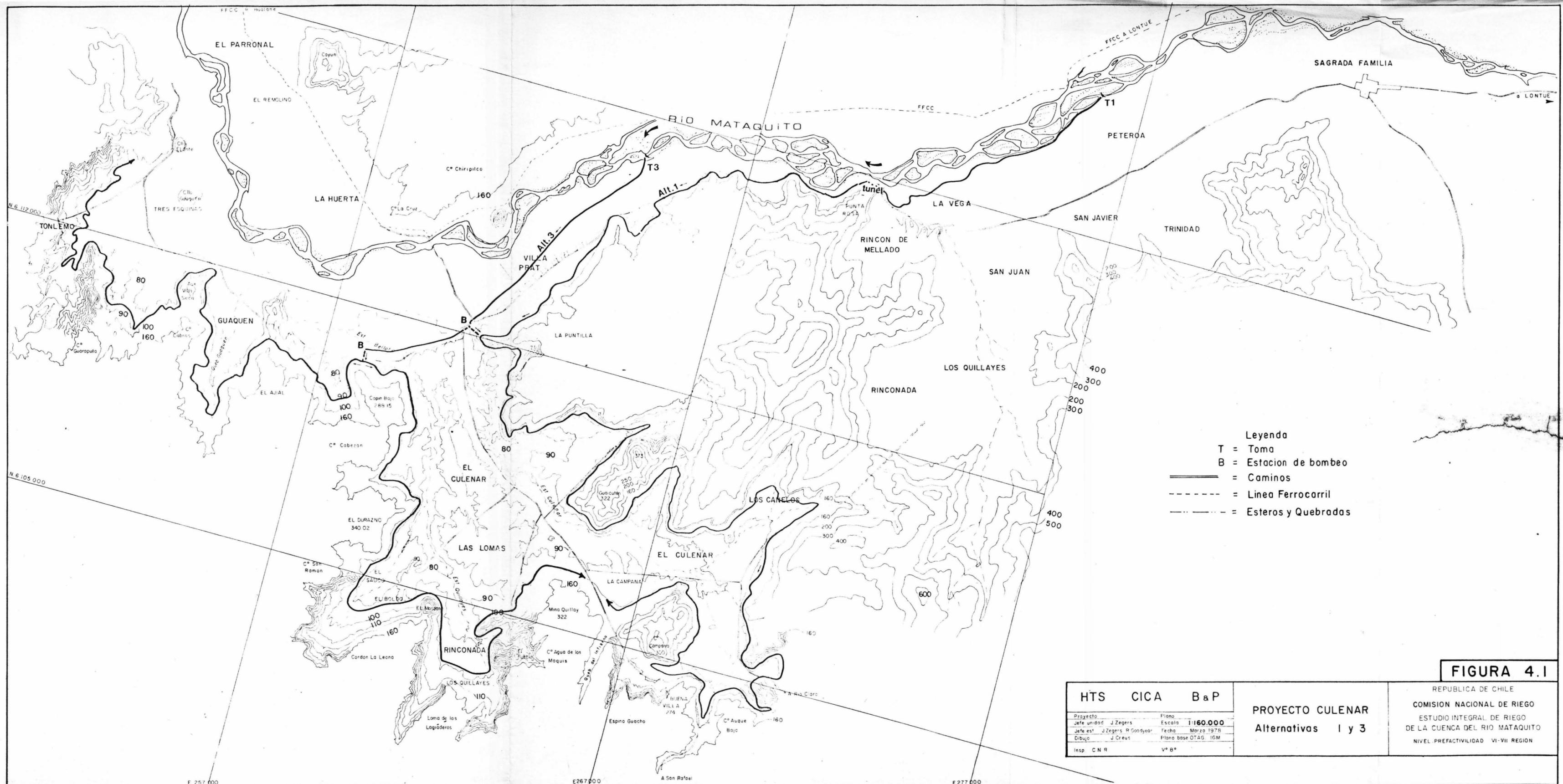
4.1.5 Puesta en Riego.

4.1.5.1. Generalidades.

Hasta ahora se han estudiado las diversas alternativas que permiten llevar el agua al área de nuevo riego, faltando calcular el costo de puesta en riego para obtener el total que demanda el proyecto.

Se analiza en esta etapa, la puesta en riego de tres sectores, elegidos en el Valle de Culenar y estudiados mediante sus respectivos anteproyectos. Los sectores presentan características topográficas que derivan en soluciones diferentes, con lo cual no sólo se define el costo por há. sino también el criterio aplicado y las diferentes soluciones de distribución.

De un total de 5.280 hectáreas que abarca el área de nuevo riego, los modelos analizados consideran 2.870 há. entre los 3 sectores. Ello permite generalizar las conclusiones y los precios unitarios al resto de la superficie.



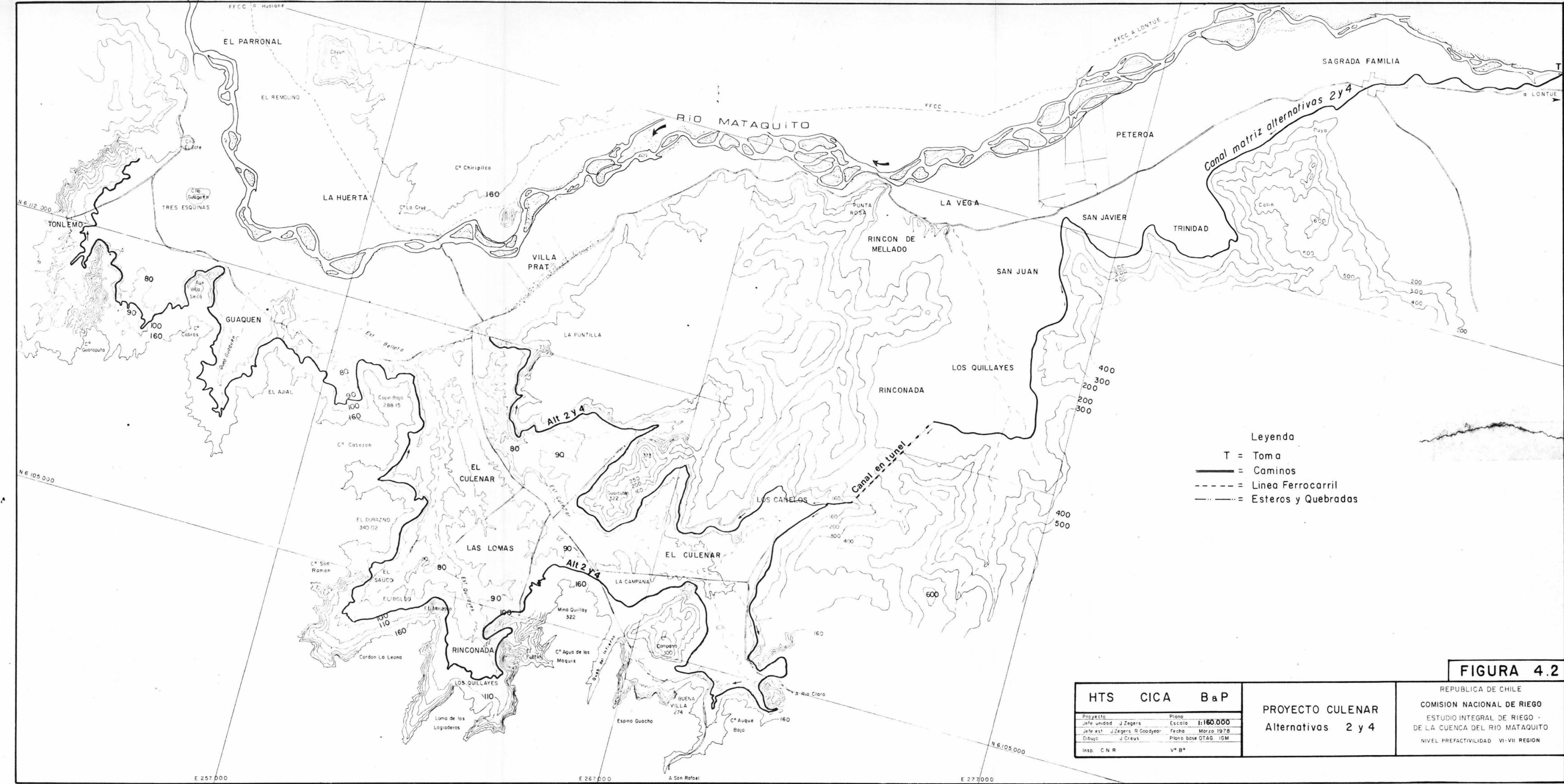
- Leyenda**
- T = Toma
 - B = Estacion de bombeo
 - ==== = Caminos
 - = Linea Ferrocarril
 - - - - - = Esteros y Quebradas

FIGURA 4.1

HTS	CICA	B & P
Proyecto	Plano	
Jefe unidad J. Zegers	Escala 1:160.000	
Jefe est. J. Zegers R. Godoyar	Fecha Marzo 1978	
Dibujo J. Creus	Plano base OTAG IGM	
Insp. C.N.R.	Vº Bº	

PROYECTO CULENAR
Alternativas 1 y 3

REPUBLICA DE CHILE
 COMISION NACIONAL DE RIEGO
 ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
 DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
 NIVEL PREFACTIBILIDAD VI-VII REGION



Legenda

- T = Tomá
- = Caminos
- - - = Línea Ferrocarril
- · - · = Esteros y Quebradas

FIGURA 4.2

HTS	CICA	B a P
Proyecto	Plano	
Jefe unidad	J Zegers	Escala 1:160.000
Jefe est	J Zegers R Goodyear	Fecha Marzo 1978
Dibujo	J Creus	Plano base DTAG IGM
Insp.	C N R	V° B°

PROYECTO CULENAR
Alternativas 2 y 4

REPUBLICA DE CHILE
 COMISION NACIONAL DE RIEGO
 ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
 DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
 NIVEL PREFACTIBILIDAD VI-VII REGION

E 257 000

E 267 000

E 277 000

De acuerdo a la aptitud agrícola de los suelos se supone como unidad básica de propiedad, una extensión de 100 a 150 hás. Con el propósito de darle cabida a propiedades de menor superficie, se han dividido los predios en parcelas de 20 hás.

4.1.5.2. Embalses de Regulación Nocturna.

Los tres anteproyectos comprenden la construcción de embalses de noche con capacidad suficiente para almacenar el caudal del sector durante 38 horas, lo que incluye las 24 hrs. del día Domingo. En esta forma el caudal para riego directo será entregado durante 6 días de la semana por espacio de 10 hrs., en su equivalente al volúmen de 24 hrs. y 7 días.

Para cumplir esta condición, las superficies de riego directo y riego con embalse, deberán estar en la relación aproximada de 35 % y 65 % con ligeras variaciones aceptables que puedan cubrirse con modificaciones en el tiempo.

4.1.5.3. Obras de Distribución y Canales Secundarios.

Se estudia a continuación las obras necesarias para el manejo del agua y su distribución entre el canal principal de riego y las parcelas. Caben aquí entonces:

- Los marcos de entrega ubicados en el canal principal de riego.
- La red secundaria de canales que conduce el agua, desde los marcos de entrega y embalses, hasta los predios.
- Los marcos de distribución, ubicados en la red principalmente, que captan los derechos de cada predio.
- La red terciaria de canales que lleva el agua de los marcos de distribución, a las parcelas.
- Las cajas de derivación que extraen, desde la red terciaria, los derechos de cada parcela.

Marcos de Entrega.

Los marcos de entrega ubicados en el canal principal de riego se han proyectado de manera tal que captan los derechos de la totalidad del sector. De esta manera basta con dos obras por

sector que funcionen en turno. Una para el riego directo y la otra para el embalse. Ello significa que la operación del canal principal y el problema de distribución se lleva a nivel predial. Este criterio ha sido aplicado en los anteproyectos 1 y 2, sufriendo modificaciones durante el período nocturno en el anteproyecto N° 3, por tener dos embalses.

Red Secundaria de Canales y Marcos de Distribución.

Los canales secundarios se trazan desde las obras de entrega y desde los embalses recorriendo los distintos predios. Se diseñan para una capacidad dada por la tasa real de riego de 3.14 lt/seg./há para el mes de máximo consumo debido al riego durante 10 horas diarias de Lunes a Sábado.

En estos canales se han ubicado los marcos de distribución que captan los derechos de cada predio. Aún cuando no se han identificado explícitamente los distintos predios en los anteproyectos, cada marco extrae de la red secundaria los derechos de 5 a 8 parcelas que equivalen a la superficie de las unidades de propiedad recomendada.

Red Terciaria de canales y cajas de derivación.

Estos canales constituyen la red interna del predio y se trazan a partir de los marcos de distribución. No se consultan marcos partidores en ellos, sino tan sólo cajas de compuertas o de derivación que permiten extraer los derechos de las parcelas. Los canales se diseñan para una tasa real de riego de 3.14 lt/seg./há. y se han trazado en cada uno de los anteproyectos con el propósito de obtener la cubicación de ellos.

4.1.5.4. Anteproyecto de Puesta en Riego.

Se presentan a continuación 3 anteproyectos de puesta en riego, mediante los cuales se han calculado los costos por hectárea que demandan los embalses, obras de distribución y canales secundarios.

Los anteproyectos se han formulado de acuerdo con los criterios expuestos en los puntos anteriores y se acompañan sus

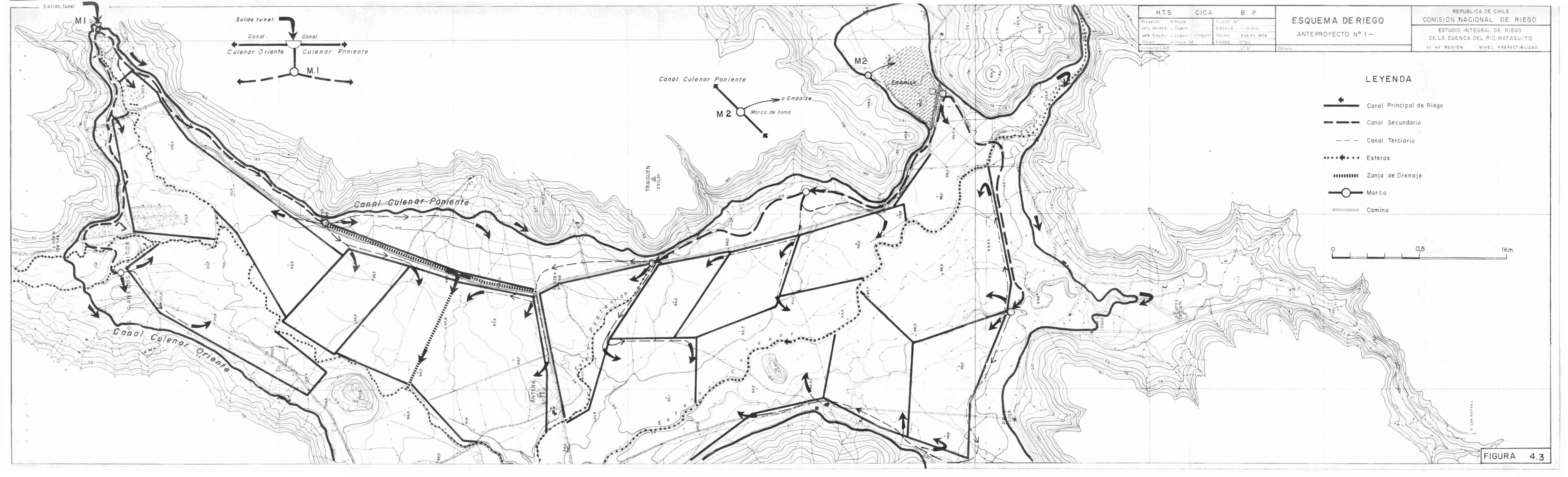
respectivos planos y presupuestos.

Anteproyecto N° 1.

La zona que se estudia en este anteproyecto está ubicada en el fondo del valle de Culenar y corresponde a un sector bastante plano que se halla dividido por el estero del mismo nombre. Presente suelos muy favorables para viñas y pastos. El resto de la superficie, puede ser utilizada para arroz.

El anteproyecto domina 520 há., pero, por sus características topográficas puede decirse que es representativo además del sector de el Durazno.

El riego se efectúa mediante caudales extraídos del canal poniente de Culenar a través de 2 marcos de entrega que captan la totalidad de los derechos del sector y funcionan en turno. Se adjunta un esquema de funcionamiento de estas obras de entrega, en la figura 4.12.



PRESUPUESTO (Anteproyecto N° 1)

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL (US\$)
1) Embalse				
Muro	m ³	5.300	2,70	14.310
Obra de entrega	c/u	1	2.300	<u>2.300</u>
		Sub-total	US\$	16.610
		30% Imprevistos		<u>4.983</u>
		Sub-total	US\$	21.593
Expropiación	há	9	300	<u>2.700</u>
		Sub-total		24.293
		10% Ingeniería		<u>2.429</u>
		TOTAL	US\$	26.722

2) Obras de distribución y canales secundarios

Marcos de entrega	c/u	2	1.800	3.600
Red secundaria de canales	m ³	6.145	1,50	10.118
Marcos de distribución	c/u	6	800	4.800
Red terciaria de canales	m ³	1.000	1,5	10.500
Cajas de derivación	c/u	26	50	1.300
Obras Varias	Global (20% sobre b, c, d y e)			5.343
		Sub-total	US\$	35.661
		30% Imprevistos		<u>10.698</u>
		Sub-total	US\$	46.359
		10% Ingeniería		<u>4.636</u>
		TOTAL	US\$	50.995

Anteproyecto N° 2.

Este anteproyecto, abarca una parte del sector oriente del Valle de Culenar, compuesto por 3 rinconadas limitadas al poniente por el estero del mismo nombre.

Las partes altas presentan características de suelos favorables para viñas y pastos, mientras que los bajos cercanos al estero, se recomiendan para arroz.

El área estudiada alcanza a 740 hás. y es representativa además de los valles Ajial, Guaquén y Tonlemo, ya que éstos se presentan como rinconadas y el canal de riego tiene trazado similar, dando origen, en parte, a un riego de faldeo.

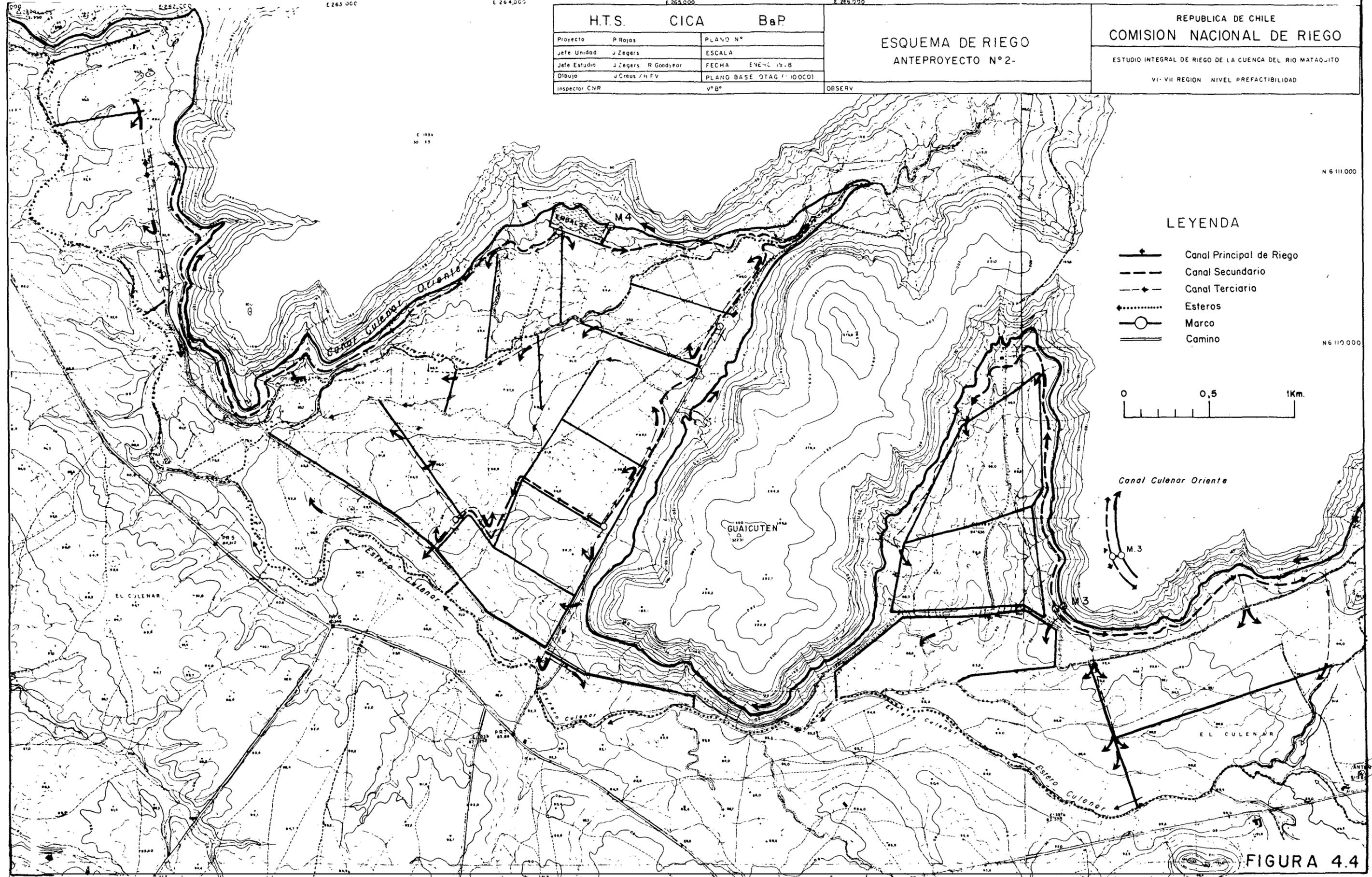
La entrega de derechos se hace mediante 2 marcos que tienen un funcionamiento similar a los del anteproyecto N° 1 y que captan sus derechos del canal Culenar Oriente. El esquema de riego se ha hecho adoptando los criterios descritos.

La figura 4.13 presenta el esquema de riego del sector que ha sido usado para la confección del respectivo presupuesto.

H.T.S.		CICA	BaP
Proyecto	P Rojas	PLANO N°	
Jefe Unidad	J Zegers	ESCALA	
Jefe Estudio	J Zegers R Godoyar	FECHA	ENE-C 1978
Dibujo	J Creus / H F V	PLANO BASE	DTAG (1:10000)
Inspector CNR		V° B°	

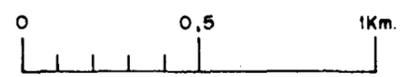
ESQUEMA DE RIEGO
ANTEPROYECTO N°2-

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
VII-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD



LEYENDA

- Canal Principal de Riego
- Canal Secundario
- Canal Terciario
- Esteros
- Marco
- Camino



Canal Culenar Oriente

FIGURA 4.4

PRESUPUESTO (Anteproyecto N°2)

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL (US\$)
1) Embalses				
Muro	m ³	23.300	2,70	62.910
Obra de entrega	c/u	1	2.300	<u>2.300</u>
		Sub-total	US\$	65.210
		30% Imprevistos		<u>19.563</u>
		Sub-total	US\$	84.773
Expropiación	há	5	300	<u>1.500</u>
		Sub-total	US\$	86.273
		10% Ingeniería		<u>8.627</u>
		TOTAL	US\$	94.900

2) Obras de Distribución y canales secundarios

Marcos de entrega	c/u	2	1.800	3.600
Red secundaria de canales	m ³	16.380	1.50	24.570
Marcos de distribución	c/u	5	800	4.000
Red terciaria de canales	m ³	8.190	1.50	12.285
Cajas de derivación	c/u	37	50	1.850
Obras varias (20% sobre b, c, d y e)				<u>8.541</u>
		Sub-total	US\$	54.846
		30% Imprevistos		<u>16.454</u>
		Sub-total	US\$	71.300
		10% Ingeniería		<u>7.130</u>
		TOTAL	US\$	78.430

Anteproyecto N° 3.

En este anteproyecto se estudia la puesta en riego de una zona alta con suelos de aptitud agrícola inferior y que se halla entre el estero Culenar y el estero el Belloto.

El esquema de riego se aplica a una superficie de 1.610 hás. a las que debe agregarse sectores que permanecerán de secano debido a su altura y sectores que no se riegan por la mala calidad de los suelos. Para mayor simplicidad se ha descontado el equivalente al área no apta para el riego en una zona donde es predominante.

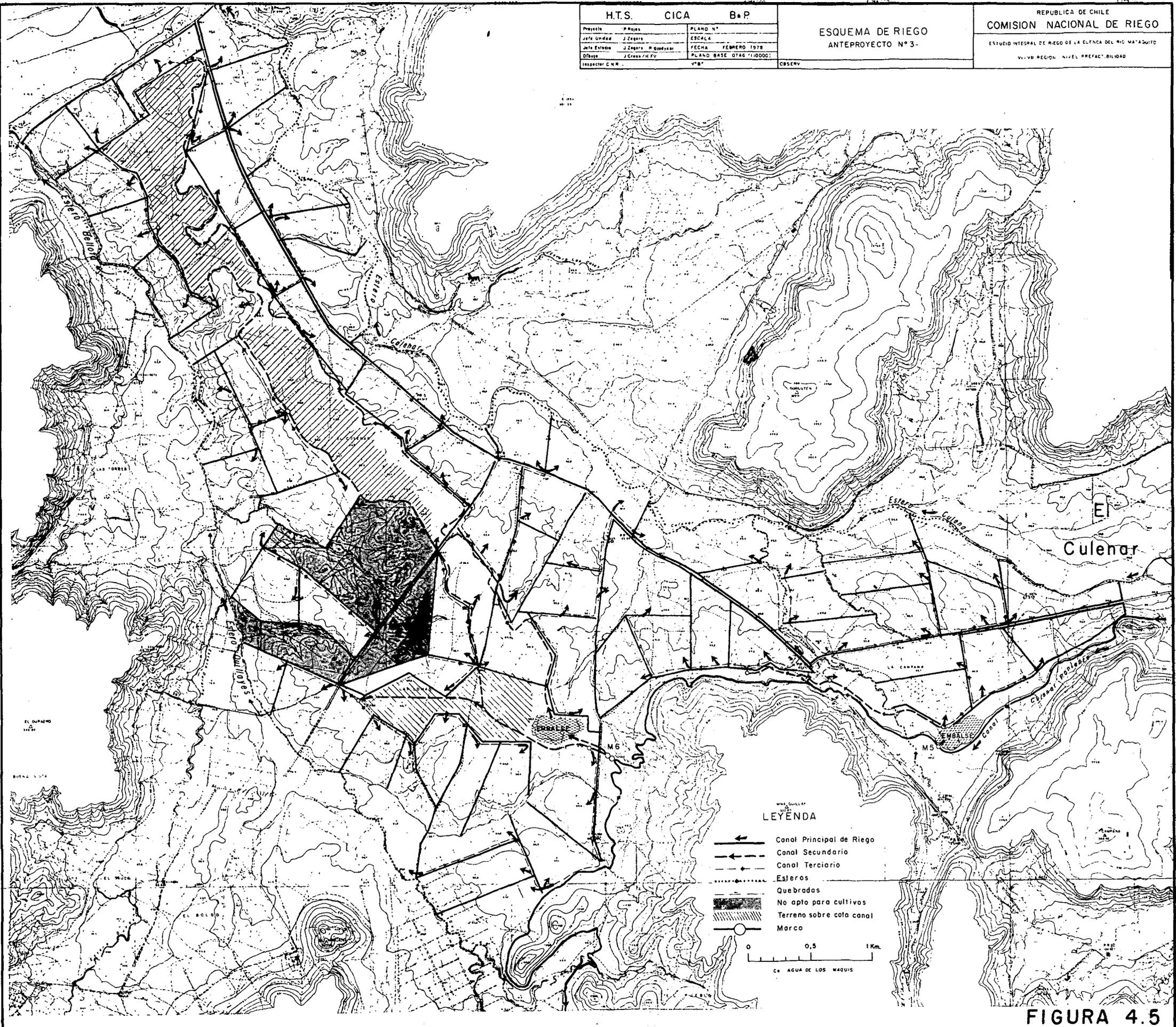
En este estudio se proyectan 2 embalses para cumplir con la relación de áreas bajo riego directo e indirecto. Esto modifica la operación nocturna de los 2 marcos de entrega ya que durante este período el llenado de los embalses se hará mediante caudales extraídos en las dos obras. Durante el día, en cambio, el riego se efectuará captando los derechos totales del sector en un solo marco ubicado en el Canal Culenar Poniente. Se adjunta un esquema del funcionamiento de estas obras con el propósito de ilustrar esta modalidad de operación. Debido a que hay amplias superficies que podrían cultivarse con arroz y trebol subterráneo, se ha proyectado un saque permanente en uno de los marcos.

Se incluye la figura 4.14 donde se presenta el esquema de riego proyectado de acuerdo a los criterios señalados.

H.T.S.	CICA	B.P.
Proyecto	P. Rojas	PLANO N°
Jefe Unidad	J. Zegers	ESCALA
Jefe Estudio	J. Zegers, M. Goodwin	FECHA
Dibujó	J. Cross / H. Fv	PLANO BASE
Inspector	C.M.R.	OTAG 1:10000
		V.M.

ESQUEMA DE RIEGO
ANTEPROYECTO N° 3-

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MAZUIC
VI-VII REGION, NIVEL PREFACTOR BILIGAR



LEYENDA

- Canal Principal de Riego
 - Canal Secundario
 - Canal Terciario
 - Esteros
 - Quebradas
 - No apto para cultivos
 - Terreno sobre cota canal
 - Marco
- 0 0,5 1 Km.
CA AGUA DE LOS MAQUIS

FIGURA 4.5

PRESUPUESTO (Anteproyecto N°3)

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL (US\$)
1) Embalses (2)				
Muros	m ³	19.900	2,70	53.730
Obras de entrega	c/u	2	2.300	<u>4.600</u>
		Sub-total	US\$	58.330
		30% Imprevistos		<u>17.499</u>
		Sub-total	US\$	75.829
Expropiaciones	há	15	300	<u>4.500</u>
		Sub-total	US\$	80.329
		10% Imprevistos		<u>8.033</u>
		TOTAL	US\$	88.362
2) Obras de distribución y canales secundarios				
a) Marcos de entrega	c/u	2	1.800	3.600
b) Red secundaria de canales	m ³	33.000	1,50	49.500
c) Obras de distribución	c/u	13	800	10.400
d) Cajas de Derivación	m ³	80	50	4.000
e) Red terciaria	m ³	19.530	15	29.295
f) Obras varias(20% de b.c.d y e)				<u>18.639</u>
		Sub-total	US\$	115.434
		30% Imprevistos		<u>34.630</u>
		Sub-total	US\$	150.064
		10% Ingeniería		<u>15.006</u>
		TOTAL	US\$	165.070

Resumen de los costos de los Anteproyectos.

Se calculan en esta etapa los costos por Há. que se aplicarán a los proyectos de nuevo riego, a partir de los presupuestos de los anteproyectos anteriores.

- Embalses

Anteproyecto	Superficie	Costo total	US\$/Há.
1	520	26.722	52
2	740	94.900	129
3	1.610	88.362	54
TOTALES	2.870	209.984	74

En lo que sigue se usará US\$ 74/Há. por concepto de embalses con 38 hrs. de capacidad.

- Obras de Distribución y Canales Secundarios.

Anteproyecto	Superficie	Costo total	US\$/Há.
1	520	50.995	98
2	740	78.430	106
3	1.610	165.070	103
TOTALES	2.870	294.495	103

Para todas las áreas de nuevo riego se usará US\$ 103/há como costo de éste Item.

4.1.5.5. Puesta en riego de potrero.

Bajo estos términos se agrupan todos los costos en que debe incurrirse para una primera explotación agrícola con riego, cuando los derechos de agua del potrero están disponibles a la entrada del mismo.

Los costos de la puesta en riego de potrero se calcularon independientemente de los anteproyectos. Los trabajos que deben realizarse en cada parcela se estudian, por separado, sin relacionarlos con la forma en que cada potrero haya sido dotado de agua de riego.

Se considera los siguientes trabajos:

- Nivelación
 - Canales interiores y sistemas de Drenaje
 - Caminos interiores
 - Apotreramamiento
- Nivelación.

Considera sólo la eliminación del micro relieve puesto que otro tipo de nivelación está incluida en los costos de los cultivos.

- Canales interiores y sistemas de drenaje.

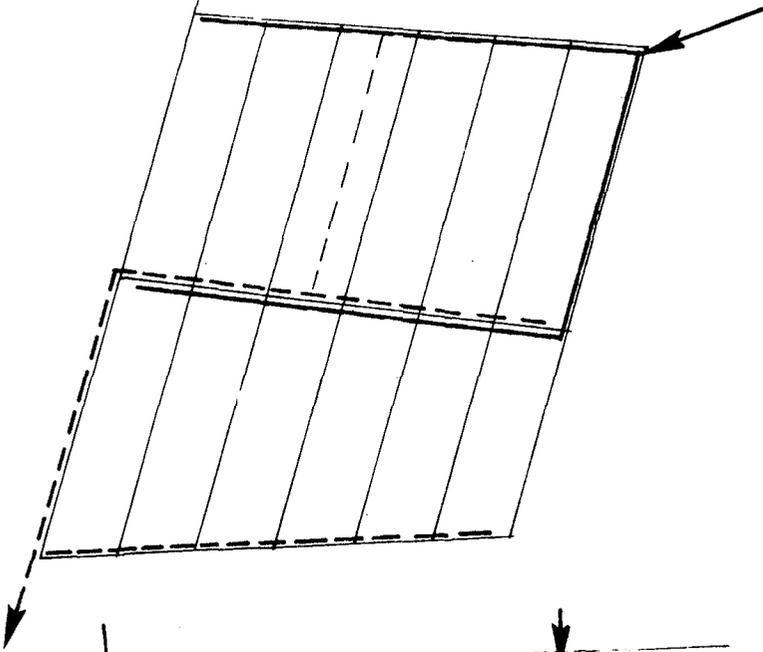
Estos canales constituyen la red de la parcela y permiten aplicar el agua a los cultivos. Se consulta también drenajes abiertos destinados a recoger los derrames producidos por el riego. Así como el sobrante de canales y de las precipitaciones, evacuando el agua a cauces naturales.

Este ítem, se ha estudiado conforme a la rotación de cultivos propuesto en el Tomo C (Suelos) y usando los sistemas de riego para diferentes cultivos expuestos en la figura 4.15.

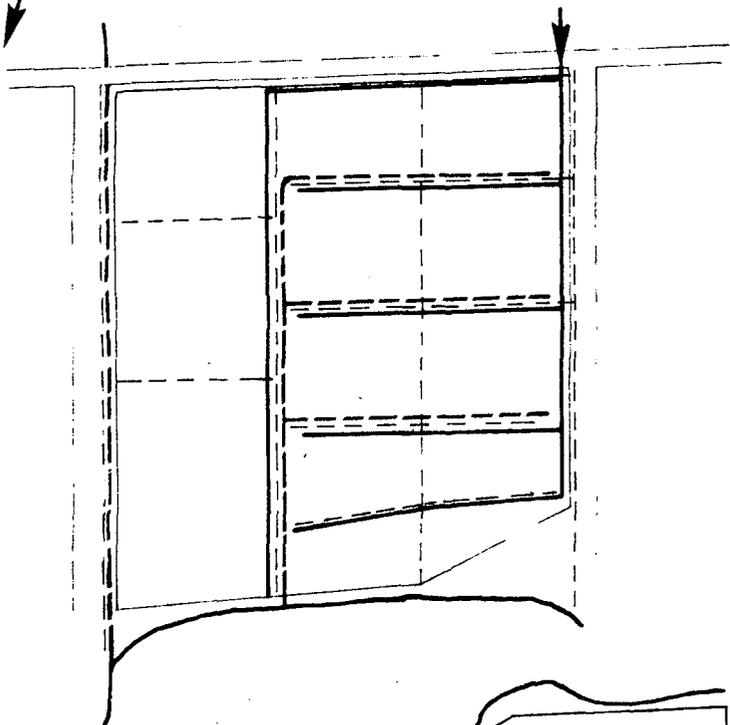
- Caminos Interiores.

Se estima la longitud de caminos por hectárea necesaria para el acceso de los potreros, constituyéndose una red que permite cubrir el área.

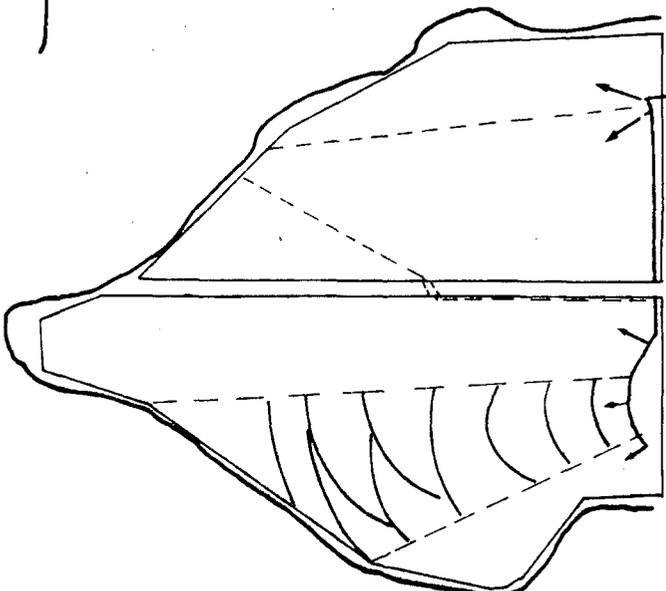
SISTEMAS DE RIEGO



TRIGO Y EMPASTADAS
(20 hectareas)



VIÑAS
(20 hectareas)



ARROZ
(50 hectareas, 5 potreros de
10 ha c/u)

— Canales de riego
- - - Zanjas de drenaje

FIGURA 4.6

- Apotretamiento

Se reconoce una división predial existente, con lo cual no se considera este aspecto en el costo de puesta en riego. Si se quisiera incluir este ítem se estima en US\$/100/há.

Resumen de los Costos de la Puesta en riego del Potrero.

Se han calculado como costo por há de acuerdo con el siguiente cuadro:

ÍTEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL (US\$)
1) Nivelación	Hrs.	3	18,56	55.68
2) Caminos Internos	Hrs.	0,2	18,56	3.71
3) Canales Interiores	m ³	6,75	1.00	6.75
4) Sistema de Drenaje	m ³	6,16	1,00	<u>6.16</u>
			Sub-total US\$	72.30
			30% Imprevistos	<u>21.70</u>
			TOTAL US\$	94.00

4.1.6. Costos totales para el área de nuevo riego.

Si se agregan a los costos de puesta en riego (Puntos 4.1.5.4 y 4.1.5.5) los costos calculados para proveer de agua a las áreas de nuevo riego, (Punto 4.1.4) se obtienen los costos totales.

4.1.6.1. Alternativa N° 4, Valle Culenar y Villa Prat (3.915 há).

ITEM	US\$ há.	US\$ TOTAL
Canal matriz y canales principales de riego	942.94	3.691.598
Embalses	74.0	289.710
Obras de distribución y canales secundarios	103.0	403.245
Puesta en Riego del Potrero	<u>94.0</u>	<u>368.010</u>
Total Inversión US\$	1.213.94	4.752.563
Operación y Mantención Actualizada	<u>132.77</u>	<u>519.795</u>
TOTAL	US\$ 1.346.71	5.272.358

4.1.6.2. Ampliación N° 4B Ajial, Guaquén y Tonlemo (1.365 há).

ITEM	US\$/há	US\$ TOTAL
Canal matriz, planta de bombeo y canales principales de riego	587.73	802.246
Embalses (*)	74.00	101.010
Obras de distribución y canales Secundarios(**)	86.15	117.595
Puesta en riego del Potrero (***)	<u>50.06</u>	<u>68.332</u>
Total Inversión US\$	797.94	1.089.183
Operación y Mantención Actualizada	<u>332.35</u>	<u>453.662</u>
TOTAL	US\$ 1.130.29	1.542.845

(*) Aún cuando hay embalses en los valles de Ajial y Guaquén, estos no se consideran por tener 10 hrs. de capacidad de almacenamiento

(**)Se considera existente el 35% de este ítem para las 638 há. regadas con sistemas de elevación pertenecientes a los valles de Ajial y Guaquén y Tonlemo. Es por ello que el costo por hectárea baja de US\$ 103 a US\$ 86.15.

(***)Se supone existente el 100% de este ítem para las 638 há.

4.1.6.3. Alternativa N° 2: Culenar, Villa Prat, Ajial, Guaquén y Tonlemo.

ITEM	US\$/há	US\$ TOTAL
Canal matriz y canales principales de riego	1.030.8	5.442.632
Embalses (*)	74.0	390.720
Obras de Distribución y Canales Secundarios(*)	98.64	520.819
Puesta en riego del potrero (*)	<u>82.65</u>	<u>436.392</u>
Total Inversión US\$	1.286.09	6.790.563
Operación y Mantenimiento Actualizada	<u>114.42</u>	<u>604.111</u>
TOTAL US\$	1.400.51	7.394.674

4.1.7. Modificaciones del esquema de riego.

Se adoptó el diseño de embalses con 14 hrs. de capacidad de almacenamiento, justificado en la medida en que se riegue los domingo.

En este estudio, se consideró como volúmen de embalse, el necesario para almacenar 38 horas, lo que evita regar los días domingo.

El incremento en los costos totales de inversión es del orden de 25 % lo que justifica la mayor capacidad de regulación.

El menor tamaño de los embalses, cambia la relación de superficie a un 41,66 % y 58,33 % para riego directo y riego con embalse, respectivamente. Tal cambio modifica los esquemas de riego presentados en los anteproyectos sólo en cuanto a su forma, pero no en términos de costos, ya que sólo se amplía el área bajo riego directo, disminuyendo la de riego indirecto.

*) Las mismas notas anteriores al punto 4.1.6.2.

El valor de US\$ 74 por hectárea calculado para embalses de 38 hr., se reduce a 44,63 US\$ por hectárea para embalses de 14 hr., aplicando el coeficiente de relación de costo obtenido en el punto 2.2.3.4. Para las áreas de nuevo riego, se obtiene por lo tanto los siguientes costos totales por hectárea:

Alternativa N° 4 (Culenar y Villa Prat)	: US\$ 1.320 há.
Alternativa N° 4 (Ajial, Guaquén, Tonlemono)	: US\$ 1.100 há.
Alternativa N° 2 (Area total)	: US\$ 1.370 há.

4.2 PERALILLO

4.2.1 Descripción del valle

4.2.1.1 Generalidades.

El valle de Peralillo se encuentra delimitado por una cadena de cerros pertenecientes a la Cordillera de la Costa. En el caso de Peralillo, se forma una entrada natural dando origen a una zona apta para riego, que va desde el pie de los cerros hasta la margen misma del río, con una extensión aproximada de 4.500 há. De este total, hay 2.142 há. de riego en la parte baja del valle, que se encuentran dominadas por los canales La Huerta, Banadina, Peralillo y Mira Ríos.

El área restante corresponde a la actual zona de secano que se pretende regar, cuya extensión es de 2.166 há.

4.2.1.2 Tipos de suelos y su distribución

Según el estudio de suelos de la zona de secano, existen 197 há. de Aptitud Agrícola 1 y 2, ubicadas en las rinconadas altas del valle, donde están las viñas de la zona. De las 1.969 há. restantes, 1.046 son de Aptitud Agrícola 4 y se encuentran preferentemente en la zona media; las otras 923 há. son de aptitud agrícola 7 y se ubican en la zona baja, junto al camino Rauco-Hualañe.

4.2.1.3 Cauces Naturales.

El área de nuevo riego, presenta innumerables bajos que corresponden a las quebradas naturales de los cerros circundantes y que, por su pendiente, aseguran la evacuación de las aguas lluvias y un drenaje permanente de la zona. De estos cauces naturales; el principal es la quebrada Eloisa, que separa al valle en dos zonas, pasando a ser factor determinante en el diseño del sistema de riego.

La Quebrada Eloisa, entrega sus aguas a la quebrada Agua Clara, cuya dirección de escurrimiento es paralela a la línea del ferrocarril, hasta su desembocadura en el río Mataquito.

El resto de los bajos, tiene poca importancia a nivel zonal, pero podría llegar a tenerla en la distribución del riego a nivel predial.

4.2.2 Descripción y utilización de la información disponible.

4.2.2.1 Información topográfica.

Para la zona ribereña, aguas arriba del pueblo de la Huerta se cuenta con planos en escala 1:10.000 con curva de nivel cada 25 mt. Tales planos han servido de base para el anteproyecto de un posible canal de aducción cuya toma se encuentra en el río Mataquito.

Estos planos también permiten obtener los perfiles transversales de la zona del canal con el objeto de evaluar el área de corte y el volúmen total de excavación.

Para el valle mismo de Peralillo, se cuenta con planchetas escala 1:25.000 del IGM con curva de nivel cada 20 mt.

En este plano se estudió el trazado del canal de distribución de riego tomando en cuenta la clasificación de suelos y pendiente del valle.

4.2.2.2 Información de suelos.

Se cuenta con el estudio de suelos en escala 1:20.000 que entrega el área, la ubicación y los límites de cada tipo de suelo definido por sus características de drenaje, textura, profundidad, pendiente, etc.

4.2.2.3 Información aerofotográfica.

A partir del set de fotografías, escala 1:70.000 del levantamiento aerofotogramétrico del año 1955, se localizan los sectores rocosos por los cuales pasa el trazado del canal, apoyándose además en visitas a terreno. Ello permite definir a nivel de geología superficial el tipo y costo de excavación a realizar.

4.2.2.4 Caudales Necesarios.

Los caudales necesarios para abastecer la zona son los correspondientes a las tasas de riego considerando un 50 % de eficiencia predial y, pérdidas por conducción, del orden de 0.2 % del caudal, por kilómetro de canal.

Para el mes de máximo consumo, se requiere una tasa de 2.8 m³/seg. en bocatoma.

4.2.2.5 Recursos disponibles.

El caudal necesario, deberá ser captado en el río Mataquito y las alternativas muestran diferentes ubicaciones. Una, junto a la confluencia de los ríos Teno y Lontué; otra en la bocatoma del canal La Huerta y la tercera en la bocatoma del canal Peralillo.

Por no existir estaciones de aforo en la desembocadura del Teno y Lontué, ni en el Mataquito, los recursos disponibles han debido establecerse estudiando la hidrología de los ríos Teno y Lontué; la hidrogeología de la zona, los informes de infiltraciones e isofráticas y analizando el sistema de recuperaciones que pre-

sentan ambos ríos en la junta, a través del modelo de operación general.

4.2.3 Alternativas de solución.

4.2.3.1 Análisis general de soluciones.

Definida la zona a regar, se estudiaron las diferentes soluciones de canales matrices y puntos de ubicación de bocatomas, seleccionando 3 alternativas con costos muy similares.

Todas las soluciones deben entregar su caudal a la cota 100 m.s.n.m. en la puntilla sur oriente de la ensenada de Peralillo de manera que el canal principal de riego domine toda la superficie.

De las tres alternativas que se detallan a continuación, la primera tiene un canal matriz de 27.2 km. que toma su caudal del Río Mataquito y lo entrega a la mencionada cota 100. La segunda, toma sus aguas en el río ocupando la actual bocatoma del canal la Huerta y llega con un canal de 12 km. a la puntilla del Valle en que hay que elevar el caudal hasta la cota 100. La última solución toma sus aguas en el Mataquito, por medio de la bocatoma del canal Peralillo y las conduce hasta un punto donde se proyecta una planta de bombeo que eleva el caudal hasta la cota 100.

Desde la cota 100, se proyecta un canal de 20 km. que constituye el canal principal de riego que entrega a los embalses nocturnos y a la red secundaria de riego. Este canal tiene un mismo proyecto en las 3 soluciones.

4.2.3.2. Alternativa N° 1

i) Canal matriz.

Se estudia un canal de $2.8 \text{ m}^3/\text{seg.}$ de capacidad máxima que toma sus aguas en el río Mataquito a la cota 113, conduciéndolas en dirección paralela al río con una pendiente de 0,5 %, por un trazado en ladera de 27,2 kms. de longitud, hasta empalmar directamente con el canal principal de riego a la cota 100 m.s.n.m.

El proyecto de este canal se realizó utilizando los planos 1:10.000 (OTAG); en tanto, que para la cubicación, se tomaron perfiles transversales representativos de ciertas zonas con características topográficas similares.

ii) Canal principal, puesta en riego y embalses.

Este canal se inicia a la entrada del valle, definida por la puntilla sur-poniente del Cerro la Huerta, en el sector denominado Remolino, junto a la línea del ferrocarril y el Camino Rauco-Hualañe.

Con el propósito de dominar el máximo de área susceptible de riego, sin considerar pequeños sectores aptos que se muestran muy altos, la cota final del canal debe ser 80 m.s.n.m. Se utilizó una pendiente media de 1 ‰ y la topografía determinó un canal de 20 km. de longitud resultando una cota 100 a la entrada del valle.

Debido al largo recorrido del canal y a la existencia de la Quebrada Eloisa, que divide al valle en dos sectores, no resulta conveniente considerar ni uno ni dos embalses que dominen el área de riego indirecto. Por un lado, el tiempo de llegada del agua al sector de riego sería excesivo y, por otra parte, sería necesario la construcción de un sifón para cruzar la quebrada, lo que resulta muy costoso y complica innecesariamente el sistema de riego. Sobre la base de lo expuesto se consideran tres embalses: dos dominan el sector poniente de la quebrada que alcanza a 1.275 hás.; el tercero domina el sector oriente de la misma (que se confunde con el sector de riego directo) y que alcanza a 235 hás.

Al igual que en el esquema de riego presentado para el valle de Culenar, los embalses tendrán una capacidad de almacenamiento de 38 horas resultando una distribución de superficies de 35 ‰ y 65 ‰ para riego directo y con embalses, respectivamente. Además se ha considerado el mismo esquema de riego y costos promedios por hás. obtenidos en Culenar para los ítems de "Obras de distribución y canales secundarios" y "Puesta en riego a nivel de potrero".

PRESUPUESTO (Alternativa N° 1)

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL
1) Canal matriz				
Excavación ladera suave	m ³	84.709	1,35	114.357
Excavación ladera dura	m ³	146.472	2,00	292.944
Excavación en roca	m ³	13.300	8.00	106.400
Relleno compactado	m ³	43.701	1.70	74.292
2) Obras de Arte	Global			112.529
			Sub-total US\$	700.522
			30 % Imprevistos	210.157
			Sub-total US\$	910.679
			10 % Ingeniería	91.068
			Total parcial US\$	1.001.747
3) Canal Principiañ de riego				
Excavación ladera suave	m ³	87.219	1.35	117.746
Relleno compactado	m ³	17.444	1.70	29.655
4) Obras de Arte	Global			29.480
5) Embalses				
N° 1	Global			31.919
N° 2	Global			42.800
N° 3	Global			42.125
			Sub-total US\$	293.725
			30 % Imprevistos	88.118
			Sub-total US\$	381.843
			10 % Ingeniería	38.184
			Total parcial US\$	420.027
6) Obras de Distribución y canales secundarios	Há.	2.166	103	223.098
7) Puesta en riego del potrero	Há.	2.166	94	203.604
			Total parcial US\$	426.702
			Total inversión US\$	1.848.476

Costos de Operación y Mantenición (Anuales)

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL (US\$)
1) Canal Matriz	Km	27.2	1.500	40.800
2) Canal Principal de riego	Há.	2.166	10	<u>21.660</u>
Total Anual US\$				62.460
Total Actualizado US\$				386.062

4.2.3.3. Alternativa N° 2.

i) Canal Matriz.

Corresponde a un canal de 12 Km. de largo que tomando sus aguas en la cota 85 del río Mataquito, en la actual bocatoma del canal la Huerta, las conduce por la ladera Sur de los cerros, con una pendiente media de 0.5 por mil hasta la entrada del valle donde llega con cota 79.

El trazado y cubicación se realizó en forma similar al canal matriz de la alternativa N° 1.

ii) Planta de Bombeo.

Con el objeto de suplir la falta de cota para empalmar el canal matriz con el canal principal de riego, se proyecta una planta de bombeo que elevará los 2.8 m³/seg. a una altura de 21.7 mts. que incluye además las pérdidas de carga de la tubería, que tendrá 58 mts. y será de 1.500 mm. La planta de bombeo quedaría junto al camino Ranco-Hualañe bajo la puntilla sur poniente del cerro La Huerta.

iii) Canal principal, puesta en riego y embalses.

Corresponde a lo descrito en la Alternativa N° 1.

PRESUPUESTO

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL
1) Canal Matriz				
Excavación ladera suave	m ³	93.478	1,35	126.195
Relleno compactado	m ³	18.696	1,70	31.783
2) Obras de Arte	Global			31.596
3) Planta de Bombeo				
Obras físicas y bombas	KW	894.4	250	223.596
Tubería	ml	58	441	25.578
		Sub-total	US\$	438.748
		30 % Imprevistos		131.624
		Sub-total	US\$	570.372
		10 % Ingeniería		57.037
		Total parcial	US\$	627.409
4) Canal Principal y Puesta en Riego	Global			882.977
		Total Inversión	US\$	1.510.386

Costos y Mantenición (Anuales)

1) Canal Matriz	Km	12	1.500	18.000
2) Canal principal de riego	Há.	2.166	10	21.660
3) Planta de Bombeo	KWH	3.298.736	0.019	62.676
		Sub-total anual	US\$	102.336
		Sub-total actualizado		632.129
4) Reposición Planta de Bombeo (año 25)	Global			89.438
		Actualizado	US\$	2.188
		Total Actualizado	US\$	634.317

4.2.3.4. Alternativa N° 3.

i) Canal Matriz.

Corresponde a un canal de 6.5 kms. de longitud y $2.8 \text{ m}^3/\text{seg.}$ de capacidad máxima, que tomando sus aguas en la actual bocatoma del canal Peralillo las conduce por la antigua caja del río, con una pendiente media de 0.5 por mil, hasta la entrada del valle, donde entrega sus aguas a una planta de bombeo a la cota 66.75 m. s. n. m.

El trazado y cubicación del canal se realizó en forma similar a las alternativas anteriores.

ii) Planta de bombeo.

Se considera en este caso una planta de bombeo de $2.8 \text{ m}^3/\text{seg.}$ de capacidad máxima y una altura de elevación de 34 mts. La planta estará ubicada en el mismo lugar de la planta de la alternativa anterior. La entrega se hará mediante una tubería de 113 mts. de largo y 1.500 mm. de diámetro construida de acero.

iii) Canal principal, puesta en riego y embalses.

Se considera la misma solución de las alternativas anteriores.

PRESUPUESTO (Alternativa N° 2)

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL
1) Casa Matriz				
Excavación terreno plano blando	m ³	44.984	1.50	67.476
Relleno compactado	m ³	8.997	1.70	15.295
2) Obras de arte	Global			16.554
3) Planta de Bombeo				
Obras físicas y bombas	KW	1.401.3	250	350.336
Tuberías	ml.	113	441	49.833
		Sub-total US\$		499.494
		30 % Imprevistos		149.848
		Sub-total US\$		649.342
		10 % Ingeniería		64.934
		Total parcial US\$		714.276
4) Canal Principal y Puesta en Riego	Global			882.977
		Total Inversión US\$		1.597.253

Costos de Operación y Mantenimiento (Anuales)

1) Canal Matriz	Km	6,5	1.500	9.750
2) Canal Principal de Riego	Há.	2.166	10	21.660
3) Planta de Bombeo	KWH	5.113.631	0.019	97.159
		Sub-total Anual US\$		128.569
		Sub-total actualizado		794.170
4) Reposición Planta de Bombeo (año 25)	Global			140.135
		Actualizado		3.428
		Total Actualizado US\$		797.598

4.2.4 Elección de la alternativa y comentarios.

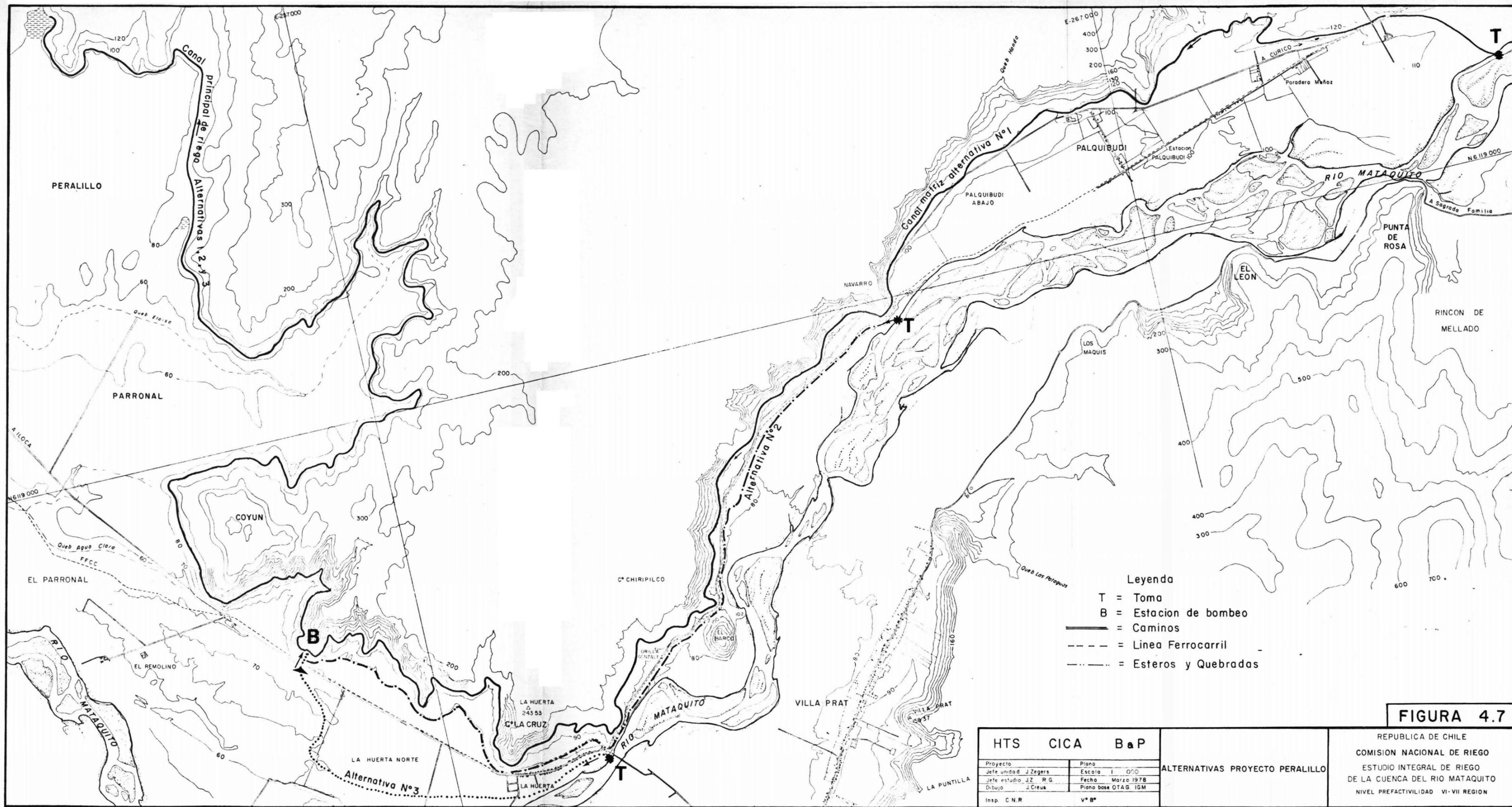
Las tres alternativas estudiadas, permiten regar la misma superficie, de manera que la alternativa más conveniente será aquella que presente los menores costos.

Es preciso incluir el ítem de costo actualizado de operación y mantención. Aunque corresponde al valor presente de una serie anual de costos, es diferente según se trate de alternativa gravitacional, o de un sistema de elevación mecánica.

Alternativa	C. Inversión	US\$/Há	C. Act. de O y M	Costo Total	US\$/Há
1	1.848.475	786,59	386.062	2.234.537	1.032
2	1.510.386	642,72	634.317	2.144.703	990
3	1.597.253	679.68	797.598	2.394.851	1.105

Se descarta, en primer término, la alternativa N° 3 quedando las alternativas N° 1 y N° 2 que, a pesar de tener diferencia en los costos directos, o de inversión, son bastante similares en el costo total. Así, desde un punto de vista económico se hace necesario considerar las dos alternativas como posibles. Esta decisión presentará variaciones si se analiza la conveniencia de un sistema gravitacional sobre un sistema con bombeo. El riesgo de falla de éste es mucho mayor y su operación tiene un imponderable, debido a las variaciones del costo de energía que no pueden evaluarse con antelación.

A la luz de las consideraciones anteriores, se opta por la alternativa N° 1 que corresponde al riego gravitacional del área aún cuando se recomienda considerar además la alternativa N° 2 al formularse los proyectos definitivos. La figura 4.7 muestra el trazado de las diferentes alternativas consideradas.



Leyenda

- T = Toma
- B = Estacion de bombeo
- = Caminos
- - - = Linea Ferrocarril
- · - · = Esteros y Quebradas

FIGURA 4.7

HTS CICA BaP	
Proyecto	Plano
Jefe unidad J. Zegers	Escala 1:000
Jefe estudio J.Z. R.G.	Fecha Marzo 1978
Dibujo J. Creus	Plano base OTAG IGM
Insp. C.N.R.	v. B.

ALTERNATIVAS PROYECTO PERALILLO

REPUBLICA DE CHILE
 COMISION NACIONAL DE RIEGO
 ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
 DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
 NIVEL PREFACTIVIDAD VI-VII REGION

5. ANTEPROYECTOS PRELIMINARES DE RIEGO Y DRENAJE.

5.1. CUREPTO

5.1.1. Descripción de la zona.

Se ha denominado proyecto Curepto al estudio de la cuenca del estero de ese nombre, ubicada en la margen sur del río Mataquito a 10 km de su desembocadura en el mar. El estero tiene una hoya hidrográfica de 395 km² formada por serranías y angostos valles, encontrándose en su centro, el pueblo de Curepto con una población de 13.000 habitantes que viven principalmente de una agricultura de temporada. La subdivisión predial da origen a minifundos que presentan condiciones de riego casi nulo.

Los terrenos de los valles, con un ancho que varía de 1 a 1,5 km., y que abarcan una superficie aproximada de 2.800 Hás., son de origen aluvial profundo y se clasifican en clases II y III de capacidad de uso, debido a las limitaciones producidas por una napa freática alta.

La parte alta del valle, está formada por las hoyas del estero Rapilermo, de 190 Km² y del estero Domulgo de 105 km², los que sumados a dos hoyas del sector bajo, ubicadas al oriente y poniente, completan la superficie total de la cuenca.

Las aguas lluvia recogidas en la parte alta, se juntan a 14 kms. de la desembocadura al Mataquito, dando origen a un cauce que, en sus primeros 4.5 kms., tiene una pendiente media del 3 por mil. Los 9,5 km. restantes son los que presentan el mayor problema de drenaje: el bajo principal de cota 2.0 s.n.m., se halla a la mitad del recorrido y desagua muy lentamente por el estero Laguna de Curepto que corre por la margen oriente. Cerca del Mataquito este estero dobla al norte al enfrentar terrenos junto al río que alcanzan la cota 6.0 s.n.m.

La falta de información topográfica obligó a efectuar un levantamiento que permitiera tener un conocimiento aproxi-

mado del problema de las inundaciones. A partir de ese levantamiento, puede afirmarse que en los períodos de crecida del río Mataquito que coinciden con intensas lluvias se crean serios problemas que afectan a 700 hás. bajo la cota 5.0 m. s.n.m. ocasionados en parte por inundación directa y también por efecto de la napa freática alta.

5.1.2 Información disponible y su utilización.

5.1.2.1. Información Topográfica.

El proyecto se estudió usando las planchetas del IGM escala 1:25.000 con curvas de nivel cada 20 mts. Pero, fué necesario efectuar además, un levantamiento de puntos en la zona de inundación ya que los escasos desniveles y la falta de puntos de relleno hacían imposible determinar la superficie con problemas e impedían estudiar el drenaje de la zona.

Aún cuando los antecedentes permitieron hacer una estimación del problema, este estudio debe considerarse como un primer análisis. Sólo pretende llamar la atención sobre el problema para que en el futuro se realicen los estudios pertinentes.

5.1.2.2. Información de Suelos.

Se utilizó el estudio de suelos presentado en el Tomo C y realizado a escala 1:20.000, del cual se obtuvo la superficie de suelos y su distribución de acuerdo a la aptitud agrícola y capacidad de uso.

De las 2.770 hás de suelos agrícolas, 1099 hás. se encuentran clasificadas en aptitud agrícola 1 y 1.405 hás. tienen aptitud agrícola 2; las 266 hás restantes presentan aptitud 6. Esta distribución muestra la bondad de los suelos y justifica su incorporación al riego.

5.1.2.3. Caudales necesarios y disponibles.

El nuevo riego del área exige un caudal correspondiente a la tasa de riego que tome en cuenta la influencia marítima, manteniendo un 50 % de eficiencia predial, más las pérdidas

por conducción que reducen el caudal en un 0.2 % aproximadamente por km. de canal. Para el mes de Enero, que es el de máximo consumo, se requieren en bocatoma 3 m³/seg.

Los caudales disponibles son los que lleva el Mataquito en la sección de toma, más los conducidos por el Estero Laguna de Curepto. Puede asegurarse, en base al modelo de operación general, que dichos caudales bastan para satisfacer las demandas del Proyecto.

5.1.3 Alternativas de Solución.

5.1.3.1 Análisis general de soluciones.

En primer término se estudió la posibilidad de efectuar un control de las inundaciones del río y de las crecidas propias de la cuenca. Pero, hubo de descartarse ya que económicamente no es factible en relación a la superficie beneficiada que alcanza a las 700 hás. bajo cota 5.0 s.n.m.

El problema se circunscribió, entonces, a analizar alternativas y costos para proporcionar agua de riego a la mayor superficie, incorporándose las 700 hás, sólo en años secos.

Este estudio va más lejos que lo establecido en los términos de referencia, debido a la importancia que reviste para los 13.000 habitantes de Curepto.

Las alternativas que se detallan más adelante, pueden resumirse en dos soluciones que contemplan elevación mecánica desde el río Mataquito y en una tercera solución que analiza y evalúa la construcción del Embalse Rapilermo, ubicado en la hoya del estero de ese nombre. Esta última solución deja bajo riego una superficie aproximada de sólo 2.100 hás.

5.1.3.2 Alternativa N° 1: Elevación mecánica

Basado en los planos 1:25.000 y en el levantamiento preliminar efectuado en la zona de inundación, el anteproyecto consiste en 4 estaciones de bombeo: dos para elevar las aguas del río Mataquito y las otras dos para regar las ensenadas de Rapilermo y Domulgo, alimentadas por las primeras.

La estación N° 1, deberá quedar en el costado oriente y elevará, hasta la cota 36, un caudal máximo de $0.78 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Desde ese punto se proyecta un canal con pendiente 0.8% y 22 kms. de longitud que llega a la cota 20. De este caudal, $0.285 \text{ m}^3/\text{seg.}$ se conducen hasta la estación N° 3 que deberá elevar agua desde la cota 20 a cota 72.5 para regar 258 hás del Valle de Domulgo. El resto del caudal se consulta para regar 450 hás que comprenden terrenos entre las cotas 20 y 36 y terrenos bajo cota 5 que se riegan en años sin inundación. La estación N° 1 consulta varios grupos motobombas que permitan elevar el agua para este último sector, cuando sea necesario.

La estación N° 2 ubicada en el costado poniente del valle deberá elevar hasta la cota 30 un caudal máximo de $2.27 \text{ m}^3/\text{seg}$ que será conducido por un canal de 22 kms y pendiente 0.0005 , hasta la cota 20. De este caudal, $0.29 \text{ m}^3/\text{seg.}$ se consultan para el riego de 262 hás. en la ensenada de Rapilermo, elevando para ello mediante la estación N° 4 la cota 20 a cota 65. Como en el caso anterior, el canal poniente domina directamente 1.800 hás ; de las cuales, una parte queda bajo la cota 5 que sólo exige riego en años sin inundación.

PRESUPUESTO

Costo de Inversión.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL (US\$)
1) Canales				
Excavación ladera suave	m ³	170.310	1,35	229.918
Relleno terraplen	m ³	34.062	1,70	57.906
2) Obras de Arte	Global			250.000
3) Plantas de Bombeo				
Planta # 1	KW	413,3	2,50	103.334
Planta # 2	KW	1.002,4	2,50	250.608
Planta # 3	KW	220,3	2,50	55.062
Planta # 4	KW	192,1	2,50	<u>48.024</u>
		Sub-total	US\$	994.852
		30% Imprevistos		<u>298.456</u>
		Sub-total	US\$	1.293.308
		10% Ingeniería		<u>129.331</u>
		Total parcial	US\$	1.422.639
4) Puesta en riego				
Embalses	Há.	2.770	74	204.980
Obras de distribución y canales secundarios	Há.	2.770	103	285.310
Puestas en riego del potrero	Existente			<u>----</u>
		Total parcial	US\$	490.290
		TOTAL	US\$	1.912.929

Costos de Operación y Mantenimiento (Anuales)

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL (US\$)
1) Canales	Há.	2.770	10	27.700
2) Plantas de Bombeo				
Planta # 1	KWH	1.479.373	0.019	28.108
Planta # 2	KWH	3.587.795	0.019	68.168
Planta # 3	KWH	788.287	0.019	14.977
Planta # 4	KWH	687.529	0.019	<u>13.063</u>
			Sub-Total (anual) US\$	152.016
			Sub-Total actualizado	939.003
3) Reposición plantas de bombeo (año 25)	Global			182.811
			Actualizado	<u>4.473</u>
			Total Actualizado US\$	943.476

5.1.3.3 Alternativa N° 2. Modificación de Alternativa N° 1.

Se estudió en esta alternativa una solución que reemplaza las estaciones N° 1 y N° 2 por una estación única de bombeo en el Mataquito, ubicada en la punta poniente del valle. Como se hace necesario un canal, a ambos lados del estero, el canal alimentado por la bomba, debe recorrer una longitud de 52.5 kms. y la elevación inicial deberá subir a la cota 51.4 de manera que pueda dominar toda el área, regando así el sector poniente de ida y el oriente de vuelta. En este caso se suprime las estaciones de bombeo N° 3 y 4, y, el canal se interna, en parte, en la ensenada de Rapilermo y Domulgo cruzando en sifón ambos esteros.

PRESUPUESTO

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. (US\$)	P. TOTAL (US\$)
1) Canales				
Excavación ladera suave	m ³	182.418	1,35	246.264
Relleno terraplén	m ³	36.484	1,70	62.023
2) Obras de arte	Global			350.000
3) Plantas de bombeo	KW	2.306,5	250	576.633
		Sub-total	US\$	1.234.920
		30 % Imprevistos		370.476
		Sub-total	US\$	1.605.396
		10 % Ingeniería		160.540
		Total parcial	US\$	1.765.936
4) Puesta en riego (+)	Global			490.290
		Total Inversión US\$ 2.256.226		

(+) Se usa el mismo presupuesto de la alternativa anterior.

Costos de Operación y Mantenimiento (Anuales)

1) Canales	Há.	2.770	10	27.700
2) Plantas de bombeo	KWH	8.255.263	0.019	156.850
		Sub-total anual	US\$	184.550
		Sub-total actualizado		1.139.968
3) Reposición planta de bombeo (año 25)	Global			230.653
		Actualizado		5.643
		Total Actualizado US\$ 1.145.611		

5.1.3.4 Alternativa N° 3. Embalse Rapilermo.

Esta solución contempla la construcción del Embalse Rapilermo, ubicado en la ensenada de ese nombre. Tal embalse permitiría almacenar las aguas de lluvia captada por su hoya y entregarlas reguladas durante el período de riego. La superficie dominada por este proyecto alcanza a 2.100 há. de las cuales 700 há. están sujetas a inundaciones debido a las crecidas del Mataquito y las aguas lluvia no reguladas de la cuenca de Curepto.

Las características de este embalse, están detalladas en las figuras A - 3.15 y A - 3.16 del Anexo J - 3.1 de este Tomo. Se estima que para el riego se requerirán tan sólo 11.000 m³/há. al año, debido a la influencia del clima marítimo. Se necesitará entonces un volumen de embalse de 38.8 M m³ que se compone así:

1) Volumen para riego 2.100 há x 11.000 m ³ /há	23.1 Mm ³
2) Sedimentos 30 años x 1.000 m ³ /km ² /año x 190 km ²	5.7 Mm ³
3) Evap-precipitación 500 mm x 5 km ²	5.0 Mm ³
4) Embanque	<u>5.0 Mm³</u>
TOTAL	38.8 Mm ³

La altura de muro necesaria es de 23.5 mts. para un nivel máximo de aguas de 19.5 mts. requiriéndose un volumen de muro de 0.5 Mm³.

No se ha proyectado los canales de riego, pues como se observa en el presupuesto, el costo del embalse dejó esta alternativa fuera de toda opción.

PRESUPUESTO

Costos de Inversión

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P. U (US\$)	P. TOTAL (US\$)
1) Embalse				
Muro (+)	Global			3.400.000
Aliviadero (++)	Global			1.300.000
Desvíos (++)	Global			<u>800.000</u>
		TOTAL	US\$	5.500.000

(+) Se ocupó un porcentaje del costo obtenido para el embalse San Pablo, equivalente a la razón entre los volúmenes de muro necesarios.

(++) Corresponden a los costos calculados para el Embalse San Pablo.

5.1.4 Elección de la alternativa y comentarios . -

5.1.4.1 Comparación de Costos.

El cuadro de comparación de costos contiene los diferentes costos de las alternativas N° 1 y 2 solamente. Se ha descontado la solución basada en la construcción del Embalse Rapilermo debido a su altísimo costo por há. Por otra parte, no configura una solución integral al problema de las inundaciones ya que sólo regula las aguas de la hoya del estero Rapilermo que constituye el 48 % del área y las inundaciones son causadas fundamentalmente por la crecida del río Mataquito.

Alt. N°	Costo de Inversión		Costo Act. de O y M (US\$ x 10 ⁶)	Costo Inv. + (O y M)	
	Total (U.S.\$ x 10 ⁶)	U.S.\$./há 2770 há. 2070há.		Total (US\$ x 10 ⁶)	U.S.\$./há 2770 há. 2070há
1	1,91	691 924	0.94	2.85	1031 1380
2	2,26	815 1090	1.14	3.40	1228 1643

Como ambas alternativas incorporan al riego la misma superficie, los aumentos de ingresos brutos que ellos generan, serán los mismos, resultando entonces más conveniente, a aquella solución de menor costo. Por lo tanto, se elige la alternativa N° 1 como solución para dar nuevo riego al valle de Curepto.

A cada costo se le ha asociado 2 costos diferentes por hectárea. Ello se debe a que los proyectos se han estudiado para regar la totalidad de los suelos (2.770 há.) que en años de inundación se reducen a 2.070 há. Esta última situación debió estudiarse en forma separada pero por ser esporádica, no se ha analizado. Por esto, se le han asociado los costos de inversión correspondientes al nuevo riego de toda el área, como también, los costos de operación y mantención, calculados para las 2.770 há. Este criterio no hace sino presentar el caso más desfavorable, ya que la situación real supondrá costos de inversión y costos de operación y mantención intermedios a los valores calculados.

5.1.4.2 Comentarios.

La alternativa elegida, que se presenta en la figura 5.1 permite además un mejoramiento del drenaje. Esto es posible si se instalan las bombas 1 y 2 en un punto donde puedan bombear desde el Mataquito y desde la zona de inundación, para activar el desague del "embalse" que se produce después de una crecida.

La inundación, hasta la cota 5, deja un embalse del orden de 10 Mm³ cuyo único medio de salida es el estero La Laguna

H.T.S.		CICA	BaP	PROYECTO NUEVO RIEGO VALLE DE CUREPTO	REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO
Proyecto	Obras Civiles	PLANO N°			ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD
Jefe Unidad	J.Zegers	ESCALA	1:50.000		
Jefe Estudio	J.Zegers R.Goodyear	FECHA	MARZO 1978		
Dibujo	J.Creus	PLANO BASE I.G.M.	(1:25.000)		
Inspector C.N.R.		V° B°		OBSERV	

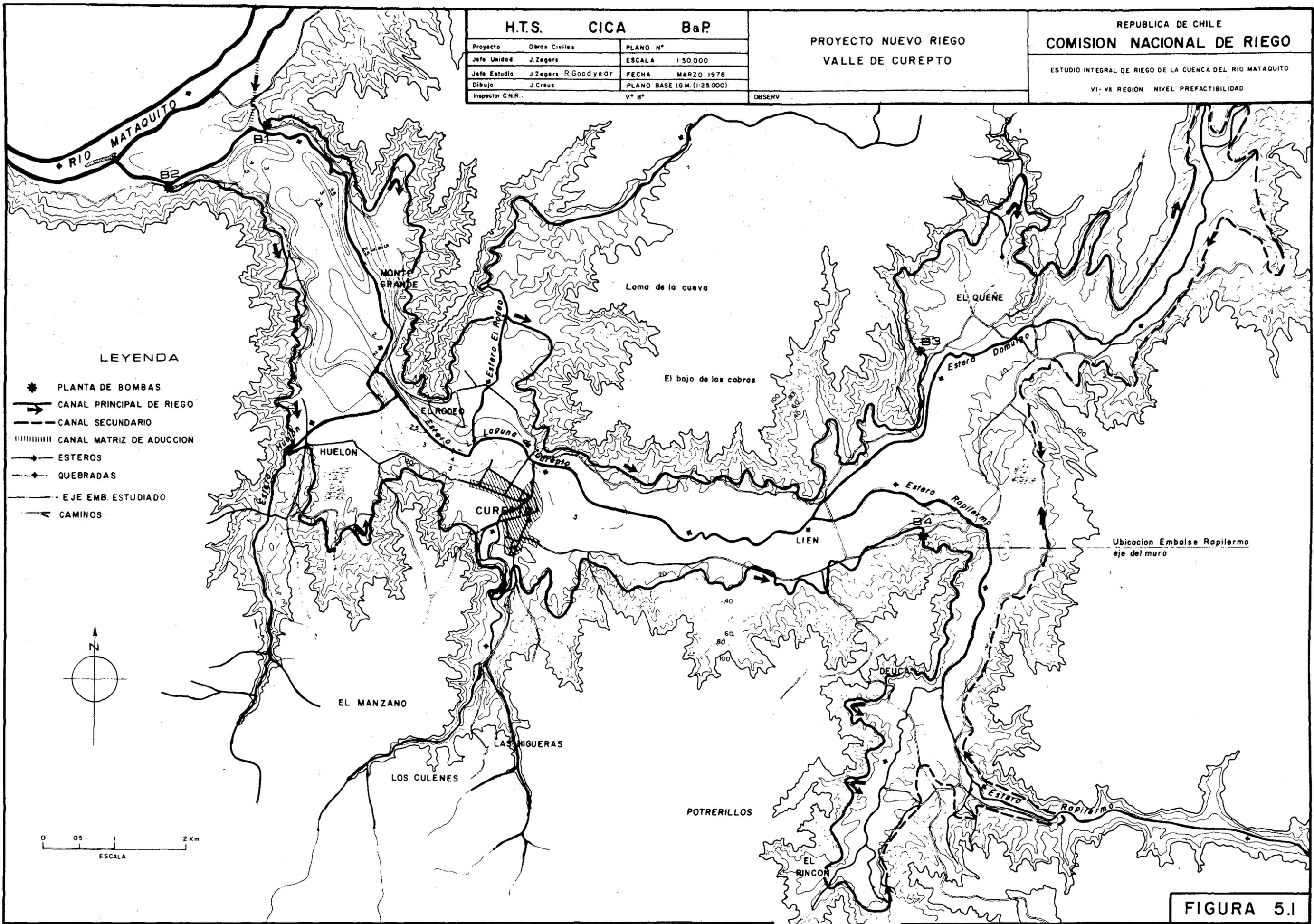


FIGURA 5.1

de Curepto que tiene una pendiente media en ese sector, del 0.1 % cuando el río tiene su nivel normal. Ello supone un lento drenaje hacia el río que se ve demorado aún más por los aportes permanentes de los esteros Rapilermo y Domulgo.

Aún cuando se carece de antecedentes para plantear una solución definitiva al problema de las inundaciones, se propone para un estudio posterior la construcción de zanjas de drenaje al poniente del estero la Laguna de Curepto, con trazados rectos que permiten obtener mayores pendientes y desembocadura al estero frente a la Puntilla poniente del Valle.

Finalmente, se sugiere la perforación de algunos pozos de observación para estudiar posibles riegos a nivel predial basados en recursos subterráneos, lo que permitiría mejorar el drenaje y constituir, a la vez, una alternativa de riego más económica.

5.2 VICHUQUEN.

5.2.1. Descripción de la Zona.

El valle de Vichuquén, con una hoya hidrográfica de 470 km², pertenece a una cuenca independiente, al norte del río Mataquito. Sus terrenos agrícolas de riego se reducen a 490 hás. localizadas en un angosto valle que se extiende de oriente a poniente a ambos lados del estero Baquil.

Estos suelos son de origen sedimentario con textura media o mederadamente gruesa, profundos y de drenaje imperfecto debido a la posición de terraza aluvial estrecha, lo que rebaja su capacidad de uso a clase III.

Este valle principal termina en las vegas y Laguna de Tilicura (cota 8.0) separadas de la Laguna de Vichuquén (cota 4.0), por un portezuelo (cota 9.4) que es la causa fundamental de las vegas. Si éstas fueran drenadas, podrían recuperarse 600 hás. de suelos profundos, de interés agrícola.

Rodeando estas vegas y principalmente hacia el norte, existen alrededor de 850 hás. de terrenos ondulados con pendientes variables, aptos para empastadas, y 150 hás de suelos de aptitudes agrícolas 2 y 3.

De los cauces naturales, sólo tienen importancia el estero Baquil y sus afluentes, que desembocan en las vegas de Tilicura y, el estero Vichuquén, que alimenta la Laguna de ese nombre. Ambos presentan un fuerte estiaje en verano, debido al origen pluvial de sus recursos. En períodos lluviosos se generan crecidas que inundan las áreas de cultivo y los caminos en la parte alta del valle en las cercanías del pueblo y Laguna de Vichuquén.

5.2.2 Información disponible y su utilización.

5.2.2.1 Información Topográfica.

El estudio se realizó utilizando las planchetas del I.G.M. escala 1:25.000 con curvas de nivel cada 20 mts.; pero, fué necesario efectuar un levantamiento en las vegas de Tilicura que correspondió a un perfil longitudinal, con el propósito de estudiar el posible drenaje de éstas a la Laguna de Vichuquén.

Estos antecedentes no son suficientes para estudiar una solución al problema que sólo será posible si se dispone de un levantamiento topográfico detallado de la zona con curvas de nivel que permitan apreciar los desniveles muy escasos del sector y de su descarga hacia la Laguna de Vichuquén.

Con la información disponible para este estudio sólo es posible plantear ideas generales que servirán de base para futuros proyectos. En estos términos se estudió una solución al problema de drenaje y una alternativa de riego de los suelos rescatados con fines agrícolas.

5.2.2.2 Información de Suelos.

Se contó con el estudio de suelos a escala 1:20.000 presentado en el Tomo C del informe, del cual se obtuvo la superficie de suelos y su distribución de acuerdo a capacidad de uso.

5.2.3. Proyecto.

5.2.3.1. Generalidades.

Drenaje.

El sector de las vegas de Tilicura tiene dos aspectos que hay que considerar:

- (i) La salida del caudal normal que escurre en la época de estiaje, de manera de habilitar dichos terrenos para cultivos, bajando la napa freática hasta el límite que permite el desnivel.
- (ii) Evacuación de las crecidas de invierno que son de importancia en años lluviosos, como se desprende del estudio hidrológico.

De los antecedentes topográficos que se ha dispuesto, parecería posible contar con los desniveles necesarios, con puntos de incertidumbre en los terrenos bajo aguas de las vegas y Laguna de Tilicura. Sin embargo el costo es una limitante en relación al área que se incorporaría al riego.

El proyecto sugiere el trazado de un canal de desagüe partiendo desde la Laguna Vichuquén, con desnivel mínimo (0.5 por mil) para poder drenar el fondo de las vegas. El perfil aproximado, obtenido en terreno, es el siguiente:

Distancia de la Laguna (Km)	0	0.5	1.0	1.6	1.8	8.0
Cota (m. s. n. m.)	4.0	4.5	5.8	10.0	6.6	8.0

Aquí se constata claramente cómo el portezuelo que se extiende desde el Km 1.0 al 1.8, impide el desagüe de las vegas.

La crecida, uno en cinco, es del orden de $70 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que hay que evacuar, quedando sujeta el área a inundaciones de temporada, en los años con crecidas mayores.

A este caudal hay que agregar el volúmen que viene por el estero de Vichuquén y que se junta con el anterior, aguas abajo, del portezuelo mencionado.

El cauce se ha calculado desde la laguna hasta el km. 1.8 para el caudal total. Desde ese punto hacia arriba, en lo que hoy corresponde al fondo de las vegas, se consulta un cauce limitado al drenaje y un plan programado para el escurrimiento del agua de la crecida, recurso que puede ser destinado a empastados, pero no a cultivos anuales, por el peligro de erosión.

Este esquema fué cubicado, como así mismo un rebaje de 6 km. en el estero, todo lo cual se acompaña en el presupuesto estimativo.

Riego.

Aquí hay que analizar la seguridad de riego de la zona actual de cultivo (490 hás); el nuevo riego de la zona desecada y, los actuales terrenos de secano al sur oriente de las vegas (750) y de los terrenos de lomajes (850 hás.)

Se estudió el embalse de Baquil, cuyos antecedentes figuran en el punto 3.1 y aunque es un lugar muy favorable el costo es de US\$ 4.6 millones lo que descarta la solución.

Los terrenos regados tendrán que quedar en la situación actual, con mejoras posibles a nivel predial, pensándose en el riego de los nuevos terrenos mediante elevación mecánica desde la laguna de Vichuquén.

Al efectuar el proyecto podría estudiarse al posibilidad de aprovechar la Laguna de Tilicura como embalse y proyectar, desde ese punto, la elevación mecánica.

5.2.3.2 Diseño

Drenaje.

Se contempla aquí el proyecto y presupuesto tentativo de las obras ya mencionadas para drenar las vegas de Tilicura con el propósito de recuperar los suelos que en la actualidad se encuentran inundados. Se presenta además el presupuesto del embalse Baquil que, como se mencionó, ha sido descartado como solución por su elevado costo.

i) Canal de drenaje permanente.

Consiste en una zanja de drenaje de 7.800 mt. de largo que se ha trazado desde la laguna de Vichuquén hasta las vegas de Tilicura cruzando, en corte, el portezuelo que las separa.

El escaso desnivel permite trazar un canal que se interna solamente 6.000 mts. en las vegas con una pendiente media de 0.5 por mil y una capacidad máxima de $4 \text{ m}^3/\text{s}$. Ello asegura un drenaje permanente de las vegas durante el período de estiaje y permite evacuar en un mes las aguas acumuladas durante la época de lluvias.

Los 1.800 mts. restantes se ocupan para cruzar el portezuelo y conducir las aguas hasta la laguna de Vichuquén.

ii) Canal de drenaje de las crecidas.

Se proyecta como un ensanche del corte dejado por la excavación de la zanja de drenaje. Este canal tendrá una capacidad de $70 \text{ m}^3/\text{seg}$. y un largo de 1.100 mts.

Se ha trazado desde el portezuelo hacia la laguna de Vichuquén, ya que no es necesario en el sector de las vegas, por tratarse de un bajo que hace las veces de cauce.

iii) Mejoramiento del Cauce del estero Baquil.

Se consulta un rebaje y adecuación del cauce de este estero en una longitud de 6 km. Se supone que tal práctica permitirá proteger los terrenos ubicados en los márgenes del mismo, ya que en la actualidad corresponden a los únicos suelos cultivados.

Riego.

Se estudia la posibilidad de regar las 750 hás. pertenecientes a los terrenos ya drenados y de secano, y, las 850 hás. de lomajes, mediante recursos provenientes de la Laguna de Vichuquén. Para esto es necesario la instalación de dos plantas de bombeo, en la laguna, que eleven 70 mts. y 60 mts. respectivamente. Se proyectan 2 canales alimentados por dichas plantas que permitirán regar los

sectores oriente y poniente del canal de drenaje, respectivamente.

Debido a la influencia marítima, se requerirán 11.000 m³/hás. al año para los terrenos que se pretende incorporar al riego, lo que equivale a 0.85 lt/seg/há. para el mes de máximo consumo.

El canal oriente de 18 km. y 0.6 m³/seg. de capacidad máxima, dominará 640 há.; en tanto que, el canal trazado al poniente tendrá 26 km. de largo y una capacidad máxima de 0.9 m³/seg., incorporando al riego una superficie de 960 há.

5.2.4. Presupuesto.

Drenaje y Riego: Costos de Inversión.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL
1) Drenaje				
i) Canal de Drenaje permanente	m ³	60.000	1,50	90.000
ii) Canal de Drenaje de crecidas	m ³	99.200	1,50	148.800
iii) Mejoramiento cauce estero Baquil	km	6	3.000	18.000
2) Riego				
i) Plantas de bombeo				
P. oriente	KW	530	250	132.500
P. poniente	KW	927	250	231.750
ii) Canales de riego				
Excavación ladera suave	m ³	86.880	1,35	117.288
Relleno terraplén	m ³	17.376	1,70	29.540
iii) Obras de arte	Global			50.000
		Sub-total	US\$	817.878
		30% Imprevistos		245.363
		Sub-total	US\$	1.063.241
		10% Ingeniería		106.324
		Total parcial	US\$	1.169.565

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P. TOTAL
3) Puesta en Riego				
Embalses	Há.	1.600	74	118.400
Obras de distribución y canales secundarios	Há.	1.600	103	164.800
Puesta en riego	Há.	1.600	94	<u>150.400</u>
		Total parcial	US\$	433.600
		TOTAL	US\$	1.603.165

Drenaje y Riego

Costos de Operación y Mantenimiento.(Anuales)

1) Canales de drenaje y mejoramiento cauce	km.	13,8	1.500	20.700
2) Canales de riego	Há.	1.600	10	16.000
3) Plantas de bombeo				
P. Oriente	KWH	1.896.632	0.019	36.036
P. Poniente	KWH	3.319.105	0.019	<u>63.063</u>
		Total parcial anual	US\$	135.799
		Total parcial actualizado		838.830
4) Reposición plantas de Bombeo (año 25)				
P. Oriente	Global		53.000	
P. Poniente	Global		<u>92.700</u>	
		Total parcial	145.700	
		Total parcial actualizado		3.565
		TOTAL ACTUALIZADO	US\$	842.395

PRESUPUESTO EMBALSE BAQUIL.

Embalse Baquil

Costos de Inversión.

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.(US\$)	P.TOTAL (US\$)
1) Embalse				
Muro (+)	Global			2.500.000
Aliviadero (+++)	Global			1.300.000
Desvíos (++)	Global			<u>800.000</u>
			TOTAL US\$	4.600.000

(+) Se ocupó un porcentaje del costo obtenido para el embalse San Pablo, equivalente a la razón entre los volúmenes del muro necesarios.

(++) Corresponden a los costos calculados para el embalse San Pablo. No se han incluido los canales que sean usados para el riego, pues el solo costo del embalse descarta la solución.

5.2.5 Comentario.

La alternativa proyectada, que se presenta en la figura 5.2, incluye el valor presente de la operación y mantención de US\$ 2.445.560 o sea US\$ 1.528,5 por hás. Aunque tal costo es elevado, la calidad de los suelos ubicados en la actual zona de inundación es muy buena, lo que exigiría un detallado estudio de beneficios con el propósito de descartar o aceptar este proyecto.

Unas 850 hectáreas de terrenos ondulados se destinarán a empastadas que permitan suplementar forraje a una masa ganadera equivalente a la que puede mantenerse en 7.000 hectáreas de secano costero.

H.T.S. CICA B&P

Proyecto	OBRA CIVILES	PLANO N°
Jefe Unidad	J. Zegers A.	ESCALA 1:50.000
Jefe Estudio	J. Zegers R. Goodyear	FECHA Marzo-1978
Dibujo	J. Cross /MFV.	PL. BASE Planimetrico 1:50.000
INSPECTOR	C.N.R.	V° B°

PROYECTO DE DRENAJE Y NUEVO RIEGO
VALLE VICHUQUEN

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO

VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

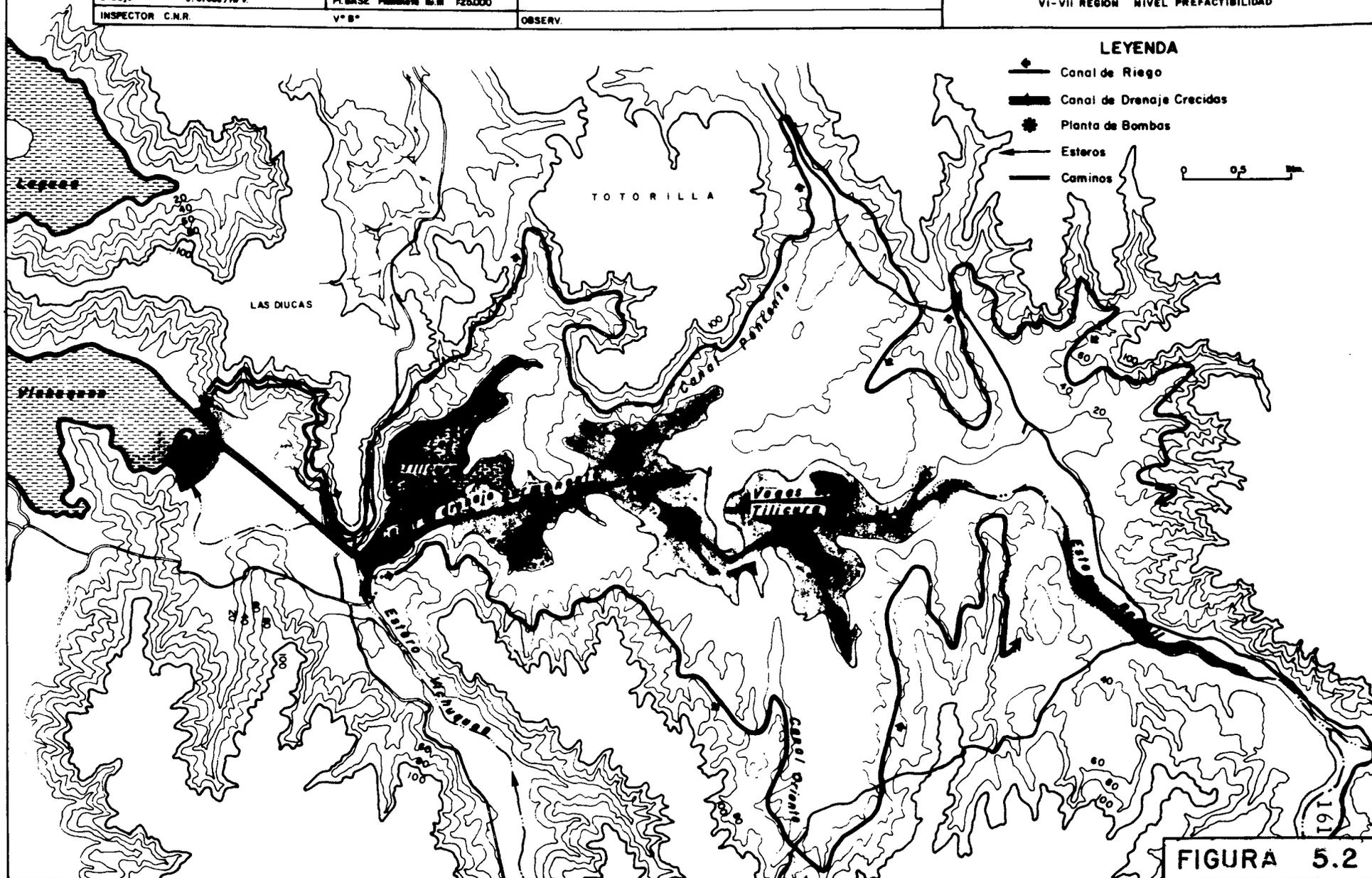


FIGURA 5.2

6. CUENCAS QUE SOLO JUSTIFICAN PROYECTOS A NIVEL PRE-DIAL.

6.1 HUENCHULLAMI

En la parte baja de este valle, existen fajas angostas de terrenos cultivables, en ambas riberas del estero Huenchullami, que cuentan con riego de temporada, pero que están sujetas a inundaciones por las crecidas del estero. Los problemas de riego y de avenidas podrí^{an} resolverse con la construcción de un embalse; pero, a pesar de las buenas características de los sitios de presa seleccionados, su costo sería demasiado elevado ante los beneficios agrícolas que se podría obtener de superficies reducidas.

Agua arriba, cerca de la parte superior de la cuenca, existen valles abiertos susceptibles de riego; pero, los caudales aguas arriba de esos terrenos serían demasiado reducidos para proporcionar un regadío seguro. Por otra parte, los depósitos aluviales de esos valles son gruesos, en general y es posible que existan recursos subterráneos que pudieran proporcionar el agua necesaria para el riego por medio de pozos. También se podría utilizar pozos para regar ciertos sectores de la parte baja del valle, que están ubicados en terrazas demasiado altas para riego por gravedad, aún con embalses. Como alternativa para los pozos - en terrenos de la parte baja con mal drenaje - se podría implantar un sistema combinado de riego y drenaje, con desagües que conduzcan a un pozo de aspiración desde el cual se bombearía el agua para recircularla, bajando así el nivel de la napa y proporcionando, al mismo tiempo, agua para el riego.

No existen pozos de prueba en la zona y para determinar costos, agua disponible y viabilidad económica, sería necesario perforar y hacer pruebas de bombeo en, por lo menos, un pozo en cada zona de interés. En forma preliminar se puede estimar que el costo de perforación y equipamiento de los pozos, así como de puesta en riego sería del orden de US\$ 400 a US\$ 500 por hectárea, con unos beneficios estimados de unos US\$ 500 a US\$ 700 (según cálculos para Culenar y Peralillo). Por consiguiente, se recomienda el estudio de estos proyectos a nivel predial.

6.2 OTRAS PEQUEÑAS CUENCAS COSTERAS

Existen varias cuencas como San Pedro de Alcántara y Paredones donde se encuentran pequeños sectores de buen suelo agrícola. En la mayor parte de los casos, estos terrenos están a una cota demasiado alta sobre los cauces para permitir riego por gravedad; aún cuando se proporcionara la debida regulación de caudales. Como en el caso anterior, un programa de pozos de prueba cuidadosamente seleccionados por reconocimientos geológicos y geofísicos; o, el sistema de desagües hacia un pozo para recircular mecánicamente, podría permitir la implementación de proyectos de riego de menor escala. El costo y viabilidad económica de tales proyectos sería similar a los de Huenchullami.

6.3 DRENAJE

Hay problemas de drenaje de cierta importancia en Curepto y Vichuquén, los que han sido tratados en el punto 5. Además existen 450 hás. repartidas en el área, con problemas a nivel de potrero en sectores de napa freática alta, cerca de la confluencia Tenolontué y, en algunos terrenos bajos en las riberas del Mataquito. En estos casos la pendiente de los terrenos y el desnivel al río son suficientes para obtener un buen drenaje con mejoras de poco monto en la red de desagües.

7. - CONTROL DE AVENIDAS Y DEFENSAS FLUVIALES

7.1 EL PROBLEMA

Las crecidas provienen de las lluvias de invierno en la pre-cordillera y de las lluvias de primavera que, al caer sobre la nieve, aumentan y aceleran el proceso de derretimiento. Por la fuerte pendiente del lecho de los ríos, la velocidad y energía cinética de las avenidas son altas y con un gran contenido de material de arrastre. Esto determina que en algunas partes los ríos erosionen sus márgenes y en otras deposite sedimentos, cambiando frecuentemente el curso de sus brazos principales.

Las avenidas pueden provocar en las zonas cultivadas los siguientes daños:

- i) Pérdida de buenos suelos por erosión de los márgenes del río.
- ii) Daño en las estructuras y especialmente en las bocatomas, por socavación o por embancamiento.
- iii) Inundación de terrenos adyacentes al río y de suelos regados cuando las bocatomas de los canales quedan abiertas durante las crecidas.

Las soluciones de estos problemas se tratan separadamente a continuación.

7.2 PROTECCION DE MARGENES DE LOS RIOS

El costo de estabilizar las riberas de los ríos excedería el valor de los terrenos así protegidos; sin embargo, puede resultar provechoso defender ciertos puntos especialmente amagados. Estos puntos peligrosos varían de un año a otro y las medidas de protección deberán basarse en un reconocimiento detallado seguido, de inmediato, de las obras necesarias. Estas pueden ser defensas de piedra y zarza o de enrocado. El costo y los beneficios dependerán de la distancia de acarreo de los materiales y de la calidad de los terrenos protegidos.

7.3 INUNDACION

7.3.1 Inundación de terrenos ribereños.

En el Bajo Mataquito, ciertas zonas bajas adyacentes al río quedan inundadas por el alto nivel de las aguas en las crecidas o por aguas provenientes de la cordillera de la costa en años de alta precipitación. Sería sumamente costoso evitar esas inundaciones, pero, el tiempo de permanencia del agua sobre los terrenos podría reducirse apreciablemente al facilitar el escurrimiento de la agua hacia el río. El costo de tales cauces de desague dependería de la topografía local. La decisión de emprender las obras indicadas exige un proyecto específico que no puede abor-darse en un estudio de prefactibilidad.

7.3.2 Inundación de terrenos regados.

Las bocatomas de los canales se mantienen generalmente cerradas durante el invierno por medio de compuerta o barreras de patas de cabra, de modo que es poco probable que se sobrepase la capacidad de los canales en esa época. Sin embargo, se producen crecidas ocasionales durante la temporada de riego que ocasionan la inundación de los terrenos de riego si los canales no cuentan con medios de cierre rápido. El problema se reduciría con la instalación de compuertas apropiadas, tales como las que se recomienda en el Punto 2. Esas estructuras comprenden generalmente una descarga para devolver al río el exceso de agua: tal descarga debería tener una compuerta de cierre en el cauce de derivación del río y una compuerta lateral de admisión al canal. Si la compuerta de descarga se dejase parcialmente abierta en épocas de abundancia de agua, disminuiría también la cantidad de arrastre que pasa al canal.

8. HIDROELECTRICIDAD

Los recursos hidroeléctricos en la cuenca del Mataquito son relativamente escasos y poco atractivos. El "Catastro de Recursos Hidroeléctricos de Chile", elaborado por la ENDESA, identifica tres posibles desarrollos hidroeléctricos, con una potencia total instalable de 308.000 KW y una generación media anual de 2.150 millones de KWH.

Los eventuales desarrollos hidroeléctricos identificados se denominan: Los Queñes, Lontué y San Pedro. El primero de ellos se sitúan en la hoya del río Teno y los otros dos en la del río Lontué.

La central Los Queñes, podría utilizar mediante aducciones en espuela, los recursos de los ríos Claro y Teno. Captaría las aguas alrededor de la cota 1.025 m.s.n.m. en el río Teno y en el río Claro, poco aguas abajo del estero Manantiales. La zona de caída se ubicaría en la junta de los ríos Teno y Claro, en los Queñes.

Esta central sería de pasada y mediante aducciones que totalizan 26 km. de túnel, utilizaría una altura bruta de caída de 375 m. El caudal de diseño alcanzaría a 35 m³/seg., lo que posibilitaría instalar una potencia de 98.000 KW y generar en un año promedio unos 658 millones de KWH.

La central Lontué captaría las aguas del río Palos alrededor de la cota 930 m.s.n.m. Y mediante una aducción en túnel de 36 km. de longitud, las conduciría hasta el Estero Upeo. A su paso, se captarían las aguas del río Colorado. Podría utilizarse en esta forma una altura bruta de caída de 470 m. que, con un caudal de diseño de 48 m³/seg., permitiría instalar una potencia de 166.000 KW y generar en un año promedio alrededor de 1.177 millones de KWH. Esta central sería también de pasada.

La central San Pedro utilizaría los recursos hidráulicos del río Colorado, afluente del río Lontué. Captaría sus aguas a alrededor de la cota 1.500 m.s.n.m., poco aguas arriba del río Barroso y las descargaría cerca de los ríos Negro y Colorado. Mediante una aducción de alrededor de 3 km. de canal y 6 km. de tú

nel, se utilizaría una caída bruta de 250 m. El caudal de diseño sería de $24 \text{ m}^3/\text{seg.}$, con lo cual la potencia instalable ascendería a 44.000 KW y la energía generable en año medio a 315 millones de KWH. Como en los casos anteriores, se trataría de una central de pasada.

De acuerdo a lo indicado, las tres centrales identificadas en la cuenca, son desarrollos pequeños a medianos, en cuanto a potencia instalada y energía generada, pero que requieren de aducciones de gran longitud.

Las centrales Los Queñes y San Pedro no fueron incluidas en el Modelo de Operación de la Cuenca por tratarse de centrales de pasada que no modifican mayormente el régimen de escurrimiento y que captan las aguas de un cierto sistema hidrológico y las restituyen al mismo, aguas arriba de las zonas de riego. Por el contrario, la central Lontué fué incluida dentro de dicho Modelo, ya que aunque se trata de una central de pasada, transfiere caudales desde los ríos Palos y Colorado hacia el estero Upeo. Además, esta central podría combinarse en estudios futuros con otras obras para integrar un esquema de trasvases de aguas hacia el Norte, aspecto que fué debidamente considerado en el Modelo.

Por tratarse de centrales de pasada y de pequeña envergadura frente a los requerimientos del Sistema Eléctrico Interconectado y, puesto que no plantean mayores interferencias con otras obras, no se les ha otorgado mayor importancia en el estudio.

Aparte de los desarrollos hidroeléctricos definidos por ENDESA, podrían existir otros, ligados a los embalses de regulación, identificados en este estudio. Sin embargo, este aspecto no fué considerado en este estudio ya que se descartó dichos embalses de los esquemas de obras finalmente adoptados.

9. COSTOS DE CONSTRUCCION

9.1 COSTOS UNITARIOS

Los costos totales de las diversas obras consideradas en este informe se determinaron a través de presupuestos confeccionados sobre la base de cubicaciones provenientes de los anteproyectos preliminares y de costos unitarios adoptados a partir de una "lista de referencia".

Dado el carácter de prefactibilidad este estudio y el nivel de la información disponible no se justifica efectuar, para cada obra, un análisis de precios unitarios de construcción.

Por este motivo, de acuerdo con la Comisión Nacional de Riego y en concordancia con otros equipos consultores que realizan estudios similares, se decidió preparar una "Lista de Referencia de Costos Unitarios" que sirviera de base común para la determinación de los costos de obras.

Esta lista de referencia se confeccionó con antecedentes aportados por tres grupos Consultores (CICA-B&P-HTS; IPLA; y, CEDEC) y se empleó nóminas de precios unitarios utilizados en instituciones como ENDESA, Ministerio de Obras Públicas y EMOS (ex Empresa de Agua Potable de Santiago). Tales precios unitarios son los contemplados en propuestas a las que han llamado dichas Instituciones. La Lista de Referencia de Costos Unitarios se incluye en el Anexo J - 9.1 de este Tomo.

Otros costos unitarios de obras, no incluidas en la lista de referencia, se exponen en los Anexos J - 9.3 y J - 9.4.

9.2 COSTOS TOTALES

Para cada obra en particular, se consideró los costos unitarios de la lista de referencia, que se modificaron cuando se estimó conveniente tener en cuenta las peculiaridades de las obras.

Los presupuestos se basaron en cubicaciones lo más completa posibles. Sin embargo, teniendo en cuenta que en un estudio de prefactibilidad no puede llegarse a cubicaciones completas y precisas, se incluyó en cada presupuesto un ítem de "imprevistos". Se estimó que el porcentaje de imprevistos, salvo excepciones, debía variar entre 20 y 40 % según fuera el grado de imprecisión de los antecedentes en que se basó el respectivo presupuesto. En cada caso se adoptó un porcentaje distinto para imprevistos, juzgando la calidad de los antecedentes disponibles.

Considerando que los costos unitarios incluyen gastos generales, instalaciones de faenas, utilidad del contratista, etc., además del costo directo y del ítem imprevistos, se agregó en los presupuestos "costos de estudios e ingeniería". Estos costos se estimaron entre un 7 y 12 % del costo directo según la magnitud de la obra. En cada caso se adoptó un porcentaje entre un 7 % y un 12 % según la envergadura de la obra.

9.3 COMPONENTES EN MONEDAS NACIONAL Y EXTRANJERA

Como en los estudios económicos comparativos de los diferentes esquemas de obras se requiere conocer los componentes en moneda nacional y moneda extranjera, así como el porcentaje de obra de mano, se hizo una estimación de dichos valores para cada uno de los precios unitarios. Estos valores

se estimaron en base a la información de precios unitarios que se tuvo en cuenta para establecer la lista de referencia. En el Anexo J - 9.2 se incluye una lista en que se indican en forma porcentual las componentes nacionales, importadas y de obra de mano de los costos unitarios.

Es necesario recalcar que los antecedentes de la lista mencionada, son una referencia, cuya modificación, en cada caso particular, depende de los antecedentes de que se disponga como para hacer una estimación mejor.

10. TARIFAS DE RIEGO

El problema de las tarifas de riego ha sido preocupación constante de las autoridades y punto de debate de profesionales y agrupaciones desde hace varios años.

Sin embargo, es un asunto de política oficial de Gobierno que escapa a los alcances del presente estudio. Esto por otra parte se refleja por el hecho de haber sido excluído de los Términos de Referencia. Pese a ello, se ha creído interesante formular algunos comentarios e ideas por su trascendencia para el desarrollo futuro del regadío.

10.1 GENERALIDADES

No es necesario enfatizar las diferencias que han existido tanto en el financiamiento de las obras de riego, como en su explotación. Baste mencionar que, en el pasado, la casi totalidad de las obras de riego fue construída y financiada por los particulares, con el fin de regar sus tierras.

Muchas de estas obras fueron expropiadas mediante la Reforma Agraria. Cabe, asimismo, recordar que el Estado - paulatinamente - se ha venido preocupando de controlar los sistemas de regadío transformándose en el ejecutor de tales obras. Ha recuperado, según diferentes criterios, los costos invertidos a través de distintos convenios y tratos con los agricultores beneficiados.

Los costos de mantención, han sido siempre financiados directamente por los usuarios a través de diferentes sistemas de organizaciones.

Existen gravámenes asociados al pago del agua como la contribución territorial y la presunción de renta agrícola; se establece una fuerte diferencia entre la condición de riego y de secano. No obstante, ello no está directamente vinculado a la dota-

ción de agua del predio ni a la seguridad con que son servidas sus necesidades. En estas condiciones, dos usuarios, por el hecho de estar sus suelos bajo canal, tendrían un tributo similar (por unidad de superficie), aunque sus disponibilidades de aguas fueran muy diversas.

Otro tratamiento desigual, también desde el punto de vista del costo que representa el agua, se aprecia entre las captaciones gravitacionales y aquéllas que requieren elevaciones mecánicas. Si bien un intento por fomentar la ejecución de estas últimas se refleja en la rebaja en la contribución territorial, su operación es de cargo exclusivo del usuario.

Estos criterios o políticas en los que el agua gravitacional tiene el mismo valor - no importando prácticamente el caudal consumido - no incentiva al agricultor a usar con eficiencia el recurso. Por otra parte, quien goza de mayores derechos de agua se encuentra en situación de privilegio y carece de interés en traspasar parte de su dotación a quien se encuentre en condiciones deficitarias. Procede egoístamente por temor a una eventual escasez de agua.

10.2 OBJETIVOS Y CONDICIONES DE LA TARIFA DE RIEGO.

Los objetivos perseguidos con el establecimiento de una tarifa de riego pueden ser muy diversos. Entre otros fines y básicamente desde el punto de vista de mejorar la utilización del agua, es necesario:

- i) Lograr que los costos de utilización de agua sean similares para el usuario a igualdad de otras condiciones.

Este planteamiento debe ser válido para el usuario abastecido tanto por las actuales obras de regadío como por las futuras. Este criterio también ha de ser aplicable, al menos dentro de un área o tal vez dentro de una cuenca, en forma independiente del origen del agua, sea ésta gravitacional u obtenida a través de captaciones. Este último tipo de obras permite incrementar la seguridad del abastecimiento a través de un

manejo conjunto con el agua gravitacional, no sólo en el sector directamente servido por ellas, sino en toda el área sobre la cual deja de ejercer presión de demanda.

- ii) Fomentar una economía de agua, através de un mejoramiento en la eficiencia de riego, permitiendo de ese modo liberar recursos para otros potenciales usuarios.

La aceptación de esta meta impone automáticamente una condición muy clara en la forma de operar de esta tarifa: debe ser cobrada sobre el monto de agua utilizada (o requerida y utilizable) por el usuario. Si bien en estricto rigor su establecimiento sería en volúmen, las condiciones generales de riego en el país hacen aconsejable su fijación a través del mismo sistema imperante actualmente en el reparto de agua (derechos o proporciones).

- iii) Proveer un fondo para el mejoramiento de las obras de riego existentes y, fundamentalmente, crear un remanente que contribuya al financiamiento de nuevas obras.

De ser considerado esto como recomendable por el Gobierno, el Estado quedaría obligado a invertir los fondos así obtenidos, en el sector regadío. Es sin duda, éste un aspecto importante y decisivo en el éxito que la medida pueda tener en procura de los fines planteados. Económicamente, ello significa que el Estado solo sometería a análisis y fijaría prioridades en la utilización de esos fondos entre distintos proyectos de regadío, sin que haya lugar a comparación con otros proyectos gubernamentales de inversión.

10.3 POSIBILIDAD DE ESTABLECIMIENTO DE TARIFAS.

Como se ha expresado en otros capítulos, las nuevas obras de riego van resultando, comparativamente, más caras que las anteriores. Significan aducción de aguas a lugares cada vez más distantes de la fuente; embalses de mayor costo por unidad de agua almacenada; o, bien, altos costos de operación.

Por otra parte, diversas razones señalan inequívocamente la necesidad de que el país, en el menor plazo posible, ponga en riego una superficie de magnitud similar a la actualmente regada.

Hoy día, múltiples factores como la modificación del sistema de tenencia de la tierra, el sistema de asignaciones de agua de regadío y el alto costo de las obras destinadas a poner en riego nuevas tierras, hacen que las inversiones para incrementar las superficies de riego, no resulten atractivas o posibles para los particulares.

Así pues, aparece evidente la intervención del Estado como promotor y como ejecutor de las obras de riego mayores.

10.3.1 Monto de la Tarifa.

El monto de la tarifa es el factor de mayor importancia en el éxito de la implantación del sistema. La tarifa debe reflejar, de alguna manera, el valor que el agua tiene como insumo agrícola. Es probable que en su fijación intervengan algunos aspectos que trascienden lo meramente económico.

En todo caso, su rango de variación debe abarcar los siguientes aspectos:

- i) Su valor máximo debe considerar la capacidad de pago de los agricultores. En este sentido es necesario tener presente que la actual capacidad de absorber incrementos en los costos agrícolas es muy reducida.
- ii) En el nuevo sistema propuesto, el agricultor pagará por el agua de riego una cantidad similar a la que hoy día tributa. Sin embargo, los volúmenes que necesite ocupar no debieran tener un valor muy bajo, para no desincentivar la economía en el uso del agua. Hay que recordar que uno de los fines del sistema es, precisamente, incentivar el uso racional del agua de riego.

Aún más, el monto de la tarifa es conveniente que se aplique en forma progresiva. Vale decir que la unidad de agua utilizada sobre la cantidad establecida, resulte cada vez más cara mientras mayor sea su diferencia con respecto a la cifra básica.

10.3.2 Pago del Agua.

El actual sistema de contribuciones territoriales toma en cuenta, entre otras cosas, las características del suelo, la infraestructura vial, el acceso del predio y por supuesto, la existencia de riego, condiciones que inciden en su tasación y en el monto de los gravámenes. Sin embargo, no refleja los diferentes grados de disponibilidad de agua entre distintos predios.

Considerando que es condición necesaria que el usuario pague por el monto del agua que recibe (o de que dispone) y que, por otra parte, el Fisco no vea disminuidos sus ingresos, puede pensarse en un esquema como el que se describe a continuación:

- Mantener, para los usuarios, un pago de contribuciones que signifique un impuesto similar al actual calculado sobre una tasación ajustada a la realidad, ya que la rentabilidad agrícola no permite un aumento sustancial.
- En los predios de riego, tal contribución correspondería a un volumen de agua o derecho proporcional, que permitiera el servicio de la superficie considerada de riego, con una eficiencia razonable y mejorada en relación a la presente. Con el actual sistema, el Fisco no percibe tributación alguna por los excesos de agua disponibles en los predios.
- La tarifa de riego se pagaría sobre el exceso de agua que reciba el usuario sobre lo que hoy utiliza y desea mantener.
- La mayor o menor demanda de agua del agricultor, se traducirá en un ingreso o en un pago adicional. Ello puede ser establecido y operado a través de un mecanismo de mayor flexibilidad (Ver punto 10 - 3.3.)

En resumen sin pronunciarse sobre el monto que habría que pagar por el agua, sería recomendable que este pago se desglose en dos formas: un monto fijo que ingresa al Estado por el mecanismo de contribuciones territoriales y, un monto variable según el exceso sobre el caudal correspondiente a una tasa de eficiencia razonable. Si se trata de un menor valor que el correspondiente a la tasa mejorada, podría haber reintegro para el usuario.

A través de este sistema, se lograría en forma automática una redistribución de derechos. Es habitual - y Mataquito no escapa de ello - que a nivel de cuenca o subcuenca, existan recursos para un adecuado regadío. Tales recursos, por causa de la situación vigente en materia de repartos de agua, no se aprovechan racionalmente en riego.

La operación de estas restricciones tendría su efecto a través de los derechos y se haría sentir en la época de escasez de agua (turnos). Cuando existiera abundancia al no haber regulación se podría llenar los canales, sin pago adicional.

10.3.3 Organización de los usuarios.

Para facilitar la aplicación del sistema de tarifas, especialmente en cuanto a la fracción variable, resulta conveniente la agrupación de usuarios, según áreas relativamente extensas y con cierta facilidad de integración en cuanto al origen de sus recursos. Estas agrupaciones en otros países, son conocidas como Distritos de Riego.

Estos organismos de carácter privado actuando por delegación de funciones del Estado (subsidiaridad) permitirían un expedito y eficiente control del uso del agua. Facilitarían, por otra parte, el manejo de distintas fuentes de agua, gravitacionales y subterráneas e incluso, se encargarían del cobro de la fracción variable de la tarifa fijada por la Autoridad Superior, respondiendo frente a ella en representación del conjunto de usuarios.

Un sistema de esta naturaleza permite con mayor facilidad que mediante el entendimiento directo usuario-Estado, llegar a criterios flexibles respecto a los cambios de dotación de aguas requeridos por el agricultor. Estos cambios de derechos podrían fijarse anualmente aunque podrían modificarse incluso mensualmente, si hubiera obras de regulación o si proviniesen de aguas subterráneas.

Una organización de esta naturaleza significa para el Estado entenderse con una sola entidad usuaria con las ventajas fáciles de preveer ya que sólo se vincularía con los representantes de los distintos Distritos de Riego.

10.4 FINANCIAMIENTO DE NUEVOS RIEGOS.

Los excedentes monetarios obtenidos de la tarifa de riego - después de descontar los gastos de operación y mantenimiento - se invertirían en nuevas obras de regadío financiando el exceso sobre lo que económicamente es viable para el usuario. La fijación de prioridades deberá obedecer desde luego, a un criterio económico en la selección de proyectos alternativos de riego.

Una decisión previa del Estado, será fijar la conveniencia y la velocidad de incorporación, al regadío, de nuevas superficies. Ello determinará la forma de operación de las tarifas, si se pretende que ellas concurren al financiamiento directo de las obras o al pago de intereses y amortización de créditos otorgados por el Fisco.

En este sentido, es necesario tener presente que el incremento de la superficie agrícola del país, es una medida que por su trascendencia e impacto es conveniente no someterla a juicios económicos rígidos que pudieren ser reflejo de una situación transitoria. Por otra parte, el costo actual de incorporación al riego de nuevos terrenos no resulta atractivo si se mide con un criterio de rentabilidad privada.

Será pues una decisión gubernamental, fijar las metas en este sector y la flexibilidad o criterios de evaluación que en

definitiva se adopte. Se puede, eso sí, afirmar que las pautas fijadas actualmente limitan las posibilidades de invertir en nuevos proyectos de regadío.

Independientemente de los criterios de selección de las obras y suponiendo que se acepta el sistema de tarifas aquí delineado, el monto de tales tarifas percibidas anualmente, por la totalidad de las áreas de riego del país, sería de una magnitud fácilmente previsible si se considera que existen aproximadamente 1.400.000 hás.

Desde luego el enfoque del problema a la luz de estas premisas, es fundamentalmente distinto a la situación actual, en que el costo de la obra debería ser financiado por los beneficiados con algún esquema de pago directo (aunque en general subsidiado).

10.5 APLICACION A LA CUENCA DE MATAQUITO.

Se intenta presentar aquí una posibilidad de operación del sistema de tarifas descrito, referido concretamente a un proyecto de nuevo regadío dentro de la cuenca de Mataquito.

Es necesario insistir que con este ejemplo se pretende indicar cifras a través de un bosquejo de sistema tarifario que, en todo caso, debería ser sometido en el futuro, a estudios de tallados.

Por otra parte, este ejemplo de un proyecto de riego en la cuenca de Mataquito, sólo ha considerado la gravitación dentro de la misma cuenca. El sistema definitivo deberá hacerse extensivo a toda el área de riego del país.

10.5.1 Nuevo riego en Culenar.

El proyecto elegido corresponde al desarrollo de nuevo riego en el área de Culenar, que beneficiaría un área de

5039 hás., describiéndose detalladamente en otros puntos de este tomo.

La tasa de actualización (interés) considerada es de 16 %, coincidente con los criterios fijados actualmente por el Gobierno. Las cifras que caracterizan el proyecto, derivadas del informe económico (Tomo E), son las siguientes:

i)	Costos del Proyecto	miles US\$
	- U.P. costo total del Proyecto	5985.86 (1)
	- U.P. costo obras ingenierías	4756.61 (2)
	- U.P. incremento costos agrícolas	1229.25 (3)
ii)	Beneficios del Proyecto.	miles US\$
	- U.P. incremento de beneficios	2708.84 (4)
	- U.P. retorno neto (sin descontar costos de ingeniería)	1479.59 (5)

En estas condiciones el Valor Presente (Beneficios - Costos) resulta negativo y de un monto de 3277.02 (miles de US\$)

Considerando que es decisión oficial llevar adelante proyectos de nuevo riego, y que ellos serán financiados a través del sistema de tarifas, se han considerado las siguientes bases de determinación del monto de las mismas.

- a) El Proyecto será financiado por los beneficiados hasta una cifra que les resulte interesante, e inferior, desde luego, a su capacidad de pago. Se ha considerado que este monto puede ser un 75 % de dicha capacidad.

	miles US\$
- U.P. 75 % de capacidad de pago (75% (5)	1109.69 (6)

El déficit, por lo tanto, para el financiamiento de las obras de ingeniería es: al año 0:

	miles US\$
- Déficit ((2) - (6))	3646.92 (7)

- b) Este déficit será financiado por los usuarios de toda la cuenca del río Mataquito, a través del pago de la tarifa de riego, duran-

te el período de vida considerado para el proyecto.

Expresado, como anualidad, este déficit se expresa como:

	miles US\$
Anualidad total	598.14 (8)

Para las 106.400 hás. de riego de Mataquito (incluidas las 5039 hás. beneficiadas) representa un monto de US\$ 5,62 há/año.

10.5.2 Consideraciones finales.

Fué seleccionado el proyecto de Culenar porque corresponde dentro de los estudiados a uno de los de mayor superficie nueva. Otros proyectos analizados en el Informe Económico (Tomo E) como el de Peralillo, presentan mejores condiciones económicas que el de Culenar. La incorporación del proyecto Peralillo e incluso del proyecto Curepto, aumentaría el monto de los aportes efectuados por el total del área de riego. Pero, su monto respecto al incremento de superficie nueva regada, sería inferior.

APENDICE

Este apéndice contiene los siguientes anexos :

	<u>Pág.</u>	
J - 2.1	Superficies Regadas y Volúmenes de Déficit para una Situación Mejorada con Embalses de Regulación Nocturna	185
J - 3.1	Descripción de Embalses	209
J - 3.2	Reconocimiento Geológico-geotécnico del Embalse San Pablo	301
J - 9.1	Lista de Preferencia de Costos Unitarios	323
J - 9.2	Costos Unitarios de la Lista de Referencia y sus Componentes	331
J - 9.3	Costos Unitarios no incluidos en la Lista de Referencia	335
J - 9.4	Componentes de Costos Unitarios no <u>inclu</u> dos en la Lista de Referencia	339

ANEXO J - 2.1

**SUPERFICIES REGADAS Y VOLUMENES DE DEFICIT,
PARA UNA SITUACION MEJORADA CON EMBALSES
DE REGULACION NOCTURNA**

TABLA 1.1

TENÓ	RESUMEN DE SUPERFICIES REGADAS (hectáreas)								Caudal	85%
	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Horas de Riego 24	Total
11 Norte A ₁	3557	3557	3557	3447	2274	2035	2781	3557		3557
11 Sur A ₁	3320	3320	3320	3320	3269	3190	3312	3320		3320
12 Norte A ₁	15570	15570	15570	14991	12350	11063	14047	15570		15570
12 Sur A ₁	6889	6889	6889	6889	6889	6673	6889	6889		6889
12 Sur A ₂	1058	1058	1058	1058	1058	1058	1058	1058		1058
13 Norte A ₁	3593	3593	3593	3593	2446	2258	3099	3593		3593
13 Sur A ₁	2665	2665	2665	2665	2665	2655	2655	2655		2655
14 Norte A ₁	6470	6470	6470	6470	5575	5062	6407	6470		6470
14 Norte A ₂	1487	1487	1487	1487	1487	1487	1487	1487		1487
14 Sur A ₁	2094	2094	2094	2094	2094	2094	2094	2094		2094
14 Sur A ₂	2470	2470	2470	2470	2470	2470	2470	2470		2470
Area Regada	49173	49173	49173	48484	42577	40055	46309	49173		49173
% Regado	100%	100%	100%	98.6%	86.6%	81.5%	94,2%	100%		

TABLA 1.3

TENOS	RESUMEN DE SUPERFICIES REGADAS (hectáreas)								Caudal	50%
	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Horas de Riego 24	
11 Norte A ₁	3557	3557	3557	3557	3452	2993	3464	3557	3557	
11 Sur A ₁	3320	3320	3320	3320	3320	3320	3320	3320	3320	
12 Norte A ₁	15570	15570	15570	15570	15014	14401	15070	15570	15570	
12 Sur A ₁	6889	6889	6889	6889	6889	6889	6889	6889	6889	
12 Sur A ₂	1058	1058	1058	1058	1058	1058	1058	1058	1058	
13 Norte A ₁	3593	3593	3593	3593	3593	3472	3593	3593	3593	
13 Sur A ₁	2665	2665	2665	2665	2665	2665	2665	2665	2665	
14 Norte A ₁	6470	6470	6470	6470	6470	6470	6470	6470	6470	
14 Norte A ₂	1487	1487	1487	1487	1487	1487	1487	1487	1487	
14 Sur A ₁	2094	2094	2094	2094	2094	2094	2094	2094	2094	
14 Sur A ₂	2470	2470	2470	2470	2470	2470	2470	2470	2470	
Area Regada	49173	49173	49173	49173	48512	47319	48580	49173	49173	
% Regado	100%	100%	100%	100%	98.6%	96.2%	98.8%	100%		

TABLA 1.4

Teno	DEFICITS POR ZONAS EN MILES DE M ³ .									Caudal	85 %
										Horas de Riego	24
Zona	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	ENER.	FEB.	MARZ.	ABR.	TOTAL		
11 Norte				237,1	2865,1	2488,72	804,56		6.395,48		
11 Sur					113,06	213,16	8,75		334,97		
12 Norte				1187,84	6848,13	7017,68	1504,1		16.557,75		
12 Sur						335,68			335,68		
13 Norte					2387,15	2033,98	476,94		4.898,07		
13 Sur											
14 Norte					1983,37	2284,33	64,89		4.332,59		
14 Sur											
TOTAL MENSUAL				1424,94	14196,81	14373,55	2859,24		32.854,54		
LONTUE	DEFICITS POR ZONAS EN MILES DE M ³										
15 Norte					545,31	583,37	128,8		1.257,48		
15 Sur											
16 Norte					982,42	2179,21			3.161,63		
16 Sur					880,42	1427,14	175,52		2.483,08		
TOTAL MENSUAL					2408,15	4189,72	304,32		6.902,19		

TABLA 1.5

TENEO		DEFICIT POR ZONAS EN MILES DE M ³ .							Caudal	50%
									Hrs. de riego	24
ZONA		SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	TOTAL
11	Norte					233,92	921,65	95.45		1.251,02
11	Sur									
12	Norte				1.182,06	1.820,12	494.04			3.496,22
12	Sur									
13	Norte						184,61			184,61
13	Sur									
14	Norte									
14	Sur									
TOTAL MENSUAL					1.415,98	2.926,38	589,49			4.931,85
LONTUE		DEFICIT POR ZONAS EN MILES DE M ³ .							24 y 50 %	
15	Norte						3.46			3.46
15	Sur									
16	Norte									
16	Sur									
TOTAL MENSUAL							3.46			3.46

TABLA 1.c
TENOS NORTE
HORAS DE RIEGO
CAUDAL

ÁREAS DE RIEGO TOTAL (HA)

CANAL	24 85 %							
	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
SMIGUE	821.00	821.00	821.00	710.89	468.86	419.55	973.40	821.00
MMACAL	2736.00	2736.00	2736.00	2736.00	1805.13	1615.26	2207.59	2736.00
HUEMUL	4007.00	4007.00	4007.00	4007.00	3692.31	3303.94	4007.00	4007.00
GRANER	1561.00	1561.00	1561.00	1561.00	1230.77	1101.31	1505.18	1561.00
MONTER	689.00	689.00	689.00	689.00	590.77	528.63	689.00	689.00
VENTAN	2934.00	2934.00	2934.00	2934.00	1950.77	1745.58	2385.71	2934.00
MORALE	445.00	445.00	445.00	445.00	311.69	278.90	381.18	445.00
CER#22	535.00	535.00	535.00	535.00	535.00	535.00	535.00	535.00
QUINT	4207.00	4207.00	4207.00	4207.00	3840.00	3436.10	4207.00	4207.00
AURORA	1900.00	1900.00	1900.00	1320.79	773.41	675.54	980.87	1900.00
ACER#1	517.00	517.00	517.00	517.00	517.00	517.00	517.00	517.00
COMALL	3144.00	3144.00	3144.00	3144.00	2484.45	2203.06	3090.94	3144.00
ACER#2	1800.00	1800.00	1800.00	1900.00	786.22	631.13	1370.18	1800.00
H.TENO	867.00	867.00	867.00	867.00	867.00	856.12	867.00	867.00
PMONTE	635.00	635.00	635.00	635.00	635.00	570.75	635.00	635.00
ALISOS	278.00	278.00	278.00	278.00	278.00	274.80	278.00	278.00
E.TENO	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00
RAUCO	648.00	648.00	648.00	648.00	496.89	422.78	648.00	648.00
MELOSA	737.00	737.00	737.00	737.00	652.66	576.03	737.00	737.00
MUNDOCE	161.00	161.00	161.00	161.00	161.00	158.54	161.00	161.00
TOTAL MENSUAL	30109.00	30109.00	30109.00	29419.68	23563.92	21337.01	27253.05	30109.00

NOTA : La cifras del total para el área norte deben ser aumentadas en 568 hectáreas correspondientes al área que riegan los canales orilleros.

TABLA 1.1
 TENO SUR
 HORAS DE RIEGO
 CAUDAL

24
 85 %

AREAS DE RIEGO TOTAL (HA)

CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
PENON	345.00	345.00	345.00	345.00	339.93	304.17	345.00	345.00
MCHICM	212.00	212.00	212.00	212.00	166.45	148.94	203.56	212.00
CALARD	193.00	193.00	193.00	193.00	193.00	193.00	193.00	193.00
SOCANO	2570.00	2570.00	2570.00	2570.00	2570.00	2543.51	2570.00	2570.00
MORENO	860.00	860.00	860.00	860.00	860.00	860.00	860.00	860.00
CHUNUN	1570.00	1570.00	1570.00	1570.00	1570.00	1354.42	1570.00	1570.00
CAN #1	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00
GUAIGU	499.00	499.00	499.00	499.00	499.00	499.00	499.00	499.00
OL-PER	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00
NONOSO	372.00	372.00	372.00	372.00	372.00	372.00	372.00	372.00
MERINO	813.00	813.00	813.00	813.00	813.00	813.00	813.00	813.00
CAN #2	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00
PUENTE	266.00	266.00	266.00	266.00	266.00	266.00	266.00	266.00
FARIAS	146.00	146.00	146.00	146.00	146.00	146.00	146.00	146.00
GUINDO	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00
QUETE	383.00	383.00	383.00	383.00	383.00	383.00	383.00	383.00
PASO#1	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00
MAL#2	336.00	336.00	336.00	336.00	336.00	336.00	336.00	336.00
LEYTON	274.00	274.00	274.00	274.00	274.00	274.00	274.00	274.00
E.QUET	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00
TOTAL MENSUAL	18496.00	18496.00	18496.00	18496.00	18445.37	18150.05	18487.56	18496.00

TABLA 1.8 LONTUE NORTE		AREAS DE RIEGO TOTAL (HA)							Tabla
HORAS DE RIEGO CAUDAL	24 85 %								
CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	
OPACIN	162.00	162.00	162.00	162.00	164.31	111.24	162.00	162.00	
PGRAND	486.00	486.00	486.00	486.00	288.62	222.49	376.59	486.00	
G.RANA	131.00	131.00	131.00	131.00	131.00	131.00	131.00	131.00	
RHATI	981.00	981.00	981.00	981.00	981.00	948.71	981.00	981.00	
VI.NIC	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	
NU.NIC	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	
PEUMO	2264.00	2264.00	2264.00	2264.00	1859.60	1391.93	2264.00	2264.00	
HUANUN	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	
E.CHEQ	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	
OB.ARR	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	
OB.MED	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	
OB.ARA	276.00	276.00	276.00	276.00	276.00	276.00	276.00	276.00	
GUAQUI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TOTAL MENSUAL	11848.00	11848.00	11848.00	11848.00	11229.23	10629.47	11738.59	11848.00	

TABLA 1.9
LONTUE SUR
HORAS DE RIEGO
CAUDAL

24
85 %

AREAS DE RIEGO TOTAL (HA)

CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
YACAL	751.00	751.00	751.00	751.00	751.00	751.00	751.00	751.00
URZUA	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00
CACERE	932.00	932.00	932.00	932.00	569.59	375.45	776.38	932.00
PATAGUI	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00
PELARC	284.00	284.00	284.00	284.00	284.00	193.87	284.00	284.00
RAMIRE	1602.00	1602.00	1602.00	1602.00	1602.00	1446.29	1602.00	1602.00
CERRIL	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00
RIOSEC	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00
CARRET	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00
ARANGUI	514.00	514.00	514.00	514.00	514.00	514.00	514.00	514.00
PIRIUT	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00
PICHUC	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00
QUILLA	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00
T. BAJO	779.00	779.00	779.00	779.00	779.00	779.00	779.00	779.00
TOTAL MENSUAL	26693.00	26693.00	26693.00	26693.00	26330.59	25890.61	26537.38	26693.00

TABLA 1.10 TENO NORTE		ÁREAS DE RIEGO TOTAL (HA)						
HORAS DE RIEGO CAUDAL	20 50 %							
CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
SMIGUE	821.00	821.00	821.00	821.00	714.25	617.17	728.94	821.00
MHACAL	2736.00	2736.00	2736.00	2736.00	2736.00	2376.11	2736.00	2736.00
HUEMIL	4007.00	4007.00	4007.00	4007.00	4007.00	4007.00	4007.00	4007.00
GRANER	1561.00	1561.00	1561.00	1561.00	1561.00	1561.00	1561.00	1561.00
MONTER	689.00	689.00	689.00	689.00	689.00	689.00	689.00	689.00
VENTAN	2934.00	2934.00	2934.00	2934.00	2934.00	2597.36	2934.00	2934.00
MORALE	445.00	445.00	445.00	445.00	445.00	410.28	445.00	445.00
CER#22	535.00	535.00	535.00	535.00	535.00	535.00	535.00	535.00
QUINT	4207.00	4207.00	4207.00	4207.00	4207.00	4207.00	4207.00	4207.00
AURORA	1900.00	1900.00	1900.00	1900.00	1344.20	1067.73	1399.67	1900.00
ACER#1	517.00	517.00	517.00	517.00	517.00	517.00	517.00	517.00
COMALL	3144.00	3144.00	3144.00	3144.00	3144.00	3144.00	3144.00	3144.00
ACER#2	1800.00	1800.00	1800.00	1800.00	1800.00	1713.55	1800.00	1800.00
H.TENO	867.00	867.00	867.00	867.00	867.00	867.00	867.00	867.00
PMONTE	635.00	635.00	635.00	635.00	635.00	635.00	635.00	635.00
ALISOS	278.00	278.00	278.00	278.00	278.00	278.00	278.00	278.00
E.TENO	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00	1487.00
RAUCO	648.00	648.00	648.00	648.00	648.00	648.00	648.00	648.00
MELOSA	737.00	737.00	737.00	737.00	737.00	737.00	737.00	737.00
MUNDOCE	161.00	161.00	161.00	161.00	161.00	161.00	161.00	161.00
TOTAL MENSUAL	30109.00	30109.00	30109.00	30109.00	29448.45	28255.19	29516.62	30109.00

NOTA : Las cifras del total para el área norte deben ser aumentadas en 568 hectáreas correspondientes al área que riegan los canales orilleros.

TABLA 1.11 TENOSUR		AREAS DE RIEGO TOTAL (HA)							
HORAS DE RIEGO CAUDAL	24 50 %								
CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIE	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	
PENDON	345.00	345.00	345.00	345.00	345.00	345.00	345.00	345.00	
MCHICO	212.00	212.00	212.00	212.00	212.00	212.00	212.00	212.00	
CALARO	193.00	193.00	193.00	193.00	193.00	193.00	193.00	193.00	
SOCAVO	2570.00	2570.00	2570.00	2570.00	2570.00	2570.00	2570.00	2570.00	
MORENO	860.00	860.00	860.00	860.00	860.00	860.00	860.00	860.00	
CHUNUN	1570.00	1570.00	1570.00	1570.00	1570.00	1570.00	1570.00	1570.00	
CAN #1	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	
GUAIQU	499.00	499.00	499.00	499.00	499.00	499.00	499.00	499.00	
OL=PER	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	1068.00	
DONOSO	372.00	372.00	372.00	372.00	372.00	372.00	372.00	372.00	
MERINO	813.00	813.00	813.00	813.00	813.00	813.00	813.00	813.00	
CAN #2	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	1980.00	
PUENTE	266.00	266.00	266.00	266.00	266.00	266.00	266.00	266.00	
FARIAS	146.00	146.00	146.00	146.00	146.00	146.00	146.00	146.00	
GUINDO	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	1101.00	
BOQUETE	383.00	383.00	383.00	383.00	383.00	383.00	383.00	383.00	
PASO#1	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	1058.00	
MAL#2	336.00	336.00	336.00	336.00	336.00	336.00	336.00	336.00	
LEYTON	274.00	274.00	274.00	274.00	274.00	274.00	274.00	274.00	
E.QUET	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	2470.00	
TOTAL MENSUAL	18496.00	18496.00	18496.00	18496.00	18496.00	18496.00	18496.00	18496.00	

CANAL	AREAS DE RIEGO TOTAL (HA)							
	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
OPACIN	162.00	162.00	162.00	162.00	162.00	162.00	162.00	162.00
PGRAND	486.00	486.00	486.00	486.00	486.00	484.14	486.00	486.00
G.RANA	131.00	131.00	131.00	131.00	131.00	131.00	131.00	131.00
RMATI	981.00	981.00	981.00	981.00	981.00	981.00	981.00	981.00
VI.NIC	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00	1184.00
NU.NIC	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00	1265.00
PEU40	2264.00	2264.00	2264.00	2264.00	2264.00	2264.00	2264.00	2264.00
HUANUN	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00	1053.00
E.CHEA	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00	1449.00
OB.ARR	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00	1328.00
OB.MED	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00	1269.00
OB.ARA	276.00	276.00	276.00	276.00	276.00	276.00	276.00	276.00
GUAQUI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL MENSUAL	11945.00	11848.00	11848.00	11948.00	11848.00	11846.14	11848.00	11848.00

TABLA 1.13
LONTUE SUR
HORAS DE RIEGO 24
CAUDAL 50 %

AREAS DE RIEGO TOTAL (HA)

CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FERRER	MARZO	ABRIL
YACAL	751.00	751.00	751.00	751.00	751.00	751.00	751.00	751.00
URZUA	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00	2777.00
CACERE	932.00	932.00	932.00	932.00	932.00	932.00	932.00	932.00
PAYAGU	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00	3542.00
PELARC	284.00	284.00	284.00	284.00	284.00	284.00	284.00	284.00
RAMIRE	1602.00	1602.00	1602.00	1602.00	1602.00	1602.00	1602.00	1602.00
CERRIL	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00	1945.00
RICSEC	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00	4013.00
CARRET	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00	4019.00
ARANGU	514.00	514.00	514.00	514.00	514.00	514.00	514.00	514.00
PIRIJIT	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00
PICHUC	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00	1251.00
QUILLA	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00	3159.00
T. RAJO	779.00	779.00	779.00	779.00	779.00	779.00	779.00	779.00
TOTAL MENSUAL	26693.00	26693.00	26693.00	26693.00	26693.00	26693.00	26693.00	26693.00

TABLA 1.14
TENONORTE
HORAS DE RIEGO
CAUDAL

VOLUMEN DEFICIT MENSUAL (MILES DE M3)

CANAL	24 85 %							
	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
SMIGUE	0.00	0.00	0.00	237.10	786.36	656.36	256.71	0.00
MHACAL	0.00	0.00	0.00	0.00	2078.74	1832.36	547.85	0.00
MUEMUL	0.00	0.00	0.00	0.00	669.28	1094.73	0.00	0.00
GRANER	0.00	0.00	0.00	0.00	707.32	715.78	55.12	0.00
MONTER	0.00	0.00	0.00	0.00	208.91	249.71	0.00	0.00
VENTAN	0.00	0.00	0.00	0.00	2091.11	1850.49	541.40	0.00
MORALE	0.00	0.00	0.00	0.00	277.43	253.07	61.66	0.00
CER#22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QUINT	0.00	0.00	0.00	0.00	780.52	1200.37	0.00	0.00
AURORA	0.00	0.00	0.00	1187.44	2395.99	1906.60	907.58	0.00
ACER#1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
COMALL	0.00	0.00	0.00	0.00	1461.59	1526.66	64.89	0.00
ACER#2	0.00	0.00	0.00	0.00	2109.72	1780.91	415.28	0.00
H.TENO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.65	0.00	0.00
PMONTE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	104.25	0.00	0.00
ALISOS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.19	0.00	0.00
E.TENO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RAUCO	0.00	0.00	0.00	0.00	334.88	365.42	0.00	0.00
MELOSA	0.00	0.00	0.00	0.00	186.90	261.17	0.00	0.00
MUNOCE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.99	0.00	0.00
TOTAL MENSUAL	0.00	0.00	0.00	1424.94	14083.75	13824.71	2850.49	0.00

TABLA 1.15 TENOSUR HORAS DE RIEGO CAUDAL		VOLUMEN DEFICIT MENSUAL (MILES DE M3)							
24 85 %									
CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENFRO	FEBRER	MARZO	ABRIL	
PENDN	0.00	0.00	0.00	0.00	11.33	66.75	0.00	0.00	
MCHICO	0.00	0.00	0.00	0.00	101.73	103.10	8.75	0.00	
CALARO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
SOCAVO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.31	0.00	0.00	
MORENO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
CHUNUN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	335.68	0.00	0.00	
CAN #1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
GUAIQU	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
QL=PER	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
DONDOSO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
MERINO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
CAN #2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
PUENTE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
FARIAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
GUINOO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
BOQUETE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
PASO#1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
MATI#2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
LEYTON	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
E.QUEY	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
TOTAL MENSUAL	0.00	0.00	0.00	0.00	113.06	548.84	8.75	0.00	

TABLA 1.16
LONTUE NORTE
HORAS DE RIEGO
CAUDAL

VOLUMEN DEFICIT MENSUAL (MILES DE M³)

CANAL	Tabla							
	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENFRO	FEBRER	MARZO	ABRIL
OPACIN	0.00	0.00	0.00	0.00	44.86	94.22	0.00	0.00
PGRAND	0.00	0.00	0.00	0.00	500.45	489.15	128.80	0.00
G.RANA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RHATI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	57.43	0.00	0.00
VI,NIC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
NU,NIC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PEUMO	0.00	0.00	0.00	0.00	982.42	1551.07	0.00	0.00
HUANUN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.CHEQ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OB,ARR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	469.21	0.00	0.00
OB,MED	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OB,ABA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	101.50	0.00	0.00
GUAQUI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL MENSUAL	0.00	0.00	0.00	0.00	1527.73	2762.58	128.80	0.00

TABLA 1.17
LONTUE SUR
HORAS DE RIEGO
CAUDAL

24
85 %

VOLUMEN DEFICIT MENSUAL (MILES DE M3)

CANAL	SEPTIE	OCTURR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
YACAL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
URZUA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CACERE	0.00	0.00	0.00	0.00	880.42	989.88	175.52	0.00
PATAGU	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PELARC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	160.31	0.00	0.00
RAMIRE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	276.95	0.00	0.00
CERRIL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RIOSEC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CARRET	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ARAYGU	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PIRIUI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PICHUC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QUILLA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T. RAJO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL MENSUAL	0.00	0.00	0.00	0.00	880.42	1427.14	175.52	0.00

TABLA 1.18
TENO NORTE
HORAS DE RIEGO
CAUDAL

VOLUMEN DEFICIT MENSUAL (MILES DE M3)

CANAL	24 50 %							
	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEH	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
SHIGUE	0.00	0.00	0.00	0.00	233.92	333.25	95.45	0.00
MHACAL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	588.40	0.00	0.00
MHEMUL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
GRANER	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
MONTER	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VENTAN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	524.19	0.00	0.00
MORALE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52.90	0.00	0.00
CFR#22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
QUINT	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
AURORA	0.00	0.00	0.00	0.00	1182.06	1295.93	494.04	0.00
ACER#1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
CONALL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
ACER#2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	131.71	0.00	0.00
H.TENO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PONTE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
ALISOS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
E.TENO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RAJCO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MELOSA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
MUNOCE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00
TOTAL MENSUAL	0.00	0.00	0.00	0.00	1415.98	2926.38	589.49	0.00

TABLA 1.19

TENO SUR

VOLUMEN DEFICIT MENSUAL (MILFS DE M3)

HORAS DE RIEGO	24							
CAUDAL	50 %							
CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
PENDON	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MCHICQ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CALARN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SOCAYO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MORENO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CHUNIN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CAN #1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
GUAIQU	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OL-PER	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
NOGOSO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MERINO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CAN #2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PUENTE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
FARIAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
GUINON	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ROQUETE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PASO#1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAT1.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LEYTON	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.QUET	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL MENSUAL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TABLA 1.20
LONTUE NORTE
HORAS DE RIEGO
CAUDAL

VOLUMEN DEFICIT MENSUAL (MILES DE 43)

CANAL	24 50 %							
	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEM	DICIE	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
OPACIN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PGRAND	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.46	0.00	0.00
G.RANA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RMATI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VI. NTC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MU. NTC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PEUMD	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
HUANUN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.CHEQ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OB. ARR	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OB. MED	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
OB. ARA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
GUAGUI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL MENSUAL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.46	0.00	0.00

TABLA 1.21

LONTUE SUR

HORAS DE RIEGO
CAUDAL

24
50 %

VOLUMEN DEFICIT MENSUAL (MILES DE M3)

CANAL	SEPTIE	OCTUBR	NOVIEN	DICIEM	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL
YACAL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
URZUA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CACERE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PATAGU	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PELARC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RAMIRE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CERRIL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RIQSEC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CARRET	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ARANGU	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PIRIUI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PICHUC	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QUILLA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T. RAJO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL MENSUAL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ANEXO J-3.1

DESCRIPCION DE EMBALSES

1. EMBALSE EL MANZANO

1.1. UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA

La presa contemplada se ubica en el río El Manzano, unos 5 kms. aguas arriba de su junta con el río Teno. El río El Manzano es el último afluente pre-cordillerano del río Teno por el norte. El embalse beneficiaría a las zonas de riego del río Teno (Ver Fig. A - 3.1).

1.2 TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE

Tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio de la presa, el río El Manzano escurre por un valle ancho con pendiente relativamente alta. El apoyo izquierdo de la presa está formado por una saliente ancha con pendientes moderadas, mientras que el lado derecho está en terreno de pendiente suave que sube con mayor pendiente más allá del final de la presa.

El lecho del río tiene un ancho de aproximadamente 200 metros. La curva de capacidad de embalse versus volumen de muro se incluye en la figura A - 3.2.

1.3 GEOLOGIA

El sitio de la presa y el área de inundación se sitúan sobre roca volcánica que ha sido cubierta por depósitos glaciales y formaciones de cenizas volcánicas del cuaternario superior y recientes.

El apoyo izquierdo de la presa está formado por suelo de cenizas volcánicas de color gris pálido, de partículas finas

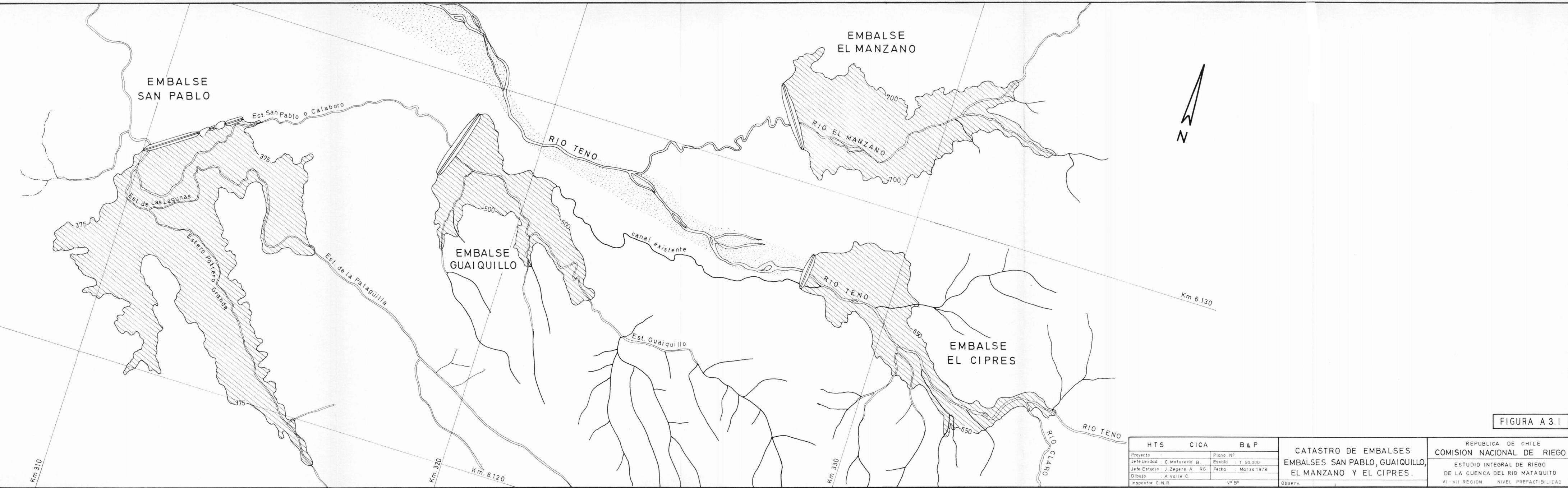


FIGURA A 3.1

HTS		CICA	B & P	REPUBLICA DE CHILE	
COMISION NACIONAL DE RIEGO		CATASTRO DE EMBALSES		COMISION NACIONAL DE RIEGO	
EMBALSES SAN PABLO, GUAQUILLO,		EMBALSE EL MANZANO Y EL CIPRES.		ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO	
DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO		VI - VII REGION		NIVEL PREFACTIBILIDAD	
Proyecto	: C Maturana B.	Plano N°	: 1.50.000	Inspector	: C.N.R.
Jefe Unidad	: J. Zegers A. RG	Fecha	: Marzo 1978	Observ.	
Dibujo	: A. Valle C.	Vº Bº			

h MURO
d AGUA
(m)

EMBALSE EL MANZANO

H vs. VOLUMEN EMBALSADO -----
 H vs. VOLUMEN MURO -.-.-.-.-
 H vs. RELACION AGUA/MURO _____
 PARA ALTURA DE MURO (a) CON REVANCHA DE 2 m
 (b) CON REVANCHA DE 4 m

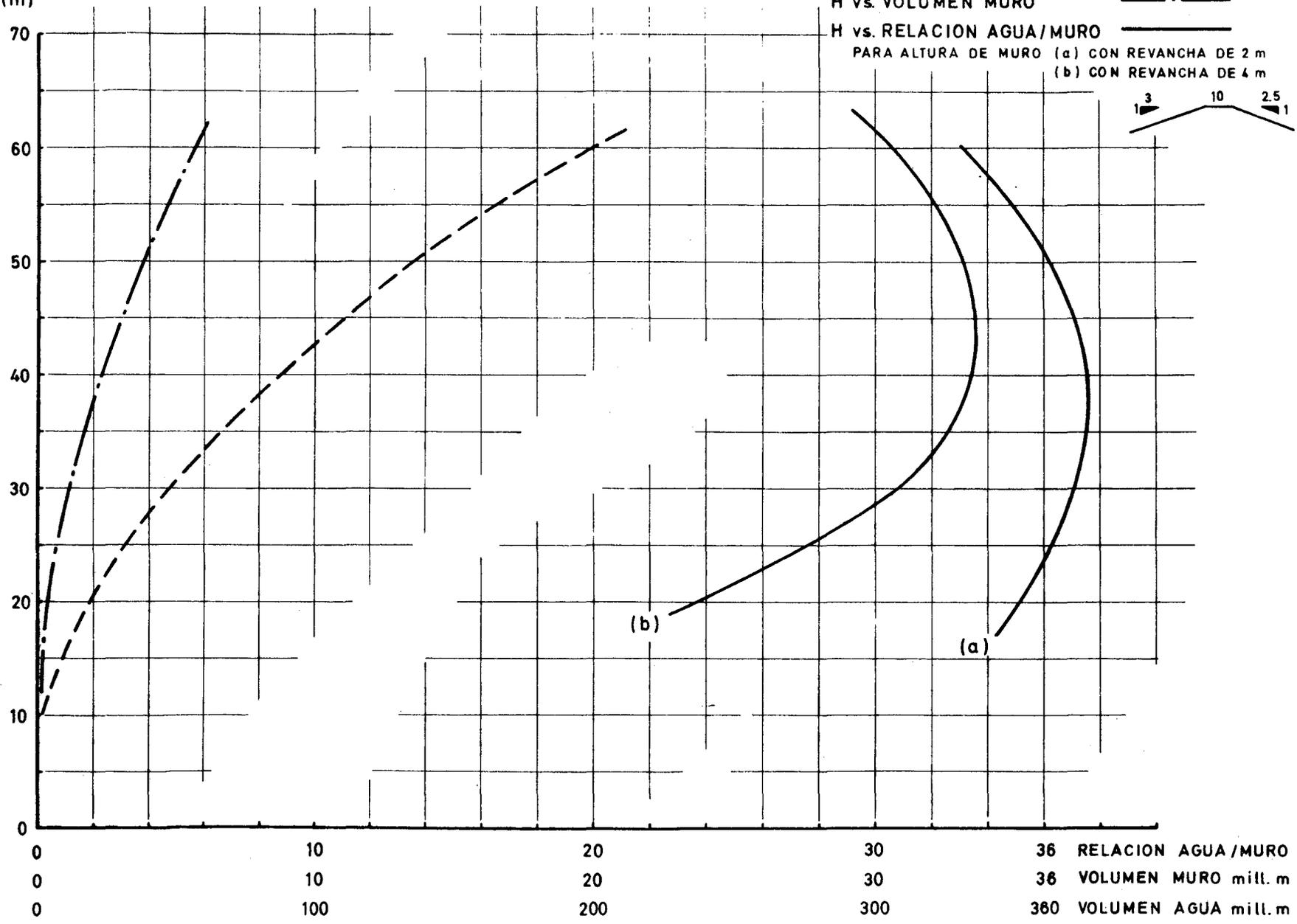
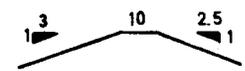


FIGURA A.3.2

a medias, sin estructura que en la superficie por intemperización ha adquirido un color café rojizo.

El apoyo derecho, de pendiente suave, está cubierto de vegetación y la naturaleza del material que lo constituye no se ha podido establecer. La topografía sugiere que ese suelo puede haber sido formado por detritus glaciales o cenizas volcánicas que podrían cubrir depósitos de ripio fluvial.

El lecho angosto del río contiene depósitos de ripio grueso de una profundidad desconocida.

El valle, aguas abajo del lugar de la presa, fue parcialmente cubierto por barros volcánicos, lo que probablemente llevó a la formación de un lago, aguas arriba del sitio de la presa, el que posteriormente se vació; esto indicaría la posibilidad de un subsuelo de sedimentos lacustres de hierro y arcilla, y probablemente, cenizas volcánicas. Estos depósitos han sido cubiertos posteriormente por ripio grueso de origen fluvial.

Las laderas del valle que circundan el embalse están compuestas de rocas volcánicas meteorizadas, formadas por colados de lava, brechas y cenizas.

1.4. GEOTECNIA.

1.4.1. Tipo de presa.

La presencia de fundaciones débiles y la ausencia de material apropiado para enrocado hacen más adecuada una presa de tierra en este sitio.

Tanto las condiciones de fundaciones como la posibilidad de fuertes movimientos sísmicos hacen necesaria la adopción de taludes relativamente tendidos para el diseño de la presa.

Para efectuar una estimación preliminar del volumen de la presa se ha estimado apropiado considerar taludes de 3/1 aguas arriba y 2.5/1 aguas abajo, utilizando material granular del lecho del río y fondo del valle para los espaldares de la presa y, cenizas volcánicas en el núcleo de la misma.

Será necesario disponer filtros entre los espaldares y el núcleo de la presa así como sobre el material aluvial bajo el espaldón de aguas abajo.

1.4.2. Fundaciones.

Será necesaria una cortina debajo del núcleo de la presa hasta la roca fundamental o hasta un estrato impermeable, junto con pozos de drenaje al pie del talud de aguas abajo.

El tipo y profundidad de la cortina sólo podrán determinarse después de una investigación de las fundaciones pero; para los efectos de este estudio, se puede estimar una profundidad media de 30 metros.

El exámen preliminar de las cenizas del apoyo derecho indica que podrían tener una permeabilidad suficientemente baja como para necesitar solamente una cortina de poca profundidad. Sin embargo, podría ser necesario un filtro invertido debajo del espaldón de aguas abajo de la presa donde se apoya en la ladera para evitar las filtraciones (piping) entre el apoyo y el relleno de aguas abajo.

1.4.3. Desviación del río.

El río podrá desviarse por medio de un túnel excavado en las cenizas volcánicas del apoyo derecho. Será probablemente necesario utilizar entubado tanto temporal como permanente en toda la longitud del túnel. Deberá tenerse especial cuidado con las excavaciones bajo el nivel de la napa subterránea para evitar filtraciones y derrumbes.

1.4.4. Obras de rebalse.

La ubicación más apropiada para el vertedero es probablemente el portezuelo ubicado al sur del extremo izquierdo de la presa. Sin embargo, esto requeriría de un cauce de considerable longitud para devolver las aguas de las crecidas al cauce del río Manzano. Una posible alternativa, que requeriría un cauce de

menor longitud, sería la de ubicar el vertedero en el extremo derecho de la presa. En ambos lugares, las excavaciones serían probablemente en material fácilmente desprendible y sería necesario un revestimiento de hormigón. Los taludes encima del cauce necesitarán protección o deberán tenderse a una pendiente del orden de 2/1.

1.4.5. Filtraciones del embalse.

La filtración por las fundaciones de la presa ya ha sido tratada más arriba; la filtración en la poza del embalse es poco probable ya que las rocas tendrían baja permeabilidad y probablemente un nivel relativamente alto de la napa.

1.4.6. Estabilidad de las laderas del embalse.

No se ha observado ninguna demostración de inestabilidad de las laderas en el estudio de las fotografías aéreas, pero deberá presentarse atención a este aspecto en los estudios de factibilidad que se lleven a cabo posteriormente.

1.4.7. Materiales de empréstito.

En el fondo del valle y en las laderas, tanto aguas abajo como aguas arriba del sitio de la presa se encuentra fácilmente material de empréstito apropiado para la construcción de una presa de tierra.

En las laderas aguas abajo del sitio de la presa se encontrará probablemente un conglomerado arcilloso compuesto de ripio y bolones en una matriz de arcilla. En el lecho del río aguas abajo y especialmente aguas arriba del sitio de la presa, se podrá obtener material fluvial, compuesto de ripio arenoso y grava y, en las laderas se obtendrán cenizas volcánicas compuestas de arena limosa y limo arenoso.

Se puede obtener material para filtros tomando el ripio del lecho, pudiendo ser necesario algún chancado para obtener una granulometría adecuada.

No se detectó la existencia de canteras apropiadas para material de escollera (rip-rap) ya que la mayoría de la roca está fuertemente meteorizada o cubierta por cenizas. Aún la roca volcánica sana podría tener tendencia a desintegrarse una vez excavada y sujeta a fuertes cambios de temperatura. De efectuarse un estudio de factibilidad, deberá presentarse atención a la ubicación de fuentes de material de escollera o la utilización de una alternativa adecuada.

1.5. INVESTIGACIONES POSTERIORES.

Si el sitio se estimara de interés como para desarrollar estudios más detallados, será necesario un programa de explotación para determinar la viabilidad de construir una presa de la altura requerida.

Será necesario efectuar perforaciones en los apoyos para establecer la relación, resistencia y permeabilidad de las distintas formaciones. El lecho y los terrenos bajos en el apoyo derecho también necesitarán cierto número de perforaciones para determinar la profundidad, extensión y permeabilidad de las formaciones. Deberá presentarse especial atención a la determinación de la extensión y propiedades de cualquier estrato de arcilla limo o arena suelta que pudiera encontrarse en las fundaciones.

La extensión de zonas de material de empréstito adecuado deberá también determinarse por medio de perforaciones y calicatas.

Será necesario elaborar un mapa geológico del sitio de la presa y del área de embalse para asegurar que las perforaciones de reconocimiento estén adecuadamente situadas y que es correcta la interpretación de las condiciones del suelo.

1.6. HIDROLOGIA.

- a) Hoya hidrográfica contratada: 126 Km^2
- b) Caudal medio anual afluente: $2,24 \text{ m}^3/\text{s}$.

c) Volúmen medio anual afluyente: 71,07 millones m^3

d) Caudales medios mensuales (m^3/s)

Mayo	1,15	Noviembre	1,70
Junio	4,59	Diciembre	1,04
Julio	4,84	Enero	0,67
Agosto	5,57	Febrero	0,44
Septiembre	3,71	Marzo	0,29
Octubre	2,64	Abril	0,27

e) Caudal máximo de crecida 1 en 1.000 años : 290 m^3/s .

f) Tasa de producción de sedimentos : 800 Tons/año/ Km^2

g) Volúmen anual de sedimentos : $6,3 \times 10^4 m^3$.

h) Volúmen de sedimentos acumulados en 50 años : 2,16 millones m^3 .

2. EMBALSE GUAQUILLO

2.1 UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA

Se encuentra en la planicie que se desarrolla al sur del río Teno, unos 12 kms. al oriente de Romeral, en las cer canñas de El Colliguay. Su área de influencia corresponde a las zonas de Teno. Desde este punto de vista es una alternativa del Embalse Planchón. (Ver Fig. A - 3.1)

2.2 TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE

Se ha examinado dos sitios alternativos, distantes entre sí un kilómetro y medio, en el curso superior del estero Guaiquillo. El sitio inferior está ubicado en una llanura de 2.000 mts. de ancho, cerca de El Colliguay al final de un cordón angosto entre los valles del Teno y del Guaiquillo. El cordón constituye el apoyo derecho de la presa mientras que el apoyo izquierdo está for mado por una extensión de la Loma de los Espinos. El sitio superior está ubicado cerca de la localidad de Los Pinos, donde la planicie se estrecha a unos 1.000 metros de ancho. Aguas arriba, el fondo del valle es relativamente plano.

La curva de capacidad de embalse versus volúmen de muro se incluye en las figuras A - 3.3 y A - 3.4.

2.3 GEOLOGIA

La geología de ambos sitios es bastante similar y su descripción se hará en conjunto. Como en el caso del embalse contemplado en San Pablo, el valle del Guaiquillo fué temporalmente destruído por una corriente de barro volcánico del cuaternario originado en el río Teno. Las fotografías aéreas indican que la corriente recubrió el sitio inferior y, por lo menos parcialmente si no completamente el sitio superior. Puede hacerse formado un lago aguas arriba, de modo que es posible que el fondo del embalse contemplado esté parcialmente recubierto por sedimentos lacustres.

El estero Guaiquillo serpentea en un cauce angosto por el fondo del valle, depositando ripios.

EMBALSE GUAQUILLO (COLLIGUAY)

h MURO
d AGUA
(m)

120

100

80

60

40

20

0

0

0

10

10

100

20

20

200

30

30

300

36

36

360

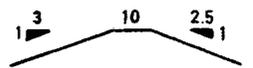
RELACION AGUA/MURO
VOLUMEN MURO mill.m³
VOLUMEN AGUA mill.m³

H vs. VOLUMEN EMBALSADO

H vs. VOLUMEN MURO

H vs. RELACION AGUA/MURO

PARA ALTURA DE MURO (a) CON REVANCHA DE 2 m
(b) CON REVANCHA DE 4 m



(b)

(a)

FIGURA A.3.3

EMBALSE GUAQUILLO (LOS PIÑOS)

h MURO
d AGUA
(m)

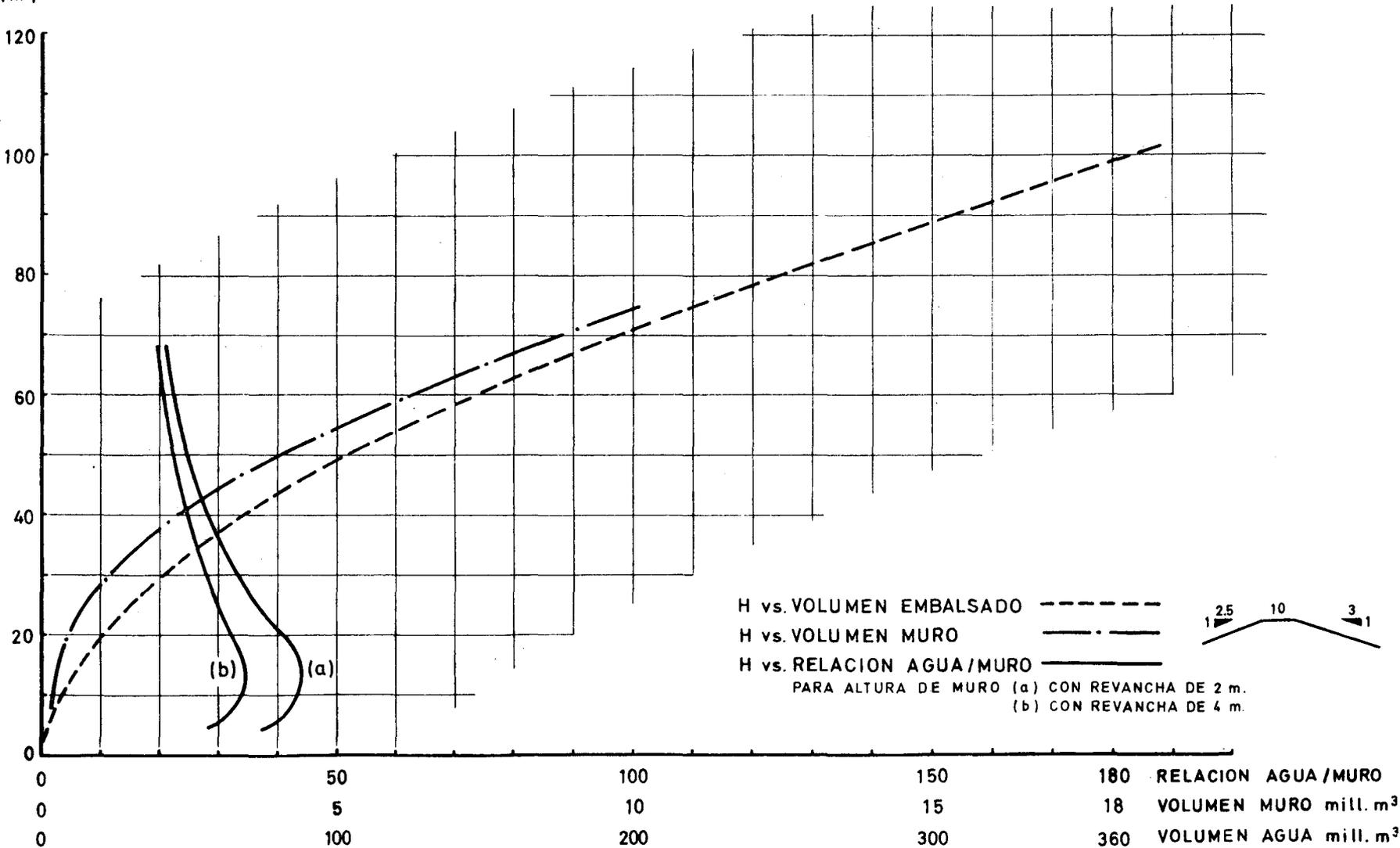


FIGURA A.3.4

Valle, depositando ripios.

Es posible que existan formaciones ripiosas debajo de los sedimentos lacustres y también debajo de los depósitos del flujo de barro. Como en este caso del sitio de San Pablo. Podrían encontrarse formaciones lenticulares de arena o ripio en los depósitos del flujo de barro que, por otra parte, consiste en fragmentos angulares y subangulares de roca volcánica, de tamaño de bolones, grava y ripio con una matriz débilmente cementada de arena limosa y limo arenoso. Esparcidos al azar sobre el flujo de barro, se encuentra pequeños cerrillos que no son de origen glaciario.

Entre los valles del Teno y del Guaiquillo las laderas del valle y el cordón angosto están formados por rocas volcánicas que están descompuestas en superficie.

2.4. GEOTECNIA.

2.4.1. Tipo de presa.

La variación en el grado de cementación de los depósitos de la corriente de barro, la posible presencia de estratos no cementados dentro de la formación y en los otros sedimentos de las fundaciones y la disponibilidad de materiales de empréstito apropiados en la zona de embalse, llevan a la elección de una presa de tierra como la más adecuada para el sitio.

La resistencia del material de relleno y, posiblemente, de las fundaciones, y las probabilidades de fuertes movimientos sísmicos hacen necesaria la adopción de taludes relativamente tendidos en el diseño de la presa. Para los efectos de una estimación preliminar del volumen del muro, podría adoptarse taludes de 3.5/1 aguas arriba y 3/1 aguas abajo, utilizando posiblemente los depósitos del flujo de barro o material de residuo de la meteorización de la roca volcánica para la construcción de los espaldones de la presa y arcillas lacustres, o material arcilloso residual seleccionado para el núcleo. Alternativamente, podría contemplarse taludes de 3/1 aguas arriba y 2.5/1 aguas abajo si se emplea ripio del cauce del río Teno para los espaldones.

El material para filtros podría obtenerse por harnado y posiblemente chancado de ripio del río Teno.

2.4.2. Fundaciones.

La geología de los depósitos cuaternarios subyacentes en el sitio de la presa puede ser compleja y requiere una cuidadosa investigación para establecer la viabilidad del proyecto. Las investigaciones preliminares de los depósitos de la corriente de barro en el sector sugieren que esos depósitos son relativamente impermeables. Sin embargo, es posible que recubran formaciones permeables de ripio o estratos de sedimentos más débiles. Por consiguiente, será necesario efectuar investigaciones cuidadosas en un estudio de factibilidad para asegurar que las filtraciones a través de las fundaciones de la presa se puedan controlar y que los taludes de la presa sean satisfactorios.

Si los depósitos de corrientes de barro son continuos en todo el ancho del valle, si están bien cementados y si no contienen la presa solo requerirían obras menores de protección zarpa ancha en el núcleo. Si se comprueba que los depósitos de corriente de barro y posiblemente los depósitos subyacentes contienen estratos permeables sería necesario recurrir a grouting en la fundación. Los depósitos de corriente de barro, débilmente cementados, pueden resultar demasiado difíciles de escavar para la construcción de una pared moldeada usando métodos convencionales.

Para los efectos de comparar el costo de una presa en uno u otro de los dos sitios y con la posibilidad de construir presas en otro sitio alternativo, deberá considerarse ambos tipos de fundaciones. El primero con una zarpa de núcleo de una profundidad media de 5 metros y el segundo con una zarpa de una profundidad media de 3 metros y una cortina de Grouting de 50 metros de profundidad media.

Los empotramientos de la presa en roca descompuesta requerirán Grouting hasta una profundidad equivalente a lo menos a la altura del embalse y es posible que sea necesario algún tipo de tratamiento en el sector del portezuelo que cruza el camino que pasa al valle del Teno.

2.4.3. Desviación del río.

La desviación del río en el sitio inferior presenta cierta dificultad, ya que el río escurre por el centro del valle y sería

necesario un cauce bastante largo para conducirlo hasta un túnel en cualquiera de los costados. Un ducto en el centro del valle que pasara debajo del núcleo de la presa no sería una alternativa adecuada ya que, de ser dañada por un movimiento sísmico, podría producirse peligrosas filtraciones y erosión del material de relleno.

En el sitio superior, se podría desviar el río por medio de un cauce y un túnel corto en el costado derecho. La roca volcánica puede contener mantos de cenizas y estará probablemente descompuesta en la mayor parte de la longitud del túnel, requiriendo éste por lo tanto sostenimiento temporal y revestimiento en toda su longitud para sostener el túnel y evitar el riesgo de erosión.

2.4.4. Obras de rebalse.

El tipo de vertedero que se adopte dependerá de los caudales de avenida por evacuar. Un vertedero de copa podría conectarse al túnel de derivación o alternativamente se podría construir un cauce vertedero en el portezuelo que conduce al río Teno. El material de excavación podría utilizarse en la construcción de la presa.

2.4.5. Filtración desde el embalse.

Ya se ha tratado, de las filtraciones por las fundaciones de la presa. Es poco probable que ocurrieran filtraciones por los costados del embalse, salvo en las cercanías del portezuelo que conduce al valle del Teno. Es posible que se requiera de Grouting en ese sector y ciertamente éste sería necesario si se construye el vertedero en el portezuelo, para reducir la sub-presión debajo de la estructura.

2.4.6. Estabilidad de las laderas del embalse.

No se ha observado ninguna señal de inestabilidad en las fotografías aéreas o durante el reconocimiento de terreno y las pendientes suaves de la poza del embalse hacen poco probable una falla en las laderas.

2.4.7. Materiales de empréstito.

Los materiales fácilmente disponibles para la construcción de una presa de tierra comprenden los depósitos de flujo de barro volcánico débilmente cementado, material de residuo de la meoteorización de la roca volcánica y posiblemente los sedimentos lacustres. Algunos sectores de rocas volcánicas pueden proporcionar material residual más arcilloso o limoso que podría usarse en el núcleo. Se podrá obtener ripio grueso del cauce del río Teno.

El material para filtros podrá obtenerse por harneado y posiblemente chancado del ripio. Puede ser difícil la obtención de material para escollera de protección (riprap) en la vecindad inmediata del sitio de la presa o de la zona de embalse ya que la roca volcánica no sería suficientemente durable ni proporcionaría tamaño adecuado.

2.5. INVESTIGACIONES POSTERIORES.

La factibilidad de cualquiera de los sitios depende de que se compruebe que se pueda lograr la estanquidad adecuada del embalse y las fundaciones para asegurar que no habrá pérdidas excesivas y que la presa no estará sujeta a riesgo alguno. En un sector con un reducido número de afloramiento de roca, es poco probable que se pueda determinar las relaciones de las formaciones geológicas sin una investigación en el sitio. Será necesario un cierto número de sondajes para establecer la profundidad y características físicas de las corrientes de barro, la extensión de eventuales depósitos permeables subyacentes, o tanto aguas arriba como aguas abajo y la extensión del relleno en el cauce actual del río y del llano de inundación. Será necesario determinar también la posición de la superficie freática en las diversas formaciones.

Deberá ejecutarse perforaciones para establecer el grado de meteorización y de permeabilidad de la roca volcánica en los empotramientos, junto con algunos sondajes en la zona del portezuelo para determinar la naturaleza y permeabilidad de las fundaciones.

En las zonas del empréstito, habrá que efectuar sondajes y calicatas para conocer la cuantía y calidad de posibles

materiales de relleno. La investigación deberá extenderse al valle del río Teno para examinar los depósitos de ripio en el río y en el llano de inundación.

La provisión de material de escollera de protección (riprap) exigirá una cuidadosa consideración.

2.6. HIDROLOGIA.

- a) Hoya hidrográfica contralada: 72 Km^2
- b) Caudal medio anual afluyente: $1,14 \text{ m}^3/\text{s}$.
- c) Volúmen medio anual afluyente: $36,23 \text{ millones m}^3$
- d) Caudales medios mensuales (m^3/s)
- | | | | |
|------------|------|-----------|------|
| Mayo | 0,52 | Noviembre | 0,78 |
| Junio | 2,57 | Diciembre | 0,47 |
| Julio | 2,72 | Enero | 0,30 |
| Agosto | 2,98 | Febrero | 0,20 |
| Septiembre | 1,76 | Marzo | 0,13 |
| Octubre | 1,19 | Abril | 0,11 |
- e) Caudal máximo de crecida 1 en 1.000 años: $213 \text{ m}^3/\text{s}$
- f) Zona de producción de sedimentos: $800 \text{ tons/año/Km}^2$
- g) Volumen anual de sedimentos: $3,61 \times 10^4 \text{ m}^3$
- h) Volumen de sedimentos acumulados en 50 años: $1,80 \text{ millones m}^3$

3. EMBALSE EL CIPRES.

3.1. UBICACION Y AREAS DE INFLUENCIA.

En el curso del río Teno, unos 6 Kms. aguas arriba de la junta del río El Manzano y unos 8 Km. aguas abajo de la localidad de los Queñes. Permitiría regular parcialmente los recursos del Río Teno. (Ver fig. A-3.1.)

3.2. TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE.

La presa contemplada esta ubicada en una garganta en el curso del río Teno, unos 8 kilómetros aguas abajo del pueblo de Los Queñes. Tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio de la presa, el río Teno escurre por un ancho cauce bordeado en ambas riberas por terrazas que suben gradualmente hacia cerros escarpados. El fondo del valle tiene una pendiente relativamente fuerte hacia el poniente.

La curva de capacidad de embalse versus volumen de muro se incluye en la figura A-3.5.

3.3. GEOLOGIA.

Tanto el sitio de la presa como el área del embalse descansan sobre flujos de lava y rocas piroclásticas que han sido meteorizados en la superficie. En el fondo del valle y en las terrazas, las rocas están cubiertas por gruesos depósitos fluviales consistentes en bolones, grava y ripio arenoso. Una fina capa de limo y arcilla recubre partes del llano de inundación y, formaciones lenticulares de material similar pueden existir también en el relleno fluvial. La profundidad del relleno fluvial en el río es desconocida y podría llegar a unos 100 metros.

3.4. GEOTECNIA.

3.4.1. Tipo de presa.

La profundidad de las fundaciones permeables y

EMBALSE EL CIPRES

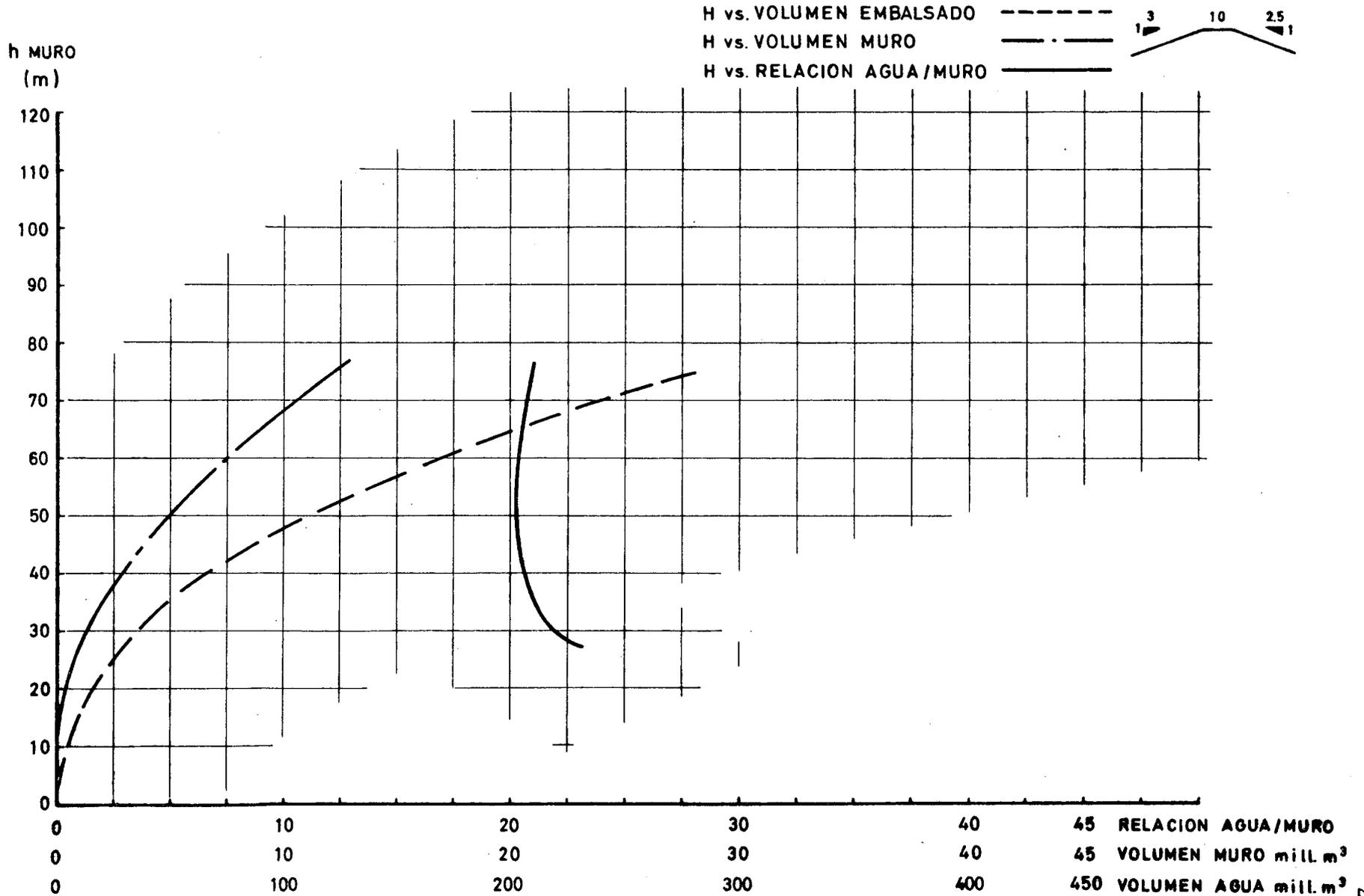


FIGURA A.3.5

la posible presencia de formaciones débiles dentro del relleno fluvial hacen más recomendable la selección de una presa de tierra o de enrocado para el sitio. Se puede obtener materiales de empréstito para ambos tipos de estructura en zonas ubicadas aguas arriba del sitio de la presa.

La probabilidad de fuertes movimientos sísmicos hace necesaria la adopción de taludes relativamente tendidos para el diseño de la presa. Para la estimación preliminar del volumen del muro, se debería considerar taludes de 3/1 aguas arriba y 2.5/1 aguas abajo, siempre que se use material granular del lecho del río o enrocado en los espaldones de la presa. El material del núcleo podría obtenerse de las rocas volcánicas meteorizadas. Será necesario disponer filtros entre el núcleo y los espaldones de la presa y entre el material aluvial y el espaldón de aguas abajo.

3.4.2. Fundaciones.

El espesor de los ripios permeables debajo de las fundaciones de la presa podría alcanzar a los 100 metros y en algunas partes podría exceder esa profundidad. Será necesaria una cortina hasta la roca debajo del núcleo en conjunto con pozos de drenaje al pie del talud de aguas abajo, en toda la longitud del fondo del valle. Como la profundidad del ripio puede ser considerable, el grouting de los depósitos aluviales será posiblemente el método más apropiado para solucionar el problema de fundaciones. La construcción de una carpeta de arcilla en el fondo del embalse, en vez de la cortina, no sería recomendable debido al riesgo considerable de agrietamiento durante un temblor, a la cantidad limitada de material apropiado y a la experiencia poco favorable en este tipo de recubrimiento.

En los empotramientos, será necesario disponer una zanja en el núcleo e inyecciones de tipo convencional (grouting).

3.4.3. Desviación.

El río podrá desviarse por un túnel excavado en la roca volcánica meteorizada del costado derecho o, por un trazado de mayor longitud, por la roca menos descompuesta del lado izquierdo.

Será probablemente necesario contemplar sostenimiento tanto temporal como permanente en toda la longitud del túnel por el apoyo derecho. En el apoyo izquierdo, será probablemente suficiente un sostenimiento temporal en la mitad de la longitud del túnel, pero habrá que considerar un revestimiento de protección como refuerzo y para evitar la erosión.

3.4.4. Obras de rebalse.

Las laderas escarpadas del apoyo izquierdo y los problemas consiguientes de estabilidad de los taludes no hacen aconsejable la ubicación de un vertedero a tajo abierto en esas laderas. Una ubicación más adecuada podría ser el saliente que constituye el apoyo derecho. La excavación se haría probablemente en roca volcánica descompuesta, lo que requeriría tender los taludes sin revestimiento a 2/1 para reducir el peligro de fallas en caso de temblores.

3.4.5. Filtración desde el embalse.

No se prevee filtración excesiva en la poza, siempre que las fundaciones de la presa hayan sido convenientemente tratadas.

3.4.6. Estabilidad de las laderas del embalse.

Aunque las laderas de la poza son relativamente escarpadas, no se ha observado evidencias de inestabilidad en el estudio de las fotografías aéreas, ni en la inspección del terreno. Algunos barrancos verticales de ripio podrían derrumbarse al llenar al embalse, pero es poco probable que esto ocasione problemas.

No se preveen otros problemas de inestabilidad de laderas pero este aspecto deberá considerarse en mayor detalle en un estudio de factibilidad.

3.4.7. Material de empréstito.

En el fondo del valle y en las terrazas, tanto aguas

arriba como aguas abajo del sitio de la presa, se encuentra material apropiado para los espaldares de una presa de tierra. La ubicación de una fuente segura de material impermeable para el núcleo necesitará mayor investigación pero es probable que se pueda obtener de la roca volcánica descompuesta ubicada en las laderas del valle que circunda al embalse. El material para filtros puede obtenerse procesando y probablemente chancando los ripios disponibles.

El material de enrocado se puede obtener de una cantera ubicada en las laderas abruptas del valle. La provisión de material para escolleras de protección (riprap) necesitará un estudio cuidadoso ya que la roca volcánica puede proporcionar material insuficiente en tamaño y durabilidad.

3.5. INVESTIGACIONES POSTERIORES.

Será necesario efectuar perforaciones para determinar la profundidad, grado de variación y permeabilidad de los depósitos de ripio en el llano de inundación. Deberá tenerse especial cuidado en la ubicación de capas débiles o arenas sueltas dentro de las formaciones ripiosas. Se necesitarán por lo menos dos perforaciones en el apoyo derecho para establecer el grado de meteorización y de grouting necesario.

En el apoyo derecho, se necesitarán varios sondajes para determinar la naturaleza de los materiales y la permeabilidad y resistencia de posibles capas de cenizas que pudieran encontrarse.

Será necesario hacer calicatas y algunos sondajes para determinar la ubicación y extensión de posibles zonas de empréstito de arcilla y limo. La ejecución de un mapa de zonas de empréstito de ripio puede ser suficiente para asegurar una provisión adecuada de ese material.

El mapeo geológico del sitio de la presa y del embalse será necesario y una vez realizado, se podrá investigar zonas de canteras con sondajes, para determinar la calidad y cantidad de roca disponible para relleno y rip-rap.

3.6. HIDROLOGIA.

a) Hoya hidrográfica controlada: 1.196 Km².

b) Caudal medio anual afluyente: 50,63 m³/s.

c) Volumen medio anual afluyente: 1.596,67 millones m³

d) Caudales medios mensuales: (m³/s)

Mayo	30,43	Noviembre	90,36
Junio	41,30	Diciembre	89,32
Julio	46,81	Enero	59,44
Agosto	50,49	Febrero	36,94
Septiembre	52,32	Marzo	26,24
Octubre	63,71	Abril	20,24

4. EMBALSE COLORADO.

4.1. UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA.

Se sitúa en el río Colorado, unos 14 km. aguas arriba de su junta con el río Lontué en la confluencia con el estero Agua Fría (Ver Fig. A-3.6.)

4.2. TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE.

La presa se ubica en la zona en que el río Colorado abandona su curso paralelo al del río Lontué, para dirigirse en dirección Nor-oriente.

En el sitio de ubicación de la presa, el río Colorado corre confinado por barrancos de cierta altura, dejando entre ellos un estrecho valle. Luego del barranco, la ribera Sur sube más o menos abruptamente, ya que forma parte del cordón de cerros que separa los valles de los ríos Lontué y Colorado. La ribera norte, por el contrario, sube más suavemente hasta llegar a la base del Cordón San María.

En la zona de inundación del embalse, el río Colorado corre más apegado a la ribera norte del valle. Esta ribera sube con relativa pendiente desde el nivel del río (a la cota 800 aproximadamente en el sitio de la presa) hasta las cumbres del Cordón Santa María, que alcanza cotas del orden de la 2.000. - Por el lado Sur, luego del barranco de flanqueo al río, las laderas suben más suavemente hasta cotas del orden de la 1.100. Unos 5 km. aguas arriba de la presa el valle se empieza a estrechar, quedando ambas riberas confinadas por laderas de cerros que llegan a cotas del orden de la 2.000 o superiores.

La curva de capacidad de embalse versus volumen de muro se incluye en la figura A-3.7.

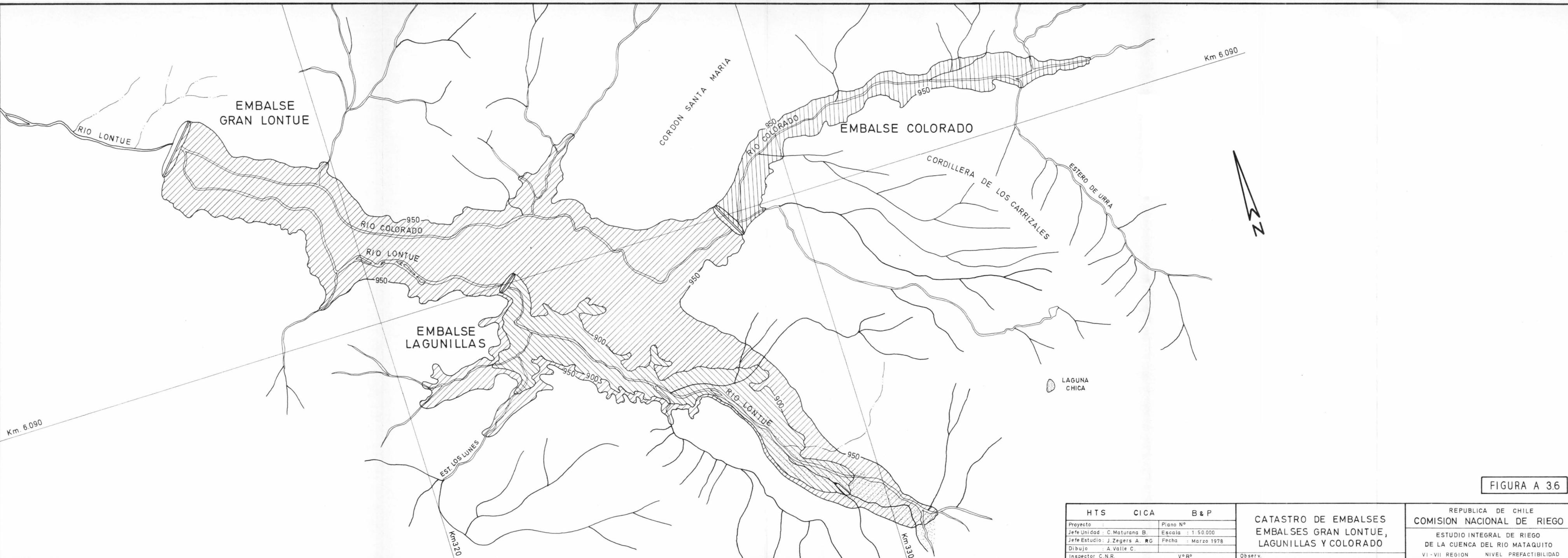


FIGURA A 36

HTS	CICA	B & P
Proyecto :		Plano N°
Jefe Unidad : C. Maturana B.		Escala : 1:50.000
Jefe Estudio : J. Zegers A. RG		Fecha : Marzo 1978
Dibujo : A. Valle C.		
Inspector C.N.R.		Vº Bº

CATASTRO DE EMBALSES
 EMBALSES GRAN LONTUE,
 LAGUNILLAS Y COLORADO

REPUBLICA DE CHILE
 COMISION NACIONAL DE RIEGO
 ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
 DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
 VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

EMBALSE COLORADO

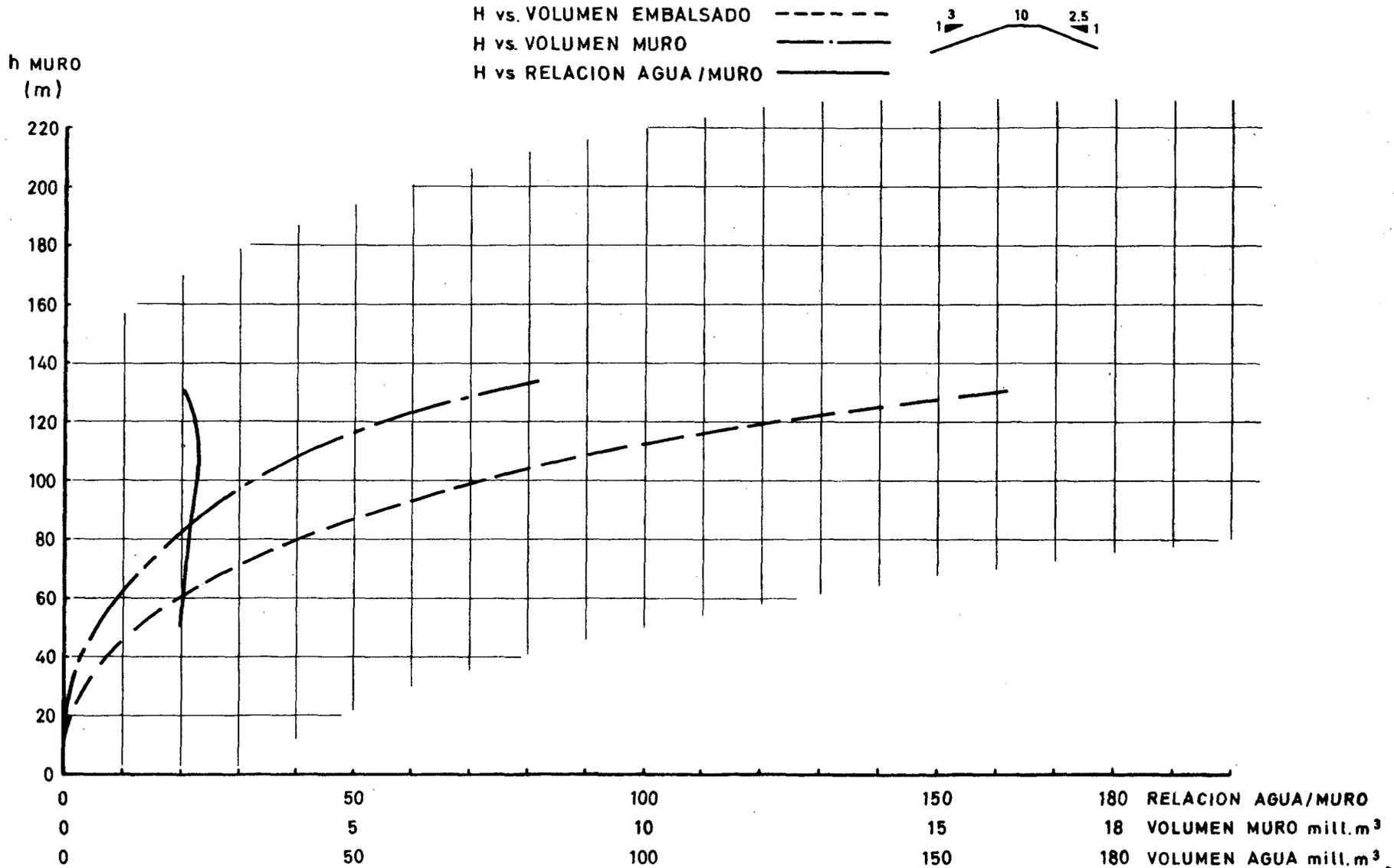


FIGURA A.3.7

4.3. HIDROLOGIA.

a) Hoya hidrográfica controlada: 660 Km²b) Caudal medio anual afluyente: 31,66 m³/sc) Volumen medio anual afluyente: 1.001 millones m³d) Caudales medios mensuales: (m³/s)

Mayo	17,9	Noviembre	65,3
Junio	22,9	Diciembre	68,8
Julio	22,3	Enero	44,0
Agosto	24,2	Febrero	20,2
Septiembre	24,5	Marzo	16,7
Octubre	38,6	Abril	14,5

5. EMBALSE LAGUNILLAS.

5.1. UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA.

En el curso superior del río Lontué, unos 8,5 km. aguas arriba de su junta con el río Colorado y poco aguas abajo del lugar donde recibe los esteros Lagunillas y Los Lunes. Regularía la mitad de los recursos del río Lontué. (Ver Fig. A-3.6).

5.2. TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE.

La presa se sitúa en la zona en que los ríos Lontué y Colorado empiezan a separarse más nítidamente dejando entre ellos una amplia planicie. En dicho sitio el río Lontué queda flanqueado en su ribera Sur por una cuchilla de cerros que se proyecta hacia el río. La ladera sur sube allí desde la cota 760 hasta cotas cercanas a los 1.200 m. La ribera norte, en cambio presenta un pequeño barranco que confina al río y luego sube más hasta cotas cercanas a los 900 m. La pendiente del río en dicha zona es del orden de 1,4%.

La zona de embalse se desarrollaría dentro del valle del río Lontué, inundando una escasa parte de la planicie intermedia que lo separa del río Colorado.

La curva de capacidad de embalse versus volumen de muro se incluye en la figura A-3.8.

5.3. HIDROLOGIA.

- a) Hoya hidrográfica controlada: 482 Km²
- b) Caudal medio anual afluente: 25,28 m³/s.
- c) Volumen medio anual afluente: 798,29 millones m³
- d) Caudales medios mensuales: (m³/s)

Mayo	18,97
Junio	21,01
Julio	20,36
Agosto	20,43
Septiembre	22,09
Octubre	29,41

Noviembre	42,72
Diciembre	44,12
Enero	31,42
Febrero	21,78
Marzo	16,32
Abril	14,78

EMBALSE LAGUNILLAS

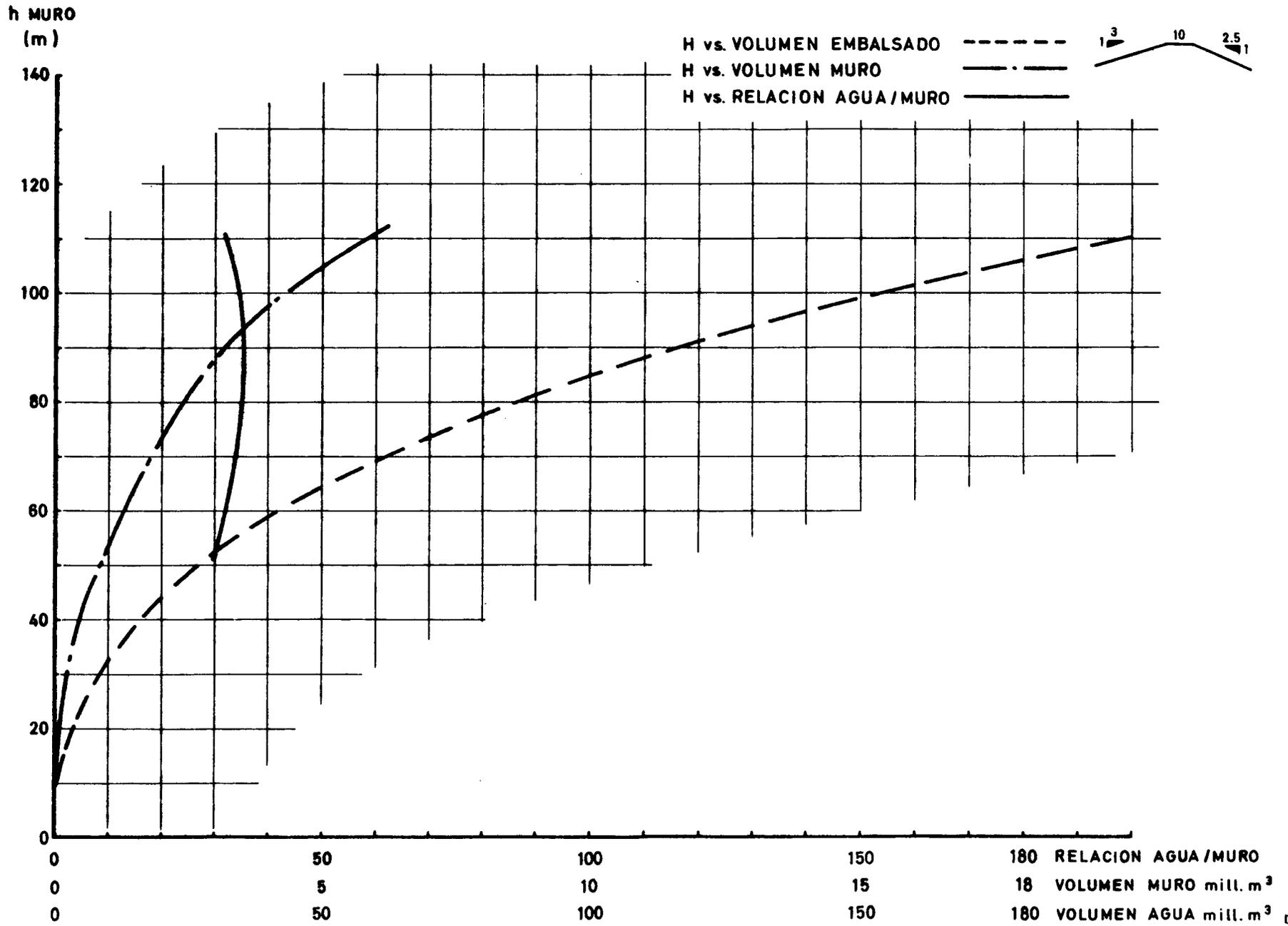


FIGURA A.3.8

6. EMBALSE GRAN LONTUE

6.1. UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA.

En el curso del río Lontué, inmediatamente aguas abajo de su junta con el río Colorado. Regularía los recursos del río Lontué. (Ver Fig. A - 3.6)

6.2. TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE.

En la zona de ubicación de la presa, el Lontué corre por un profundo valle. En dicho sitio, el río escurre por un valle de unos 450 m. de ancho flanqueado por abruptas laderas que se elevan desde la cota 580 aproximadamente hasta las altas cumbres cercanas, constituídas por los cerros Colorado (cota 1755 m.s.n.m.) en el norte e Imposibles (cota 1658 m.s.n.m.) en el Sur.

Aguas abajo del sitio de la presa, el río se mantiene encajonado, aunque abriéndose paulatinamente, hasta por unos 5 km. A partir de dicho punto el valle del Lontué se abre notablemente.

Aguas arriba de la junta, los ríos Lontué y Colorado corren paralelos por unos 5 kms. manteniéndose encajonados por laderas relativamente abruptas. Ambos ríos quedan separados en esa zona por una cuchilla de cerros que alcanza a la cota 800 aproximadamente. Hacia aguas arriba y hasta por unos 7 kms. los ríos corren relativamente paralelos, separándose paulatinamente y escurriendo por valles cada vez más amplios. En esta zona ambos ríos quedan separados por una extensa planicie.

A unos 12 kms. aguas arriba de su junta, los ríos Lontué y Colorado se separan definitivamente, corriendo el primero hacia el Sur-oriente y el segundo hacia el Nor-oriente.

La curva de capacidad de embalse versus volumen de muro se incluye en la figura A-3.9.

GRAN EMBALSE LONTUE

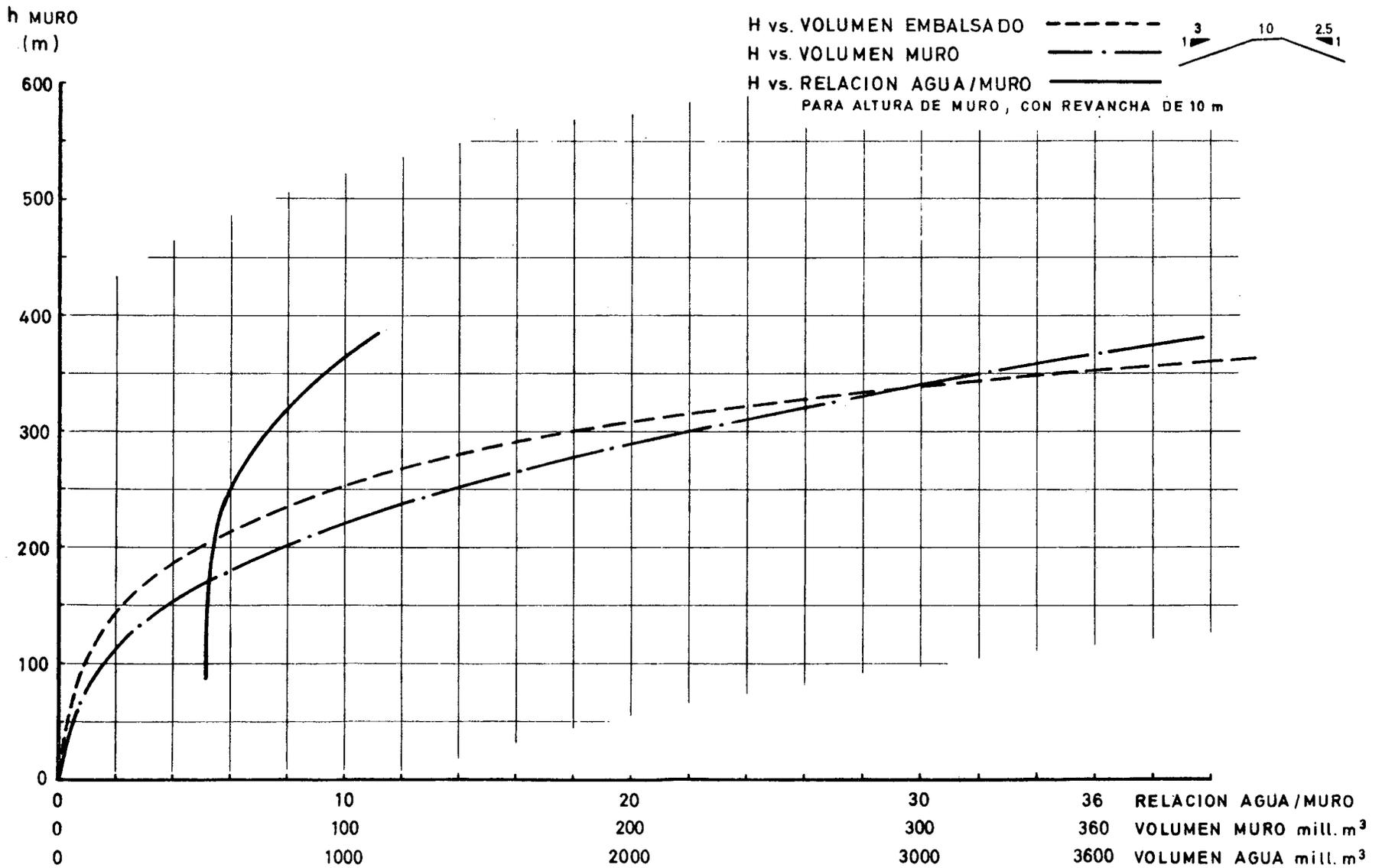


FIGURA A.3.9

7. EMBALSE POTRERO GRANDE

7.1 UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA

Este embalse se ubica en el estero Potrero Grande, unos 5 km. aguas arriba de su junta con el estero Upeo. Beneficiaría a las zonas de riego del río Lontué (Ver Fig. A - 3.10)

7.2 TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE

El sitio de la presa se encuentra al término de un sector donde el estero Potrero Grande corre encajonado por dos barrancos de unos 25 m. de ancho. Aguas abajo, el valle del Potrero Grande se abre hacia el valle del río Teno.

Aguas arriba del sitio de la presa el valle se abre un poco y el estero continúa siempre encajonado entre barrancos. La pendiente del valle en dicho sector es del orden de 0.7 %.

La curva de capacidad de embalse versus volúmen de muro se incluye en la figura A - 3.11.

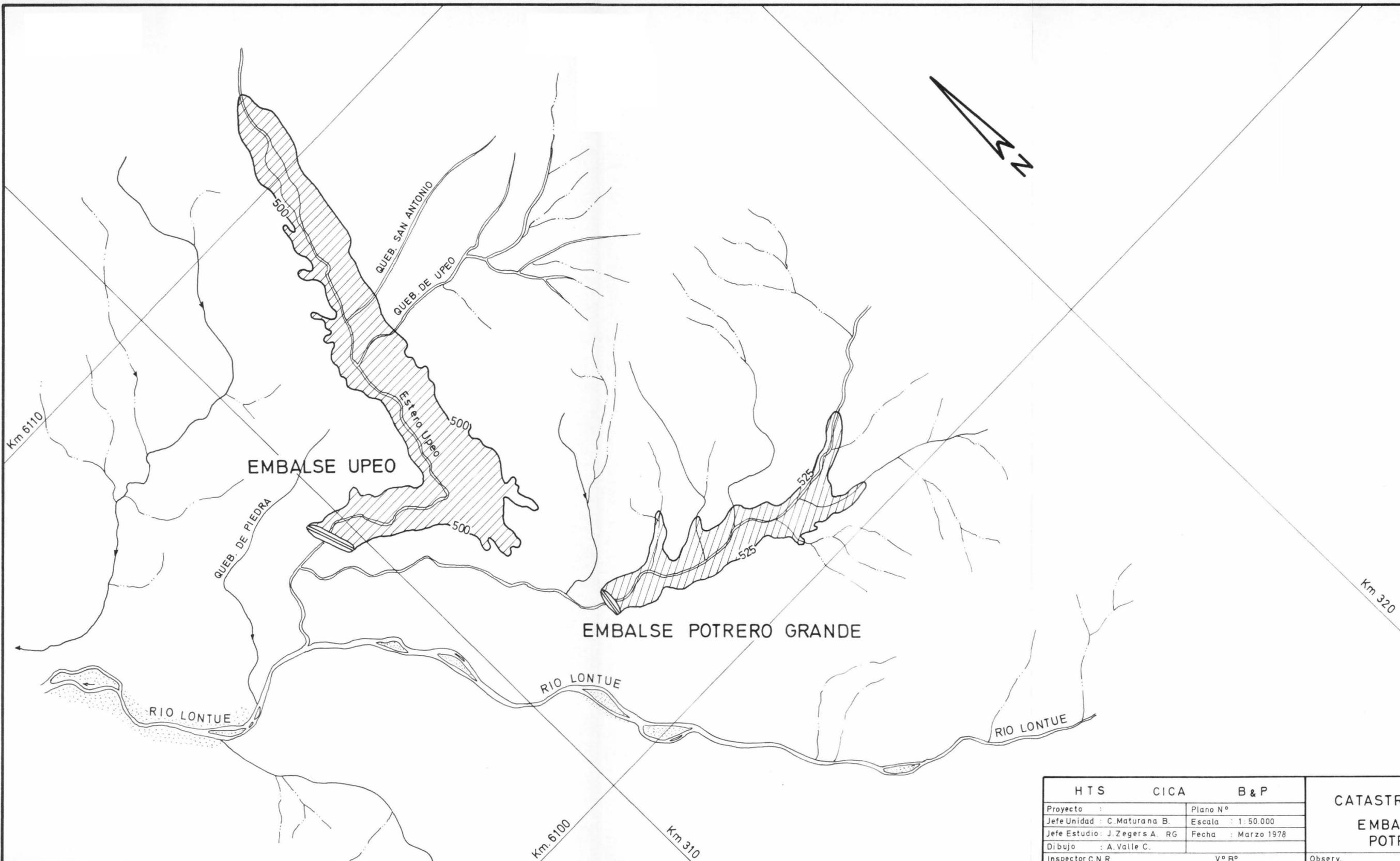


FIGURA A 3.10

HTS	CICA	B & P
Proyecto :	Plano N°	
Jefe Unidad : C. Maturana B.	Escala : 1:50.000	
Jefe Estudio : J. Zegers A. RG	Fecha : Marzo 1978	
Dibujo : A. Valle C.		
Inspector C.N.R.	V° B°	

CATASTRO DE EMBALSES
**EMBALSES UPEO Y
 POTRERO GRANDE**

Observ.

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
 ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
 DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
 VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

EMBALSE POTRERO GRANDE

h MURO
(m)

70

60

50

40

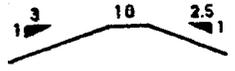
30

20

10

0

H vs. VOLUMEN EMBALSADO 
 H vs. VOLUMEN MURO 
 H vs. RELACION AGUA/MURO 
 PARA ALTURA DE MURO
 REVANCHA = 4 m.



TALUDES 3:1 a 2:1
 TALUDES 3:1 a 2.5:1

0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	RELACION AGUA/MURO
0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	VOLUMEN MURO mill. m ³
0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	VOLUMEN AGUA mill. m ³

FIGURA A 311

8. EMBALSE UPEO

8.1 UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA

Se sitúa sobre el estero del mismo nombre, unos 4,5 kms. aguas arriba de su junta con el río Lontué. El estero Upeo es el último afluente de importancia que recibe el río Lontué por el norte. Destinado a servir las áreas de riego del río Lontué, podría combinarse con obras de trasvase de agua entre cuencas. (Ver Fig. A - 3.10).

8.2 TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE

Se consideraron dos lugares alternativos para la ubicación de una presa en el Upeo. El primero está ubicado unos dos kilómetros aguas arriba de la confluencia con el río Lontué, donde un angosto cordón separa los dos ríos. El segundo sitio está unos 4.5 kms. aguas arriba de la confluencia y aproximadamente medio kilómetro aguas arriba del puente sobre el río Upeo. Se descartó el primer sitio debido a la presencia de los potentes depósitos semipermeables de cenizas con estratos de ripio que constituyen un cordón entre los valles de Upeo y Lontué. Se encuentran depósitos similares de cenizas en el apoyo derecho. Además, el relleno de cenizas puede también recubrir un espesor considerable de relleno de ripio permeable. El segundo lugar, aún cuando presenta ciertos problemas, se ha considerado más adecuado.

Este segundo lugar o sitio superior, está ubicado en un estrechamiento del valle Upeo. El fondo plano del valle tiene un ancho de unos 40 metros y en ambos costados, las laderas del valle son relativamente abruptas. Aguas arriba del sitio de la presa, el perfil del valle es similar aunque el fondo del valle es más ancho, con un llano de inundación y terrazas a ambos lados.

La curva de capacidad de embalse versus volumen de muro se incluye en la figura A - 3.12.

EMBALSE UPEO (LOS ROBLES)

h MURO
d AGUA
(m)

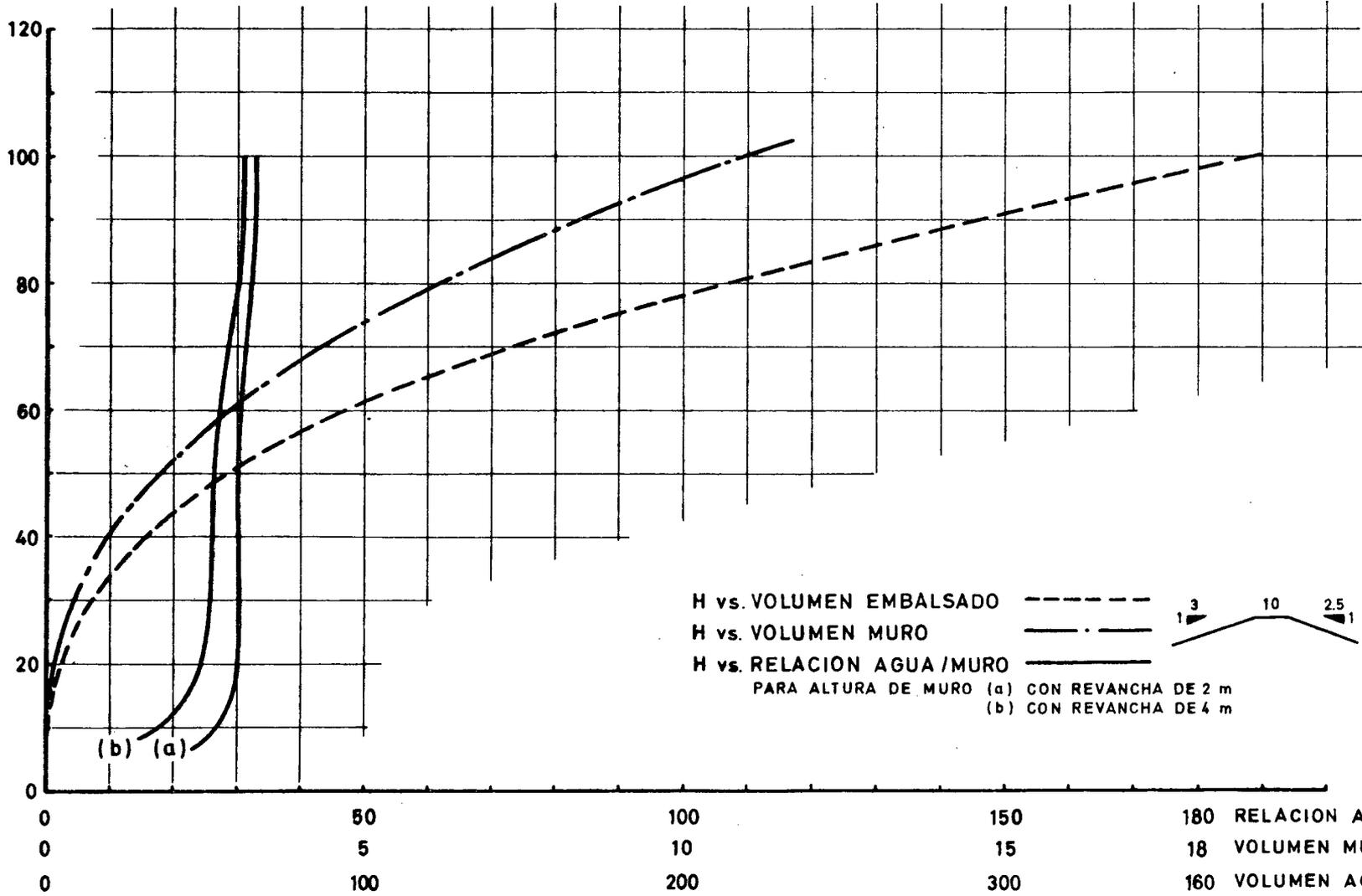


FIGURA A.3.12

8.3. GEOLOGIA.

Tanto en el sitio de la presa como en parte del embalse, subyace roca volcánica descompuesta en la superficie y parcialmente recubierta en el costado izquierdo por depósitos de cenizas color gris. Es posible que existan rípios aluviales debajo del relleno de cenizas. La disposición del relleno sugiere que las cenizas bajaron por el río Lontué y se remontaron por el valle del Upeo, creando una obstrucción en el sitio propuesto para la presa y formando un lago temporal.

Se ha constatado una intrusión granítica en la roca volcánica en la ribera izquierda del valle, unos dos Kms. aguas arriba del sitio de la presa.

Aguas arriba de la presa, el llano de inundación se ensancha y está encavado en los depósitos de las terrazas que ocupan los costados del valle. El espesor de los rípios en el fondo del valle es desconocido e incierta la naturaleza de los materiales de las terrazas. Como es posible que haya existido un lago temporal por el flujo de cenizas en el valle, puede encontrarse algún sedimento lacustre de arcillas y limo en las terrazas y en el ripio del llano de inundación.

8.4. GEOTECNIA.

8.4.1. Tipo de presa.

La posible presencia de estratos débiles dentro de las fundaciones y la presencia de cantidades apropiadas de ripio y limo o arcilla tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio de la presa, hacen aconsejable la selección de una presa de tierra. Las probabilidades de fuertes movimientos sísmicos exigen la adopción de taludes relativamente tendidos en el diseño de la presa. Para una estimación preliminar del volumen del muro deberá considerarse taludes de 3/1 aguas arriba y 2.5/1 aguas abajo, siempre que se utilice material granular en los espaldones de la presa. El material del núcleo podría obtenerse de los depósitos de limo o arcilla en las terrazas; o de los mantos de cenizas que podrían proporcionar material moderadamente impermeable una vez compactado. Sería necesario usar taludes más

tendidos si se encuentran grandes mantos de limo o arcilla en las fundaciones de la presa. Será necesario disponer filtros entre el núcleo y los espaldones de la presa y encima del suelo aluvial bajo el espaldón de aguas abajo. Es posible que se requiera protección contra el "piping" donde el espaldón de aguas abajo descansa sobre los mantos de cenizas que constituyen el apoyo izquierdo.

8.4.2 Fundaciones.

El espesor del relleno aluvial permeable del fondo del valle es desconocido; pero podría alcanzar a unos 40 o 50 metros. La angostura del valle se debe a fenómenos geológicos relativamente recientes, que comprenden los depósitos lacustres que fueron parcialmente erosionados y cubiertos después por depósitos fluviales de ripio. Por lo tanto, es incierto el tipo de fundación necesario para asegurar que no ocurran filtraciones debajo de la presa. Para los efectos de este estudio, deberá asumirse que se necesitará una cortina de grouting aluvial en toda la anchura del sitio, desde el coronamiento de la presa en el apoyo izquierdo hasta el pie de la ladera en el apoyo derecho; es decir, unos 600 metros con una profundidad de 50 metros. Será necesario algún grouting en roca en el empotramiento derecho.

8.4.3 Desviación del río.

Como el río escurre por el costado derecho y en vista de que la construcción de un túnel en los mantos de cenizas del costado izquierdo sería difícil y costosa, se recomienda la construcción de un túnel en la roca volcánica del costado derecho. Será probablemente necesario contar con sostenimiento provisorio en una mitad de la longitud del túnel y revestimiento en toda su longitud para proporcionar sostenimiento y evitar la erosión.

8.4.4 Obras de rebalse.

Para este sitio podría adoptarse un vertedero de copa, asociado con el túnel de desviación en el costado derecho o un cauce abierto de aliviadero excavado en los depósitos de cenizas del costado izquierdo. Los taludes de protección en el manto de

cenizas deberán tener una pendiente de 2/1 para reducir el riesgo de falla en caso de temblor.

8.4.5. Filtraciones desde el embalse.

Siempre que se adopten medidas adecuadas para evitar filtraciones por los mantos de cenizas en el costado izquierdo o por las formaciones permeables del fondo del valle, no habrá que temer filtraciones excesivas por los costados del embalse.

8.4.6. Estabilidad de las laderas del embalse.

No se ha observado señales de inestabilidad de las laderas del embalse ni en las fotografías aéreas ni en la inspección de terreno. Sin embargo, se está produciendo en la actualidad erosión en los mantos de cenizas y será necesario asegurarse que no llegue al embalse una cantidad excesiva de sedimentos.

8.4.7. Materiales de empréstito.

Se encuentra material apropiado para la construcción de una presa de tierra dentro de la zona del embalse y en las laderas adyacentes. Aunque la cantidad y variedad de materiales deberá determinarse en un estudio de factibilidad, es aceptable la posibilidad de construir una presa con espaldares de fluvial y un núcleo ancho de relativa impermeabilidad. Se podría obtener material para escollera de protección (riprap) de una cantera ubicada en el granito, si la profundidad de meteorización no fuera excesiva.

8.5. INVESTIGACIONES POSTERIORES.

Además de un mapeo geológico y de un examen de fotografías aéreas a gran escala, será necesario efectuar perforaciones para determinar la naturaleza y la extensión de los materiales del apoyo izquierdo y del fondo del valle y, para establecer el grado de meteorización y permeabilidad de la roca volcánica en el empotramiento derecho. Deberá efectuarse sondajes y calicatas en las zonas de posibles empréstitos en las terrazas y en el llano

de inundación, aguas arriba y, posiblemente, aguas abajo del sitio de la presa y además en la zona granítica.

8.6. HIDROLOGIA.

- a) Hoya hidrográfica controlada: 206 Km^2
- b) Caudal medio anual afluente: $5,93 \text{ m}^3/\text{s}$.
- c) Volumen medio anual afluente: $187,92 \text{ millones m}^3$
- d) Caudales medios mensuales: (m^3/s)
- | | | | |
|------------|-------|-----------|------|
| Mayo | 4,29 | Noviembre | 4,64 |
| Junio | 12,41 | Diciembre | 3,03 |
| Julio | 13,11 | Enero | 1,84 |
| Agosto | 12,25 | Febrero | 1,19 |
| Septiembre | 9,43 | Marzo | 0,81 |
| Octubre | 6,65 | Abril | 1,53 |
- e) Caudal máximo de crecida 1 en 1.000 años: $302 \text{ m}^3/\text{s}$
- f) Tasa de producción de sedimentos: $800/\text{ton/año}/\text{Km}^2$
- g) Volumen anual de sedimentos: $10,31 \times 10^4 \text{ m}^3$
- h) Volumen de sedimentos acumulados en 50 años: $5,16 \text{ millones m}^3$

9. EMBALSE VALLE GRANDE.

9.1. UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA.

En la alta cordillera, sobre el curso del río Valle Grande, afluente del río Colorado, unos 4 Kms., aguas arriba de su junta con este último. Serviría a las zonas de riego del Rio Teno.

9.2. TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE.

El Valle Grande se extiende en dirección aproximada Norte - Sur, cerca de la frontera con Argentina.

"El valle se desarrolla en un paisaje de alta cordillera que es inaccesible a los vehículos motorizados, pudiendo visitarse a caballo, desde su extremos norte, después de cruzar algunos kilómetros de territorio argentino".

"El valle propiamente tal, tiene 6 o 7 Kms. de largo, y en los tres de aguas abajo, el ancho es relativamente constante, con un promedio del orden de 800 mts. Al término de este tramo, el talweg se estrecha y el río Valle Grande ocupa todo el piso de una angostura de 1 Km. de largo que termina colgada a gran altura en las paredes del valle glacial del río Colorado."

"El piso del valle tiene una faja central pantanosa, con pequeñas lagunas, mientras que las dos fajas laterales suben hacia las vertientes con talud que se empina bruscamente en éstas últimas" (*)

Las curvas de capacidad de embalse versus volumen de muro se incluye en la figura A-3.13.

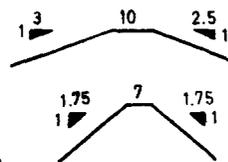
(*) Tomado de "Regadío Lontué-El Culenar; Embalse Valle Grande" José M. Fuentes G. - Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1962.

EMBALSE VALLE GRANDE

h MURO
d AGUA
(m)

120
100
80
60
40
20
10
0

H vs. VOLUMEN EMBALSADO - - - - -
 H vs. VOLUMEN MURO (i) suelo - · - · -
 (ii) roca - - - - -
 H vs. RELACION AGUA / MURO - - - - -
 PARA ALTURA DE MURO (a) CON REVANCHA DE 2 m
 (b) CON REVANCHA DE 4 m



(ii)
(i)
(i)(b)
(i)(a)
(ii)(b)
(ii)(a)

0	100	200	300	360	RELACION AGUA / MURO
0	5	10	15	18	VOLUMEN MURO mill.m ³
0	100	200	300	360	VOLUMEN AGUA mill.m ³

FIGURA A.3.13

9.3 GEOLOGIA Y GEOTECNIA

En la Memoria de Título recién mencionada puede consultarse antecedentes geológicos y geotécnicos.

9.4. HIDROLOGIA.

a) Hoya hidrográfica controlada: 97 Km²

b) Caudal medio anual afluente: 4,4 m³/seg

c) Volumen medio anual afluente: 139,14 millones m³

d) Caudales medios mensuales: (m³/s)

Mayo	2,23	Noviembre	13,47
Junio	2,21	Diciembre	9,11
Julio	2,50	Enero	4,23
Agosto	2,73	Febrero	1,98
Septiembre	3,48	Marzo	1,35
Octubre	7,99	Abril	1,49

e) Caudal máximo de crecida 1 en 1 en 1.000 años: 78 m³/s

f) Tasa de producción de sedimentos: 2.000 Ton/año/Km²

g) Volumen anual de sedimentos: 9,23 x 10⁴ m³

h) Volumen de sedimentos acumulados en 50 años: 4,61 millones m³.

10. EMBALSE RAPILERMO

10.1 UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA

Esta presa se halla sobre uno de los afluentes del estero Curepto. Este estero es el dren de una zona costera situada al sur del río Mataquito y desagua en este último unos 10 kms. antes de su desembocadura al mar.

El embalse Rapilermo se sitúa unos 8 kms. al oriente del pueblo de Curepto. Sus aguas se destinarían al regadío del valle (Ver Fig. A - 3.14)

10.2 TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE

Se ha estudiado dos sitios de presa alternativos a 6.5 y 8,5 kilómetros, respectivamente, aguas arriba del pueblo de Curepto, en el estero Rapilermo, afluente del río Mataquito. El sitio inferior está ubicado en una curva del estero, donde el fondo del valle se estrecha hasta unos 200 metros. En el sitio superior, dos kilómetros aguas arriba, el fondo del valle tiene un ancho de unos 350 metros. Aguas arriba de ambos sitios, el valle es relativamente plano y, normalmente el río queda confinado dentro de un cauce angosto que serpentea por el llano de inundación. Las laderas del valle suben suavemente a ambos lados del fondo del valle, en cuyas fundaciones pueden encontrarse estratos débiles que hacen necesaria la adopción de taludes relativamente tendidos para el diseño de la presa, en cualquiera de los dos sitios.

La curva de capacidad de embalse versus volumen de muro se incluye en las figuras A - 3.15 y A - 3.16.

10.3 GEOLOGIA.

La geología en ambos sitios es similar y será descrita en conjunto.

Tanto en los sitios de presa como de embalses, subyace una formación granítica meteorizada en la superficie, formando

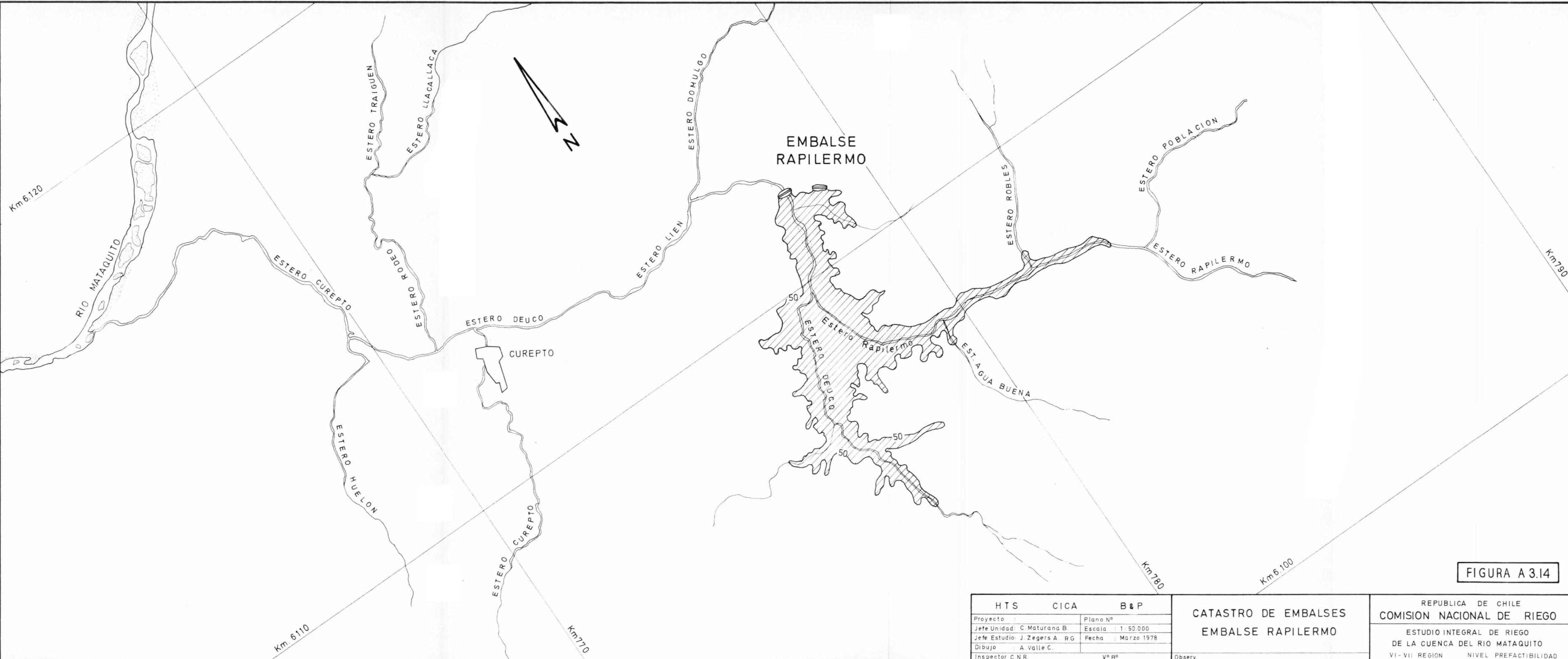


FIGURA A 3.14

HTS	CICA	B & P
Proyecto :	Plano N°	
Jefe Unidad: C. Maturana B	Escala : 1:50.000	
Jefe Estudio: J. Zegers A. R.G	Fecha : Marzo 1978	
Dibujo : A. Valle C.		
Inspector C.N.R.	Vº Bº	

CATASTRO DE EMBALSES
EMBALSE RAPILERMO

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
 ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
 DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
 VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

EMBALSE RAPILLERMO BAJO

H vs. VOLUMEN EMBALSADO - - - - -
 H vs. VOLUMEN MURO - . - . -
 H vs. RELACION AGUA / MURO _ _ _ _ _

PARA ALTURA DE MURO (a) CON REVANCHA DE 2 m
 (b) CON REVANCHA DE 4 m

h MURO
d AGUA
(m)

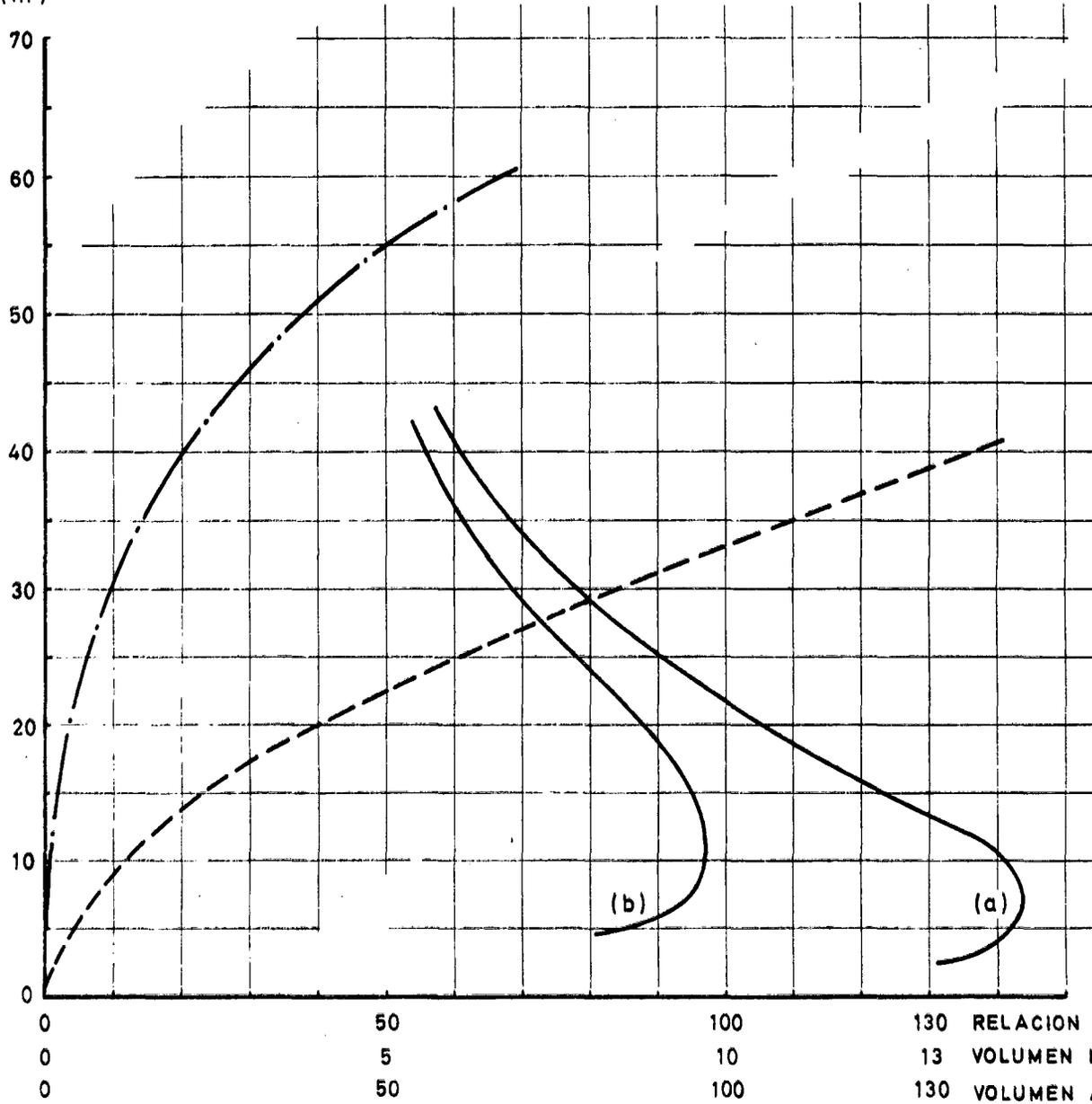


FIGURA A 3.15

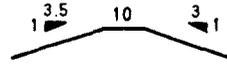
EMBALSE RAPILLERMO ARRIBA

H vs. VOLUMEN EMBALSADO

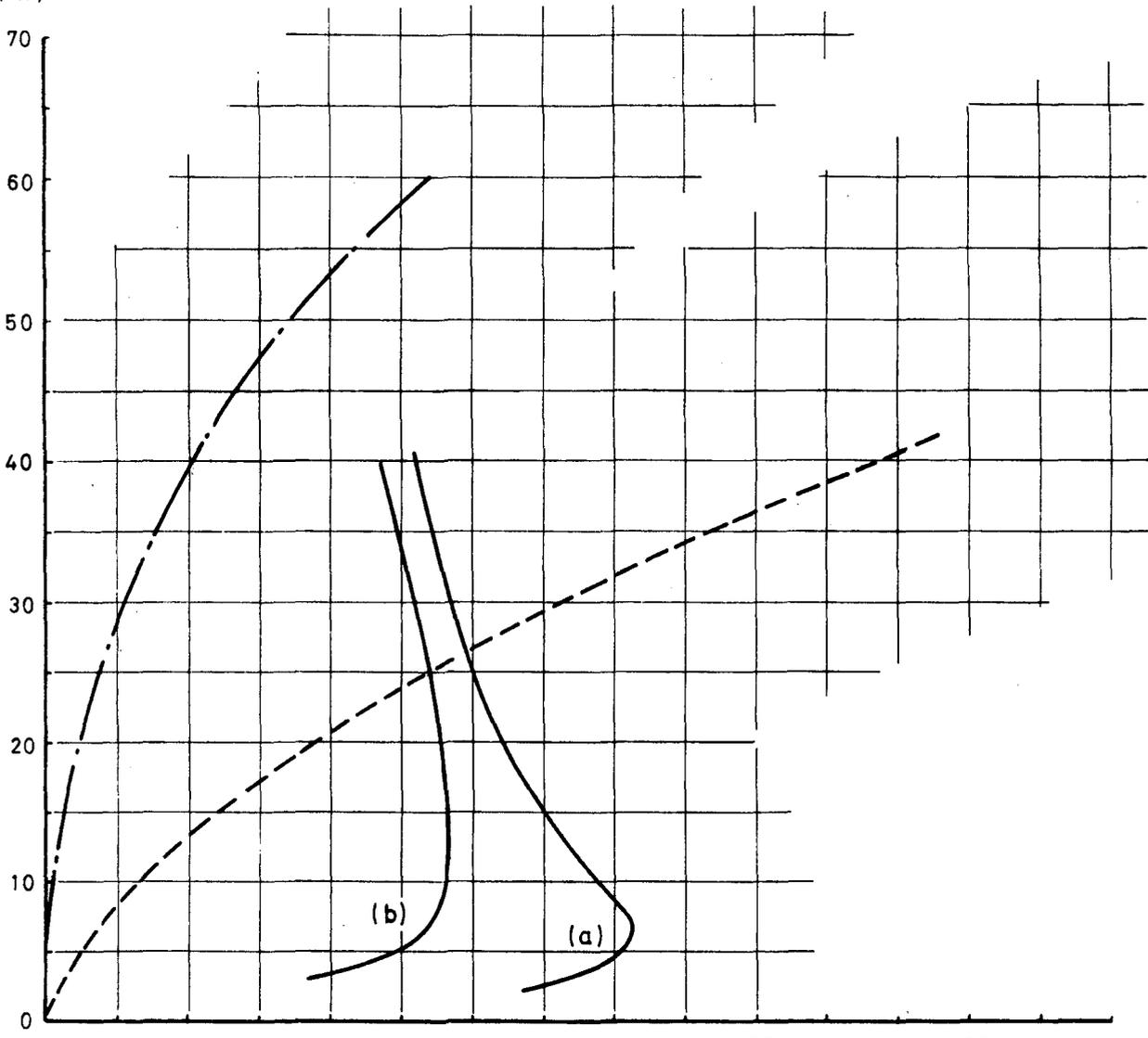
H vs. VOLUMEN MURO

H vs. RELACION AGUA/MURO

PARA ALTURA DE MURO (a) CON REVANCHA DE 2 m
(b) CON REVANCHA DE 4 m



h MURO
d AGUA
(m)



0	50	100	130	RELACION AGUA/MURO
0	5	10	13	VOLUMEN MURO mill. m ³
0	50	100	130	VOLUMEN AGUA mill. m ³

FIGURA A 3.16

un suelo residual que contiene todavía restos de la factura granítica, incluyendo diáclavas pero que puede desmenuzarse en la mano para formar un suelo de arena limosa con algo de arcilla. Pueden presentarse algunos restos de intrusiones, venas de cuarzo y pegmatitas en el suelo residual.

Bajo el fondo del valle, que forma el cauce y las laderas del estero de Rapilermo subyacen sedimentos aluviales depositados por el estero. Estos suelos pueden alcanzar una profundidad de unos 20 metros y probablemente consisten en ripios y arenas con algunos estratos ocasionales de limo o arcilla. La profundidad y grado de meteorización del granito subyacente es desconocida.

La geología de la zona del embalse es similar a la descrita.

10.4. GEOTECNIA.

10.4.1. Tipo de presa.

El grado de meteorización del granito y la ausencia de material apropiado para una presa de escollera hacen de una presa de tierra la solución más adecuada para cualquiera de los dos sitios. Además, la posibilidad de estratos débiles dentro de las fundaciones de la presa y las probabilidades de fuertes movimientos sísmicos hacen necesaria la adopción de taludes relativamente tendidos en el diseño de la presa. Para los efectos de comparación con otras soluciones, deberá considerarse taludes de 3.5/1 aguas arriba y 3/1 aguas abajo. El suelo residual podría usarse en los espaldones de la presa, empleando, para el núcleo, suelo residual más arcilloso. Sería necesario en el límite de aguas abajo del núcleo y bajo el espaldón de aguas abajo. La necesidad de un filtro, aguas arriba, dependerá de la granulometría del material. Alternativamente, podría ser factible una presa homogénea con un filtro inclinado aguas abajo del eje de la presa, junto con una carpeta de drenaje y filtro en el espaldón de aguas abajo.

10.4.2. Fundaciones.

Se desconoce el espesor y tipo de material aluvial bajo la presa; para los efectos de este estudio, se ha asumido que

los sedimentos no llegan más allá de unos 20 metros de profundidad.

Una pared moldeada de hormigón en el material aluvial podría constituir un tipo adecuado de cortina en ambos sitios.

No se puede tener certeza sobre la necesidad de aplicar grouting en la roca debajo de la cortina. Se requerirá una corrida de pozos verticales de drenaje al pié del talud, aguas abajo de la presa, para controlar las filtraciones que podrían pasar a través o debajo de la cortina o las que podrían ocurrir si la cortina es dañada en un temblor. Si el material aluvial no es profundo y especialmente si se encontraran estratos débiles y comprensibles, existe la posibilidad de construir un coffer dam y excavar el material aluvial.

Si la profundidad de meteorización en los empotramientos fuera excesiva, podría ser necesario recurrir a grouting "tube-a-manchette", similar al que se usa en grouting aluvial, en el suelo residual. Podría ser también necesario el grouting en la roca menos descompuesta debajo del suelo residual. La elección de alternativas dependerá de la profundidad de meteorización. Deberá aplicarse un tratamiento similar, en la presa auxiliar, en el portezuelo del costado derecho del sitio inferior.

10.4.3 Desviación del estero.

Sería posible desviar el estero por medio de un túnel ubicado en el costado izquierdo en ambos sitios. Los dos túneles pasarían, probablemente, por una extensión considerable de suelo residual y requerirían sostenimiento provisorio y revestimiento completo en toda su longitud. Deberá tenerse especial cuidado al excavar debajo del nivel freático para asegurar que el túnel tenga buen drenaje para evitar el deterioro del suelo residual y la falla del sostenimiento.

10.4.4 Obras de rebalse.

En el sitio inferior, se podría ubicar un vertedero a tajo abierto en el portezuelo del costado derecho; pero, esta solución requeriría de un cauce de bastante longitud aguas abajo para devolver las aguas al estero Rapilermo.

En ambos sitios, sería posible ubicar el aliviadero en un corte en el costado izquierdo. Los taludes del corte deberían tenderse por lo menos a 1,5/1 en el suelo residual y protegerse con hormigón para reducir la filtración desde la superficie.

Orientaciones defavorables de diaclasas podrían ocasionar fallas en los taludes y será necesario establecer con exactitud la pendiente de los taludes durante la construcción. El material excavado podría utilizarse en la construcción de la presa.

Según sea la crecida máxima posible y la revancha en la presa, podría ser posible la construcción de un vertedero de copa asociado al túnel de desviación.

10.4.5. Filtraciones desde el embalse.

No se anticipa filtración desde el embalse si se adoptan medidas apropiadas en las fundaciones de la presa.

10.4.6. Estabilidad de las laderas del embalse.

No se ha observado indicaciones de inestabilidad de las laderas ni en las fotografías aéreas ni en el reconocimiento preliminar en terreno. Este punto requeriría mayor consideración si se lleva a cabo un estudio de factibilidad.

10.4.7. Materiales de empréstito.

El único material disponible para la construcción de una presa de tierra, es el suelo residual que forma las laderas adyacentes a ambos embalses. Este es un excelente material para la construcción de una presa de tierra y es poco probable que ejerza excesivas presiones en los pozos. Deberá cuidarse que el material sea colocado con el grado óptimo de humedad para reducir la posibilidad de agrietamiento.

Una parte del suelo residual puede ser más arcilloso y se podrá seleccionar para utilizarlo en el núcleo.

No se ha ubicado material apropiado para filtros o

escollera de protección (rip-rap) y esto necesitará mayor estudio. Podría existir en el lecho del río o en la parte superior del estero, aguas arriba del sitio superior. El granito debería proporcionar material apropiado para rip-rap si se encontrara afloramiento de roca no meteorizada.

10.5. INVESTIGACIONES POSTERIORES.

Fuera del mapeo geográfico de los sitios de presa, embalse y zona circundante, que se considera relativamente sencillo será necesario efectuar una investigación detallada de las fundaciones de la presa para determinar la profundidad, variación y extensión lateral de los sedimentos en el fondo del valle. Será necesario un muestreo para establecer la resistencia y características de consolidación de estratos de suelos cohesivos y habrá que establecer la densidad en sitio de las capas de arena y limo.

Será necesario efectuar perforaciones en los apoyos de la presa, la zona del aliviadero y la del túnel para establecer el grado de meteorización y la permeabilidad de la roca y del suelo residual.

Deberá tomarse muestras de las zonas de material aluvial dentro del embalse aguas arriba de la presa para ubicar posibles fuentes de arena y ripio. Habrá que efectuar sondajes y calicatas para elegir zonas apropiadas para la provisión de suelo residual para los espaldones y el núcleo.

10.6. HIDROLOGIA.

- a) Hoya hidrográfica controlada: 190 Km²
- b) Caudal medio anual afluente: 1,61 m³/s
- c) Volúmen medio anual afluente: 50,97 millones m³
- d) Caudales medios mensuales: (m³/s)

Mayo	0.54	Noviembre	0,89
Junio	3.30	Diciembre	0,35
Julio	4,32	Enero	0,16
Agosto	4,40	Febrero	0,07
Septiembre	3,28	Marzo	0,04
Octubre	1,87	Abril	0,06

- e) Caudal máximo de crecida 1 en 1.000 años: $478 \text{ m}^3/\text{s}$.
- f) Tasa de producción de sedimentos: $1.00 \text{ Ton/a;o/Km}^2$.
- g) Volúmen anual de sedimentos: $11,87 \times 10^4 \text{ m}^3$.
- h) Volúmen sedimentos acumulados en 50 años: 5,94 millones m^3 .

11. EMBALSE BAQUIL

11.1 UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA

Este embalse se sitúa en el estero Baquil, unos 7 kms. al Nor-oriente del pueblo de Vichuqén. El estero Baquil constituye una cuenca aislada situada entre el río Mataquito (límite Sur) y los esteros Nilahue y San Pedro de Alcántara (límite Norte). El embalse podría servir a la zona agrícola costera situada al oriente de Vichuquen y podría extender también su influencia a zonas agrícolas situadas hacia el Nor-Oriente de Vichuqén, entre las lagunas de Tilicura y Torca. (Ver Fig. A - 3.17)

11.2 TOPOGRAFIA DE LOS SITIOS DE PRESAS Y ZONAS DE EMBALSE.

Se ha investigado dos posibles sitios de presa, uno inferior y otro superior. El sitio inferior está ubicado en el Estero Baquil un kilómetro aguas abajo de la confluencia con el Estero Tilicura, en un punto donde el fondo del valle se estrecha hasta unos 200 metros. El sitio superior está en el Estero Patacón, un kilómetro y medio aguas arriba de su confluencia con el Estero Baquil, donde el fondo del valle tiene un ancho de unos 300 metros. Aguas arriba de ambos sitios, el fondo del valle es relativamente plano pero es más ancho en el caso del sitio superior. En el sitio inferior, el costado derecho es relativamente abrupto, mientras que el costado izquierdo está formado por un espolón con pendiente muy suave. En el sitio superior ambos costados del valle son similares, con pendientes de unos 25° :

Se ha considerado que el espesor de los sedimentos en el fondo del valle puede alcanzar unos 15 metros. Los sedimentos pueden contener estratos débiles de limo o arcilla y si no son removidos, será preciso adoptar taludes relativamente tendidos para el diseño de una presa en cualquiera de los dos sitios.

Aún cuando topográfica y geológicamente ambos lugares son muy similares, la atención se ha concentrado en el sitio superior por razones de cota de posibles áreas a servir con el embalse.

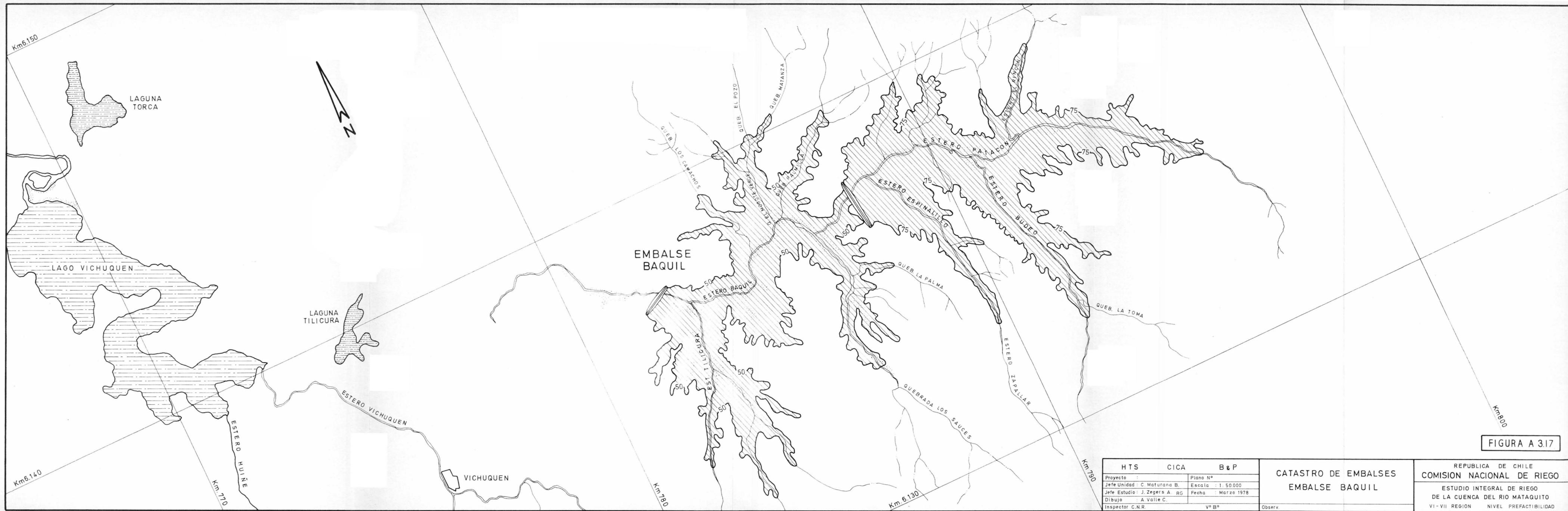


FIGURA A 3.17

HTS	CICA	B & P
Proyecto :	C. Maturana B.	Plano N°
Jefe Unidad :	J. Zegers A. RG	Escala : 1:50 000
Jefe Estudio :	A. Valle C.	Fecha : Marzo 1978
Dibujo :		
Inspector C.N.R.		Vº Bº

CATASTRO DE EMBALSES
EMBALSE BAQUÍL

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO
DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO
VI - VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD

posibles áreas a servir con el embalse.

Las curvas de capacidad de embalse y volumen de muros se muestran en la figura A - 3.18.

11.3 GEOLOGIA.

La Geología en ambos sitios es similar y será descrita en conjunto.

En los sitios de presa y en los de embalses, subyace una formación granítica fuertemente meteorizada en la superficie, formando un suelo residual que puede desmenuzarse en la mano para formar arena limosa con algo de arcilla. Pueden quedar restos de la factura de la roca original como gravas minerales, diaclasas, intrusiones, venas de cuarzo y pegmatitas.

Bajo el fondo del valle, en ambos sitios y dentro de las zonas de embalse, subyacen sedimentos aluviales depositados por los esteros. Como ya se ha indicado, estos sedimentos pueden alcanzar una profundidad de unos 15 metros y probablemente estén compuestos de arena con algunas formaciones lenticulares de limo o arcilla y ripio. El fondo del canal puede contener ripio.

11.4 GEOTECNIA

11.4.1 Tipo de presa.

La profundidad de meteorización del granito y la carencia de material para enrocado hacen de una presa de tierra la solución más adecuada para cualquiera de los dos sitios. Además, la posibilidad de estratos débiles en las fundaciones de la presa y las probabilidades de fuertes movimientos sísmicos requieren adoptar taludes relativamente tendidos en el diseño de las presas. Para los efectos de comparación con otros proyectos, deberá considerarse taludes de 3,5/1 aguas arriba y 3/1 aguas abajo. Si las fundaciones en el fondo del valle no contienen estratos débiles o si los sedimentos son de poco espesor y susceptibles de ser removidos, se podría usar

h MURO
d AGUA
(m)

EMBALSE BAQUIL

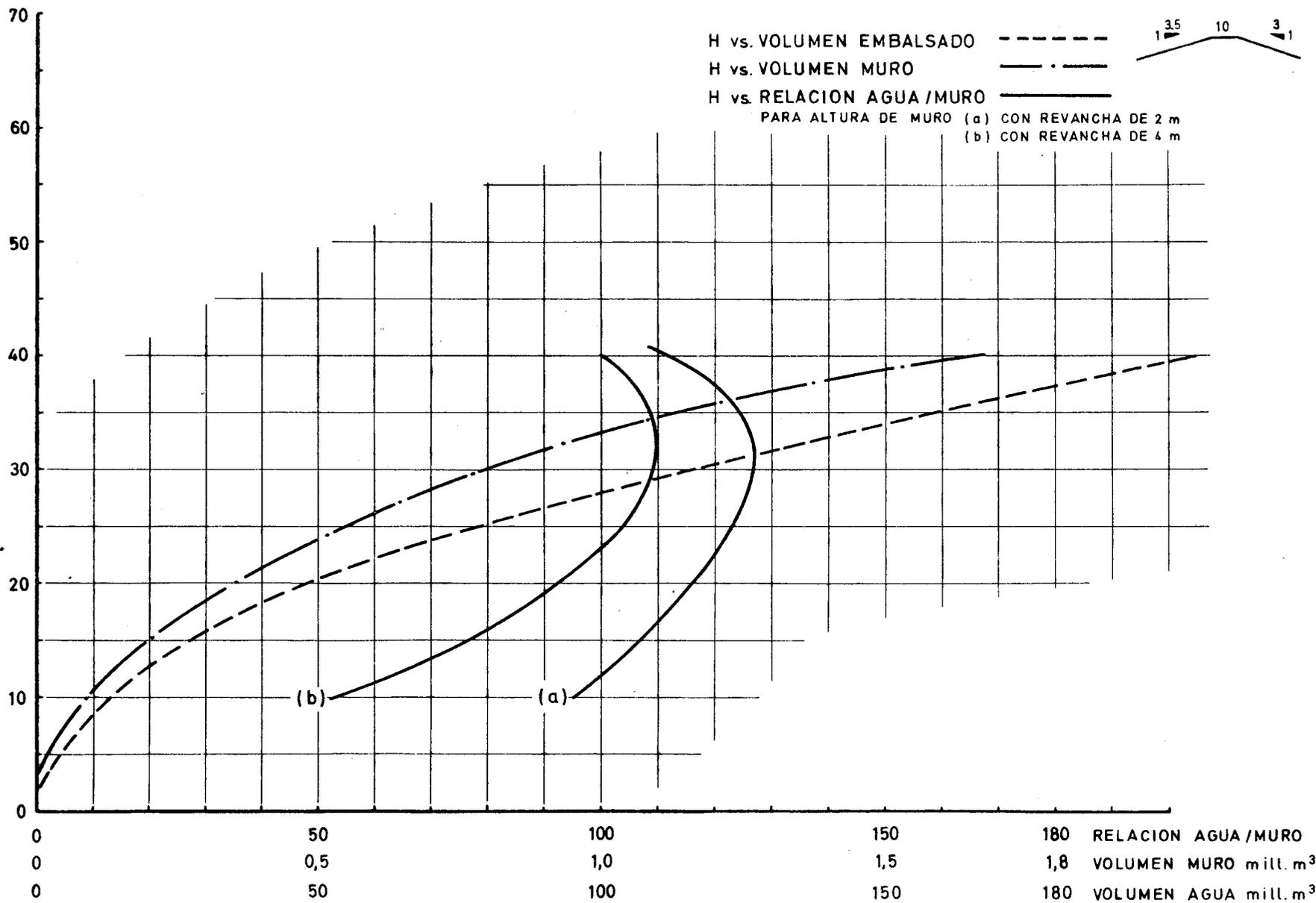


FIGURA A.3.18

taludes 3/1 y 2.5/1 respectivamente. El suelo residual podría usarse en los espaldones de las presas, seleccionado suelo residual más arcilloso, en el mismo núcleo. Será necesario disponer un filtro en el extremo de aguas abajo, del núcleo y bajo el espaldón de aguas abajo. La necesidad de un filtro aguas arriba dependerá de la granulometría del material y de la necesidad de reducir la erosión si se produjera agrietamiento de la presa debido a un temblor.

Alternativamente sería posible construir una presa homogénea con un filtro inclinado aguas abajo del eje de la presa, junto con una carpeta de drenaje y filtro bajo el espaldón de aguas abajo.

11.4.2. Fundaciones.

Se desconoce el espesor y tipo de material aluvial. Para los efectos de este estudio, se ha asumido que los sedimentos no pasan de 20 metros de espesor. Una pared moldeada de hormigón en el material aluvial podría constituir una cortina apropiada en ambos sitios. No se puede asegurar si será necesario grouting en la roca debajo de la cortina. Será necesario contemplar una corrida de pozos verticales de drenaje, al pie del talud de aguas abajo de la presa, para controlar las filtraciones que pudieran pasar a través o debajo de la cortina y las que podrían ocurrir si la cortina fuera dañada en un temblor. Sería también posible remover el material aluvial, si su profundidad no es muy grande.

Como la altura de las presas no excederá de 40 metros sería posible construir zanjas dentro del suelo residual de los empotramientos. Esas zanjas deberán llegar hasta la roca y deberá aplicarse grouting. Alternativamente, podría aplicarse grouting "tube-a-machette" en el suelo residual y grouting convencional en la roca subyacente.

11.4.3. Desviación del río.

En el sitio inferior, el desvío podría efectuarse por un túnel excavado en el costado derecho. La ubicación del portal del túnel deberá establecerse cuidadosamente para asegurar que la roca descompuesta, que cubre parte de las laderas, sea evitada.

En el sitio superior, el estero podría desviarse por el costado derecho más abrupto.

En ambos casos, los túneles deberán, seguramente, excavarse en roca descompuesta o suelo residual, necesitando sostenimiento provisorio y revestimiento completo en toda su longitud. Deberá prestarse especial cuidado al excavar bajo el nivel freático para asegurar que el túnel tenga buen drenaje y evitar así deterioro del suelo residual y falla del sostenimiento.

11.4.4. Obras de rebalse.

Si se encuentra fundación de roca apropiada, se podría probablemente utilizar un vertedero de copa, asociado al túnel de derivación. También podría contemplarse un aliviadero a tajo abierto, ya que, en ambos sitios, el costado izquierdo presenta condiciones satisfactorias. El aliviadero necesitará revestimiento; y los taludes sobre el cauce, deberán tenderse por lo menos a una pendiente de 1,5/1 en el suelo residual y protegerse con hormigón para reducir la filtración desde la superficie. Diaclasas de inclinación desfavorables podrían ocasionar fallas en las laderas y la pendiente exacta de los taludes deberá determinarse durante la construcción. El material excavado podría usarse en la construcción de la presa.

11.4.5. Filtraciones desde el embalse.

No se prevé filtraciones desde el embalse si se adoptan medidas apropiadas en las fundaciones de la presa.

11.4.6. Estabilidad de las laderas del embalse.

No se ha observado indicaciones de inestabilidad de las laderas ni en las fotografías aéreas ni el reconocimiento preliminar en terreno; y, las posibilidades de que la presa o el embalse pudieran ser afectados por fallas de laderas son remotas.

11.4.7. Materiales de empréstito.

El único material que se sabe disponible para la construcción de una presa de tierra es el suelo residual que constituye las laderas adyacentes a ambos embalses. Este es un excelente material para la construcción de presas de tierra y no es probable que se desarrollen presiones excesivas en los pozos. Deberá cuidarse de colocar el material al grado óptimo de humedad para evitar agrietamiento. Parte del suelo residual puede ser más arcilloso y se podrá seleccionar para utilizarlo en el núcleo de la presa.

No se ha ubicado material apropiado para filtro o riprap y éste necesitará mayor estudio.

11.5. INVESTIGACIONES POSTERIORES.

Fuera del mapa geológico de los sitios de presa, zona de embalse y área adyacente que se estima relativamente sencillo, será necesaria una investigación detallada de las fundaciones de la presa para determinar la profundidad, permeabilidad y extensión lateral de los sedimentos en el fondo del valle. Habrá que tomar muestras para establecer la resistencia y características de consolidación de posibles estratos de material cohesivo y habrá que determinar la densidad in situ de las capas de arena y limo. Deberá efectuarse perforaciones en los empotramientos de la presa, la zona del aliviadero y la del túnel para determinar la profundidad de meteorización y la permeabilidad de la roca y del suelo residual.

Será necesario tomar muestras de zonas de material aluvial dentro del embalse, aguas arriba de la presa, para ubicar posibles fuentes de ripio y arena.

Habrá que efectuar sondajes y calicatas para elegir zonas adecuadas para la provisión de suelo residual para los espaldones y núcleo de la presa.

Las curvas de capacidad de embalse y volumen de muro se muestran en la figura adjunta.

11.6 HIDROLOGIA.

a) Hoya hidrográfica controlada: 102 Km^2

b) Caudal medio anual afluente: $0,71 \text{ m}^3/\text{s}$

c) Volúmen medio anual afluente: $22,55 \text{ millones m}^3$

d) Caudales medios mensuales:

Mayo	0,20	Noviembre	0,38
Junio	1,47	Diciembre	0,15
Julio	1,85	Enero	0,07
Agosto	2,02	Febrero	0,03
Septiembre	1,52	Marzo	0,02
Octubre	0,81	Abril	0,01

e) Caudal máximo de crecida 1 en 1.000 años: $309 \text{ m}^3/\text{s}$

f) Tasa de producción de sedimentos: $1.000 \text{ ton/año/Km}^2$

g) Volumen anual de sedimentos: $12,31 \times 10^4 \text{ m}^3$

h) Volumen de sedimentos acumulados en 50 años: $61,55 \text{ millones m}^3$

12. EMBALSE VAQUERIA (HUENCHULLAMI)

1. UBICACION Y AREA DE INFLUENCIA.

Se sitúa en el estero Vaquería, unos 5 Kms. aguas arriba de su junta con el estero Coipué. Estos dos esteros dan origen al río Huenchullami, que drena una zona costera situada al sur del río Mataquito. Este embalse podría servir a las zonas agrícolas del Valle de Huenchullami (Ver Fig. A - 3.39)

2. TOPOGRAFIA DEL SITIO DE LA PRESA Y DEL EMBALSE

En general el valle del estero Vaquería es de cierta amplitud y allí el estero corre originando meandros. La presa se sitúa en un angostamiento donde el valle tiene alrededor de 200 metros de ancho. Las laderas en ese sitio suben suavemente desde la cota del cauce (cota 25 aproximadamente), con pendiente de 25 %.

La zona de embalse se encuentra rodeada por cerros de poca altura, cuyas cumbres se sitúan entre los 170 y 300 m.s.n.m. Las laderas que dan hacia el embalse tienen pendientes del orden del 20 %.

Las curvas de capacidad de embalse y de volumen de muro se muestran en la figura A - 3.20.

3. HIDROLOGIA.

- a) Hoya hidrográfica controlada : 173 Km²
- b) Caudal medio anual afluente : 1,60 m³/s
- c) Volumen medio anual afluente : 50,68 millones m³
- d) Caudales medios mensuales (m³/s)

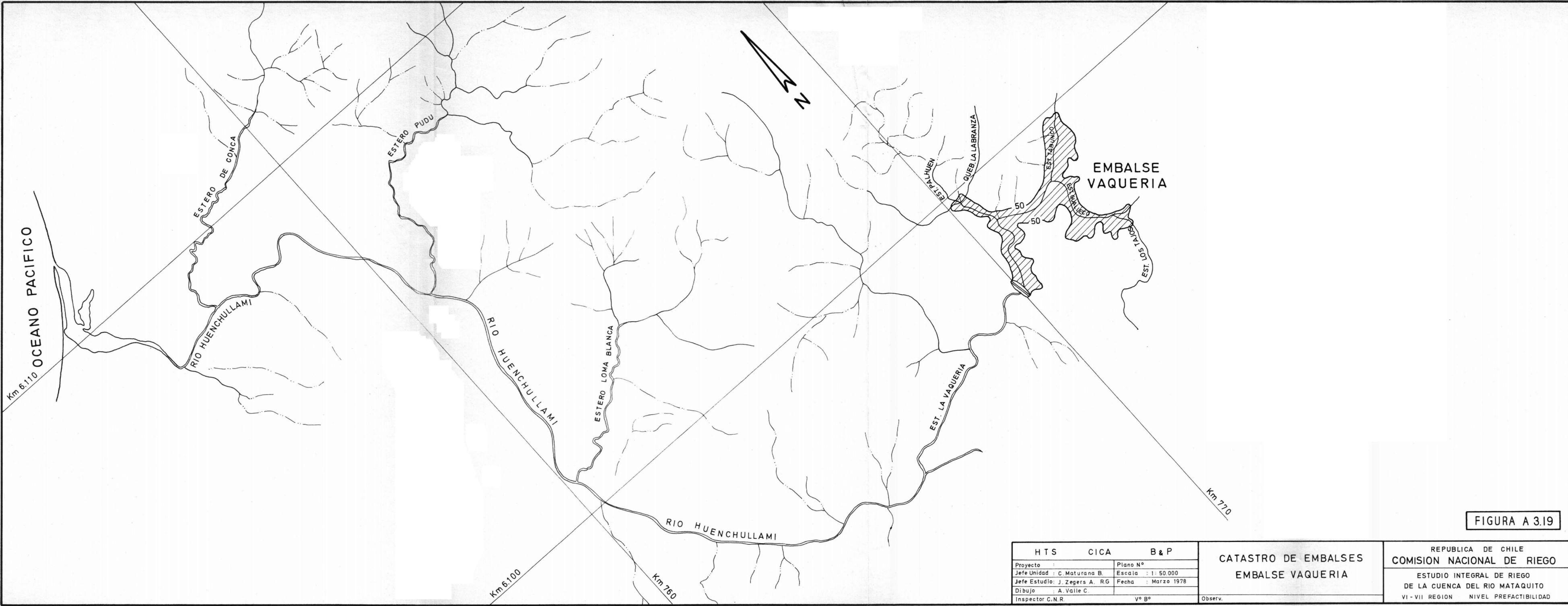


FIGURA A 3.19

HTS		CICA	B & P	CATASTRO DE EMBALSES EMBALSE VAQUERIA	REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO VI - VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD
Proyecto :	C. Maturana B.		Plano N°		
Jefe Unidad :	J. Zegers A. R.G.		Escala : 1: 50.000		
Dibujo :	A. Valle C.		Fecha : Marzo 1978		
Inspector C.N.R.			Vº 9º		
				Observ.	

EMBALSE VAQUERIA

h MURO
d AGUA
(m)

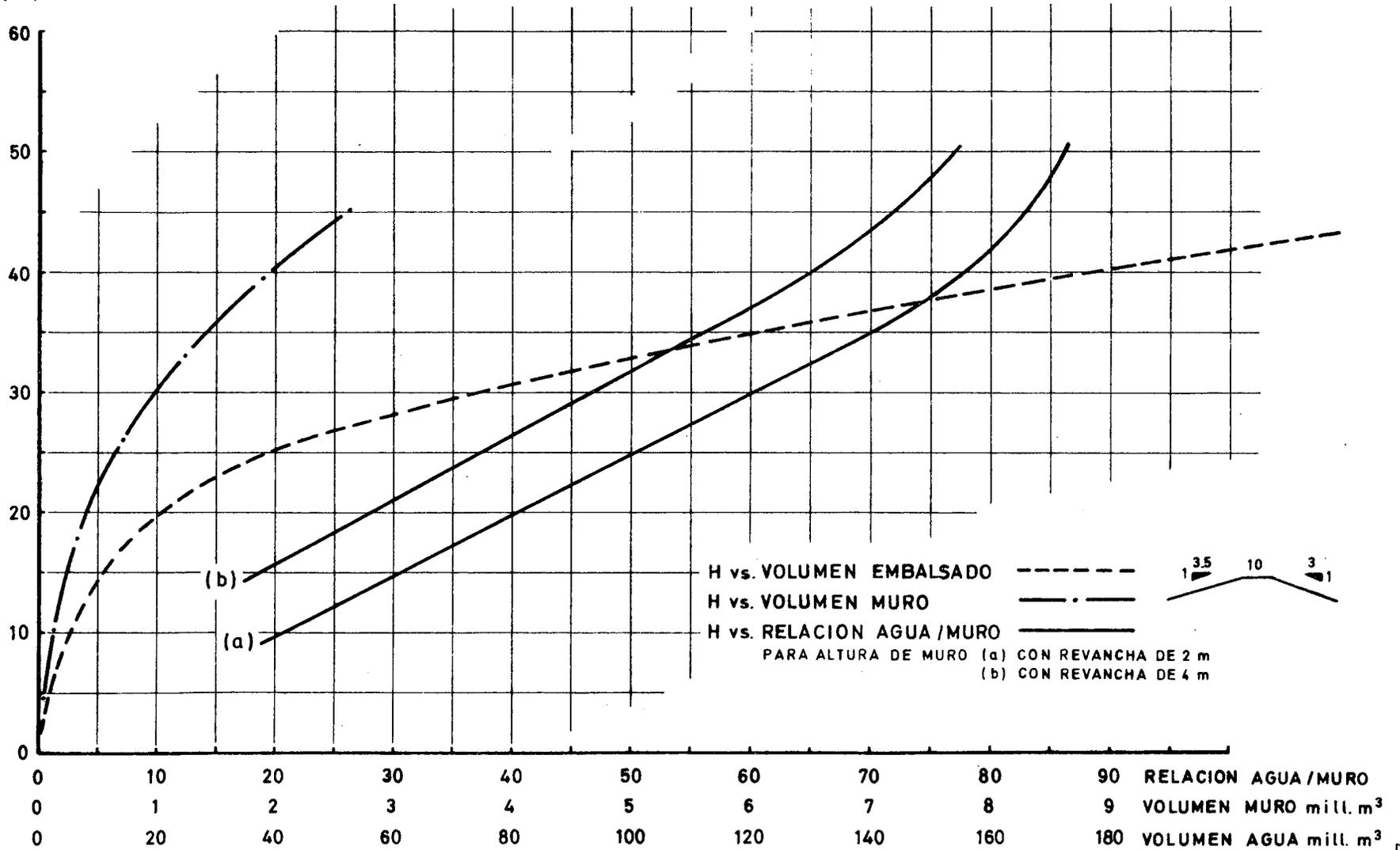


FIGURA A.3.20

Mayo	0,56	Noviembre	0,89
Junio	3,32	Diciembre	0,35
Julio	4,35	Enero	0,16
Agosto	4,28	Febrero	0,07
Septiembre	3,23	Marzo	0,04
Octubre	1,86	Abril	0.06

e) Caudal máximo crecida 1 en 1.000 años: $463 \text{ m}^3/\text{s}$.

f) Tasa de producción de sedimento: $1.000 \text{ ton/año/Km}^2$

g) Volumen anual de sedimentos: $10.81 \times 10^4 \text{ m}^3$

h) Volumen de sedimentos acumulados en 50 años: $54,05 \text{ millones m}^3$

A N E X O J - 3.2

**RECONOCIMIENTO GEOLOGICO - GEOTERMICO
DEL
EMBALSE SAN PABLO**

1. INTRODUCCION

En este Anexo J - 3.2 se expone los resultados del estudio geológico-geotécnico realizado en la zona del anteproyecto "Embalse San Pablo". Dicho estudio contempló el reconocimiento de terreno que permitió, en base a los afloramientos superficiales, cartografiar las diferentes unidades geológicas del área. Durante este reconocimiento se contó con fotografías aéreas escala 1: 70.000 y 1: 20.000, que cubrían el área de estudio. Además se tuvo como base topográfica la hoya San Pablo, escala 1: 25.000, del Instituto Geográfico Militar, la cual se usó como base para el levantamiento geológico.

1.1 UBICACION DEL AREA.

La obra principal del anteproyecto "Embalse San Pablo" corresponde a una presa de tierra, de aproximadamente 50 m. de altura, ubicada sobre el estero Guaiquillo, unos 5 km. al Sur Oriente de Romeral, Provincia de Curicó. Este embalse es considerado, como una posibilidad interesante en la regulación y uso integral de las aguas de la hoya del Mataquito, específicamente para las aguas del río Teno. Podría además servir como embalse de interconexión en el trasvase de aguas de hoyas vecinas.

1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO.

A partir de un primer estudio de evaluación general, efectuado por CICA en 1977, se determinó factible considerar esta zona como lugar de embalse. En relación a la geología de la parte donde se ubicaría la presa se reconoció la presencia de rocas volcánicas en las dos colinas que podrían servir de apoyos extremos al posible muro, o sea, en la denominada Loma de la Toma y Cerro San Pablo. En la angostura propiamente tal del estero Guaiquillo y en el resto de la zona de función se constató la presencia de sedimentos cuaternarios, principalmente de tipo lahar.

El estudio geológico-geotécnico tiene como principal objetivo estudiar y conocer la distribución y características geo-

técnicas de todas las unidades geológicas presentes en el área de embalse, en especial en la zona donde su ubicaría la presa.

2. GEOLOGIA.

Las rocas más antiguas de la zona estudiada corresponden a un conjunto estratificado de rocas volcánicas y sedimentaris, correlacionables con la Formación Abanico, de edad Cretácica Superior. Desde el punto de vista geotécnico corresponde a la roca basal del área del proyecto y su lugar de afloramiento típico corresponde al conjunto de colinas denominado la Loma de la Toma. Estas rocas fueron tectonizadas en forma relativamente intensa, presentando diferentes bloques separados por fallas, con sus estratos inclinados.

Sobre esta secuencia estratificada y en franca discordancia de erosión, está ubicada la brecha volcánica de aspecto masivo, caracterizada como lahar del Cerro San Pablo. Esta unidad de roca es mucho mas moderna, se le asigna una edad Cuaternaria probablemente Cuaternario Inferior. En todo caso su edad mínima es pre última glaciación. Estructuralmente no parece estar afectada por tectonismo de ninguna especie y seguramente estaría ocupando antiguas cuencas de erosión.

El resto de las unidades geológicas corresponde a sedimentos (suelos del punto de vista geotécnico) del cuaternario post última glaciación. El flujo de barro denominado "Depósitos Laháricos del Teno", es el que tiene mayor repartición areal en la zona donde se ubicaría el muro. Su base se desconoce, puede descansar, en parte directamente sobre las unidades de rocas más antiguas, y/o sobre sedimentos anteriores a su llegada. Este lahar, habría interrumpido la red natural de drenaje existente, por lo tanto, los esteros y ríos del área se vieron obligados a cambiar sus cursos erosionando parcialmente el lahar y depositando sus sedimentos en las cuencas cerradas por este flujo. Este proceso es el que dió origen a la morfología actual, formando las dos unidades geológicas más nuevas, casi contemporáneas, denominadas depósitos fluviales aterrazados y depósitos de sedimentos finos. Las zonas

que fueron erosionadas más profundamente constituyen las gargantas de los cauces actuales de los esteros. Este proceso erosivo es muy evidente sobre todo cerca de la zona de presa. Cabe destacar por último que cerca del lecho actual de estos esteros, se puede observar pequeños depósitos de sedimentos recientes, principalmente gruesos, que conforman la planicie de inundación del estero, ocupada por sus crecidas intermitentes.

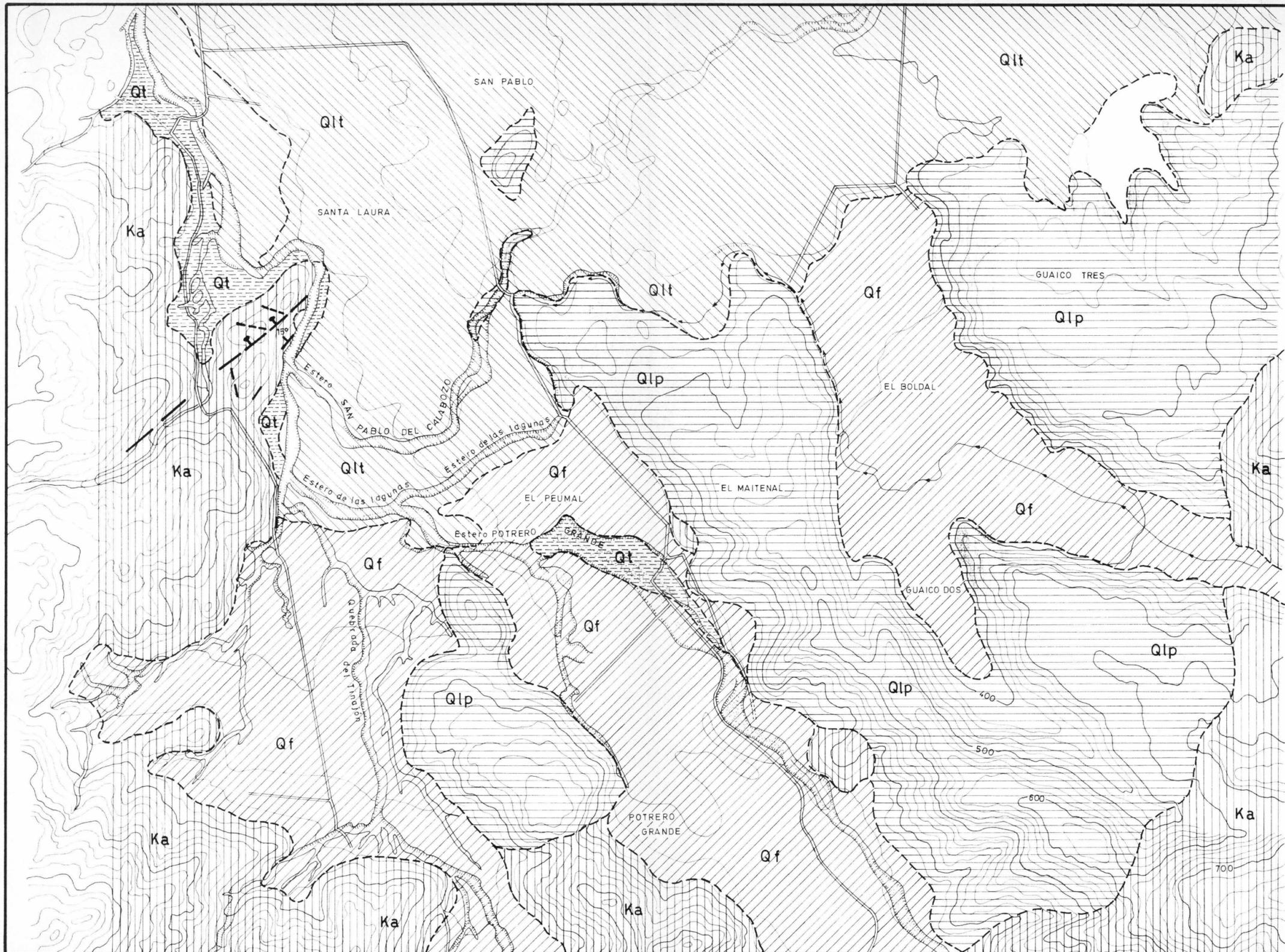
En Fig. A - 3.21 mapa geológico-geotécnico, se representó la distribución areal de todas estas unidades. En Fig. A - 3.22 perfil longitudinal, se interpretó la posición estratigráfica de las unidades presentes en la zona de presa, detallando además la disposición de estratos, fallas y tipos de roca que conforman la Loma de la Toma. Se indica además la posición de algunos sondajes para definir: tipos y características en profundidad de la roca basal, contacto entre roca basal y sedimentos cuaternarios, espesor de los depósitos laháricos del Teno y características de unidades subyacentes. Por último en la Fig. A - 3.23, corte geológico en la zona de angostura del estero Guaiquillo, se interpretó con mayor detalle la posición de las unidades geológicas en la angostura propiamente tal. Los dos sondajes indicados en esta última lámina, constituyen las primeras exploraciones de subsuperficie para definir la factibilidad real del embalse.

A continuación se describirá con mayor detalle las diversas unidades geológicas del área, representadas en las láminas mencionadas.

2.1 FORMACION ABANICO (Roca Basal).

Las rocas asimiladas a esta formación constituyen el basamento rocoso de la zona del embalse. Corresponden a rocas estratificadas, representadas por tobas brechosas de composición riolíticas, posibles ignimbritas, con intercalaciones de andesitas y rocas sedimentarias finamente estratificadas, del tipo areniscas finas y lutitas. Todo este conjunto de estratos está tectonizado. Presenta diferentes bloques estructurales separados por fallas normales y numerosas diaclasas; algunas de las cuales de gran corrida y con rellenos arcillosos. Dentro del área sus estratos se encuentran formando monoclinales en general de rumbo Nor-Noreste e inclinados entre 15 y 20 grados al Oeste-Noeste. El grado de

FIGURA A 3.21



SUELOS

Qt
 DEPOSITOS FLUVIALES ATERRAZADOS. INCLUYE FLUVIALES RECIENTES DE LA PLANICIE DE INUNDACION. ESTA UNIDAD ESTA FORMADA POR CAPAS O LENTES DE GRAVA CON BOLONES, ARENA O LIMO. LOCALMENTE PUEDEN ESTAR CUBRIENDO, O TENER INTERCALACIONES, DE DEPOSITOS LAHARICOS.
 LOS MATERIALES DE ESTA UNIDAD PUEDEN CONSTITUIR EMPRESTITOS PERMEABLES PARA LOS ESPALDONES DE LA PRESA. CORRESPONDEN PRINCIPALMENTE A UNA MEZCLA DE SUELOS GRANULARES (GW-GM, SW-SM), NO CEMENTADOS, FACILMENTE EXCAVABLES.

Qf
 DEPOSITOS DE SEDIMENTOS FINOS. PRINCIPALMENTE LIMOS A LIMOS ARCILLOSOS (ML-MH) COLOR CAFE INTERMEDIO. SE OBSERVARON ESPESORES DE HASTA 5m. SE ESTIMA QUE PUEDEN ESTAR CUBRIENDO SEDIMENTOS (SUELOS) MAS GRUESOS, COMO GRAVAS Y ARENAS. ESTA ADEMAS SOBREYACIENDO A LOS DEPOSITOS DE LAHAR CERCA DE SU CONTACTO. LOS MATERIALES DE ESTA UNIDAD SE ESTIMAN COMPRESIBLES; NO DEBERIAN SER USADOS EN EL TRANQUE.

Qlt
 DEPOSITOS LAHARICOS DEL TENO (FLUJO DE BARRO) CLASTOS Y BLOQUES ANGULOSOS INCLUIDOS EN UNA MATRIZ ARENO-LIMOSA CON ALGO DE ARCILLA (SM-SW) LOCALMENTE PUEDEN TENER BOLSONES DE ARENA Y/O GRAVA. SU PARTE SUPERIOR ES ONDULADA, PARCIALMENTE EMPAREJADA POR PEQUEÑOS ESPESORES DE DEPOSITOS FLUVIALES RECIENTES.
 EN GENERAL ESTA BASTANTE COMPACTA, PARCIALMENTE CEMENTADA, PERO EXCAVABLE POR MEDIOS MECANICOS. SE ESTIMA DE BAJA A MUY BAJA PERMEABILIDAD.

ROCAS

Qlp
 LAHAR DEL CERRO SAN PABLO. BRECHA VOLCANICA DE ASPECTO MODERNO (CUATERNARIO INFERIOR O TERCARIO SUPERIOR). ES UNA ROCA MASIVA, SIN TECTONISMO EVIDENTE, FUERTEMENTE CEMENTADA, MUY DURA E IMPERMEABLE.

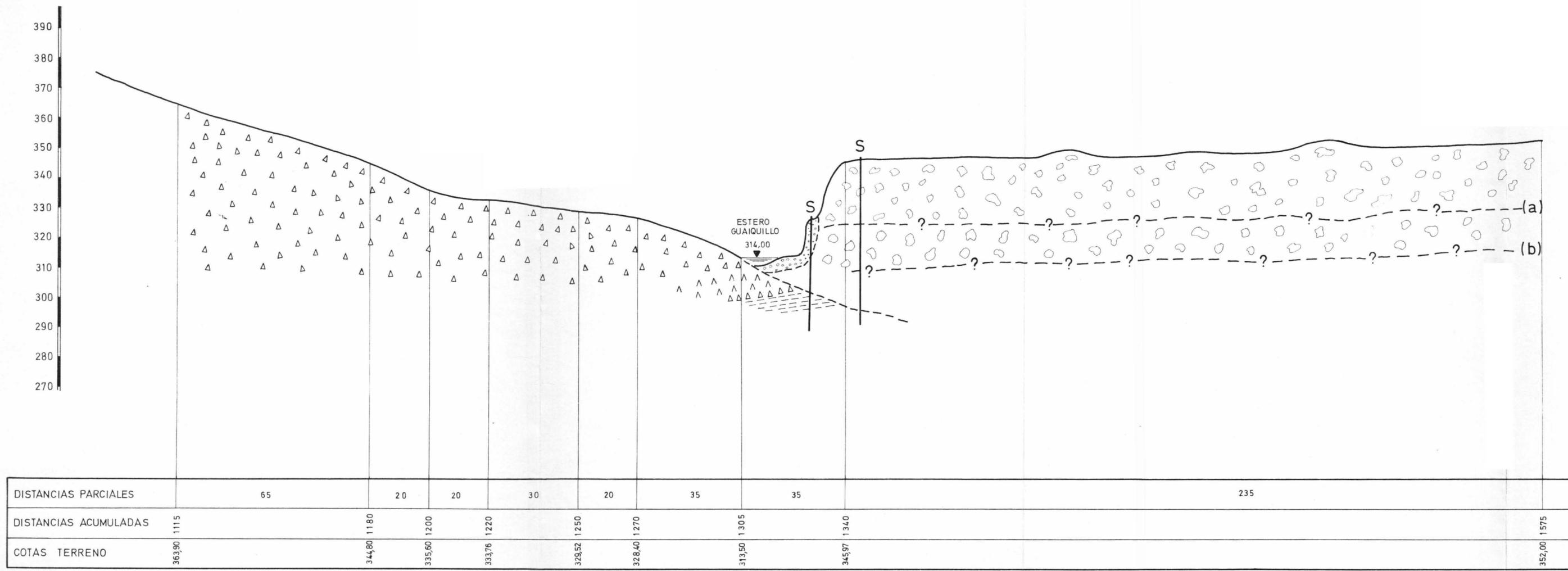
Ka
 FORMACION ABANICO (ROCA BASAL) ROCAS ESTRATIFICADAS PRINCIPALMENTE DE TIPO VOLCANICO (BRECHAS Y TOBAS IGNIMBRITICAS) CON INTERCALACIONES DE ARENISCAS FINAMENTE ESTRATIFICADAS. SON ROCAS FUERTEMENTE TECTONIZADAS Y ALTERADAS.

SIMBOLOGIA

- - - CONTACTO ENTRE UNIDADES GEOLOGICAS. EN TRAZOS DONDE ES GRADUAL Y/O APROXIMADO.
- - - FALLA MAS IMPORTANTE SE INDICA LADO HUNDIDO.
- - - FALLAS DE SEGUNDO Y TERCER ORDEN DE IMPORTANCIA.
- 15° RUMBO Y MANTEO (INCLINACION) DE ESTRATOS

NOTA: ZONAS SOMBRADAS CORRESPONDEN A LOS LUGARES REVISADOS EN TERRENO. EL RESTO, ENMARCADO DENTRO DE LOS CONTACTOS DE CADA UNIDAD, ES EXTRAPOLACION EN BASE A ASPECTOS GEOMORFOLOGICOS, FOTOS AEREAS, Y OBSERVACION CON PRISMATICOS.

HTS	CICA	B & P	EMBALSE SAN PABLO MAPA GEOLOGICO GEOTECNICO	REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD
Proyecto :	Plano N°			
Jefe Unidad : C. Maturana B.	Escala :			
Jefe Estudio : J. Zegers A. RG	Fecha : Marzo 1978			
Dibujo : A. Valle C.	vºBº			
Inspector C.N.R.	Observ.			



EXPLICACION

-  DEPOSITOS FLUVIALES ATERRAZADOS. ZONA INFERIOR CORRESPONDE A LA PLANICIE DE INUNDACION DEL RIO (PRINCIPALMENTE RIPIO-BOLONES)
ZONA SUPERIOR CORRESPONDE A TERRAZA EXISTENTE LIGERAMENTE AGUAS ARRIBA (PRINCIPALMENTE RIPIO-BOLONES)
 -  DEPOSITOS LAHARICOS DEL TENO. ESPESOR PROBABLE SOBRE 30 m, MINIMO ESTIMADO 20 m.
EN BASE A OBSERVACIONES DE SUPERFICIE FUE IMPOSIBLE DETERMINAR SU ESPESOR REAL Y LOS TIPOS DE SEDIMENTOS CUATERNARIOS QUE CUBRE.
 -  FORMACION ABANICO (ROCA BASAL)
 - a) TOBA BRECHOSA RIOLITICA, ASPECTO IGNI-MBRITICO, COLOR GRIS BLANQUECINO ALGO ROSADO. MATRIZ CINERITICA, ROCA ALGO ALTERADA Y MUY FRACTURADA, DE BAJA RESISTENCIA Y BAJO PESO ESPECIFICO.
 - b) PROBABLES ARENISCAS CON INTERCALACIONES DE LUTITAS FINAMENTE ESTRATIFICADAS. ROCAS DE TEXTURA MUY FINA, COLOR GRIS CLARO, ALGO AMARILLENTO. BAJO PESO ESPECIFICO Y BAJA RESISTENCIA, FRACTURADA POSIBLEMENTE PERMEABLE.
- NOTA: ENTRE a) Y b) SE SUPONE EXISTE UN PAQUETE DE ANDESITAS Y DE TOBAS DE MENOR POTENCIA.

SIMBOLOGIA

- S SONDAJES PROPUESTOS PARA DEFINIR ESPESOR DEL LAHAR Y CONTACTO DE ROCA.
- (a)-?-?- CONTACTO INFERIOR ESPESOR MINIMO DEL LAHAR.
- (b)-?-?- CONTACTO INFERIOR ESPESOR PROBABLE DEL LAHAR.

FIGURA A 3.23

HTS	CICA	B&P	EMBALSE SAN PABLO ANGOSTURA GUAQUIILLO PERFIL GEOLOGICO	REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DE LA CUENCA DEL RIO MATAQUITO VI-VII REGION NIVEL PREFACTIBILIDAD
Proyecto :	Plano N°			
Jefe Unidad : C. Maturana	Escala : 1:1000			
Jefe Estudio : J. Zegers A. R.G.	Fecha : Marzo 1978			
Dibujo : A. Valle C.				
Inspector C. N. R.		V° B°	Observ.	

alteración de la roca es generalmente alto. En el resto del paquete la alteración es moderada. En las tobas brechosas y andositas se nota más el efecto de la alteración que en las areniscas y lutitas.

Las características lito-estratigráficas es estructurales de estas rocas son muy similares a las de una potente serie continental, volcánico-sedimentaria, de gran desarrollo en toda la parte occidental de la Cordillera de Los Andes. Esta serie, de edad Creática Superior, se conoce con diferentes nombres según sea el autor y región donde ha sido estudiada. En la región vecina a nuestra área, ha sido definida como Formación Coya-Machalí (por C. Klohn, 1960) y Formación Abanico (por Gonzáles y Vergara, 1962). Como para los fines de este estudio no se necesita una mayor discusión al respecto. se adoptó el nombre de Formación Abanico.

Dentro del área estudiada el afloramiento más típico de esta serie de rocas se puede observar en la zona de la Loma de La Toma y Loma de los Quillayes. Sin embargo, existen rocas de esta unidad geológica en todos los cordones que forman el borde occidental del área de embalse y presumiblemente en los del lado Sur-Occidental y Sur, debajo de la unidad volcánica denominada Lahar del Cerro San Pablo. (Ver Fig. A - 3.2.1)

Las características geológicas de la Loma de la Toma se estudiaron con mayor detalle debido a su importancia para este anteproyecto. Esta Loma, además de ser uno de los apoyos de la presa, tendría que alojar algunas obras anexas como túnel de desviación y vertedero.

La puntilla rocosa de la zona de la Toma está formada por varios estratos de rocas volcánicas, principalmente tobas brechosas riolíticas, con intercalaciones de areniscas finas y lutitas. Las tobas son en general de color gris blanquecino, algo rosado; cuando están más alteradas son de aspecto amarillento. En partes se les puede observar una leve textura fluidal que les da el aspecto de una ignimbrita. Presenta ojos de cuarzo, clastos mejores

de otras rocas y de piedras pomez, estas últimas algo más alteradas de color rojizo (limonitizadas). Su matriz, de aspecto cinerítico, es en general de color blanquecino. En general son rocas medianamente alteradas, blandas o de mediana dureza, bastante fracturadas por diversos juegos de disclasas y fallas menores. Sobre estas rocas descansaría en forma directa el apoyo izquierdo de la presa.

Las areniscas y lutitas forman un paquete que aflora principalmente en el lado Sur de la Loma de la Toma, tanto en el portezuelo donde está el camino como a la orilla del río, aguas arriba de la angostura. Este paquete presenta también algunas intercalaciones de tobas finas.

Son rocas en general de color gris medio y gris amarillento, en parte tienen color claro aparentemente debido a limonita. Tienen textura muy fija y se encuentran en capas cuyo espesor varía de pocos centímetros hasta un par de metros.

El rumbo general de estos estratos es 40° - 50° al Este, inclinadas unos 15° - 20° al Nor-Oeste. Se estima que esta es la disposición general de todos los estratos que forman la loma de la Toma, aunque con pequeñas variaciones locales debido a dislocaciones por fallas que separan varios pequeños bloques estructurales.

Se estima que parte de los portezuelos que se observan en esta Loma, están controlados por fallas. Mas aún, es probable que toda la Loma de la Toma represente un bloque estructural separado, por falla, de la Loma Los Quillayes y/o del resto de los cordones de rocas pertenecientes a esta Formación.

Esta posibilidad se basa tanto en el aspecto morfológico de esta loma como en la disposición de sus estratos. Por un lado, considerando su aspecto morfológico, parece corresponder a una puntilla que sobresale del resto de los cordones rocosos. Por otro, el rumbo y manteo de sus estratos es localmente diferentes a los del resto del área estudiada y en especial, muy distinto al manteo más o menos general, sobre todo el Este.

Obviamente que este cambio de manto general de los estratos significa una dislocación tectónica importante que afecta a estas rocas, ya sea dentro del área estudiada o en zonas vecinas. Sin embargo, es posible aunque esté dentro del área estudiada y afecte a la Loma de la Toma que corresponda a una dislocación tectónica actualmente inactiva y sin importancia, para los fines de este trabajo.

En las Figuras A-3.21 y A-3.22 se optó por no indicar esta posibilidad debido a que por lo observado en el portezuelo donde está el camino, no se pudo comprobar esta situación.

En dicho portezuelo aflora un paquete de areniscas finas que está subyacente a una capa de toba, algo brechosa, bastante alterada, de color pardo amarillento y parcialmente erosionada. Estas areniscas continúan en forma normal en la dirección Noreste. Sin embargo hacia el Sur-Oeste, si bien también parecen continuar en forma normal debajo de la toba, tal como se indicó en el perfil Fig. A-3.22, esta continuidad no está totalmente comprobada. Podría existir la posibilidad que los estratos de areniscas estén interrumpidos por una falla y que por falta de mayor detalle no se ha podido reconocer. Debido a que este portezuelo podría ser la zona donde se harían las obras del vertedero se estima conveniente aclarar esta situación en una etapa más avanzada del proyecto. Con un estudio más detallado de la distribución de afloramientos y posiblemente, complementado con un sondaje vertical en el lado Sur-Oeste del portezuelo, podría ser suficiente para determinar si existe o no existe falla en este portezuelo. Con esto se comprobaría la situación estructural de la Loma de la Toma y se tendrían antecedentes útiles para el proyecto principalmente relacionados con la mejor evaluación de posibles filtraciones y sus tratamientos.

2.2. LAHAR DEL CERRO SAN PABLO.

Se ha denominado Lahar del Cerro San Pablo a la brecha volcánica gruesa que conforma el cerro del mismo nombre y prácticamente todas las lomas del lado Sur y Sur-Oriental del área estudiada.

Esta unidad parece ser de gran potencia, y tiene características geológicas -geotécnicas muy diferentes al resto de las rocas del lugar de presa. Corresponde esencialmente a un solo depósito, de aspecto lahárico, formado por una mezcla de clastos y bloques de rocas incluídas en una matriz tobácea fuertemente cementada. Hay clastos y bloques de todos tamaños, hasta 3 y 4 m de aristas, generalmente angulosos y todos de rocas volcánicas del tipo andesita basáltica o basaltos. Este tipo de rocas son características del volcanismo cuaternario de la zona. En general son de color gris oscuro y rojizas, tienen textura porfírica, con fenno-cristales de plagioclasas y ferromagnesianas sin mayor alternación. Todavía se observan poros sin ningún tipo de relleno secundario. Su matriz tobácea cinerítica es de color variable, gris claro, parte grisácea, etc. y contiene un material que cementa en forma muy eficaz todos estos bloques de roca y la matriz.

En su conjunto, esta unidad tiene características de una roca clástica gruesa, masiva, prácticamente sin ningún tipo de fracturamiento, muy dura e impermeable.

En base a las características litológicas y estructurales que presenta esta unidad, y que, al menos dentro del área de estudio, carece de dislocaciones tectónicas, se le asigna una edad Cuaternaria. Dentro del área estudiada se superpone en forma discordante al conjunto estratificado de la formación Abanico. Se estima relacionada con los últimos episodios del volcanismo Plío-pleistoceno, caracterizados por la formación Cola de Zorro. Los materiales volcánicos de esta formación están presentes inmediatamente al Sur-Este del área, formando las cumbres de la cabecera de la quebrada Potrero Grande. Sin embargo, debido a que esta unidad ni siquiera parece estar afectada por el leve tectonismo de bloque que afecta a las rocas de la formación Cola de Zorro, podría ser inclusive, aún más reciente. En todo caso debido a aspectos morfológicos, se estima que tendría una edad mínima pre última glaciación.

2.3. DEPOSITOS LAHARICOS DEL TENO

2.3.1. Generalidades.

Esta unidad forma parte de un gran flujo de barro

volcánica (lahar) originado por erupciones en el centro volcánico Planchón-Peteroa. Estas erupciones habrían sido acompañadas por derretimientos rápidos de hielo y nieve, produciendo una gran avalancha o avenida de barro y agua, inicialmente caliente, que habría bajado por el curso del río Claro y después por el Valle del Teno, hasta depositarse en forma de un gran abanico sobre los sedimentos fluvio-glaciales del Valle Central, al Norte de Curicó, unos 70 a 100 km. aguas abajo del centro eruptivo. Este abanico desde el punto de vista geográfico se conoce como la zona de "los Cerrillos de Teno". Su ancho, en la zona donde es cruzado por la carretera Longitudinal Sur, es del orden de 15 km. y sobresale unos 25 a 30 metros sobre el paisaje plano del Valle Central. Dicha altura podría representar su espesor mínimo en esa zona; se estima que su espesor máximo podría alcanzar unos 50 - 70 m.

Se estima que la edad de este Lahar es cuaternaria, post-última glaciación.

2.3.2 En la zona estudiada.

En la zona estudiada los depósitos laháricos del Teno conforman prácticamente toda la planicie que está al Norte del estero Las Lagunas (Ver Fig. A - 3.21)

Estos depósitos están constituidos por una mezcla de clastos, bolones y bloques de rocas, principalmente de lavas andesítico-basálticas, incluidas en una matriz areno limosa con algo de arcilla de color pardo grisácea. Los clastos menores de roca son en general angulosos a sub-angulosos. Los bloques casi siempre angulosos, pueden tener hasta 1 y 2 m de arista. En su conjunto se asemejan a un suelo compacto, con zonas parcialmente cementadas, pero siempre posible de excavar con medios mecánicos. Se considera un depósito de baja a muy baja permeabilidad, aunque localmente podría incluir pequeñas zonas o lentes algo más permeables pero aisladas entre sí.

La presa para este embalse tendría que fundarse directamente sobre estos dep ositos (Ver Fig. A-3.22 y A-3.23) por consiguiente es una unidad que tiene un rol muy importante en la factibilidad de la obra. En base a la geología de superficie se pudo reconocer su distribución arial y composición. Se quiere destacar que se trató de definir su posible espesor y el tipo de sedimentos que sobreyace, pero fue imposible.

A pesar del tiempo dedicado a este respecto no fué posible obtener datos confiables. Sólo se observó una situación bastante local, que pudiera interpretarse como indicación del tipo de materiales subyacente a este lahar. En la quebrada que corta los dep ositos fluviales aterrazados del lado izquierdo del estero Guaiquillo, aguas abajo de la angostura y aguas arriba del puente cuyo camino conduce a la Loma de la Toma (Ver Fig. A - 3.21), se pudo observar que debajo de una leve cubierta de ripio mas bien suelto, correspondiente a la unidad de fluviales aterrazados, existe un estrato endurecido, de aspecto lahárico, que a su vez est  cubriendo fluviales gruesos formado por diferentes lentes de grava y arena, bastante compactas, pero posiblemente permeables.

El aspecto de la capa endurecida, aunque lah rica es diferente al del lahar de Teno y al resto de las unidades observadas en el  rea. Por consiguiente, podría, en forma tentativa, interpretarse todo este paquete, incluyendo el estrato endurecido, como materiales fluviales y/o fluvioglaciales con intercalaciones lah ricas, anteriores al depósito lahárico del Teno. Esta interpretación podría estar avalada por otros afloramientos de esta área, observados en los cortes profundos de la otra quebrada, ubicada ligeramente al Sur de ésta. En esta segunda quebrada también se observa que debajo de unos 2 a 3 m. de fluviales aterrazados, existe un paquete sedimentario mucho más compacto y endurecido que el normal del resto de los dep ositos aterrazados. Este nuevo paquete está formado por areniscas gruesas, y lentes de limo arcilloso bastante compacto. Est  tan endurecido que el agua ha formado pequeñas cascadas y marmitas. Estos afloramientos bien podrían corresponder a dep ositos fluviales antiguos representativos de lo que pueda existir debajo de los dep ositos laháricos del Teno. Sin embargo se estima que debido a la importancia que pudiera tener para el proyecto, tanto el espesor del lahar del Teno, como los tipos y características de los materiales subyacentes, es importante despejar estas incógnitas

mediante métodos mas directos, o sea prospecciones de subsuperficie. Estas propecciones se podrían hacer en una etapa más avanzada del proyecto. En perfiles de Figuras A-3.22 y A-3.23 se indicaron algunos lugares de sondajes para cumplir con este objetivo.

Cabe destacar por último, que la expresión morfológica de la planicie que forman los depósitos laháricos del Teno indica claramente la dirección del flujo y el control sobre la geología local que éste ejerció desde su llegada. No cabe duda que este flujo habría entrado a nuestra área por el Nor-Oriente, en dirección Sur-Poniente, interrumpiendo en ese momento el drenaje de los valles el Tinajón, Potrero Grande y Pataguilla. Se estima que el contacto en subsuperficie de este lahar, penetra dentro de estos valles bastante más de lo que se observa actualmente en superficie.

Posterior a su depositación, estos esteros buscaron su salida, bordeando el depósito lahárico por su lado Sur y Sur-Poniente, excavando de esa manera la red actual de drenaje. Además cursos superficiales de agua sobre el depósito, ayudaron a emparejar la superficie, depositando pequeños espesores de sedimentos fluviales. De esta forma sólo quedaron emergiendo sobre la superficie general del depósito pequeñas colinas, irregularmente distribuídas, caracterizadas por los llamados "Cerrillos de Teno". Estos cerrillos representan zonas con mayor proporción de clastos y bloques de roca que posiblemente durante la consolidación del depósito se asentaron en menor proporción, y posteriormente, la acción de los cursos superficiales de aguas acentuaron su morfología.

2.4. DEPOSITOS DE SEDIMENTOS FINOS.

Dentro de las quebradas Pataguillas, Potrero Grande y Tinajones, aguas arriba de los depósitos laháricos del Teno, se desarrollan sendas planicies, topográficamente muy planas y a una cota ligeramente inferior a la zona ocupada por el depósito lahárico. La parte superior de estas planicies está formada por los sedimentos finos que constituyen esta unidad geológica. (Ver Fig. A-3.21).

En base a lo observado en algunos cortes del camino y en escarpes producidos por la erosión de los esteros se estima que esta unidad geológica estaría constituída esencialmente por

un manto de limo o limo arcilloso (ML-MH) de color café intermedio. Aparentemente serían materiales bastante comprensibles, de mediana a baja permeabilidad, muy homogéneos y carente de estratificación. Es posible que constituyan un manto de espesor variable, pero posiblemente mayor a los 10 m. que cubre a sedimentos fluviales más gruesos, del tipo grava y arena, semejante a los depósitos fluviales aterrazados que se describirán más adelante.

Si consideramos que la llegada del flujo lahárico del Teno habrían cortado temporalmente el drenaje natural de estos valles, podemos inferir que gran parte de los depósitos fluviales de esta zona estarían cubriendo al lahar. Esta situación es, sin lugar a duda bastante más posible cerca de su zona de contacto y en particular, totalmente cierta en lo referente al manto de limo, el que en estricto rigor representa la unidad geológica que se cartografió en esta zona.

Cabe destacarse además la posibilidad de que el manto de limo corresponda a un depósito eólico (loess) que en un cierto momento haya cubierto a todas las unidades del área y que por razones topográficas, se haya preservado en esta área en forma mas destacada. Al respecto se puede agregar que, tanto en la parte superior de los depósitos laháricos del Teno, como sobre los depósitos fluviales aterrazados, existe normalmente una capa con un gran contenido de limo semejante al descrito

2.5. DEPOSITOS FLUVIALES ATERRAZADOS.

Estos depósitos están constituídos esencialmente por terrazas de fluviales gruesos (gravas GW-GM y algunas capas de limos) circunscritas a los cursos actuales de los esteros. Por razones de escala del levantamiento geológico no se indicó en las minas las terrazas más pequeñas. Además se englobó dentro de esta unidad, los fluviales recientes de la planicie de inundación de los esteros. En esencia, dentro del área de estudio, se pudo diferenciar dos zonas, con este tipo de depósitos. Una zona en el río Guaiquillo, principalmente aguas abajo de la angostura y la otra en el estero Potrero Grande. En esta segunda zona, gran parte

de la unidad estaría presentada por fluviales de la planicie de inundación del estero (Ver Fig. A - 3.21)

Se considera que todos estos materiales son fácilmente excavables y pueden constituir áreas de empréstitos permeables para los espaldones de la presa. Dentro de los depósitos de la planicie de inundación del río Guaiquillo se observó gran cantidad de grava con abundantes bolones de hasta 30 - 50 cm.

3.0 GEOTECNICA

Como se dijo anteriormente, el aspecto fundamental de este reconocimiento que conocer las características geológicas-geotécnicas de esta área en relación a la construcción de un embalse mediante una presa de tierra, ubicada entre la Loma de la Toma y el Cerro San Pablo. A continuación se analizarán los aspectos geotécnicos más importantes relacionados con este proyecto.

3.1 CONDICIONES GEOTECNICAS DEL LUGAR DE PRESA

En el corte geológico de Fig. A - 3.22 se representó la posición de las diferentes unidades, en Fig. A - 3.22 se representó la posición de las diferentes unidades, en Fig. A - 3.23 se detalló la zona de la angostura formada por el estero Guaiquillo. Para mayor claridad se analizará en forma independiente las características de los apoyos y de la zona de fundación de esta presa.

3.1.1 Apoyos de la presa.

El empotramiento derecho de la presa sería el Cerro San Pablo. Este cerro está formado por un depósito de lahar, relativamente moderno (Cuaternario) pero muy consolidado y cementado. Presenta las características de una roca dura (mas que el concreto) sin alteración, masiva e impermeable. En general no se observaron fracturas de ninguna especie por las cuales pudiera filtrarse el agua. Se estima que constituiría un excelente apoyo de presa.

El empotramiento izquierdo sería la Loma de la Toma. Este empotramiento está formado por rocas volcánicas más antiguas, bastante alteradas y fracturadas. Corresponden a rocas estatificadas de la unidad geológica denominada Formación Abanico. El estrato o capa sobre el cual se apoyaría directamente la presa sería una toba brechosa riolítica medianamente alterada, de baja resistencia (menor que 500 Kg/cm^2) y bajo peso específico ($2,5 \text{ Ton/m}^3$). En todo caso se estima también apta como apoyo para esta presa. Es probable que debajo de esta toba brechosa existan otros tipos de rocas más débiles y permeables (Ver Fig. A-3.23), pero en ningún caso afectaría la posibilidad de que esta loma constituya un buen apoyo para este tipo de presa. Se estima que si el grado y tipo de fracturamiento de esta roca permite algunas filtraciones sería económica y técnicamente fácil de solucionar.

3.1.2. Zona de fundación de la presa.

En la zona de fundación de la presa se debe separar dos áreas: fundación en la zona de angostura propiamente tal y fundación entre esta zona y el empotramiento derecho.

En la zona de angostura propiamente tal hay sedimentos fluviales en el lecho del río y levemente aguas arriba del eje una pequeña terraza también fluvial. Esta terraza está adosada a los depósitos laháricos del río Teno, y no permite ver los materiales que podrían estar debajo y/o detrás de ella. Se estima que para fundar la presa habría que remover estos depósitos, probablemente de espesor menor a 10 m. Además, impermeabilizar los sedimentos cuaternarios infrayacentes que puedan existir entre el contacto inferior de los depósitos laháricos del Teno y la roca del apoyo izquierdo. El espesor y características de estos depósitos se desconocen: se deberán estudiar mediante sondajes. En todo caso la zona a impermeabilizar no sería mayor de unos 20 m. Sólo restaría la duda de cuánto habría que impermeabilizar no sería mayor de unos 20 m. Sólo restaría la duda de cuánto habría que impermeabilizar lateralmente, si el espesor de los depósitos laháricos del Teno tuviera el espesor mínimo estimado.

La zona de fundación, entre la angostura propiamente tal y el apoyo derecho, descansaría directamente sobre los depósitos laháricos del Teno. Se estima que estos depósitos tienen baja a muy baja permeabilidad por consiguiente para los fines

prácticos se pueden considerar impermeables y aptos como suelos de fundación para un tranque de tierra. La fundación sobre estos materiales sólo exigiría un buen endentado del núcleo impermeable de la presa dentro de los depósitos laháricos. Este endentado no significaría ningún problema y sus dimensiones deberán ser determinadas según sea la permeabilidad real y las características mecánicas de estos depósitos. Estas características se determinarán en una etapa mas avanzada del proyecto.

Uno de los aspecto que no se pudo determinar en este reconocimiento, es el espesor de los depósitos laháricos presentes en el lugar de presa, y el tipo de sedimentos que cubre. Es probable que debido a la supuesta extensión del lahar del Teno por debajo de la unidad de sedimentos finos, en las zonas aguas arriba del muro, no se produzcan filtraciones importantes a través de los sedimentos infrayacentes aunque el espesor del lahar sea el mínimo estimado (Ver Fig. A-3.23). Sin embargo, con anterioridad al proyecto, se deberá conocer este tipo de depósitos y determinar con certeza esta premisa. Con los antecedentes reales será posible tomar las medidas pertinentes en el caso que existieran vías preferenciales de filtración. Los estudios para este objeto se deberán complementar con sondajes y perfiles geofísicos.

3.2. MATERIALES DE CONSTRUCCION DE LA PRESA.

Se estima que para la construcción de la presa se puede contar con gran cantidad de zonas de empréstito en las vecindades de la obra.

Los depósitos fluviales aterrizados, especialmente los de la zona del estero Potrero Grande y los que están cerca del puente sobre el río Guaiquillo, constituyen excelentes posibilidades de empréstitos permeables para los espaldones de la presa.

Para la zona del núcleo impermeable, o en el caso que se proyecte una presa homogénea, se podrían usar como empréstito los depósitos laháricos del Teno. Para este objeto se deberá estudiar con mayor detalle las áreas de estos depósitos que sean mas apropiados según sean las exigencias requeridas. Es posible

que durante la explotación de estos empréstitos haya que separar bloques de rocas que por su tamaño no deban formar parte del núcleo de presa o de un relleno compactado homogéneo. Este conjunto de roca podría equivaler a un porcentaje importante o inclusive a la totalidad de los materiales que se requiera para los enrocados de protección. Se estima que las características físicas de estas rocas (principalmente lavas andosítico-basálticas moderna y sin alteración) serían las más adecuadas y de fácil extracción en las vecindades de la obra para ser usadas en los enrocados.

3.3. OBRAS ANEXAS A LA PRESA.

Como obra anexa a la presa se considerará el túnel de desviación y el vertedero.

3.3.1. Túnel de desviación.

En relación al túnel de desviación se puede decir, que el lugar más apropiado es por el lado izquierdo de la presa, atravesando la Loma de la Toma. Aquí el túnel cortarían rocas de la Formación Abanico y estaría excavado principalmente en el estrato de brechas riolíticas de regular a buen autosoporte. Según sea el trazado del túnel podría encontrarse capas de areniscas y lutitas de calidad geotécnica levemente inferior en cuanto a autosoporte. En todo caso las características reales de la excavación van a depender en gran forma de la sección requerida, de su forma y de como este túnel corte a las discontinuidades físicas de la roca, sean estas: fallas, diaclasas y/o planos de estratificación. Cuando se proyecte esta obra se deberán considerar estos factores para que la excavación presente menos problemas y requiera la menor cantidad posible de sostenimiento durante su construcción. Se quiere destacar además que en la zona de salida de esta obra (aguas abajo de la presa) existe una terraza de depósitos fluviales. Esta zona, puede significar un tramo bastante largo de la obra. Por las características en superficie de estos materiales no cabe duda que será mas conveniente hacer este tramo de la desviación con una excavación abierta. La excavación subterránea en estos materiales implicaría usar sistema de "marchi avanti" que es demoroso y costoso. En todo caso, dependiendo de las características reales de los materiales, determinadas una vez que se hagan

las prospecciones del caso, se podría estudiar las dos alternativas.

3.3.2 Vertedero.

Aparentemente la mejor zona para el vertedero podría ser el portezuelo de la Loma de la Toma donde está el camino. Las condiciones geológicas de este portezuelo aconsejan hacer mayores investigaciones. Estas investigaciones estarían principalmente dirigidas a estudiar la posibilidad de una falla en este lugar y a reconocer, en forma más detallada, las características físicas de las rocas que lo conforman. Esos antecedentes permitirán proyectar las obras de compuerta y del rápido acomodándose a la calidad de la roca. Con los antecedentes disponibles se estima posible usar este portezuelo como lugar del vertedero. Las rocas, sin ser de excelente calidad geotécnicas, permiten fundar las obras en forma relativamente simple. Además, la existencia de una quebrada aguas abajo, permitirá, previo ensanches y protecciones en algunos lugares para prevenir erosión retrógrada, restituir las aguas al cauce normal del estero Guaiquillo.

3.4 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL AREA DE EMBALSE

Dentro de la zona de embalse no se observó ningún tipo de estructuras o morfología que pudiera significar problemas para este proyecto. Los taludes de los cordones rocosos tienen pendientes relativamente bajas y se ven estables. Es posible que, según sea la altura de la presa, se deba hacer una obra anexa o tratamiento de impermeabilización, en el portezuelo de la Loma de la Toma que está entre la zona del vertedero y la angostura del estero Guaiquillo. Además, dependiendo de este mismo factor, podría ser necesario impermeabilizar en un cierto tramo la zona ubicada al Este del cerro San Pablo. Es conveniente recordar que en la superficie de los depósitos laháricos del Teno existen pequeños espesores (5 - 10 m) de sedimentos fluviales modernos. Estos sedimentos pueden ser permeables y cuando el nivel del lago es muy alto podrían permitir filtraciones y/o saturar los campos agrícolas vecinos. En la zona de fundación de la presa esta situación se soluciona con el endentado del núcleo impermeable y correspondiente dren de aguas abajo. Por último hay que recordar que la estanquedad del embalse si bien se estima buena, dependerá en gran medida de los resultados

que se obtenga con el programa de prospecciones que deberá hacerse en la zona de la presa.

Se desconoce la relación de sedimentación dentro del embalse debido al arrastre sólido de los esteros, Se estima conveniente incluir dentro del programa de futuros estudios, una investigación al respecto.

4. - PROSPECCIONES MAS INMEDIATAS . -

Se estima que las prospecciones más inmediatas que deberán hacerse son los sondajes indicados en Fig. A-3.22 y A-3.23 . Es conveniente comenzar por los dos sondajes indicados en Fig. A-3.23 . Con estos sondajes se puede aclarar en forma bastante segura las condiciones geotécnicas en la zona de angostura. Como complemento indispensable a todos estos sondajes se deberán hacer tres líneas sísmicas y de resistividad eléctrica. La ubicación de estas líneas sería la siguiente :

- 1era. Línea, a lo largo y en toda su extensión del perfil de Fig. A-3.22
- 2da. Línea, de aproximadamente 4 Km. de largo, que comience 0.5 Km. aguas abajo del eje de presa y pasa prácticamente perpendicular a la primera, en dirección y al medio del valle del Estero Potrero Grande.
- 3era. Línea, de aproximadamente 3 Km. de largo, partiendo de la intersección de las dos primeras, en dirección y al medio del valle del Tinajón.

Estos estudios permitirán establecer las correlaciones de las diferentes unidades geológicas con los sondajes y extrapolarlas hacia las cabeceras del embalse. Permitiría además, conocer las relaciones de contacto entre las rocas de la Formación Abanico (roca basal) y el lahar del cerro San Pablo. Esto podría ser especialmente importante debajo del sitio de presa.

Según los resultados que se obtengan podría verse la conveniencia de complementarlas con algunas líneas transversales y/o con algunos sondajes en la zona de embalse.

Por último se deberá considerar un programa de estudios de mecánica de suelos para seleccionar las áreas de empréstitos. Además el estudio de arrastre sólido de los esteros para determinar la relación de sedimentación en el embalse.

5.- CONCLUSIONES.

1.- El reconocimiento geológico realizado permitió conocer la distribución en superficie y las características geotécnicas de los diferentes tipos de roca y suelo presentes en el área del proyecto.

2.- El programa de prospecciones recomendado permitirá conocer la distribución en subsuperficie y las características de estas mismas unidades, con lo cual se determinará en forma real si son o no verídicas las conclusiones estimativas de este reconocimiento.

3.- Se estima factible desde el punto de vista geológico considerar la construcción de una presa de tierra en la zona elegida.

4.- La extensión y el tipo de tratamiento que deberá hacerse en la zona de fundación de la presa para impedir filtraciones importantes y/o peligrosas para esta obra, deberá determinarse una vez conocidos los resultados de las prospecciones. Sin embargo, se estima que estos tratamientos de impermeabilización, podrían estar restringidos a la zona de angostura y - dependiendo de la altura de presa en algún otro lugar, como por ejemplo: portezuelos en la Loma de la Toma y depósitos fluviales sobre el lahar del Teno.

5.- Se estima que los depósitos laháricos del Teno son suficientemente impermeables y que, por su posible extensión por debajo de los depósitos de sedimentos finos, hacia la cola del embalse, impedirían grandes filtraciones por los sedimentos subyacentes.

6.- En la vecindad de la obra existe suficiente cantidad de materiales para la construcción de la presa. Los depó-

sitos fluviales aterrizados son buenas áreas para los empréstitos permeables. Los impermeables y parte de las rocas para los enrocados de protección se pueden obtener de los depósitos laháricos del Teno.

A N E X O J - 9.1

**LISTA DE REFERENCIA DE
COSTOS UNITARIOS**

A N E X O J. 9. 1LISTA DE REFERENCIA DE COSTOS UNITARIOS.

	Unidad	Costo Unitario US\$
1. - <u>PARA EMBALSES</u>		
1. 1 Excavaciones exteriores		
Material blando	m3	1, 70
Roca no masiva	m3	12, 00
Roca Mov. masivo	m3	8, 00
1. 2 Rellenos presas		
Material permeable (explotación empréstito sin explosivos)	m3	4, 00
Material permeable (explotación empréstito con explosivos)	m3	5, 00
Material impermeable (empréstito explotado sin explosivos)	m3	6, 00
Material impermeable (empréstito explotado con explosivos)	m3	7, 00
Material de filtros	m3	8, 00 a 10, 00
Enrocado	m3	10, 00 a 15, 00
1. 3 Hormigones (Incluye Moldajes):		
Masivos	m3	75, 00
Estructuras	m3	90, 00
1. 4 Enfieradura para hormigón	Kg	1, 00
1. 5 Pared moldeada para impermeabilización de la fundación	m2	200, 00

	Unidad	Costo Unitario US\$
<u>2. - PARÁ CANALES</u>		
2.1 Excavaciones en blando (sin transporte)		
Para la mesa	m3	1,00
Para la cuneta	m3	1,50
2.2 Excavaciones en roca:		
No masivas	m3	12,00
Movimiento Masivo	m3	8,00
2.3 Rellenos compactados (según volúmen)	m3	4,00 a 6,00
2.4 Hormigón de revestimiento:		
Sin moldaje	m3	80,00
Con moldaje (según volúmen de obra)	m3	100,00 a 120,0
<u>3. - PARA OBRAS DE ARTE EN CANALES</u>		
3.1 Excavaciones:		
En material blando	m3	1,70
En roca	m3	12,00
3.2 Rellenos compactados	m3	1,70
3.3 Hormigones (incluye moldajes)	m3	100,00 a 120,00
3.4 Enfierradura para hormigón	Kg	1,00
<u>4. - PARA TUNELES</u>		
<u>Túneles de 6,5 m2 de sección</u>		
4.1 Excavación	m3	70,00
4.2 Soporte:		
Marco metálico	c/u	330,00
Shotcrete (e=2,5 cm)	m2	7,00
Cáncamos \emptyset 26 mm.	c/u	35,00

		Unidad	Costo Unitario US\$
4.3	Hormigón revestimiento	m3	110,00
4.4	Hormigón radier (incluye limpieza)	m3	70,00
4.5	Inyecciones	saco	14,00
<u>Túneles de 20 m2 de sección</u>			
4.6	Excavación	m3	45,00
4.7	Soporte:		
	Marco metálico	c/u	940,00
	Shotcrete (e=2,5 cm)	m2	7,00
	Cáncamos \emptyset	c/u	35,00
4.8	Hormigón revestimiento	m3	85,00
4.9	Hormigón radier (incluye limpieza)	m3	70,00
4.10	Inyecciones	saco	16,00
5. -	<u>PARA CAVERNAS Y PIQUES</u>		
5.1	Excavación:		
	Piques verticales (4 m2)	m3	150,00
	Cámaras (80 m2)	m3	60,00
5.2	Sostenimiento:		
	Shotcrete (e=2,5 cm)	m2	7,00
	Cáncamos \emptyset 26 mm.	c/u	35,00
5.3	Hormigón revestimiento:		
	Piques	m3	110,00
	Cámaras	m3	90,00
5.4	Inyecciones	saco	16,00

	Unidad	Costo Unitario US\$
<u>6. - PARA TUBERIAS</u>		
6.1 Excavaciones en zanja:		
Material blando	m3	1,70
En roca	m3	18,00
6.2 Relleno compactado en zanja	m3	1,70
6.3 Tubería de acero (incluye suministro, protección y montaje)	Kg.	2,00
<u>7. - POZOS</u>		
Perforación y habilitación de pozo profundo de 16" de diámetro	ml.	930,00
<u>8. - LINEAS DE TRANSMISION</u>		
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 faena, utilidad del contratista, etc.
- Item 1.2 Los rellenos para las presas incluyen explotación 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 m² de sección a cerrar.
- Item 2.1 Para excavaciones en canal con depósito lateral del material. Sin transporte a botadero.
- 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 y 4.7 Si no se dispone de mejores antecedentes, se recomienda 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 mejores antecedentes, se podría suponer los siguientes consumos de cemento:
- Inyecciones de consolidación: 2,5 sacos por metro lineal de perforación.
- 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 la tubería.

A N E X O J - 9.2

**COSTOS UNITARIOS DE LA LISTA DE REFERENCIA
Y SUS COMPONENTES**

A N E X O J. 9. 2COSTOS UNITARIOS. -COMPONENTES EN MONEDA NACIONAL, EXTRANJERA Y OBRA DE MANO DE J. 9. 1

	% Moneda extranjera.	% Moneda Nacional.	% Mano de Obra
<u>1. - PARA EMBALSES</u>			
1. 1 Excavaciones exteriores			
Material blando	37,5	42,5	20,0
Roca	25,0	40,0	35,0
1. 2 Rellenos presas			
Material permeable	45,0	40,0	15,0
Material impermeable	45,0	40,0	15,0
Material de filtros	40,0	40,0	20,0
Enrocado	35,0	40,0	25,0
1. 3 Hormigones			
Masivos	20,0	55,0	25,0
Estructuras	20,0	50,0	30,0
1. 4 Enfierradura	7,0	83,0	10,0
1. 5 Pared Moldeada	55,0	15,0	20,0
<u>2. - PARA CANALES</u>			
2. 1 Excavación en blando	37,5	42,5	20,0
2. 2 Excavación en roca	35,0	30,0	35,0
2. 3 Rellenos compactados	39,0	46,0	15,0
2. 4 Hormigón de revestimiento	20,0	55,0	25,0

	% Moneda extranjera.	% Moneda nacional.	% Mano de Obra	
<u>3. - PARA OBRAS DE ARTE EN CANALES</u>				
3.1	Excavaciones			
	En material blando	35,0	30,0	35,0
	En roca	25,0	40,0	35,0
3.2	Rellenos compactados			
		40,0	30,0	30,0
3.3	Hormigones			
		20,0	50,0	30,0
3.4	Enfierradura			
		7,0	83,0	10,0
<u>4. - PARA TUNELES Y OTRAS OBRAS SUBTERRANEAS</u>				
4.1	Excavación			
		15,0	55,0	30,0
4.2	Soporte:			
	Marco metálico	2,0	78,0	20,0
	Shotcrete	20,0	50,0	30,0
	Cáncamos	20,0	50,0	30,0
4.3	Hormigón revestimiento			
		20,0	50,0	30,0
4.4	Inyecciones			
		20,0	50,0	30,0
<u>5. - PARA TUBERIAS</u>				
5.1	Excavaciones en zanja			
	Material blando	35,0	30,0	35,0
	En roca	25,0	40,0	35,0
5.2	Relleno compactado			
		40,0	30,0	30,0
5.3	Tubería de cuero			
		20,0	60,0	20,0

ANEXO J - 9.3**COSTOS UNITARIOS NO INCLUIDOS EN LA
LISTA DE REFERENCIA**

A N E X O J. 9. 3COSTOS UNITARIOS NO INCLUIDOS
EN LA LISTA DE REFERENCIA

	Unidad	Costo Unitario US\$
1. - <u>PARA CANALES</u>		
1.1	Excavación terreno plano blando	m3 1.50
1.2	Excavación Ladera suave	m3 1.35
1.3	Excavación Ladera fuerte	m3 2.00
1.4	Excavación Ladera roca	m3 8.00
1.5	Excavación canales a nivel de potrero	m3 1.00
1.6	Relleno Compactado (20% sobre 1.2 y 1.3)	m3 1.70
1.7	Mantenición canales matrices	Km/año 1.500,00
1.8	Mantenciones canales principales de riego y embalses de noche	Há/año 10,00
1.0	Obras de Arte (20% sobre costo del movimiento de tierra)	
2. - <u>PARA TUNELES</u>		
2.1	Excavación (sin soporte)	m3 70,00
2.2	Soporte metálico	c/u 330,00
2.3	Soporte shotcrete	m2 7,00
2.4	Hormigón simple de revestimiento	m3 95,00
2.5	Hormigón armado (incluye el fierro)	m3 220,00

	Unidad	Costo Unitario US\$
<u>3. - PARA PLANTAS DE BOMBEO</u>		
3.1	Obras físicas y bombas	KW 250,00
3.2	Energía eléctrica	KWH 0,019
<u>4. - PARA EMBALSES DE NOCHE</u>		
4.1	Muro	m3 2,70
4.2	Obras de entrega	c/u 2.300,00
4.3	Expropiación terrenos de secano	Há. 300,00
<u>5. - PARA OBRAS DE DISTRIBUCION</u>		
5.1	Marcos principales (derechos del sector)	c/u 1.800,00
5.2	Marcos menores (derechos del predio)	c/u 800,00
5.3	Cajas de derivación o de compuertas	c/u 50,00
<u>6. - PARA PUESTA EN RIEGO DEL POTRERO</u>		
6.1	Tractor con hoja niveladora	hr. 18,56
6.2	Caterpillar D-6 o similar	hr. 24,40
<u>7. - PARA MEJORAMIENTO DE AREAS ACTUALMENTE BAJO RIEGO</u>		
7.1	Mejoramiento de la red actual de canales	Há. 17,00
7.2	Nuevas obras de distribución en la red actual	Há. 24,00

NOTAS: Todos estos costos, salvo los items de mantención y operación (1.7, 1.8 y 3.2), se recargan en un 30% por concepto de "Imprevistos" y posteriormente en un 10% con cargo a "Estudios e Ingeniería".

La expropiación, ítem 4.3 sólo se recarga en el 10%.

ANEXO J-9.4

**COMPONENTES DE LOS COSTOS UNITARIOS
NO INCLUIDOS EN LA LISTA DE REFERENCIA**

ANEXO J - 9.4COMPONENTES EN MONEDA EXTRANJERA, NACIONAL Y OBRA DE MANO, DE COSTOS UNITARIOS NO INCLUIDOS EN LA LISTA DE REFERENCIA

	% Moneda extranjera	% Moneda nacional	% Obra de mano	
<u>1. - PARA CANALES</u>				
1.1	Excavación terreno plano blando	37.5	42,5	20.0
1.2	Excavación Ladera suave	37.5	42,5	20.0
1.3	Excavación Ladera fuerte	47.3	42,7	10.0
1.4	Excavación Ladera roca	35.0	30.0	35.0
1.5	Excavación canales a nivel potrero	10.0	10.0	80.0
1.6	Relleno compactado	39.0	46.0	15.0
1.7	Mantención canales matrices	10.0	50.0	40.0
1.8	Mantención canales principales de riego y embalses de noche	10.0	50.0	40.0
1.9	Obras de arte	30.0	30.0	40.0
<u>2. - PARA TUNELES</u>				
2.1	Excavación	15.8	54.2	30.0
2.2	Soporte metálico	1.8	78.2	20.0
2.3	Soporte shotcrete	20.0	50.0	30.0
2.4	Hormigón simple de revestimiento	19.6	50.4	30.0
2.5	Hormigón armado	13,6	67.3	19.1

		% Moneda extranjera	% Moneda nacional	% Obra de mano
3. -	<u>PARA PLANTAS DE BOMBEO</u>			
3.1	Obras físicas y bombas	30,0	40,0	30,0
3.2	Energía eléctrica	-	100,0	-
3.3	Tuberías	20.0	60.0	20.0
4. -	<u>PARA EMBALSES DE NOCHE</u>			
4.1	Muro	39.5	40.5	20.0
4.2	Obras de entrega	25.0	45.0	30.0
4.3	Expropiación de terrenos de secano	-	90.0	10.0
5. -	<u>PARA OBRAS DE DISTRIBUCION</u>			
5.1	Marcos principales	20.0	50.0	30.0
5.2	Marcos menores	20.0	50.0	30.0
5.3	Cajas de derivación o de com- puertas	20.0	50.0	30.0
6. -	<u>PARA PUESTA EN RIEGO DEL POTRERO</u>			
6.1	Tractor con hoja niveladora	40.0	50.0	10.0
6.2	Caterpillar D-6 o similar	40.0	50.0	10.0
7. -	<u>PARA MEJORAMIENTO DE AREAS ACTUALMENTE BAJO RIEGO</u>			
7.1	Mejoramiento de la red actual de canales	10.0	50.0	40.0
7.2	Nuevas obras de distribución en la red actual	20.0	50.0	30.0