COMISION NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

VOLUMEN 7

CAP. XI ANTEPROYECTO DE OBRAS CIVILES

I N A – INGENIEROS CONSULTORES

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO VALLE DE ELQUI

INDICE GENERAL

VOLUMEN 1	**CAPITULO I**		**- RESUMEN Y CONCLUSIONES**
		I.1	. Generalidades
		I.2	. Resumen y Conclusiones
	CAPITULO II		**- MARCO DE REFERENCIA DEL PROYECTO** (Anexo)
VOLUMEN 2	**CAPITULO III**		**- INFRAESTRUCTURA DEL AREA**
		III.1	. Situación Actual Agropecuaria (Anexo)
		III.2	. Infraestructura Agrícola
		III.3	. Infraestructura de Canales
VOLUMEN 3	**CAPITULO IV**		**- RECURSOS DE AGUA**
		IV.1	. Pluviometría (Anexos)
		IV.2	. Fluviometría (Anexos)
		IV.3	. Sedimentación (Anexos)
		IV 4	. Estudio Hidrogeológico (Anexos)
		IV.5	. Calidad de las Aguas (Anexos)
		IV.6	. Estudio de Recuperaciones (Anexos)
VOLUMEN 4	**CAPITULO V**		**- DEMANDAS DE AGUA**
		V.1	. Clima (Anexos)
		V.2	. Suelos
		V.3	. Demandas de Agua por los Cultivos
		V.4	. Otros Usos del Agua
	CAPITULO VI		**- DIAGNOSTICO SITUACION ACTUAL**
		VI.1	. Estructura de la Propiedad Agrícola
		VI.2	. Sistema Actuales de Riego
		VI.3	. Bienes Prediales
		VI.4	. Situación Actual de la Producción
	CAPITULO VII		**- ALTERNATIVAS DE OBRAS CIVILES**
		VII.1	. Alternativas de Embalses
		VII.2	. Conducciones (Anexos)
		VII.3	. Explotación Acuífero Subterráneo

VOLUMEN 5 CAPITULO VIII - PLAN DE DESARROLLO AGRICOLA

- VIII.1 . Bases para el Desarrollo Agrícola
- VIII.2 . Descripción y Análisis de las Principales Especies
- VIII.3 . Estudios de Mercados, Comercialización y Precios
- VIII.4 . Tasas de Riego
- VIII.5 . Mejoramiento de Puesta en Riego
- VIII.6 . Uso Futuro del Suelo (Anexo)
- VIII.7 . Programa de Implantacion del Plan de Desarrollo Agrícola (Anexo)
- VIII.8 . Programa de Apoyo a la Producción

VOLUMEN 6 CAPITULO IX - DEMANDA FUTURA DE AGUA

CAPITULO X - OPERACION MODELOS DE SIMULACION

- X.1 . Modelo de Simulación de los Recursos Hidráulicos Superficiales (Anexos)
- X.2 . Modelo Hidrogeológico (Anexos)

VOLUMEN 7 CAPITULO XI - ANTEPROYECTO OBRAS CIVILES

- XI.1 . Estudio de Crecidas (Anexos)
- XI.2 . Bases Topográficas
- XI.3 . Anteproyecto de Embalses (Anexos)
- XI.4 . Anteproyecto de Canales (Anexos)

VOLUMEN 8 ANEXOS (Continuación)

VOLUMEN 9 CAPITULO XII - EVALUACION ECONOMICA

- XII.1 . Análisis de Indicadores Económicos (Anexos)
- XII.2 . Metodología y Cálculo de Indicadores a Precios Sociales (Anexos)
- XII.3 . Análisis de las Alternativas (Anexos)

VOLUMEN 10 ALBUM DE PLANOS

- III.3 . Infraestructura de Canales (32 Planos)
- IV.4 . Estudio Hidrogeológico (12 Planos)
- XI . Anteproyecto Obras Civiles (22 Planos)

CAP. XI ANTEPROYECTO DE OBRAS CIVILES
INDICE DEL CAPITULO

VOLUMEN 7

XI.1 ESTUDIO DE CRECIDAS
XI.2 BASES TOPOGRAFICAS
XI.3 ANTEPROYECTO DE EMBALSE
XI.4 ANTEPROYECTO DE CANALES

ANEXOS

XI.A.1.1 Series Anuales de QM_d y QM_i
XI.A.1.2 Correlaciones Gráficas
XI.A.1.3 Series Anuales de Precipitaciones Máximas de 24 y 48 Horas
XI.A.3.1 Emb. Puclaro. Memoria de Cálculo de la Presa
XI.A.3.2 Emb. Puclaro. Memoria de Cálculo del Evacuador de Crecidas
XI.A.3.3 Emb. Puclaro. Memoria de Cálculo de Obras de Desviación, Desague de Fondo y Obras de Entrega Ribera Izquierda.
XI.A.3.4 Emb. Algarrobal. Estudio Geotécnico

VOLUMEN 8

ANEXOS

XI.A.3.5 Emb. Algarrobal. Prospecciones
XI.A.3.6 Emb. Algarrobal. Memoria de Cálculo de la Presa
XI.A.3.7 Emb. Algarrobal. Memoria de Cálculo Evacuación de Crecidas
XI.A.3.8 Emb. Algarrobal. Memoria de Cálculo Obras de Desviación, y Desague de Fondo en Ribera Derecha.
XI.A.3.9 Emb. Algarrobal. Memoria de Cálculo Obras de Entrega
XI.A.3.10 Análisis de Precios Unitarios para Embalses
XI.A.4.1 Estudio de Precios Unitarios en Canales
XI.A.4.2 Costo para Algunas Secciones de Canal
XI.A.4.3 Cubicaciones

XI.1 - ESTUDIO DE CRECIDAS

I N D I C E

		Pág. Nº
1.1.	**ESTUDIO DE LAS CRECIDAS**	**XI.1.1**
1.1.1	Introducción y Antecedentes Existentes	XI.1.1
1.1.2	Método de Trabajo	XI.1.7
1.1.3	Análisis y Corrección de las Estadísticas Período 1947/48-1980/81	XI.1.9
1.1.3.1	Análisis y Corrección del Período Pluvial	XI.1.10
1.1.3.2	Análisis y Corrección del Período de Deshielo	XI.1.13
1.1.4	Ampliación de las Estadísticas de los QMd	XI.1.15
1.1.5	Relación entre el caudal Medio Máximo Diario (QMd) y el caudal Máximo Instantáneo (QMi)	XI.1.17
1.1.5.1	Crecidas de Deshielo	XI.1.17
1.1.5.2	Crecidas Pluviales	XI.1.18
1.1.6	Probabilidad de los caudales Medios Máximos diarios (QMd) y caudales Máximos Instantáneos (QMi).	XI.1.19
1.1.6.1	Período Pluvial	XI.1.19
1.1.6.2	Período de Deshielo	XI.1.22
1.1.7	Ondas de Crecida	XI.1.24
1.1.7.1	Introducción Antecedentes	XI.1.24
1.1.7.2	Metodología	XI.1.24
1.1.7.3	Río Turbio en Varillar	XI.1.25
1.1.7.4	Río Elqui en Algarrobal	XI.1.30
1.1.7.5	Conclusiones y Resumen	XI.1.34
1.1.8	Conclusiones y Observaciones y Recomendaciones	XI.1.36
1.1.9	Estimaciones de Ondas de Crecidas en la Cuenca	XI.1.40
1.1.9.1	Cuencas de los ríos Claro y Turbio	XI.1.40
1.1.9.2	Cuenca del río Elqui	XI.1.41
1.1.9.3	Estimación de los QMi del río Elqui en Embalse Puclaro.	XI.1.42
1.1.10	Comparación de los resultados con Elementos Probabilísticos y del Hidrograma Unitario	XI.1.44
1.2	**ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 y 48 HORAS**	**XI.1.116**
1.2.1	Introducción y Antecedentes Disponibles	XI.1.116
1.2.2	Método de Trabajo	XI.1.117
1.2.3	Estudio del Período 1941-1980	XI.1.118
1.2.3.1	Huanta	XI.1.118
1.2.3.2	Fundo Los Nichos	XI.1.119
1.2.3.3	Pisco Elqui	XI.1.120
1.2.3.4	Paihuano	XI.1.121
1.2.3.5	Rivadavia	XI.1.121
1.2.3.6	Vicuña	XI.I.122

1.2.3.7	La Serena	XI.1.123
1.2.4	Estudio del Período 1919-1980	XI.1.124
1.2.4.1	Paihuano	XI.1.124
1.2.4.2	Rivadavia	XI.1.124
1.2.4.3	Vicuña	XI.1.125
1.2.4.4	La Serena	XI.1.126
1.2.5	Comparación de los Resultados Obtenidos en los Períodos 1919-1980 y 1941-1980	XI.1.127
1.2.6	Conclusiones	XI.1.129

A N E X O S

XI.A.1.1 Series Anuales de QMd y QMi
XI.A.1.2 Correlaciones Gráficas
XI.A.1.3 Series Anuales de Precipitaciones máximas de 24 y 48 horas

1.1 ESTUDIO DE LAS CRECIDAS

1.1.1 INTRODUCCION Y ANTECEDENTES EXISTENTES

La cuenca del río Elqui se encuentra ubicada entre los 29°20' y los 30°30' de latitud Sur.

Limita al Norte con las cuencas del río Huasco y las quebradas de Los Choros, Honda y Chacay, al Este con la república Argentina y al Sur con la cuenca del río Limarí y las cuencas costeras de las quebradas El Culebrón y Lagunillas.

La cuenca cubre un área de 9.645 km^2 y su código es el 043.

En la cuenca del río Elqui se distinguen tres subcuencas :

0430 - Cuenca del río Turbio
0431 - Cuenca del río Claro
} Cuencas Cordilleranas

0432 - Cuenca baja o del Valle del río Elqui comprendida entre la
0433 - junta de los ríos Turbio y Claro y el Océano

- Cuenca del Río Turbio

  La cuenca del río Turbio tiene una superficie de 4.196 km^2 y su código es el 0430.

  El río Turbio nace en la confluencia de los ríos de La Laguna y del Toro. El río de La Laguna posee en su cabecera, a 5 km aguas abajo de la junta con el río Colorado, afluente por el Norte, un embalse denominado La Laguna con una capacidad de 40 millones de m^3 . El río de La Laguna escurre de Sur a Norte hasta la junta del río Toro que escurre de Norte a Sur. Desde la junta el río Turbio cambia de di-

rección Este a Oeste, hasta la junta con el río Incahuasi que escurre de Sur a Norte paralelo al río de La Laguna. A partir de la junta de los ríos Turbio e Incahuasi, el río Turbio cambia nuevamente de dirección y toma la dirección SE- NO hasta la localidad de Huanta, donde nuevamente cambia su escurrimiento en dirección E-O hasta la confluencia con la quebrada del Calvario que escurre de N a S, dirección que toma finalmente el río Turbio hasta la junta con el río Claro. Como puede observarse el río cambia constantemente de dirección a lo largo de su recorrido.

La cuenca del río Turbio limita al E y S con la Cordillera de Los Andes que la separa de las cuencas argentinas. Los cerros más altos de esta zona son, de N a S, el Co. de Olivares (6.255 m.s.n.m.). Al SO limita con la cuenca del río Claro, hasta la junta con este río, separando a ambos un cordón montañoso con altitudes sobre los 4.200 m.s.n.m. Al N limita con la cuenca del río del Carmen (río con altitudes sobre los 5.000 m.s.n.m., como el Cerro Doña Ana (5.690 m.s.n.m.). Al O y al N de la junta de los ríos Turbio y Claro, esta cuenca limita con la quebrada de Los Choros, de la que está separado por la sierra de Las Chacritas, y con la cuenca baja del río Huasco, existiendo un cordón montañoso con cerros sobre los 3.000 m.s.n.m., como el cerro Manantiales (3.746 m.s.n.m.) y cerro Los Porotos (3.435 m.s.n.m.).

Sus recursos hídricos provienen esencialmente de la alta cordillera, producto de los deshielos de la nieve acumulada.

Cuenca Río Claro

La cuenca del río Claro tiene una superficie de 1.552 km^2 siendo su código el 0431. También se le conoce con el nombre de río Derecho, aunque este nombre corresponde al del río antes de la confluencia con el río Cochiguaz.

El río Derecho nace en el cerro del Volcán (3.510 m.s.n.m.) y después de correr un corto tramo de E a O, cambia paulatinamente de dirección hasta escurrir de S a N Al E de este río escurre en dirección aproximada SE a NO el río Cochiguaz que nace en la Cordillera de Los Andes en Punta Accesible a 4.785 m.s.n.m. Se une al río Derecho en el pueblo de Montegrande a unos 20 km de la junta de los ríos Claro y Turbio.

El río Claro, propiamente tal, como se ha dicho anteriormente, nace de la unión de los ríos Derecho y Cochiguaz y corre aproximadamente de S a N hasta su confluencia con el río Turbio.

La cuenca del río Claro tiene una orientación SE-NO Limita al E con la Cordillera de Los Andes, con cerros sobre los 4.500 m.s.n.m. Al SE limita con la cuenca del río Hurtado (río Limarí) de la que lo separa un cordón montañoso con cerros sobre los 4.000 m.s.n.m. (cerro Potrerito 4.365 m.s.n.m.). Más al N, limita al E con la cuenca del río Elqui. Al SO y N limita con la cuenca del río Turbio.

La zona de riego abarca una superficie de 1.893 há la que se desarrolla en la caja del río y en los faldeos de los cerros.

Los recursos hídricos provienen, fundamentalmente, de los derretimientos de nieve de la alta cordillera y, ocasionalmente, de las cre-

cidas generadas por los grandes temporales que algunos años tienen lugar durante el período Mayo-Septiembre.

- Cuenca del Valle del Río Elqui

La cuenca del valle del río Elqui corresponde a la subcuenca comprendida entre la junta de los ríos Claro y Turbio y su desembocadura en el Océano.

Tiene una superficie de 3.897 y dos códigos. El 0432 corresponde a la cuenca media comprendida entre la junta y Quebrada La Marquesa y el 0433 a la cuenca baja entre Quebrada La Marquesa y el Océano.

El río Elqui escurre de E a O con pequeñas fluctuaciones a lo largo de su curso. Recibe numerosas quebradas desde su vertiente N como de la del S, siendo las más importantes por el N las quebradas Marquesa y San Gracia y por el S las quebradas Las Mallejas, San Carlos y La Calera.

Limita al N con las cuencas de los ríos Turbio y Claro, al N con quebradas de Los Choros, Honda y Chacay, separada de ellas por una cadena de cerros de poca altitud y generalmente, inferior a los 2.000 m.s.n.m. Al S limita con la cuenca del río Hurtado, alfuente del río Limarí, estando separadas por un cordón montañoso cuyos cerros más altos son el cerro Negro (2.725 m.s.n.m.) y el cerro Cinchado (2.129 m.s.n.m.). Al O limita con las cuencas costeras de las quebradas El Culebrón y Lagunillas, siendo los cerros que las separan de baja altitud, el mayor es el cerro Pastos Blancos (1.280 m.s.n.m.).

Los antecedentes disponibles corresponden a las series anuales de los caudales medios máximo diarios (QMd) y en algunos casos a los caudales

peak o máximos instantáneos (QMi) de las estaciones fluviométricas y cuyo cronograma se ha dibujado en la Lámina XI.1.1 y su ubicación en la Lámina XI.1.2.

Para cada estación se ha seleccionado una serie anual para el período pluvial y otra para el período de deshielo, las que se encuentran en el Anexo XI.A.1.1 y en los cuadros que se indican a continuación :

Río Turbio en Huanta	Cuadro A.1.1.1
Río Turbio en Varillar	Cuadro A.1.1.2
Río Claro en Montegrande	Cuadro A.1.1.3
Río Claro en Rivadavia	Cuadro A.1.1.4
Río Elqui en Algarrobal	Cuadro A.1.1.5
Río Elqui en Gualliguaica	Cuadro A.1.1.6
Río Elqui en Almendral	Cuadro A.1.1.7
Río Elqui en Punta de Piedra	Cuadro A.1.1.8

En estas series se han incluído todos los años de los cuales se posee estadística, con el fin de tener una serie más representativa, lo que es muy interesante en zonas semi áridas como Elqui, donde la iregularidad de las precipitaciones es grande.

Del análisis general del cronograma de las estadísticas, (*) se concluye :

- Sólo hay tres estadísticas largas, las de río turbio en Varillar (1914/15-1980/81), la del río Claro en Rivadavia (1917/18-1980/81), ambas casi completas, y la del río Elqui en Almendral.
- Las estadísticas del río Elqui en Gualliguaica y Punta de Piedra son cortas y no muy bien observadas.

(*) Las estadísticas observadas se incluyen en el capítulo IV.

- Como período común a casi todas se puede elegir el de 1947/48 - 1980/81.

Analizando hidrológicamente las estadísticas se concluye :

- Desde el punto de vista hidrológico el período pluvial abarca los meses de Mayo-Agosto y el de deshielo el de Septiembre-Abril, ya que en el mes de Septiembre comienza el deshielo y dura al menos hasta el mes de Abril.

- Existen numerosos años durante los cuales no se producen grandes precipitaciones, por lo cual prácticamente no se generan crecidas pluviales ni de deshielo.

- Cuando se produce un año muy lluvioso su influencia afecta al año siguiente. Esto se advierte fácilmente cuando un año es poco lluvioso, ya que la onda de deshielo se continúa durante el período pluvial, dándose el caso que el mayor QMd de este período se produce el 1° de Mayo. Esta influencia llega a abarcar el período siguiente de deshielo.

- Es frecuente que los $\bar{Q}$Md del deshielo sean superiores al $\bar{Q}$Md del período pluvial, especialmente para pequeños períodos de retorno.

- Las crecidas pluviales tienen, generalmente, su $\bar{Q}$Md el mismo día en todas las estaciones fluviométricas.

- Como el máximo deshielo de la cuenca alta del río Turbio no coincide con el de la cuenca alta del río Claro, los $\bar{Q}$Md anuales de las crecidas de deshielo no se producen el mismo día, lo cual influye en el día en que se produce el $\bar{Q}$Md a lo largo del río Elqui.

1.1.2 METODO DE TRABAJO

El método de trabajo tuvo como base de análisis los datos disponibles que fueron presentados en el punto anterior.

Se efectuó un análisis del período 1947/48-1980/81, durante el cual existen datos de seis de las estaciones fluviométricas con bastante continuidad, y posteriormente se efectuó un estudio del período 1941/42-1980/81 del cual se tiene estadísticas en las estaciones del río Turbio en Varillar y río Claro en Rivadavia.

A continuación se efectuó una comparación cruzada entre los caudales observados para verificar su bondad ya que los caudales altos generalmente no son muy exactos, debido a los siguientes motivos.

- Los aforos altos existentes no son suficientes para permitir extrapolar con confianza las curvas de descargas.

- La extrapolación de las curvas de descarga se ha efectuado gráficamente en un papel log-log, no utilizándose métodos mejores para estos casos como el de Manning, o el de calcular el eje hidráulico en el tramo del río en el que se encuentra la sección fluviométrica por no existir antecedentes.

- El limnímetro, en algunos casos, es corto y ha sido sobrepasado por las aguas.

El método que se utilizó fue el de comparación cruzada, que en este caso se aplicó de la siguiente forma :

1° Teniendo en cuenta que Huanta y Varillar están sobre el río Turbio

y muy cerca una de otra, se verificó que se cumpla que :

$$QTV = aQTH$$

donde

QTV = caudal observado en el río Turbio en Varillar

QTH = caudal observado en el río Turbio en Huanta

a = coeficiente de regresión

2° Análogamente se verificó que:

$$QCR = bQCM$$

donde

QCR = caudal observado en el río Claro en Rivadavia

QCM = caudal observado en el río Claro en Montegrande

b = coeficiente de regresión

3° Se verificó que para un mismo día :

$$QTV + QCR \approx QEAg$$

siendo

QEAg = caudal observado en el río Elqui en Algarrobal

4° Se verificó que :

$$QEAm = mQEAg$$

donde

QEAm : caudal observado en el río Elqui en Almendral

m : coeficiente de regresión

Al analizar estas relaciones se tomó en cuenta que los caudales pequeños pueden estar influenciados por las extracciones para riego, por lo que el caudal de la estación que se encuentra aguas arriba puede ser algo

superior al que pasa por la estación de aguas abajo.

También se consideró que los caudales altos pueden estar afectos a errores grandes por la dificultad de medirlos o estimarlos, por lo cual se corrigieron los caudales que se demostró habían sido mal estimados.

Con este método se pretendió eliminar y corregir en las series anuales de $\bar{Q}Md$ aquellos caudales que están fuera de lógica.

Analizadas y corregidas las series de $\bar{Q}Md$ se calculó para cada período la curva de probabilidad de los $\bar{Q}Md$. La curva de probabilidad de los QMi se obtendrá a partir de la primera, multiplicada por el coeficiente "m" cuyo valor es :

$$m = QMi/\bar{Q}Md$$

que se obtiene de la correlación entre el valor QMi y el $\bar{Q}Md$.

La curva de probabilidad de los $\bar{Q}Md$ y QMi del río Elqui en Gualliguaica y Elqui en Punta de Piedra se obtuvo a partir de la correlación con Elqui en Algarrobal y Elqui en Almendral, respectivamente.

1.1.3 ANALISIS Y CORRECCION DE LAS ESTADISTICAS PERIODO 1947/48-1980/81

Para el análisis de las estadísticas de $\bar{Q}Md$ se han realizado correlaciones gráficas, para los períodos pluvial y de deshielo, que se encuentran en el Anexo XI.A.1.2. Las correlaciones realizadas entre las estaciones con estadística más larga y la lámina correspondiente son las siguientes:

Río Turbio en Huanta	- Río Turbio en Varillar	Lámina A.1.2.1
Río Claro en Rivadavia	- Río Claro en Montegrande	Lámina A.1.2.1
Río Turbio en Varillar	- Río Elqui en Algarrobal	Lámina A.1.2.3
Río Claro en Rivadavia	- Río Elqui en Algarrobal	Lámina A.1.2.4
Río Elqui en Algarrobal	- Río Elqui en Almendral	Lámina A.1.2.5

En estas correlaciones se han indicado con un punto, aquellos años durante los cuales el $\tilde{Q}Md$ se ha producido el mismo día del año y con una cruz aquellos que siendo máximos anuales no corresponden al mismo día, las que pueden individualizarse comparando las series anuales.

El análisis de bondad del $\tilde{Q}Md$ se realizó solamente para aquellos años que presentan dispersión en alguna correlación, aplicando el método indicado en el Método de Trabajo (punto 1.1.2).

El análisis se realizó separadamente para el período pluvial y el período de deshielo.

1.1.3.1 Análisis y Corrección del Período Pluvial

De todos los años hay dos que son difíciles de analizar por falta de datos o por ser poco concordantes, ellos son el año 1965 y el 1980.

1.1.3.1.1 Análisis del Año 1965

Del año 1965 no se tienen datos en Turbio, en Huanta ni en Claro en Montegrande. Por otra parte los caudales del río Turbio son muy pequeños respecto a los del río Claro, fenómeno que se ha producido algunos años, por ser mayores las precipitaciones en la cuenca del río Claro que en la

del río Turbio. Como la suma de los caudales de los dos ríos es análoga a la del río Elqui en Algarrobal, se aceptan sus valores, aún cuando permanece su dispersión.

1.1.3.1.2 Análisis del año 1980

El problema del año 1980 es diferente, ya que los caudales observados el 11 de Abril no concuerdan, como puede apreciarse en el cuadro siguiente:

Estación		$\bar{Q}$Md (m3/s)
Río Turbio en Varillar	(TV)	19,7
Río Turbio en Huanta	(TH)	8,1
Río Claro en Rivadavia	(CR)	59,0
Río Claro en Montegrande	(CM)	13,2 (39,2 el día 12.04)
TV + CR		78,7
Río Elqui en Algarrobal	(EAg)	33,7
Río Elqui en Almendral	(EAm)	60,9

En este caso, utilizando los aforos más altos, realizados últimamente, se analizaron las curvas de descarga obteniéndose los siguientes valores:

Estación		$\bar{Q}$Md (m3/s)
Río Turbio en Varillar	(TV)	19,7
Río Turbio en Huanta	(TH)	8,1
Río Claro en Montegrande	(TM)	29,0
Río Claro en Rivadavia	(CR)	34,0
TV + CR		53,7
Río Elqui en Algarrobal	(EAg)	56,0
Río Elqui en Almendral	(EAm)	60,9

Durante este temporal la precipitación en el valle del río Claro fue más violenta que en la cuenca del río Turbio (Rivadavia 61,0 mm, Fdo. Los Nichos 117,0 mm, Pisco Elqui 74,0 mm).

1.1.3.1.3 Correcciones Varias

Las correcciones efectuadas son las siguientes:

- Río Turbio en Huanta
  1949 de 2,8 a 5,9 m^3/s
  1957 de 3,8 a 2,3 m^3/s
  1958 de 5,4 a 4,0 m^3/s

- Río Claro en Rivadavia
  1960 de 7,7 a 4,2 m^3/s
  1980 de 59,0 a 34,0 m^3/s

- Río Claro en Montegrande
  1978 de 20,2 a 9,2 m^3/s
  1980 de 39,2 a 29,0 m^3/s

- Río Elqui en Algarrobal
  1949 de 13,2 a 19,2 m^3/s
  1950 de 7,5 a 8,8 m^3/s
  1960 de 8,9 a 11,5 m^3/s
  1980 de 33,7 a 56,0 m^3/s

- Río Elqui en Almendral
  Los años 1952, 1961, 1963 y 1966 no se modifican por no haber suficientes antecedentes para ello.

1.1.3.1.4 Ríos Elqui en Gualliguaica y Elqui en Punta de Piedra

Estas dos estaciones tienen una estadística muy corta, por lo cual se han analizado separadamente, correlacionándola con la del río Elqui en Algarrobal. Las correlaciones gráficas se encuentran en las láminas A.1.2.6 y A.1.2.7 del Anexo XI.A.1.2.

1.1.3.2 Análisis y Corrección del Período de Deshielo

El método que se utilizó es el mismo aplicado al período pluvial.

Las correlaciones gráficas correspondientes a las estaciones con estadística más larga se han dibujado en las láminas A.1.2.1 a A.1.2.5 del Anexo XI.A.1.2.

Al efectuar el análisis comparativo se tuvo en cuenta que los QMd de los ríos Turbio y Claro no se produce el mismo día por lo cual la correlación de cada uno con el río Elqui en Algarrobal, lógicamente debe presentar bastantes dispersiones.

las correcciones realizadas fueron las siguientes :

- Río Turbio en Varillar
  1977 de 17,0 a 14,7 m^3/s

- Río Turbio en Huanta
  No tiene correcciones

- Río Claro en Rivadavia
  1965 de 53,5 a 31,2 m^3/s
- Río Claro en Montegrande
  1953 de 28,8 a 19,3 m^3/s
  1965 de 37,6 a 28,9 m^3/s
  1978 de 33,7 a 19,4 m^3/s

- Río Elqui en Algarrobal
  No tiene correcciones

- Río Elqui en Almendral
  1963 de 37,5 a 30,0 m^3/s
  1977 de 14,1 a 17,0 m^3/s

1.1.3.2.1 Río Elqui en Gualliguaica y Río Elqui en Punta de Piedra

Como en el caso del período pluvial solamente se han realizado correlaciones gráficas con Elqui en Algarrobal.

En la lámina A.1.2.6 se observa que el caudal en Gualliguaica es análogo al de Elqui en Algarrobal.

La correlación del río Elqui en Punta de Piedra con la del río Elqui en Algarrobal (Lámina A.1.2.7) no indica nada por la influencia del riego en la zona comprendida entre ambas estaciones. Se ha supuesto igual a la del río Elqui en Almendral debido a que en la cuenca intermedia no se produce deshielo.

1.1.4 AMPLIACION DE LAS ESTADISTICAS DE LOS $\bar{Q}Md$

El período común al cual se pueden ampliar las estadísticas es el de 1941/42 - 1980/81, que es el período que abarca el estudio y del cual se poseen suficientes antecedentes.

Las ecuaciones de la regresión obtenidas gráficamente son las siguientes:

- Período Pluvial			Lámina
Turbio en Huanta	=	0,86 Turbio en Varillar (1)	A.1.2.1
Turbio en Varillar	=	0,51 Elqui en Algarrobal (2)	A.1.2.3
Claro en Montegrande	=	0,85 Claro en Rivadavia (3)	A.1.2.2
Claro en Rivadavia	=	0,49 Elqui en Algarrobal (4)	A.1.2.4
Elqui en Algarrobal	=	0,855 Elqui en Almendral (5)	A.1.2.5

			Lámina
Elqui en Almendral	=	1,17 Elqui en Algarrobal (6)	A.1.2.5
Elqui en Algarrobal	=	Turbio en Varillar + Claro en Rivadavia (7)	-
Elqui en Gualliguaica	=	1,07 Elqui en Algarrobal (8)	A.1.2.6
Elqui en Pta. de Piedra	=	1,35 Elqui en Almendral (9)	A.1.2.7

- Período de Deshielo

Turbio en Huanta	=	0,91 Turbio en Varillar (10)	A.1.2.1
Turbio en Varillar	=	0,67 Elqui en Algarrobal (11)	A.1.2.3
Claro en Montegrande	=	0,93 Claro en Rivadavia (12)	A.1.2.2
Claro en Rivadavia	=	0,55 Elqui en Algarrobal (13)	A.1.2.4
Elqui en Algarrobal	=	0,88 Elqui en Almendral+1,0(14)	A.1.2.5
Elqui en Almendral	=	1,13 Elqui en Algarrobal-1,1(15)	A.1.2.5
Elqui en Gualliguaica	=	Elqui en Algarrobal (16)	A.1.2.6
Elqui en Pta. de Piedra	=	Elqui en Almendral (17)	-

En los Cuadros A.1.1.9 y A.1.1.10 se han incluido las series anuales correspondientes a los períodos pluvial y de deshielo.

Se han completado solamente las más largas, ya que la curva de probabilidades de los $\bar{Q}$Md de las estaciones de Elqui en Gualliguaica y Elqui en Punta de Piedra se obtendrán por correlación con Elqui en Algarrobal y Elqui en Almendral, ya que su estadística es excesivamente corta.

1.1.5 RELACION ENTRE EL CAUDAL MEDIO MAXIMO DIARIO ($\bar{Q}$Md) Y EL CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO (QMi)

Para calcular la probabilidad de los QMi, se obtendrá la relación :

$$QMi = f(\bar{Q}Md)$$

efectuando una correlación gráfica entre ambos valores, en aquellas estaciones en las cuales, por tener control limnigráfico se han obtenido los dos caudales de una misma crecida.

Las estaciones en las cuales se tienen valores de los $\bar{Q}$Md y QMi son :

Río Turbio en Huanta
Río Claro en Montegrande
Río Elqui en Algarrobal
Río Elqui en Almendral
Río Elqui en Punta de Piedra

1.1.5.1 Crecidas de Deshielo

En Chile en el caso de las crecidas de deshielo, que son un "tren" de ondas diarias, de tipo sinusoidal, la relación entre el QMi y el $\bar{Q}$Md varía entre 1,40 y 1,05, según se mida el caudal en la alta cordillera o en el valle, disminuyendo su valor conforme nos dirigimos a la desembocadura, por amortiguamiento de la onda y aplanarse por ondas afluentes al cauce principal y cuya hora del QMi es distinto.

En este caso, ambos son muy parecidos, como puede apreciarse en los Cuadros A.1.1.1, A.1.1.3, A.1.1.5 y A.1.1.7, por lo cual se adoptó como va-

lor del coeficiente de regresión el valor conservador de 1,10, o sea :

$$QMi = 1{,}1\ \bar{Q}Md$$

1.1.5.2 Crecidas Pluviales

Al seleccionar las crecidas para formar la serie anual de los $\bar{Q}Md$, se adoptó como tal el máximo valor producido en el año, como es lógico. Sin embargo, en este caso, el máximo valor no siempre corresponde a una crecida propiamente tal sino a una ondulación generada por una lluvia poco importante o bien, a la recesión del año anterior o a la continuación del deshielo.

Por este motivo, al llevar a cabo las correlaciones gráficas el coeficiente de regresión es cercano a 1,0 (Láminas A.1.2.8 y A.1.2.9), solamente en el caso del río Elqui en Algarrobal, se tiene una ecuación de regresión,

$$QMi = 1{,}36\ \bar{Q}Md$$

para los años 1949, 1960, 1965, 1978 y 1980, durante los cuales se produjeron crecidas bien definidas.

En el caso del río Elqui en Punta de Piedra Lámina A.1.2.9, la relación es más alta, m = 1,70, existiendo bastante dispersión.

Estas discrepancias son debidas a deficiencias del control y a curvas de descarga poco definidas en la parte alta. Por este motivo, y de acuerdo a la experiencia obtenida en otras cuencas, se adoptará para todas las estaciones la relación :

$$QMi = 1{,}50\ \bar{Q}Md$$

1.1.6 PROBABILIDAD DE LOS CAUDALES MEDIOS MAXIMOS DIARIOS (QMd) Y CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (QMi)

El análisis de las series al dibujarlas en los gráficos de Gummbel demuestra que no se le puede ajustar esta distribución. Por este motivo se ha realizado una ajuste gráfico, teniendo en cuenta la tendencia de los puntos; tendencia que es válida solamente para períodos de retorno pequeño como se ve posteriormente en el punto 1.1.7.

1.1.6.1 Período Pluvial

En las láminas XI.1.3, XI.1.4 y XI.1.5 se han dibujado las curvas de probabilidad. Teniendo en cuenta lo expresado en el punto 1.1.5.2, se han obtenido los siguientes caudales de cada estación, incluidos en el Cuadro XI.1.1.

CUADRO XI.1.1
CUENCA RIO ELQUI
CRECIDAS PLUVIALES
PROBABILIDAD DE LOS QMd Y QMi (METODO DE GUMBEL)

RIO TURBIO EN HUANTA (Lámina XI.1.3)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	7,5	11,0	14,0	18,5	21,5	25,0	29,0	32,5
QMi (m^3/s)	11,5	16,5	21,0	28,0	32,5	37,5	43,5	49,0
RIO TURBIO EN VARILLAR (Lámina XI.1.3)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	9,0	14,7	20,0	24,5	32,5	37,5	44,5	49,5
QMi (m^3/s)	13,5	22,0	30,0	37,0	49,0	56,5	67,0	74,5
RIO CLARO EN MONTEGRANDE (Lámina XI.1.4)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	7,5	14,0	23,0	35,0	44,0	53,0	65,0	74,0
QMi (m^3/s)	11,5	21,0	34,5	52,5	66,0	79,5	97,5	111,0
RIO CLARO EN RIVADAVIA (Lámina XI.1.4)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	9,0	16,0	28,0	45,0	57,0	69,0	85,0	98,0
QMi (m^3/s)	13,5	24,0	42,0	67,5	85,5	103,5	127,5	147,0

Continuación Cuadro XI.1.1

RIO ELQUI EN ALGARROBAL (Lámina XI.1.5)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	18	25	44	68	87	105	130	149
QMi (m^3/s)	27	38	66	102	131	158	195	224
RIO ELQUI EN GUALLIGUAICA (Lámina XI.1.5)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	19	28	48	74	94	114	141	161
QMi (m^3/s)	29	42	72	111	141	171	212	242
RIO ELQUI EN ALMENDRAL (Lámina XI.1.5)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	21	32	54	82	104	125	154	175
QMi (m^3/s)	32	48	81	123	156	188	231	263
RIO ELQUI EN PUNTA DE PIEDRA (Lámina XI.1.5)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	28	42	72	111	140	170	208	237
QMi (m^3/s)	42	63	108	167	210	255	312	356

1.1.6.2 Período de Deshielo

En este caso se presenta el mismo problema que en el período pluvial, respecto a la distribución probabilística de los $\bar{Q}Md$.

Del análisis de las series se concluye que las crecidas de deshielo en el río Turbio en Huanta y Varillar son iguales, igual cosa ocurre con las del río Claro en Montegrande y Rivadavia y a lo largo del río Elqui por no tener aportes nivales entre ellas.

Los resultados obtenidos se incluyen en el Cuadro XI.1.2

CUADRO XI.1.2
CUENCA RIO ELQUI
CRECIDAS DE DESHIELO
PROBABILIDAD DE LOS QMd y QMi (METODO DE GUMBEL)

RIO TURBIO EN HUANTA RIO TURBIO EN VARILLAR (Lámina XI.1.6)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	16	26	39	60	76	91	112	128
QMi (m^3/s)	18	29	43	66	84	100	123	141
RIO CLARO EN MONTEGRANDE RIO CLARO EN RIVADAVIA (Lámina XI.1.7)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	15	26	38	53	64	75	90	101
QMi (m^3/s)	17	29	42	58	70	83	99	111
RIO ELQUI EN ALGARROBAL (Lámina XI.1.8)								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
QMd (m^3/s)	30	50	68	92	111	129	154	172
QMi (m^3/s)*	33	55	75	101	122	142	169	189

*) : El valor de QMi se amortigua en dirección hacia el mar (desembocadura).

1.1.7 ONDAS DE CRECIDA

1.1.7.1 Introducción. Antecedentes

En este punto se calcularán ondas de crecida de diferente período de retorno en aquellas cuencas controladas limnigráficamente y que además se puedan obtener ondas de crecidas históricas.

Las únicas estaciones limnigráficas válidas son :

- Turbio en Varillar
- Elqui en Algarrobal

Para determinar la precipitación media de la cuenca se poseen estaciones pluviométricas en :

- Fundo Los Nichos
- Rivadavia

de las cuales sólo Rivadavia es pluviográfica pero cuyo registro no es contínuo.

Se adoptó como línea de nieve la cota 2.400 m.s.n.m.

1.1.7.2 Metodología

La metodología para calcular las ondas de crecida que se generan a la salida de una cuenca controlada limnigráficamente son las siguientes:

- Cálculo del H.U. a partir de crecidas aisladas que se supone fueron generadas por precipitaciones de corta duración.

- Cálculo de la precipitación efectiva o escorrentía (R) que generan

las ondas de crecida, para lo cual es necesario conocer

i) Precipitación media de la cuenca (P) de 24 horas de duración y diferentes períodos de retorno.

ii) Distribución temporal de la precipitación

iii) Infiltración en función del tiempo (I) ya que

$$R(t) = P(t) - I(t)$$

- Estimación del caudal base

1.1.7.3 Río Turbio en Varillar

La cuenca pluvial del río Turbio en Varillar cubre un área

$$A(TV) = 409 \text{ km}^2$$

1.1.7.3.1 Cálculo del Hidrograma Unitario

De todas las crecidas controladas se seleccionaron dos, que eran las que cumplían más con las características necesarias para calcular el Hidrograma Unitario. Estas crecidas se produjeron los días

23 de Junio de 1982
10 de Julio de 1984

Los Hidrogramas Unitarios fueron bastante diferentes como puede observarse en la Lámina XI.1.9. Se eligió el del día 23 de Junio de 1982 por ser

más concordante su caudal máximo instantáneo (QMi) y tiempo de concentración (t_c) con el Hidrograma Unitario del río Elqui en Algarrobal, el cual fue obtenido como promedio de cuatro hidrogramas (Punto 1.1.7.4.1). El Hidrograma Unitario se ha incluido en el Cuadro XI.1.3.

1.1.7.3.2 Estimación de la Precipitación Efectiva

1.1.7.3.2.1 Estimación de la Precipitación Real

En esta cuenca se posee solamente una estación pluviométrica con estadística larga que está ubicada en Huanta. Cerca de la junta con el río Claro se encuentra la estación pluviométrica de Rivadavia que también posee una estadística larga.

La precipitación media de la cuenca puede ser obtenida utilizando el método de Thiessen y la precipitación registrada en ambas estaciones.

Como no ha sido posible obtener la precipitación de Huanta para calcular la infiltración que se produjo en cada crecida, habrá que referir la precipitación media en la cuenca a la registrada en Rivadavia.

Según el "Balance Hidrológico Nacional. Regiones III y IV", la precipitación media anual de esta cuenca es igual a

$$\langle \bar{P}(TV) \rangle = 113{,}8 \text{ mm/año}$$

y la de Rivadavia

$$\bar{P}(R) = 85{,}8 \text{ mm/año}$$

por lo tanto

$$\langle P(TV) \rangle = \frac{\langle \bar{P}(TV) \rangle}{\bar{P}(R)} P(R) = \frac{113{,}8}{85{,}8} = 1{,}33\ P(R)$$

Para obtener la ⟨P(TV)⟩ de 24 y 48 horas correspondiente a diferentes períodos de retorno se utilizarán los valores obtenidos en el punto 1.1.3 de este capítulo. En el Cuadro XI.1.4 se incluyen los cálculos y resultados obtenidos y en la Lámina XI.1.10 el correspondiente gráfico.

1.1.7.3.2.2 Distribución Temporal de la Precipitación

Como distribución temporal de la precipitación se adoptará una distribución con la máxima intensidad en el centro del temporal que el de mayor ocurrencia. La distribución elegida es la obtenida para la zona Central de Chile, la que se incluye en el Cuadro XI.1.5.

1.1.7.3.2.3 Curva de Infiltración

Para la determinación de la curva de infiltración se presentan los siguientes problemas

- Se cuenta con muy pocas crecidas que hayan sido controladas limingráficamente

- De los temporales que los generaron sólo se posee la precipitación registrada en Rivadavia, que felizmente lo fue en un pluviógrafo.

Por este motivo la infiltración debe obtenerse de la precipitación media de la cuenca, calculada a partir de la precipitación de Rivadavia.

En el Cuadro XI.1.6 se ha confeccionado un resumen con los valores recopilados para cada crecida controlada, obteniéndose solamente 4 casos en que se puede determinar la duración "t" del temporal y la infiltración total "I" que se produjo.

Por ser muy pocos los puntos, se ha realizado un sólo gráfico que relacione "I" y "t", incluyendo los obtenidos en esta cuenca y en la cuenca pluvial de Elqui en Algarrobal (punto 1.1.7.4.2.3). En la lámina XI.1.15 se encuentra dicho gráfico.

En el Cuadro XI.1.7 se ha tabulado la curva I = f(t) cada 2 horas, que está referida a la precipitación media de las cuencas, calculadas a partir de su relación con la de Rivadavia.

1.1.7.3.3 Caudal Base

Se ha estimado tomando en cuenta la magnitud de los caudales medios mensuales y su probabilidad, resultando los siguientes valores

TR(años)	Q_B (m^3/s)
20	15
50	23
100	29
200	35
500	43
1.000	50

1.1.7.3.4 Ondas de Crecida

Con los antecedentes obtenidos anteriormente se han calculado las ondas de crecida de los Cuadros XI.1.8 al XI.1.19.

Los QMi obtenidos se han incluido en el Cuadro XI.1.20. En este cuadro puede observarse que los QMi generados por las precipitaciones de 24 horas son mayores que los generados por las de 48 horas. Las razones serían:

- Las precipitaciones de 48 horas son únicamente alrededor de un 20% superiores a las de 24 horas y en el caso más desfavorable (TR = 1.000 años) 43 mm más grandes.

- La infiltración de 48 horas es 21 mm mayor que la de 24 horas, que es un incremento muy alto respecto al de la precipitación.

- Siendo análoga la distribución porcentual de la lluvia las precipitaciones de 2 horas son menores cuando t=48 h que cuando vale 24 h.

En la lámina XI.1.11 se han dibujado las dos curvas de probabilidad del QMi y la obtenida por el método probabilístico, según el Cuadro XI.1.1.

Observando la lámina XI.1.11 se concluye :

- A partir de un determinado período de retorno, se produce un aumento brusco del QMi, que puede considerarse corresponde al momento en que la precipitación satura el suelo de la cuenca.

- La curva de la probabilidad del QMi, no es una recta debido a que la curva de infiltración tiene una gran influencia en la magnitud de la precipitación efectiva y la función I=f(t) no es lineal.

1.1.7.4 Río Elqui en Algarrobal

La cuenca pluvial del río Elqui en Algarrobal cubre un área igual a

$$A(EA) = 735 \text{ km}^2$$

de los corresponden a

Río Turbio en Varillar	$A(TV) = 409 \text{ km}^2$
Río Claro en Rivadavia	$A(CR) = 285 \text{ km}^2$
Cuenca intermedia entre río Elqui en Algarrobal, río Turbio en Varillar y río Claro en Rivadavia	$A(CI(A\text{-}V\text{-}R)) = 41 \text{ km}^2$

1.1.7.4.1 Cálculo del Hidrograma Unitario

Para calcular el Hidrograma Unitario de la cuenca pluvial controlada por esta estación se pudieron seleccionar 4 crecidas que presentaban características para ello, las que se produjeron los días :

26 de Mayo de 1954
20 de Junio de 1960
17 de Julio de 1965
22 de Julio de 1977

En la lámina XI.1.12 se han dibujado los cuatro Hidrogramas Unitario obtenidos de cada crecida, que como puede observarse son bastante semejantes. En la lámina XI.1.13 se ha dibujado el Hidrograma Unitario promedio, cuya tabulación se encuentra en el Cuadro XI.1.21.

1.1.7.4.2 Estimación de la Precipitación Efectiva

1.1.7.4.2.1 Estimación de la Precipitación Real

En esta cuenca se poseen estadísticas pluviométricas de las estaciones de Huanta, Fundo Los Nichos y Rivadavia.

Como ocurrió en el caso anterior sólo se posee antecedentes completos de la estación de Rivadavia, por lo cual la precipitación media de la cuenca debe referirse a la de Rivadavia.

Operando en forma análoga al caso anterior, se tiene que la precipitación media anual en la cuenca es igual a

$$\langle \bar{P}(EA) \rangle = 126{,}1 \text{ mm}$$

y como

$$P(R) = 85,8 \text{ mm}$$

se tiene que

$$\langle P(EA) \rangle = \frac{\langle \bar{P}(EA) \rangle}{P(R)} P(R) \frac{126,1}{85,8} P(R) = 1,47\ P(R)$$

Para obtener el valor de $\langle P(EA) \rangle$ de 24 y 48 h de diferente período de retorno se utilizará la curva de probabilidad de dichas precipitaciones correspondientes a Rivadavia, obtenida en el punto 1.2 de este capítulo. Los cálculos se han incluido en el Cuadro XI.1.22.

En la lámina XI.1.14 se han dibujado las curvas de probabilidad de las precipitaciones máximas de 24 y 48 horas correspondientes a la cuenca.

1.1.7.4.2.2 Distribución Porcentual de la Precipitación

Se utilizará la misma distribución temporal de la precipitación que se aplicó para la cuenca del río Turbio en Varillar.

1.1.7.4.2.3 Curva de Infiltración

Para su cálculo se presentan los mismos problemas que en el caso anterior, o sea la infiltración que se ha producido en cada crecida debe ser estimada utilizando la estadística y antecedentes obtenidos en la estación pluviométrica de Rivadavia.

En el Cuadro XI.1.23 se ha incluido la información que se ha podido recopilar sobre las crecidas y las precipitaciones que las generaron, asi como la infiltración que se produjo en cada crecida.

En el gráfico XI.1.15 se han dibujado los puntos (t,I) obtenidos en cada crecida, junto a los obtenidos para la cuenca del río Turbio en Varillar, habiéndose trazado una curva envolvente superior. Este trazado se justifica si se tiene en cuenta que al ser tan pequeña la escorrentía la infiltración debe ser análoga a la precipitación; concluyéndose que la capacidad de infiltración del suelo no fue satisfecha durante la mayor parte de las crecidas, excepto en aquellas en que la precipitación fue muy alta. La tabulación de la curva se encuentra en el Cuadro XI.1.7.

1.1.7.4.3 Caudal Base

Se han estimado basándose en la magnitud de los caudales medios mensuales, obteniéndose los siguientes valores

TR(años)	Q_B (m^3/s)
20	35
50	52
100	65
200	79
500	96
1.000	110

1.1.7.4.4 Ondas de Crecidas

Con los antecedentes y supuestos indicados anteriormente, se ha calculado las ondas de crecida de los Cuadros XI.1.24 al XI.1.35.

Sobre los resultados obtenidos se tienen análogas conclusiones que para la cuenca del río Turbio en Varillar.

En la lámina XI.1.16 se han dibujado las curvas obtenidas por el método probabilístico y las determinadas por este método hidrometeorológico.

Sobre este resultado, reflejado en la lámina XI.1.16, se pueden obtener también análogas conclusiones que en el caso del río Turbio en Varillar.

1.1.7.5 Conclusiones y Resumen

Al analizar los resultados se observa que los QMi generados por las precipitaciones de duración de 24 horas son mayores que los generados por las de 48 horas.

La razón principal radica en que la diferencia entre las precipitaciones de 24 y 48 h es muy pequeña y comparable o menor que la diferencia de la infiltración, como puede observarse en el cuadro siguiente

	TR = 1.000 años	
	24 h	48 h
Río Turbio en Varillar		
Precipitación	156	193
Infiltración	109	130
Río Elqui en Algarrobal		
Precipitación	187	213
Infiltración	109	130

También se observa que las curvas de probabilidades de los QMi estimados con precipitaciones de 48 horas de duración no son rectas, debido, posiblemente, a la forma de la curva de infiltración entre las 24 y 48 horas.

En general, los resultados pueden considerarse aceptables teniendo en cuenta que los antecedentes existentes son muy escasos, especialmente para una zona semiárida como esta, y con muy pocas precipitaciones de magnitud suficiente como para generar crecida de consideración. Por otra parte, cuando esta se ha producido no han podido ser bien determinados los caudales altos.

Resumiendo, los QMi estimados son los siguientes :

Período de Retorno (años)	R.Turbio en Varillar (m3/s)	R.Elqui en Algarrobal (m3/s)
20	15	35
50	63	298
100	192	536
200	314	712
500	468	1.011
1.000	581	1.208

1.1.8 CONCLUSIONES, OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

Analizando los resultados obtenidos se concluye :

1° Utilizando el método de Gumbel para ajustar una ley de probabilidades a las series anuales de los QMi de las crecidas de deshielo y pluviales del río Turbio en Varillar, se observa que las crecidas de deshielo son mayores que las pluviales, aún cuando aquellas están influenciadas por la regulación del embalse La Laguna, que no se ha tomado en cuenta por falta de antecedentes. No ocurre igual para los grandes períodos de retorno al considerar los QMi obtenidos utilizando el método del Hidrograma Unitario.

Esto puede observarse en el siguiente cuadro :

	QMi		
Período de Retorno (años)	Pluvial (Gumbel)	Deshielo (Gumbel)	Pluvial (H.U.)
20	30	43	15
50	37	66	63
100	49	84	192
200	57	100	314
500	67	123	468
1.000	75	141	581

2° Al aplicar el método de Gumbel a las series anuales de los QMi del río Claro en Rivadariva, la crecida de deshielo es muy superior a la pluvial para períodos de retorno hasta 20 años, después son mayores las crecidas pluviales; mientras que en Montegrande para períodos de

retorno altos los QMi tienden a igualarse, como puede observarse en el siguiente cuadro :

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1000
Desh.QMi m3/s	17	29	42	58	70	83	99	111
Pluv. QMi(CM) m3/s	11,5	21,0	34,5	52,5	66,0	79,5	97,5	111
QMi(CR) m3/s	13,5	24,0	42,0	67,5	85	103,5	127,5	147

3° Las crecidas de deshielo son superiores en el río Turbio que en el río Claro, como puede observarse en el siguiente cuadro comparativo :

Período de Retorno (años)	QMi(m3/s) Río Claro (m3/s)	Río Turbio (m3/s)
5	17	33
10	29	55
20	42	75
50	58	101
100	70	122
200	83	142
500	99	169
1.000	111	189

4° Las crecidas pluviales aumentan al dirigirnos hacia la desembocadura, lo que es lógico por irse incorporando nuevas cuencas colaborantes.

Esto queda demostrado en el punto 1.1.8.2.1 en el que se obtuvo la relación

$$QMi(X) = m(X)\ QMi(EAg)$$

siendo m(X) creciente al acercarnos a la desembocadura.

5° A lo largo del río Elqui las crecidas pluviales son mayores que las de deshielo.

Para demostrarlo nos basaremos en lo que ocurre a la altura de Algarrobal y a partir de este punto hacia la desembocadura.

Entre Algarrobal y la desembocadura no se incrementa la onda de deshielo por no poseer la cuenca intermedia cuenca nival y el QMi se va amortiguando a lo largo del río. En el caso de las cuencas pluviales se produce un fenómeno inverso, luego las diferencias que se producen en el río Elqui en Algarrobal se irán incrementando al dirigirnos hacia el océano.

Para demostrar lo que ocurre en el río Elqui en Algarrobal, en el cuadro siguiente se comparan los QMi de diferente período de retorno de la crecidas de deshielo y pluviales obtenidos utilizando el método de Gumbel y el de estas últimas obtenidas a partir del método del Hidrograma Unitario.

Período de Retorno (años)	QMi		
	Método de Gumbel		Método del H.U.
	Deshielo (m3/s)	Pluvial (m3/s)	Pluvial (m3/s)
5	33	27	-
10	55	38	-
20	75	66	35
50	101	102	298
100	122	131	536
200	142	158	712
500	169	195	1.011
1.000	189	224	1.208

Respecto a los resultados deben realizarse las siguientes observaciones:

1° Los antecedentes existentes son escasos y de no muy buena calidad.

2° Las anomalías que se presentan son en general provenientes de curvas de descargas mal dirigidas por falta de antecedentes, especialmente aforos altos, sobre todo los primeros años de estadística.

Para mejorar esos aspectos se recomienda :

1° Revisar todos los antecedentes obtenidos en el terreno.

2° Mejorar las estaciones fluviométricas para el mejor control de los caudales, especialmente altos.

3° Obtener una curva de descarga fundamental en cada estación fluviométrica, basada en el estudio del eje hidráulico.

4° Mejorar la red meteorológica, especialmente en los siguientes puntos:

i) Instalación de estaciones pluviométricas a diferente altitud, haciendo más densa la red.

ii) Instalación de algunos pluviógrafos a diferente altitud.

iii) Instalación de varias estaciones termométricas para determinar el gradiente térmico y la línea de nieve.

iv) Instalar algunas estaciones meteorológicas completas

1.1.9 ESTIMACION DE ONDAS DE CRECIDA EN LA CUENCA

1.1.9.1 Cuencas de los Ríos Claro y Turbio

Para la estimación de ondas de crecida en estas cuencas el procedimiento que debe seguirse es el siguiente :

1° A partir de los Hidrogramas Unitarios calculados obtener las constantes C_p y C_t del Hidrograma Unitario Sintético, manteniendo las restantes constantes iguales a las correspondientes a los Hidrogramas Unitarios Sintéticos de la zona Aconcagua-Maule (Revista de la Sociedad de Ingeniería Hidráulica. Número 1, Volumen 1, Agosto 1986).

2° Calcular la precipitación media de la cuenca considerando el efecto orográfico, manteniendo la distribución temporal.

3° Adoptar como válida la curva de infiltración

1.1.9.2 Cuenca del Río Elqui

En este caso de operará en forma diferente. En primer lugar se estimará el QMi y a partir de él la onda de crecida, como se indica a continuación.

1.1.9.2.1 Estimación del QMi

Para ello se establecerá una relación del tipo

$$m = \frac{QMi(EX)}{QMi(EAg)} = f\,(AX\text{-}AAg)$$

donde

QMi(EAg) = QMi en el río Elqui en Algarrobal
QMi(EX) = QMi en el río Elqui en el punto X
AAg = Area de la cuenca del río Elqui en Algarrobal
AX = Area de la cuenca del río Elqui en el lugar X

La relación de los QMi es el coeficiente de regresión respecto Elqui en Algarrobal obtenido en el punto 1.1.4.

En el siguiente cuadro se incluyen los valores de los diferentes factores :

Cuenca	AT (km2)	AN (km2)	AP (km2)	EP(EAg)-SP(X)	m
R.Elqui en Algarrobal	5.787	5.052	735	0	1,00
R.Elqui en Almendral	6.782	5.052	1.710	975	1,17
R.Elqui en Pta.de Piedra	8.337	5.052	3.285	2.550	1,35

Llevando estos puntos a un gráfico se obtiene en forma gráfica la relación buscada. (Lámina XI.1.17a).

Se calcula el área AP del lugar "X" que interesa y a partir del gráfico se obtiene "mX". Los valores del QMi de diferente período de retorno se obtienen a partir de la curva de probabilidad de los QMi del río Elqui en Algarrobal (punto 1.1.7.5 o Lámina XI.1.16) y utilizando la ecuación

$$QMi(X) = m(X) * AMi(EAg)$$

1.1.9.2.2 Estimación de la Onda de Crecida

Para calcularlas se transformarán las ondas de crecida de distinto período de retorno del río Elqui en Algarrobal en porcentuales, dándole al QMi el valor de 1,0.

Adoptando estas formas de la onda de crecida válidas para todo el valle del Elqui se podrá calcular la de cada lugar individualmente conocido el valor de QMi.

El método si bien no es exacto, es aceptable teniendo en cuenta que por la escasez de antecedentes es difícil obtener buenas estimaciones por otros métodos.

1.1.9.3 Estimación de los QMi del Río Elqui en Embalse Puclaro

Para estimar los QMi afluentes al embalse Puclaro se aplicará la metodología explicada anteriormente.

Tenemos :

Cuenca total R.Elqui en Emb. Puclaro A_T = 7.350 km^2

Cuenca nival R.Elqui en Emb. Puclaro A_N = 5.052 "

Cuenca pluvial R.Elqui en Emb.Puclaro A_{PL} = 2.298 "

Según el gráfico de la lámina XI.1.17a

m = 1,325

por lo tanto los QMi para los distintos períodos de retorno serán los siguientes :

Período de Retorno (años)	QMi (m3/s) R.Elqui en Algarrobal t = 24h	t = 48h	R.Elqui en Emb.Puclaro t = 24h	t = 48h
20	35	35	46	46
50	298	178	395	236
100	536	365	710	484
200	712	484	943	641
500	1.011	637	1.340	844
1.000	1.208	771	1.601	1.022

1.1.10 RAZON DE LAS DIFERENCIAS EXISTENTES ENTRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS UTILIZANDO LOS METODOS PROBABILISTICOS Y DEL HIDROGRAMA UNITARIO.

Como se puede observar, los resultados obtenidos utilizando el método probabilístico y el del Hidrograma Unitario son muy diferentes.

La razón de esta discrepancia se debe a que en cuencas de clima semidesérticas, como esta, es necesaria una precipitación muy grande y continua para que el suelo llegue a saturarse o sea es necesario que se produzca una precipitación de un alto período de retorno.

En la figura de la lámina XI.1.1a se puede apreciar la teoría de este proceso. La suma de infiltración total, $I = f(t)$, es una característica de cada cuenca, creciente y tendiendo a un valor constante que sería la capacidad máxima de infiltración. Cuando la precipitación acumulada en el tiempo, $P = F(t)$, queda por debajo de la curva de infiltración, teoricamente no hay escorrentía (Pa) al aumentar P, que es función del período de retorno, $P = \Psi(Tr)$, existe un valor en el cual $P_1 = I$. Al aumentar Tr, y $P = P_2 > P_1$ la curva $P = F(t)$ corta en un punto A a la curva $I = f(t)$ produciéndose la escorrentía a partir del tiempo t_a y magnitud R_2 produciéndose la correspondiente crecida.

Al aumentar el valor de Tr y su correspondiente $P_3 = P_2 + \Delta P$ aumenta R_3 en un valor ΔR, respecto al anterior, o sea $R_3 = R_2 + \Delta R$. La relación $(R_2 + \Delta R)/R_2$ es mayor que la relación $(P_2 + \Delta P)/P_2$ siendo $\Delta P = \Delta R$ luego al aumentar P se produce un brusco aumento de R y por lo tanto de la onda de crecida y su correspondiente caudal máximo instantáneo (QMi).

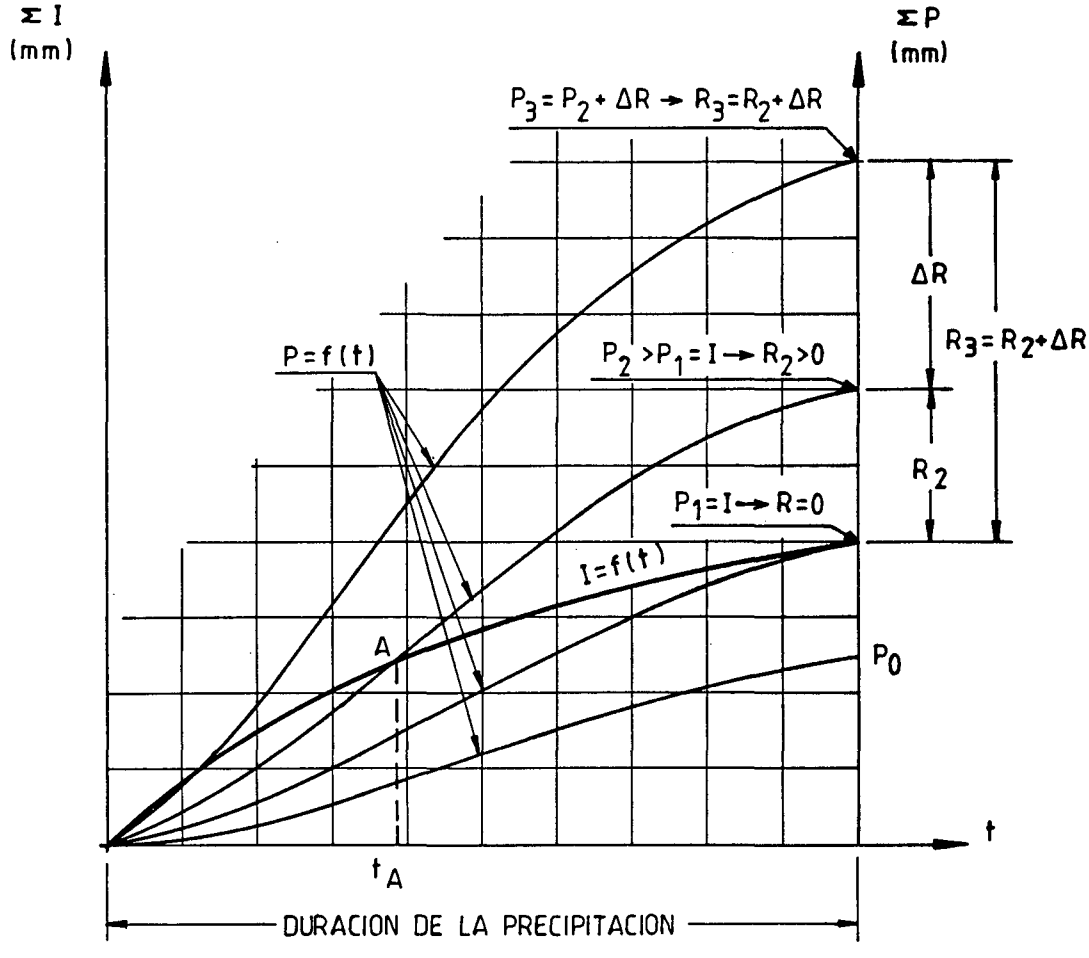
Este fenómeno es el que hace que a partir de un determinado Tr, cambie bruscamente la pendiente de la curva de probabilidad del QMi, lo cual ocurre en estas cuencas.

Las crecidas controladas hasta la fecha han sido producidas por precipitaciones que quedan bajo la curva de infiltración, por eso los caudales máximos instantáneos obtenidos son muy pequeños y la curva de probabilidades ajustadas a ellos representan crecidas de bajo período de retorno y terreno saturado. El que se hayan producido pequeñas escorrentías se debe a que en toda cuenca siempre hay zonas impermeables que permiten la escorrentía (rocas, cauce del río) pero que a nivel de cuenca no tienen influencia ni importancia.

Como metodología para calcular ondas de crecida y por lo tanto caudales máximos instantáneos de alto período de retorno, indudablemente que es mucho más confiable el método del Hidrograma Unitario ya que implicitamente incluye en su metodología las características fisiográficas y de humedad del suelo de la cuenca, lo que no ocurre con el método probabilístico por utilizarze una muestra muy pequeña, no representativa, para el tipo de cuenca de que se trata.

LAMINA Nº XI.1.1a

COMPARACION DE LA INFILTRACION Y LA PRECIPITACION



$$\frac{R_3}{R_2} = \frac{R_2 + \Delta R}{R_2} > \frac{P_2 + \Delta R}{P_2} = \frac{P_3}{P_2}$$

CUADRO XI.1.3
RIO TURBIO EN VARILLAR
HIDROGRAMA UNITARIO
(Lámina N° XI.1.9)

t(hora)	Q(m^3/s)
0	0,0
2	1,7
4	3,1
6	5,0
8	8,2
10	10,8
12	9,4
14	7,6
16	5,2
18	3,2
20	2,0
22	1,2
24	0,6
26	0,2
28	0,0

CUADRO XI.1.4
CUENCA PLUVIAL DEL RIO TURBIO EN VARILLAR
PROBABILIDAD DE LA PRECIPITACION MEDIA DE 24 y 48 HORAS
(1941/1980)
(Lámina N° XI.1.10)

TR (años)	t=24 h (mm/24h)		t=48 h (mm/48h)	
	P(R)	P(TV)	P(R)	P(TV)
20	69	91,8	78	103,7
50	83	110,4	94	125,0
100	93	123,7	106	141,0
200	103	137,0	118	156,9
500	117	155,6	133	176,9
1.000	127	168,9	145	192,4

P(TV) = 1,33 P(R)

CUADRO XI.1.5
DISTRIBUCION PORCENTUAL DE LA PRECIPITACION DE 24 Y 48 HORAS

Tiempo	Precipitación (%)	
	24 horas	48 horas
0- 2	0,050	0,030
2- 4	0,060	0,035
4- 6	0,070	0,035
6- 8	0,075	0,040
8-10	0,090	0,040
10-12	0,100	0,045
12-14	0,120	0,045
14-16	0,130	0,050
16-18	0,120	0,055
18-20	0,100	0,055
20-22	0,070	0,055
22-24	0,015	0,060
24-26		0,060
26-28		0,055
28-30		0,050
30-32		0,045
32-34		0,040
34-36		0,035
36-38		0,030
38-40		0,030
40-42		0,030
42-44		0,030
44-46		0,025
46-48		0,025

CUADRO XI.1.6
TURBIO EN VARILLAR
S=409 Km^2
CURVA DE INFILTRACION
P(TV) = 1,33 P(R)

Año	Mes	Día	QMi (m^3/s)	V ($10^6 m^3$)	P_e (mm)	P(R) (mm)	P(TV) (mm)	t Horas	I (mm)
1980	04	10	18,8	0,973	2,4	59,3	78,9	42	76,5
	07	24	4,9	0,061	0,2	49,7	66,1	26	65,9
1982	07	16	9,4	0,374	0,9	61,5	81,8	-	80,9
	07	23	3,5	0,030	0,1	?	-	-	-
1984	07	4	8,5	0,408	1,0	60,2	80,1	16	79,1
	07	10	25,4	0,422	1,0	64,4	85,7	14	84,7

CUADRO XI.1.7
CUENCA ALTA RIO ELQUI
CURVA DE INFILTRACION

t (hora)	I(mm)	I(mm/2h)
0	0	23
2	23	16
4	39	12
6	51	11
8	62	8
10	70	8
12	78	7
14	85	6
16	91	5
18	96	5
20	101	4
22	105	4
24	109	3
26	112	3
28	115	3
30	118	2
32	120	2
32	122	2
36	124	1
38	125	1
40	126	1
42	127	1
44	128	1
46	129	1
48	130	

CUADRO XI.1.8

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 20 P(mm)= 91.8

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	4.6	23.0	0.0
4.00	0.060	5.5	16.0	0.0
6.00	0.070	6.4	12.0	0.0
8.00	0.075	6.9	11.0	0.0
10.00	0.090	8.3	8.0	0.0
12.00	0.100	9.2	8.0	0.0
14.00	0.120	11.0	7.0	0.0
16.00	0.130	11.9	6.0	0.0
18.00	0.120	11.0	5.0	0.0
20.00	0.100	9.2	5.0	0.0
22.00	0.070	6.4	4.0	0.0
24.00	0.015	1.4	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.8

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	15.0
2.00	15.0
4.00	15.0
6.00	15.0
8.00	15.0
10.00	15.0
12.00	15.0
14.00	15.0
16.00	15.0
18.00	15.0
20.00	15.0
22.00	15.0
24.00	15.0
26.00	15.0
28.00	15.0
30.00	15.0
32.00	15.0
34.00	15.0
36.00	15.0
38.00	15.0
40.00	15.0
42.00	15.0
44.00	15.0
46.00	15.0
48.00	15.0
50.00	15.0
52.00	15.0

CUADRO XI.1.9

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 50 P(mm)= 110.4

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	5.5	23.0	0.0
4.00	0.060	6.6	16.0	0.0
6.00	0.070	7.7	12.0	0.0
8.00	0.075	8.3	11.0	0.0
10.00	0.090	9.9	8.0	0.0
12.00	0.100	11.0	8.0	0.0
14.00	0.120	13.2	7.0	0.0
16.00	0.130	14.4	6.0	0.0
18.00	0.120	13.2	5.0	0.0
20.00	0.100	11.0	5.0	0.0
22.00	0.070	7.7	4.0	3.7
24.00	0.015	1.7	1.7	0.0

Continuación Cuadro XI.1.9

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	23.0
2.00	23.0
4.00	23.0
6.00	23.0
8.00	23.0
10.00	23.0
12.00	23.0
14.00	23.0
16.00	23.0
18.00	23.0
20.00	23.0
22.00	23.0
24.00	29.4
26.00	34.6
28.00	41.8
30.00	53.7
32.00	63.4
34.00	58.2
36.00	51.4
38.00	42.4
40.00	35.0
42.00	30.5
44.00	27.5
46.00	25.2
48.00	23.7
50.00	23.0
52.00	23.0

CUADRO XI.1.10

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 100 P(mm)= 123.7

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	6.2	23.0	0.0
4.00	0.060	7.4	16.0	0.0
6.00	0.070	8.7	12.0	0.0
8.00	0.075	9.3	11.0	0.0
10.00	0.090	11.1	8.0	0.0
12.00	0.100	12.4	8.0	0.0
14.00	0.120	14.8	7.0	0.0
16.00	0.130	16.1	6.0	0.0
18.00	0.120	14.8	5.0	4.8
20.00	0.100	12.4	5.0	7.4
22.00	0.070	8.7	4.0	4.7
24.00	0.015	1.9	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.10

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	29.0
2.00	29.0
4.00	29.0
6.00	29.0
8.00	29.0
10.00	29.0
12.00	29.0
14.00	29.0
16.00	29.0
18.00	29.0
20.00	37.2
22.00	56.5
24.00	83.8
26.00	119.8
28.00	164.7
30.00	192.1
32.00	185.2
34.00	153.8
36.00	118.1
38.00	86.4
40.00	64.4
42.00	50.1
44.00	40.0
46.00	33.3
48.00	29.9
50.00	29.0
52.00	29.0

CUADRO XI.1.11

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 200 P(mm)= 137

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	6.9	23.0	0.0
4.00	0.060	8.2	16.0	0.0
6.00	0.070	9.6	12.0	0.0
8.00	0.075	10.3	11.0	0.0
10.00	0.090	12.3	8.0	0.0
12.00	0.100	13.7	8.0	0.0
14.00	0.120	16.4	7.0	0.0
16.00	0.130	17.8	6.0	4.2
18.00	0.120	16.4	5.0	11.4
20.00	0.100	13.7	5.0	8.7
22.00	0.070	9.6	4.0	5.6
24.00	0.015	2.1	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.11

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	35.0
2.00	35.0
4.00	35.0
6.00	35.0
8.00	35.0
10.00	35.0
12.00	35.0
14.00	35.0
16.00	35.0
18.00	42.2
20.00	67.5
22.00	106.3
24.00	163.2
26.00	235.2
28.00	297.5
30.00	314.4
32.00	286.0
34.00	226.6
36.00	167.8
38.00	119.8
40.00	86.5
42.00	64.3
44.00	49.2
46.00	40.1
48.00	36.1
50.00	35.0
52.00	35.0

CUADRO XI.1.12

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 500 P(mm)= 155.6

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	7.8	23.0	0.0
4.00	0.060	9.3	16.0	0.0
6.00	0.070	10.9	12.0	0.0
8.00	0.075	11.7	11.0	0.0
10.00	0.090	14.0	8.0	0.0
12.00	0.100	15.6	8.0	0.0
14.00	0.120	18.7	7.0	2.9
16.00	0.130	20.2	6.0	14.2
18.00	0.120	18.7	5.0	13.7
20.00	0.100	15.6	5.0	10.6
22.00	0.070	10.9	4.0	6.9
24.00	0.015	2.3	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.12

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	43.0
2.00	43.0
4.00	43.0
6.00	43.0
8.00	43.0
10.00	43.0
12.00	43.0
14.00	43.0
16.00	48.0
18.00	76.2
20.00	124.9
22.00	198.4
24.00	304.0
26.00	410.3
28.00	467.6
30.00	465.4
32.00	403.9
34.00	310.5
36.00	226.0
38.00	158.8
40.00	111.7
42.00	80.5
44.00	60.3
46.00	49.2
48.00	44.4
50.00	43.0
52.00	43.0

CUADRO XI.1.13

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 1000 P(mm)= 168.9

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	8.4	23.0	0.0
4.00	0.060	10.1	16.0	0.0
6.00	0.070	11.8	12.0	0.0
8.00	0.075	12.7	11.0	0.0
10.00	0.090	15.2	8.0	0.0
12.00	0.100	16.9	8.0	0.0
14.00	0.120	20.3	7.0	10.4
16.00	0.130	22.0	6.0	16.0
18.00	0.120	20.3	5.0	15.3
20.00	0.100	16.9	5.0	11.9
22.00	0.070	11.8	4.0	7.8
24.00	0.015	2.5	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.13

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	50.0
2.00	50.0
4.00	50.0
6.00	50.0
8.00	50.0
10.00	50.0
12.00	50.0
14.00	50.0
16.00	67.7
18.00	109.5
20.00	177.6
22.00	282.8
24.00	420.0
26.00	529.3
28.00	580.8
30.00	561.6
32.00	478.6
34.00	365.2
36.00	264.6
38.00	184.7
40.00	128.8
42.00	92.3
44.00	69.6
46.00	57.1
48.00	51.6
50.00	50.0
52.00	50.0

CUADRO XI.1.14

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 20 P(mm)= 103.7

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	3.1	23.0	0.0
4.00	0.035	3.6	16.0	0.0
6.00	0.035	3.6	12.0	0.0
8.00	0.040	4.1	11.0	0.0
10.00	0.040	4.1	8.0	0.0
12.00	0.045	4.7	8.0	0.0
14.00	0.045	4.7	7.0	0.0
16.00	0.050	5.2	6.0	0.0
18.00	0.055	5.7	5.0	0.0
20.00	0.055	5.7	5.0	0.0
22.00	0.055	5.7	4.0	0.0
24.00	0.060	6.2	4.0	0.0
26.00	0.060	6.2	3.0	0.0
28.00	0.055	5.7	3.0	0.0
30.00	0.050	5.2	3.0	0.0
32.00	0.045	4.7	2.0	0.0
34.00	0.040	4.1	2.0	0.0
36.00	0.035	3.6	2.0	0.0
38.00	0.030	3.1	1.0	0.0
40.00	0.030	3.1	1.0	0.0
42.00	0.030	3.1	1.0	0.0
44.00	0.030	3.1	1.0	0.0
46.00	0.025	2.6	1.0	0.0
48.00	0.025	2.6	1.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.14

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	15.0
2.00	15.0
4.00	15.0
6.00	15.0
8.00	15.0
10.00	15.0
12.00	15.0
14.00	15.0
16.00	15.0
18.00	15.0
20.00	15.0
22.00	15.0
24.00	15.0
26.00	15.0
28.00	15.0
30.00	15.0
32.00	15.0
34.00	15.0
36.00	15.0
38.00	15.0
40.00	15.0
42.00	15.0
44.00	15.0
46.00	15.0
48.00	15.0
50.00	15.0
52.00	15.0
54.00	15.0
56.00	15.0
58.00	15.0
0.00	15.0
62.00	15.0
64.00	15.0
66.00	15.0
68.00	15.0
70.00	15.0
72.00	15.0
74.00	15.0
76.00	15.0

CUADRO XI.1.15

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 50 P(mm)= 125

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	3.8	23.0	0.0
4.00	0.035	4.4	16.0	0.0
6.00	0.035	4.4	12.0	0.0
8.00	0.040	5.0	11.0	0.0
10.00	0.040	5.0	8.0	0.0
12.00	0.045	5.6	8.0	0.0
14.00	0.045	5.6	7.0	0.0
16.00	0.050	6.3	6.0	0.0
18.00	0.055	6.9	5.0	0.0
20.00	0.055	6.9	5.0	0.0
22.00	0.055	6.9	4.0	0.0
24.00	0.060	7.5	4.0	0.0
26.00	0.060	7.5	3.0	0.0
28.00	0.055	6.9	3.0	0.0
30.00	0.050	6.3	3.0	0.0
32.00	0.045	5.6	2.0	0.0
34.00	0.040	5.0	2.0	0.0
36.00	0.035	4.4	2.0	0.0
38.00	0.030	3.8	1.0	0.0
40.00	0.030	3.8	1.0	0.0
42.00	0.030	3.8	1.0	0.0
44.00	0.030	3.8	1.0	0.0
46.00	0.025	3.1	1.0	0.0
48.00	0.025	3.1	1.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.15

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	23.0
2.00	23.0
4.00	23.0
6.00	23.0
8.00	23.0
10.00	23.0
12.00	23.0
14.00	23.0
16.00	23.0
18.00	23.0
20.00	23.0
22.00	23.0
24.00	23.0
26.00	23.0
28.00	23.0
30.00	23.0
32.00	23.0
34.00	23.0
36.00	23.0
38.00	23.0
40.00	23.0
42.00	23.0
44.00	23.0
46.00	23.0
48.00	23.0
50.00	23.0
52.00	23.0
54.00	23.0
56.00	23.0
58.00	23.0
60.00	23.0
62.00	23.0
64.00	23.0
66.00	23.0
68.00	23.0
70.00	23.0
72.00	23.0
74.00	23.0
76.00	23.0

CUADRO XI.1.16

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 100 P(mm)= 141

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	4.2	23.0	0.0
4.00	0.035	4.9	16.0	0.0
6.00	0.035	4.9	12.0	0.0
8.00	0.040	5.6	11.0	0.0
10.00	0.040	5.6	8.0	0.0
12.00	0.045	6.3	8.0	0.0
14.00	0.045	6.3	7.0	0.0
16.00	0.050	7.1	6.0	0.0
18.00	0.055	7.8	5.0	0.0
20.00	0.055	7.8	5.0	0.0
22.00	0.055	7.8	4.0	0.0
24.00	0.060	8.5	4.0	0.0
26.00	0.060	8.5	3.0	0.0
28.00	0.055	7.8	3.0	0.0
30.00	0.050	7.1	3.0	0.0
32.00	0.045	6.3	2.0	0.0
34.00	0.040	5.6	2.0	0.0
36.00	0.035	4.9	2.0	0.0
38.00	0.030	4.2	1.0	0.0
40.00	0.030	4.2	1.0	0.0
42.00	0.030	4.2	1.0	2.7
44.00	0.030	4.2	1.0	3.2
46.00	0.025	3.5	1.0	2.5
48.00	0.025	3.5	1.0	2.5

Continuación Cuadro XI.1.16

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	29.0
2.00	29.0
4.00	29.0
6.00	29.0
8.00	29.0
10.00	29.0
12.00	29.0
14.00	29.0
16.00	29.0
18.00	29.0
20.00	29.0
22.00	29.0
24.00	29.0
26.00	29.0
28.00	29.0
30.00	29.0
32.00	29.0
34.00	29.0
36.00	29.0
38.00	29.0
40.00	29.0
42.00	29.0
44.00	33.6
46.00	42.9
48.00	56.9
50.00	79.6
52.00	105.3
54.00	122.8
56.00	128.0
58.00	118.7
0.00	97.4
62.00	77.1
64.00	59.9
66.00	47.6
68.00	39.6
70.00	34.2
72.00	31.0
74.00	29.5
76.00	29.0

CUADRO XI.1.17

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 200 P(mm)= 156.9

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	4.7	23.0	0.0
4.00	0.035	5.5	16.0	0.0
6.00	0.035	5.5	12.0	0.0
8.00	0.040	6.3	11.0	0.0
10.00	0.040	6.3	8.0	0.0
12.00	0.045	7.1	8.0	0.0
14.00	0.045	7.1	7.0	0.0
16.00	0.050	7.8	6.0	0.0
18.00	0.055	8.6	5.0	0.0
20.00	0.055	8.6	5.0	0.0
22.00	0.055	8.6	4.0	0.0
24.00	0.060	9.4	4.0	0.0
26.00	0.060	9.4	3.0	0.0
28.00	0.055	8.6	3.0	0.0
30.00	0.050	7.8	3.0	0.0
32.00	0.045	7.1	2.0	0.0
34.00	0.040	6.3	2.0	2.7
36.00	0.035	5.5	2.0	3.5
38.00	0.030	4.7	1.0	3.7
40.00	0.030	4.7	1.0	3.7
42.00	0.030	4.7	1.0	3.7
44.00	0.030	4.7	1.0	3.7
46.00	0.025	3.9	1.0	2.9
48.00	0.025	3.9	1.0	2.9

Continuación Cuadro XI.1.17

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	35.0
2.00	35.0
4.00	35.0
6.00	35.0
8.00	35.0
10.00	35.0
12.00	35.0
14.00	35.0
16.00	35.0
18.00	35.0
20.00	35.0
22.00	35.0
24.00	35.0
26.00	35.0
28.00	35.0
30.00	35.0
32.00	35.0
34.00	35.0
36.00	39.7
38.00	49.4
40.00	65.8
42.00	92.7
44.00	129.5
46.00	165.1
48.00	194.0
50.00	213.6
52.00	219.0
54.00	212.6
56.00	195.0
58.00	166.6
0.00	130.3
62.00	99.1
64.00	74.4
66.00	57.6
68.00	47.3
[illegible]	41.0
[illegible]	37.3
[illegible]	35.6
[illegible]	35.0

HYDRO XI.1.18

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TOTAL 48 h

TR(anios)= 500 P(mm)= 176.9

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	5.3	23.0	0.0
4.00	0.035	6.2	16.0	0.0
6.00	0.035	6.2	12.0	0.0
8.00	0.040	7.1	11.0	0.0
10.00	0.040	7.1	8.0	0.0
12.00	0.045	8.0	8.0	0.0
14.00	0.045	8.0	7.0	0.0
16.00	0.050	8.8	6.0	0.0
18.00	0.055	9.7	5.0	0.0
20.00	0.055	9.7	5.0	0.0
22.00	0.055	9.7	4.0	0.0
24.00	0.060	10.6	4.0	0.0
26.00	0.060	10.6	3.0	0.0
28.00	0.055	9.7	3.0	1.8
30.00	0.050	8.8	3.0	5.8
32.00	0.045	8.0	2.0	6.0
34.00	0.040	7.1	2.0	5.1
36.00	0.035	6.2	2.0	4.2
38.00	0.030	5.3	1.0	4.3
40.00	0.030	5.3	1.0	4.3
42.00	0.030	5.3	1.0	4.3
44.00	0.030	5.3	1.0	4.3
46.00	0.025	4.4	1.0	3.4
48.00	0.025	4.4	1.0	3.4

Continuación Cuadro XI.1.18

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	43.0
2.00	43.0
4.00	[illegible]
6.00	[illegible]
8.00	43.0
10.00	43.0
12.00	43.0
14.00	43.0
16.00	43.0
18.00	43.0
20.00	43.0
22.00	43.0
24.00	43.0
26.00	43.0
28.00	43.0
30.00	46.0
32.00	58.4
34.00	80.0
36.00	113.7
38.00	162.5
40.00	217.2
42.00	258.9
44.00	284.0
46.00	294.8
48.00	296.7
50.00	294.4
52.00	283.8
54.00	264.9
56.00	236.6
58.00	198.9
0.00	154.7
62.00	117.8
64.00	89.0
66.00	69.4
68.00	57.4
70.00	50.0
72.00	45.7
74.00	43.7
76.00	43.0

CUADRO XI.1.19

CUENCA TURBIO EN VARILLAR

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 1000 P(mm)= 192.9

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	5.8	23.0	0.0
4.00	0.035	6.8	16.0	0.0
6.00	0.035	6.8	12.0	0.0
8.00	0.040	7.7	11.0	0.0
10.00	0.040	7.7	8.0	0.0
12.00	0.045	8.7	8.0	0.0
14.00	0.045	8.7	7.0	0.0
16.00	0.050	9.6	6.0	0.0
18.00	0.055	10.6	5.0	0.0
20.00	0.055	10.6	5.0	0.0
22.00	0.055	10.6	4.0	0.0
24.00	0.060	11.6	4.0	0.0
26.00	0.060	11.6	3.0	4.7
28.00	0.055	10.6	3.0	7.6
30.00	0.050	9.6	3.0	6.6
32.00	0.045	8.7	2.0	6.7
34.00	0.040	7.7	2.0	5.7
36.00	0.035	6.8	2.0	4.8
38.00	0.030	5.8	1.0	4.8
40.00	0.030	5.8	1.0	4.8
42.00	0.030	5.8	1.0	4.8
44.00	0.030	5.8	1.0	4.8
46.00	0.025	4.8	1.0	3.8
48.00	0.025	4.8	1.0	3.8

Continuación Cuadro XI.1.19

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	50.0
2.00	50.0
4.00	50.0
6.00	50.0
8.00	50.0
10.00	50.0
12.00	50.0
14.00	50.0
16.00	50.0
18.00	50.0
20.00	50.0
22.00	50.0
24.00	50.0
26.00	50.0
28.00	58.0
30.00	77.5
32.00	108.4
34.00	158.6
36.00	226.9
38.00	290.1
40.00	335.3
42.00	360.5
44.00	365.5
46.00	360.3
48.00	351.2
50.00	340.7
52.00	323.1
54.00	298.6
56.00	265.9
58.00	223.8
0.00	174.5
62.00	133.4
64.00	101.3
66.00	79.5
68.00	66.1
70.00	57.8
72.00	53.1
74.00	50.8
76.00	50.0

CUADRO XI.1.20
RIO TURBIO EN VARILLAR
PROBABILIDAD DE LOS CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS
(Método del H.U.)
(Lâmina XI.1.11) QMi (m^3/s)

TR (años)	t = 24h	t = 48h
20	15*	15*
50	63	23*
100	192	128
200	314	219
500	468	297
1.000	581	366

* : Igual a caudal base

CUADRO XI.1.21
RIO ELQUI EN ALGARROBAL
HIDROGRAMA UNITARIO

t (horas)	Q (m^3/s)
0	0,00
2	1,37
4	3,00
6	6,08
8	12,30
10	18,60
12	16,15
14	13,10
16	9,65
18	6,95
20	5,20
22	3,80
24	2,68
25	1,80
28	1,00
30	0,48
32	0,00

CUADRO XI.1.22
CUENCA PLUVIAL RIO ELQUI EN ALGARROBAL
PROBABILIDAD DE LA PRECIPITACION MEDIA DE 24 y 48 h
(1941/1980)
(Lámina XI.1.14)

TR años	t=24h P(R)	(mm/24h) P(EA)	t=48h P(R)	(mm/48h) P(EA)
20	69	101	78	115
50	83	122	94	138
100	93	137	106	156
200	103	151	118	173
500	117	172	133	196
1.000	127	187	145	213

CUADRO XI.1.23
ELQUI EN ALGARROBAL
CURVA INFILTRACION
P(EA)=1,47 P(CR)

AÑO	MES	DIA	QMi (m^3/s)	V ($10^6 m^3$)	Pe (mm)	PR (mm)	P_{EA} (mm)	t (hrs)	I (mm)
1954	05	26	18,7	0,169	0,2	?			
1960	06	22	12,8	0,329	0,4				
1963	07	27	6,8	0,215	0,3	54	79,4	24*	79,1
1965	07	17	9,4	0,132	0,2				
	08	11	16,7	0,420	0,6	81,5	119,8	32	119,2
1976	05	27	5,8	0,134	0,2	39,5	58,1	24*	57,9
1977	07	22	8,6	0,273	0,4	26,5	39,0	12	38,6
1978	07	20	25,0	1,868	2,5	68,0	100,0	30	97,5
1980	04	10	51,0	4,046	5,5	61,9	91	42	85,5
	07	25	12,1	0,229	0,3	61,0	89,7	22	89,4
1982	06	23	6,7	0,058	0,1	15,8	23,2	24*	23,1
	07	15-17	23,0	2,007	2,7	61,5	107,9	30*	105,2
1984	07	2	15,6	0,490	0,7	83,5	122,7	26	48,5
	07	5	33,6	2,385	3,2	60,2	88,5	16	85,3
	07	10	35,6	0,791	1,1	64,4	94,7	14	93,6

CUADRO XI.1.24

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 20 P(mm)= 101

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	5.1	23.0	0.0
4.00	0.060	6.1	16.0	0.0
6.00	0.070	7.1	12.0	0.0
8.00	0.075	7.6	11.0	0.0
10.00	0.090	9.1	8.0	0.0
12.00	0.100	10.1	8.0	0.0
14.00	0.120	12.1	7.0	0.0
16.00	0.130	13.1	6.0	0.0
18.00	0.120	12.1	5.0	0.0
20.00	0.100	10.1	5.0	0.0
22.00	0.070	7.1	4.0	0.0
24.00	0.015	1.5	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.24

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	35.0
2.00	35.0
4.00	35.0
6.00	35.0
8.00	35.0
10.00	35.0
12.00	35.0
14.00	35.0
16.00	35.0
18.00	35.0
20.00	35.0
22.00	35.0
24.00	35.0
26.00	35.0
28.00	35.0
30.00	35.0
32.00	35.0
34.00	35.0
36.00	35.0
38.00	35.0
40.00	35.0
42.00	35.0
44.00	35.0
46.00	35.0
48.00	35.0
50.00	35.0
52.00	35.0
54.00	35.0
56.00	35.0

CUADRO XI.1.25

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 50 P(mm)= 122

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	6.1	23.0	0.0
4.00	0.060	7.3	13.3	0.0
6.00	0.070	8.5	12.2	0.0
8.00	0.075	9.2	11.0	2.1
10.00	0.090	11.0	8.0	3.7
12.00	0.100	12.2	8.0	0.0
14.00	0.120	14.6	7.0	0.0
16.00	0.130	15.9	6.0	0.0
18.00	0.120	14.6	5.0	3.4
20.00	0.100	12.2	5.0	7.2
22.00	0.070	8.5	4.0	4.5
24.00	0.015	1.8	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.25

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	52.0
2.00	52.0
4.00	52.0
6.00	52.0
8.00	52.0
10.00	52.0
12.00	52.0
14.00	52.0
16.00	52.0
18.00	52.0
20.00	56.8
22.00	72.4
24.00	100.9
26.00	151.7
28.00	232.1
30.00	297.3
32.00	298.0
34.00	253.1
36.00	205.3
38.00	164.3
40.00	134.3
42.00	112.2
44.00	94.9
46.00	80.6
48.00	69.1
50.00	60.1
52.00	54.3
54.00	52.0
56.00	52.0

CUADRO XI.1.26

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 100 P(mm)= 137

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	6.9	23.0	0.0
4.00	0.060	8.2	16.0	0.0
6.00	0.070	9.6	12.0	0.0
8.00	0.075	10.3	11.0	0.0
10.00	0.090	12.3	8.0	0.0
12.00	0.100	13.7	8.0	0.0
14.00	0.120	16.4	7.0	0.0
16.00	0.130	17.8	6.0	4.2
18.00	0.120	16.4	5.0	11.4
20.00	0.100	13.7	5.0	8.7
22.00	0.070	9.6	4.0	5.6
24.00	0.015	2.1	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.26

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	65.0
2.00	65.0
4.00	65.0
6.00	65.0
8.00	65.0
10.00	65.0
12.00	65.0
14.00	65.0
16.00	65.0
18.00	70.9
20.00	93.7
22.00	137.2
24.00	220.6
26.00	354.0
28.00	487.2
30.00	536.1
32.00	500.7
34.00	410.0
36.00	324.6
38.00	255.6
40.00	204.2
42.00	165.6
44.00	134.5
46.00	109.3
48.00	89.5
50.00	74.9
52.00	67.8
54.00	65.0
56.00	65.0

CUADRO XI.1.27

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 200 P(mm)= 151

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	7.6	23.0	0.0
4.00	0.060	9.1	16.0	0.0
6.00	0.070	10.6	12.0	0.0
8.00	0.075	11.3	11.0	0.0
10.00	0.090	13.6	8.0	0.0
12.00	0.100	15.1	8.0	0.0
14.00	0.120	18.1	7.0	0.3
16.00	0.130	19.6	6.0	13.6
18.00	0.120	18.1	5.0	13.1
20.00	0.100	15.1	5.0	10.1
22.00	0.070	10.6	4.0	6.6
24.00	0.015	2.3	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.27

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	79.0
2.00	79.0
4.00	79.0
6.00	79.0
8.00	79.0
10.00	79.0
12.00	79.0
14.00	79.0
16.00	79.4
18.00	99.0
20.00	140.2
22.00	219.5
24.00	372.0
26.00	580.3
28.00	712.3
30.00	741.8
32.00	671.1
34.00	542.1
36.00	427.0
38.00	334.3
40.00	264.7
42.00	211.8
44.00	168.6
46.00	134.9
48.00	107.5
50.00	90.6
52.00	82.3
54.00	79.0
56.00	79.0

CUADRO XI.1.28

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 500 P(mm)= 172

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	8.6	23.0	0.0
4.00	0.060	10.3	16.0	0.0
6.00	0.070	12.0	12.0	0.0
8.00	0.075	12.9	11.0	0.0
10.00	0.090	15.5	8.0	0.0
12.00	0.100	17.2	8.0	0.0
14.00	0.120	20.6	7.0	12.2
16.00	0.130	22.4	6.0	16.4
18.00	0.120	20.6	5.0	15.6
20.00	0.100	17.2	5.0	12.2
22.00	0.070	12.0	4.0	8.0
24.00	0.015	2.6	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.28

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	96.0
2.00	96.0
4.00	96.0
6.00	96.0
8.00	96.0
10.00	96.0
12.00	96.0
14.00	96.0
16.00	113.1
18.00	155.4
20.00	241.3
22.00	409.6
24.00	667.0
26.00	888.5
28.00	1010.6
30.00	1007.6
32.00	892.0
34.00	715.6
36.00	560.5
38.00	435.8
40.00	341.2
42.00	268.0
44.00	210.1
46.00	163.5
48.00	130.5
50.00	110.1
52.00	100.0
54.00	96.0
56.00	96.0

CUADRO XI.1.29

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 24 h

TR(anios)= 1000 P(mm)= 187

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.050	9.4	23.0	0.0
4.00	0.060	11.2	16.0	0.0
6.00	0.070	13.1	12.0	0.0
8.00	0.075	14.0	11.0	0.0
10.00	0.090	16.8	8.0	0.0
12.00	0.100	18.7	8.0	5.2
14.00	0.120	22.4	7.0	15.4
16.00	0.130	24.3	6.0	18.3
18.00	0.120	22.4	5.0	17.4
20.00	0.100	18.7	5.0	13.7
22.00	0.070	13.1	4.0	9.1
24.00	0.015	2.8	4.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.29

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	110.0
2.00	110.0
4.00	110.0
6.00	110.0
8.00	110.0
10.00	110.0
12.00	110.0
14.00	117.3
16.00	147.3
18.00	213.8
20.00	347.7
22.00	580.1
24.00	867.1
26.00	1094.4
28.00	1207.8
30.00	1185.3
32.00	1042.3
34.00	834.2
36.00	652.0
38.00	505.4
40.00	393.6
42.00	307.4
44.00	239.0
46.00	185.8
48.00	148.8
50.00	125.9
52.00	114.5
54.00	110.0
56.00	110.0

CUADRO XI.1.30

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 20 P(mm)= 115

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	3.4	23.0	0.0
4.00	0.035	4.0	16.0	0.0
6.00	0.035	4.0	12.0	0.0
8.00	0.040	4.6	11.0	0.0
10.00	0.040	4.6	8.0	0.0
12.00	0.045	5.2	8.0	0.0
14.00	0.045	5.2	7.0	0.0
16.00	0.050	5.8	6.0	0.0
18.00	0.055	6.3	5.0	0.0
20.00	0.055	6.3	5.0	0.0
22.00	0.055	6.3	4.0	0.0
24.00	0.060	6.9	4.0	0.0
26.00	0.060	6.9	3.0	0.0
28.00	0.055	6.3	3.0	0.0
30.00	0.050	5.8	3.0	0.0
32.00	0.045	5.2	2.0	0.0
34.00	0.040	4.6	2.0	0.0
36.00	0.035	4.0	2.0	0.0
38.00	0.030	3.4	1.0	0.0
40.00	0.030	3.4	1.0	0.0
42.00	0.030	3.4	1.0	0.0
44.00	0.030	3.4	1.0	0.0
46.00	0.025	2.9	1.0	0.0
48.00	0.025	2.9	1.0	0.0

Continuación Cuadro XI.1.30

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	35.0
2.00	35.0
4.00	35.0
6.00	35.0
8.00	35.0
10.00	35.0
12.00	35.0
14.00	35.0
16.00	35.0
18.00	35.0
20.00	35.0
22.00	35.0
24.00	35.0
26.00	35.0
28.00	35.0
30.00	35.0
32.00	35.0
34.00	35.0
36.00	35.0
38.00	35.0
40.00	35.0
42.00	35.0
44.00	35.0
46.00	35.0
48.00	35.0
50.00	35.0
52.00	35.0
54.00	35.0
56.00	35.0
58.00	35.0
60.00	35.0
62.00	35.0
64.00	35.0
66.00	35.0
68.00	35.0
70.00	35.0
72.00	35.0
74.00	35.0
76.00	35.0
78.00	35.0
80.00	35.0

CUADRO XI.1.31

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 50 P(mm)= 138

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	4.1	23.0	0.0
4.00	0.035	4.8	16.0	0.0
6.00	0.035	4.8	12.0	0.0
8.00	0.040	5.5	11.0	0.0
10.00	0.040	5.5	8.0	0.0
12.00	0.045	6.2	8.0	0.0
14.00	0.045	6.2	7.0	0.0
16.00	0.050	6.9	6.0	0.0
18.00	0.055	7.6	5.0	0.0
20.00	0.055	7.6	5.0	0.0
22.00	0.055	7.6	4.0	0.0
24.00	0.060	8.3	4.0	0.0
26.00	0.060	8.3	3.0	0.0
28.00	0.055	7.6	3.0	0.0
30.00	0.050	6.9	3.0	0.0
32.00	0.045	6.2	2.0	0.0
34.00	0.040	5.5	2.0	0.0
36.00	0.035	4.8	2.0	0.0
38.00	0.030	4.1	1.0	0.0
40.00	0.030	4.1	1.0	0.0
42.00	0.030	4.1	1.0	0.0
44.00	0.030	4.1	1.0	3.1
46.00	0.025	3.5	1.0	2.5
48.00	0.025	3.5	1.0	2.5

Continuación Cuadro XI.1.31

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	52.0
2.00	52.0
4.00	52.0
6.00	52.0
8.00	52.0
10.00	52.0
12.00	52.0
14.00	52.0
16.00	52.0
18.00	52.0
20.00	52.0
22.00	52.0
24.00	52.0
26.00	52.0
28.00	52.0
30.00	52.0
32.00	52.0
34.00	52.0
36.00	52.0
38.00	52.0
40.00	52.0
42.00	52.0
44.00	52.0
46.00	56.3
48.00	64.7
50.00	81.7
52.00	112.4
54.00	154.7
56.00	177.9
58.00	177.9
60.00	153.9
62.00	129.6
64.00	109.0
66.00	93.7
68.00	82.4
70.00	73.5
72.00	66.1
74.00	60.4
76.00	55.7
78.00	53.2
80.00	52.0

CUADRO XI.1.32

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 100 P(mm)= 156

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	4.7	23.0	0.0
4.00	0.035	5.5	16.0	0.0
6.00	0.035	5.5	12.0	0.0
8.00	0.040	6.2	11.0	0.0
10.00	0.040	6.2	8.0	0.0
12.00	0.045	7.0	8.0	0.0
14.00	0.045	7.0	7.0	0.0
16.00	0.050	7.8	6.0	0.0
18.00	0.055	8.6	5.0	0.0
20.00	0.055	8.6	5.0	0.0
22.00	0.055	8.6	4.0	0.0
24.00	0.060	9.4	4.0	0.0
26.00	0.060	9.4	3.0	0.0
28.00	0.055	8.6	3.0	0.0
30.00	0.050	7.8	3.0	0.0
32.00	0.045	7.0	2.0	0.0
34.00	0.040	6.2	2.0	2.0
36.00	0.035	5.5	2.0	3.5
38.00	0.030	4.7	1.0	3.7
40.00	0.030	4.7	1.0	3.7
42.00	0.030	4.7	1.0	3.7
44.00	0.030	4.7	1.0	3.7
46.00	0.025	3.9	1.0	2.9
48.00	0.025	3.9	1.0	2.9

Continuación Caudro XI.1.32

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	65.0
2.00	65.0
4.00	65.0
6.00	65.0
8.00	65.0
10.00	65.0
12.00	65.0
14.00	65.0
16.00	65.0
18.00	65.0
20.00	65.0
22.00	65.0
24.00	65.0
26.00	65.0
28.00	65.0
30.00	65.0
32.00	65.0
34.00	65.0
36.00	67.8
38.00	75.9
40.00	92.9
42.00	127.1
44.00	183.8
46.00	246.0
48.00	298.8
50.00	338.5
52.00	360.6
54.00	365.1
56.00	349.6
58.00	313.3
60.00	257.5
62.00	208.2
64.00	167.6
66.00	136.3
68.00	113.2
70.00	96.0
72.00	83.6
74.00	75.0
76.00	69.4
78.00	66.5
80.00	65.0

CUADRO XI.1.33

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 200 P(mm)=

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	5.2	23.0	0.0
4.00	0.035	6.1	16.0	0.0
6.00	0.035	6.1	12.0	0.0
8.00	0.040	6.9	11.0	0.0
10.00	0.040	6.9	8.0	0.0
12.00	0.045	7.8	8.0	0.0
14.00	0.045	7.8	7.0	0.0
16.00	0.050	8.6	6.0	0.0
18.00	0.055	9.5	5.0	0.0
20.00	0.055	9.5	5.0	0.0
22.00	0.055	9.5	4.0	0.0
24.00	0.060	10.4	4.0	0.0
26.00	0.060	10.4	3.0	0.0
28.00	0.055	9.5	3.0	0.0
30.00	0.050	8.6	3.0	4.8
32.00	0.045	7.8	2.0	5.8
34.00	0.040	6.9	2.0	4.9
36.00	0.035	6.1	2.0	4.1
38.00	0.030	5.2	1.0	4.2
40.00	0.030	5.2	1.0	4.2
42.00	0.030	5.2	1.0	4.2
44.00	0.030	5.2	1.0	4.2
46.00	0.025	4.3	1.0	3.3
48.00	0.025	4.3	1.0	3.3

Continuación Cuadro XI.1.33

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	79.0
2.00	79.0
4.00	79.0
6.00	79.0
8.00	79.0
10.00	79.0
12.00	79.0
14.00	79.0
16.00	79.0
18.00	79.0
20.00	79.0
22.00	79.0
24.00	79.0
26.00	79.0
28.00	79.0
30.00	79.0
32.00	85.8
34.00	101.6
36.00	132.7
38.00	194.1
40.00	288.0
42.00	368.5
44.00	421.4
46.00	452.3
48.00	471.3
50.00	483.0
52.00	483.7
54.00	470.5
56.00	438.6
58.00	385.3
60.00	312.1
62.00	248.3
64.00	197.6
66.00	160.6
68.00	134.1
70.00	114.4
72.00	100.2
74.00	90.4
76.00	84.0
78.00	80.7
80.00	79.0

CUADRO XI.1.34

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 500 P(mm)=

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.030	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	5.9	23.0	0.0
4.00	0.035	[illegible]	16.0	0.0
6.00	0.035	6.9	12.0	0.0
8.00	0.040	7.8	[illegible]	0.0
10.00	0.040	7.8	8.0	0.0
12.00	0.045	8.8	8.0	[illegible]
14.00	0.045	8.8	7.0	[illegible]
16.00	0.050	9.8	6.0	0.0
18.00	0.055	10.8	5.0	0.0
20.00	0.055	10.8	5.0	0.0
22.00	0.055	10.8	4.0	0.0
24.00	0.060	11.8	4.0	0.0
26.00	0.060	11.8	3.0	6.6
28.00	0.055	10.8	3.0	7.8
30.00	0.050	9.8	3.0	6.8
32.00	0.045	8.8	2.0	6.8
34.00	0.040	7.8	2.0	5.8
36.00	0.035	6.9	2.0	4.9
38.00	0.030	5.9	1.0	4.9
40.00	0.030	5.9	1.0	4.9
42.00	0.030	5.9	1.0	4.9
44.00	0.030	5.9	1.0	4.9
46.00	0.025	4.9	1.0	3.9
48.00	0.025	4.9	1.0	3.9

Continuación Caudro XI.1.34

ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	96.0
2.00	96.0
4.00	96.0
6.00	96.0
8.00	96.0
10.00	96.0
12.00	96.0
14.00	96.0
16.00	96.0
18.00	96.0
20.00	96.0
22.00	96.0
24.00	96.0
26.00	96.0
28.00	105.2
30.00	126.6
32.00	169.0
34.00	254.3
36.00	384.2
38.00	496.9
40.00	575.6
42.00	621.7
44.00	636.7
46.00	636.2
48.00	631.1
50.00	623.5
52.00	607.4
54.00	578.1
56.00	530.2
58.00	459.7
0.00	369.5
[illegible]00	294.2
64.00	234.8
66.00	191.4
68.00	160.4
70.00	137.5
72.00	120.9
74.00	109.4
76.00	[illegible]1.9
78.00	[illegible]3.2
80.00	96.0

CUADRO XI.1.35

CUENCA ELQUI EN ALGARROBAL

DURACION TEMPORAL 48 h

TR(anios)= 1000 P(mm)=

TIEMPO	PRECIPITACION (%)	PRECIPITACION (m.m.)	INFILTRACION (m.m.)	PREC. EFECTIVA (m.m.)
0.00	0.000	0.0	0.0	0.0
2.00	0.030	6.4	23.0	0.0
4.00	0.035	7.5	16.0	0.0
6.00	0.035	7.5	12.0	0.0
8.00	0.040	8.5	11.0	0.0
10.00	0.040	8.5	8.0	0.0
12.00	0.045	9.6	8.0	0.0
14.00	0.045	9.6	7.0	0.0
16.00	0.050	10.7	6.0	0.0
18.00	0.055	11.7	5.0	0.0
20.00	0.055	11.7	5.0	0.0
22.00	0.055	11.7	4.0	0.0
24.00	0.060	12.8	4.0	7.1
26.00	0.060	12.8	3.0	9.8
28.00	0.055	11.7	3.0	8.7
30.00	0.050	10.7	3.0	7.6
32.00	0.045	9.6	2.0	7.6
34.00	0.040	8.5	2.0	6.5
36.00	0.035	7.5	2.0	5.5
38.00	0.030	6.4	1.0	5.4
40.00	0.030	6.4	1.0	5.4
42.00	0.030	6.4	1.0	5.4
44.00	0.030	6.4	1.0	5.4
46.00	0.025	5.3	1.0	4.3
48.00	0.025	5.3	1.0	4.3

Continuación Cuadro XI.1.35

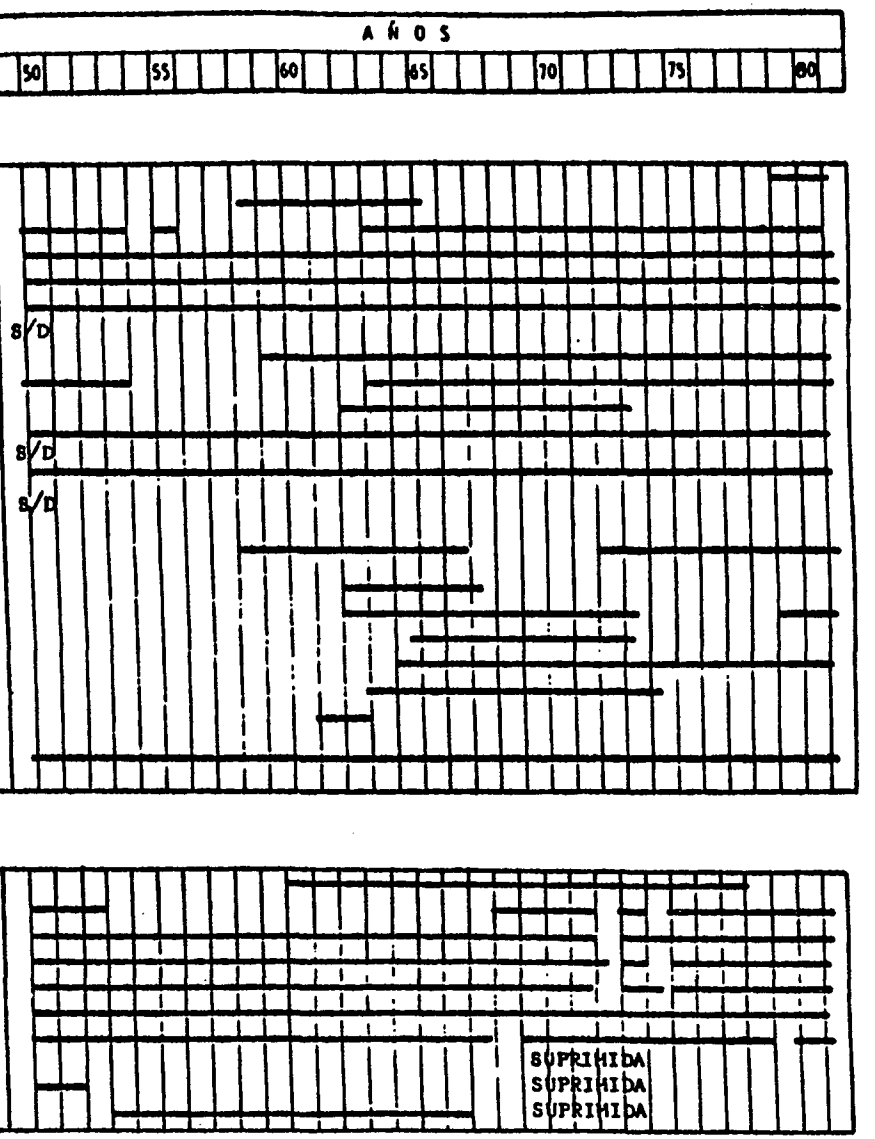
ONDA SUPERFICIAL

TIEMPO	Qc. (m3/s)
0.00	110.0
2.00	110.0
4.00	110.0
6.00	110.0
8.00	110.0
10.00	110.0
12.00	110.0
14.00	110.0
16.00	110.0
18.00	110.0
20.00	110.0
22.00	110.0
24.00	110.0
26.00	119.9
28.00	144.9
30.00	194.8
32.00	293.7
34.00	448.8
36.00	592.4
38.00	690.9
40.00	747.3
42.00	770.8
44.00	767.9
46.00	752.3
48.00	734.2
50.00	715.6
52.00	689.1
54.00	650.6
56.00	592.6
58.00	513.2
0.00	413.1
62.00	329.5
64.00	263.7
66.00	215.6
68.00	181.3
70.00	155.9
72.00	137.5
74.00	124.8
76.00	116.5
78.00	112.2
80.00	110.0

LAMINA Nº XI.1.1

CUENCA RIO ELQUI

CODIGO ESTACION	NOMBRE ESTACION	INST	LATITUD S	LONGITUD W	ALTITUD m s n m	AÑO INSTALAC.
	A.- PLUVIOMETRICAS					
00-052	Embalse La Laguna (Nv)	DGA	30°12'	70°03'	3.100	1964
03-052	Molino Yaco	DGA	29°57'	70°08'	1.200	1958
05-051	Huanta	END	29°50'	70°24'	1.200	1939
08-051	Rivadavia	DMC	29°58'	70°35'	850	1916
11-051	Pisco Elqui	DMC	30°07'	70°29'	1.250	1945
11-052	Los Nichos	DMC	30°09'	70°30'	1.350	1946
11-053	La Ortiga	DGA	30°09'	70°31'	1.300	1979
14-051	Monte Grande	DGA	30°06'	70°31'	1.152	1958
14-052	Paihuano	DMC	30°02'	70°32'	950	1917
20-051	Diaguitas Retén	DMC	30°02'	70°39'	706	1962
21-051	Vicuña (DOS)	DMC	30°02'	70°44'	620	1918
21-052	Vicuña Campex	INIA	30°02'	70°44'	730	1944
		DMC	30°02'	70°44'	620	1958
22-051	Cerro Tololo (Nv)	DGA	30°10'	70°49'	2.450	1971
23-051	Almendral	DGA	29°58'	70°56'	430	P-1958
23-052	Puclaro	DGA	30°01'	70°51'	462	1963
23-053	Molle Retén	DMC	29°58'	70°58'	70	1962
23-054	El Tambo Retén	DMC	30°01'	70°48'	548	1964
30-051	Andacollo	DMC	30°13'	71°06'	1.100	1963
32-051	Almirante Latorre	DMC	29°36'	70°55'	913	1962
33-051	Fundo San Antonio	DGA	29°47'	71°03'	1.250	1961
35-051	La Serena Aeropuerto	DMC	29°54'	71°14'	132	PV-1869
	D.- PLUVIOMETRICAS					
00-000	Laguna en Laguna	DGA	30°12'	70°04'	3.100	1961
06-001	Turbio en Huanta	DGA	29°50'	70°24'	1.205	1928
08-002	Turbio en Varillar	DGA	29°57'	70°33'	830	1940
14-002	Claro en Montegrande	DGA	30°06'	70°30'	1.152	1947
14-003	Claro en Rivadavia	DGA	29°58'	70°35'	815	1928
20-001	Elqui en Algarrobal	DGA	29°59'	70°36'	707	1928
23-003	Elqui en Almendral	DGA	29°58'	70°53'	430	1930
23-004	Elqui en Puclaro	DGA	30°00'	70°51'	445	1963
23-005	Elqui en Gualliguaica	DGA	30°00'	70°50'	511	1946
31-001	Elqui en Pta. de Piedra	DGA	29°57'	71°07'	160	1952



XI.1.99

LAMINA Nº X1.1.2

CUENCA RIO ELQUI

UBICACION DE ESTACIONES

ESCALA 1 : 500.000

71° 30'

71° 00'

70° 30'

29° 30'

30° 00'

30° 30'

FLUVIOMETRICAS

- ESTACION LIMNIGRAFICA
- ESTACION LIMNIMETRICA
- AMBAS ESTACIONES

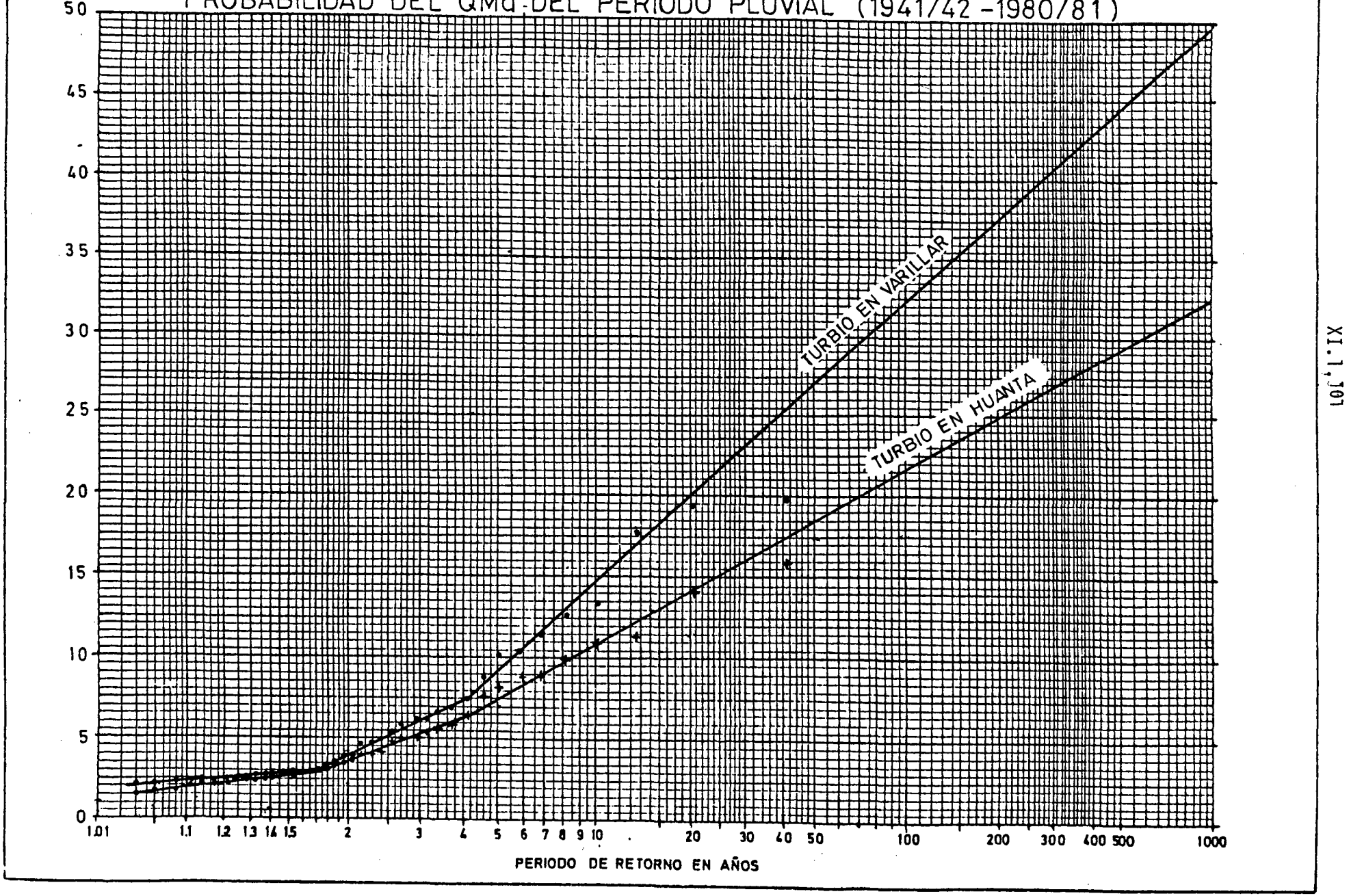
PLUVIOMETRICAS

- Almte. Latorre
- Juan Soldado
- Fdo. San Antonio
- Chañar
- El Sauce
- Huanta
- TURBIO EN HUANTA
- RIO TURBIO
- Chapilca
- La Serena Aeropuerto
- LA SERENA
- Altovalsol
- Varillar
- TURBIO EN VARILLAR
- ELQUI EN PTE. DE PIEDRA
- Coquimbo
- Molle
- ELQUI EN EL MENORAL
- Las Rojas
- Almendral
- Pucuro
- Rivadavia
- ELQUI EN ALGARROBAL
- CLARO EN RIVADAVIA
- RIO TURBIO
- Molina Yaco
- La Ortiga
- Paihuano
- Diag. Retén
- ELQUI EN GUALLIGUAICA
- El Tambo
- Vicuña
- Diaguitas
- Monte Grande
- CLARO EN MONTEGRANDE
- RIO INCAHUASI
- RIO LA LAGUNA
- Pisco Elqui
- Los Nichos
- El Sanjeado
- RIO CLARO
- RIO COCHIGUAS
- Horcón
- Cohuaz
- Andacollo
- LA LAGUNA EN DESAGUE EMBALSE LA LAGUNA
- EMBALSE LA LAGUNA

LAMINA Nº XI.1.3

TURBIO EN HUANTA Y TURBIO EN VARILLAR

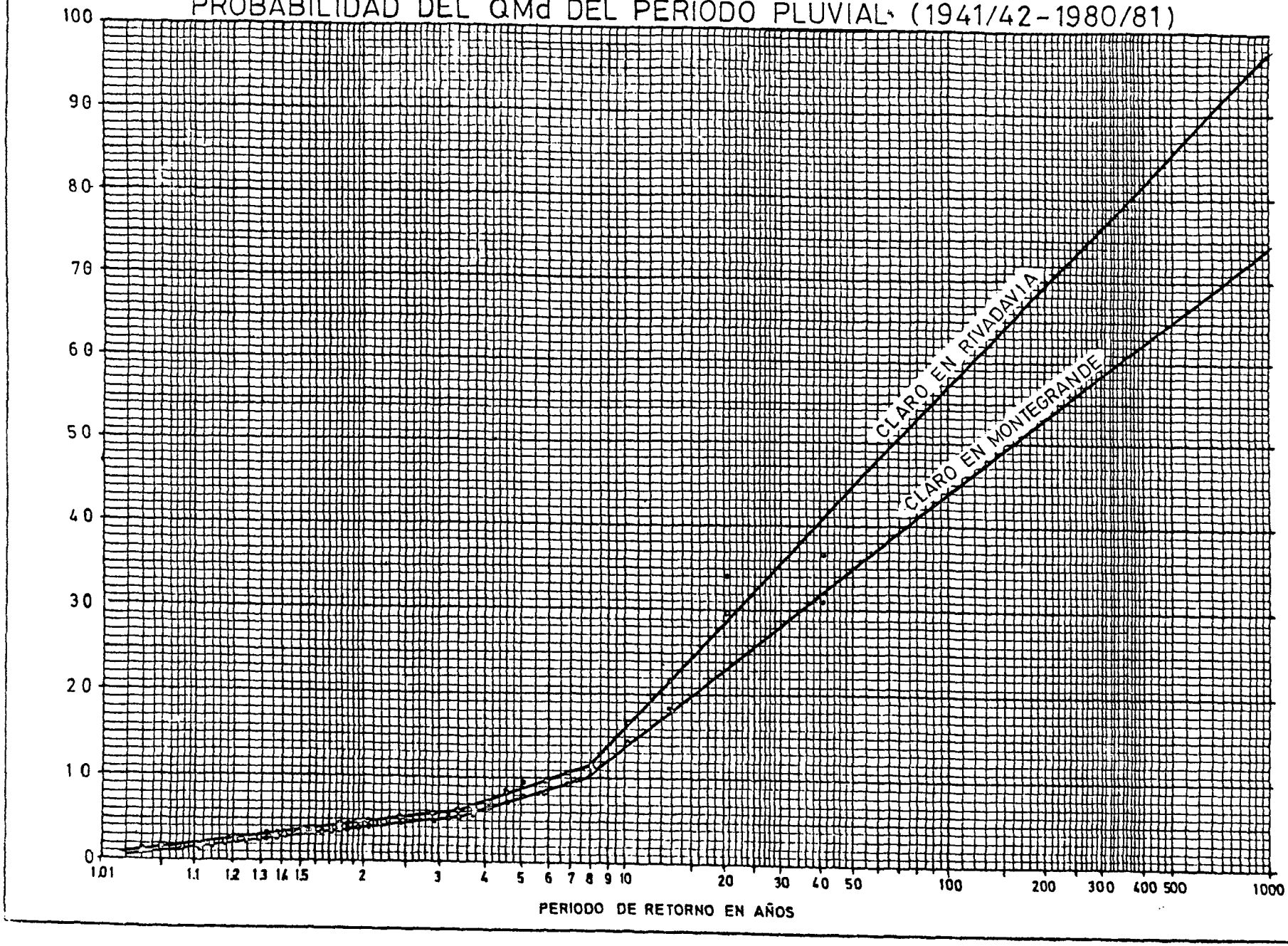
PROBABILIDAD DEL $\bar{Q}Md$ DEL PERIODO PLUVIAL (1941/42 -1980/81)



XI.1.101

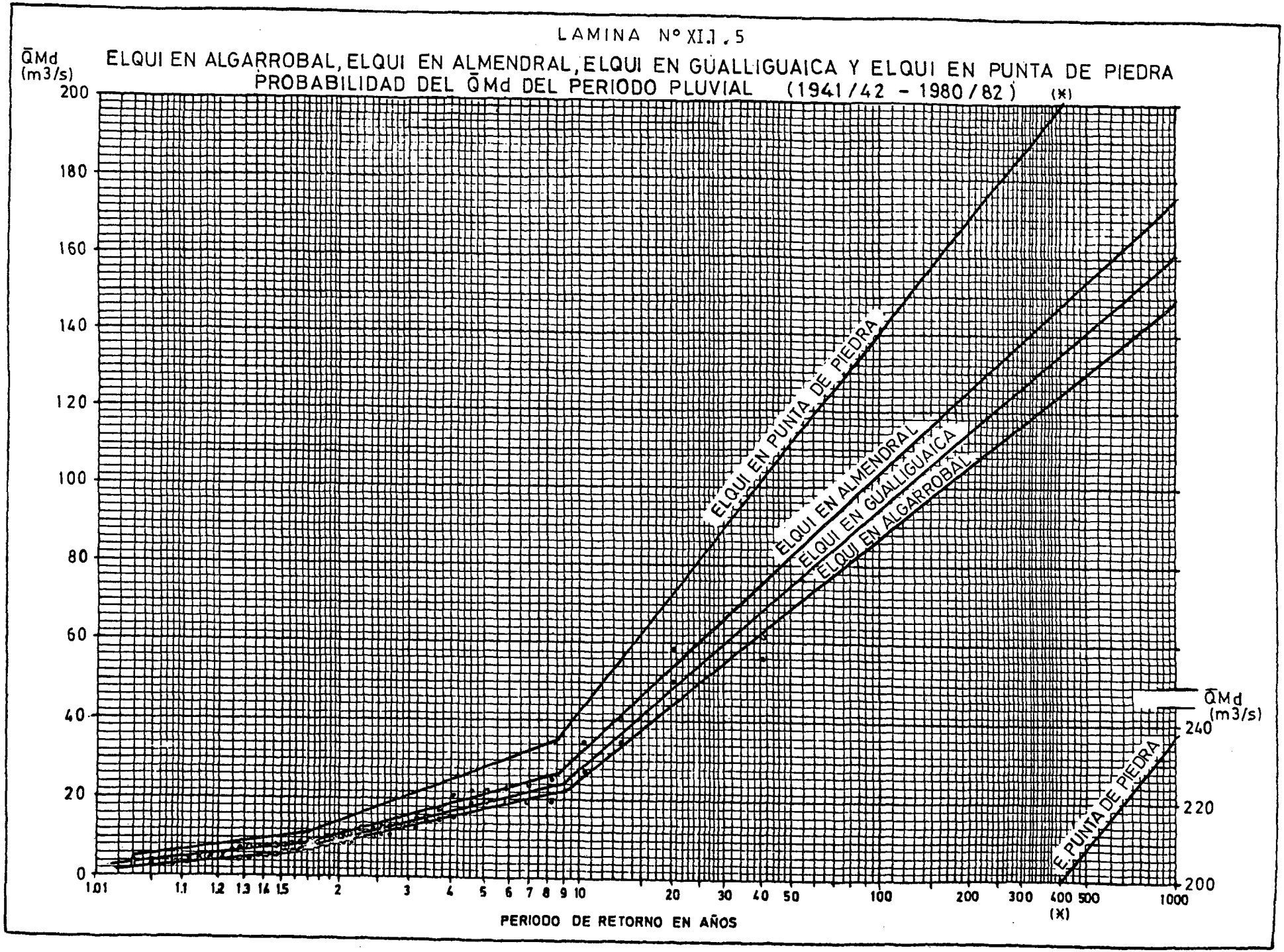
LAMINA N° XI.1.4

CLARO EN MONTEGRANDE Y CLARO EN RIVADAVIA
PROBABILIDAD DEL QMd DEL PERIODO PLUVIAL (1941/42-1980/81)



XI.1.402

LAMINA N° XI.1.5

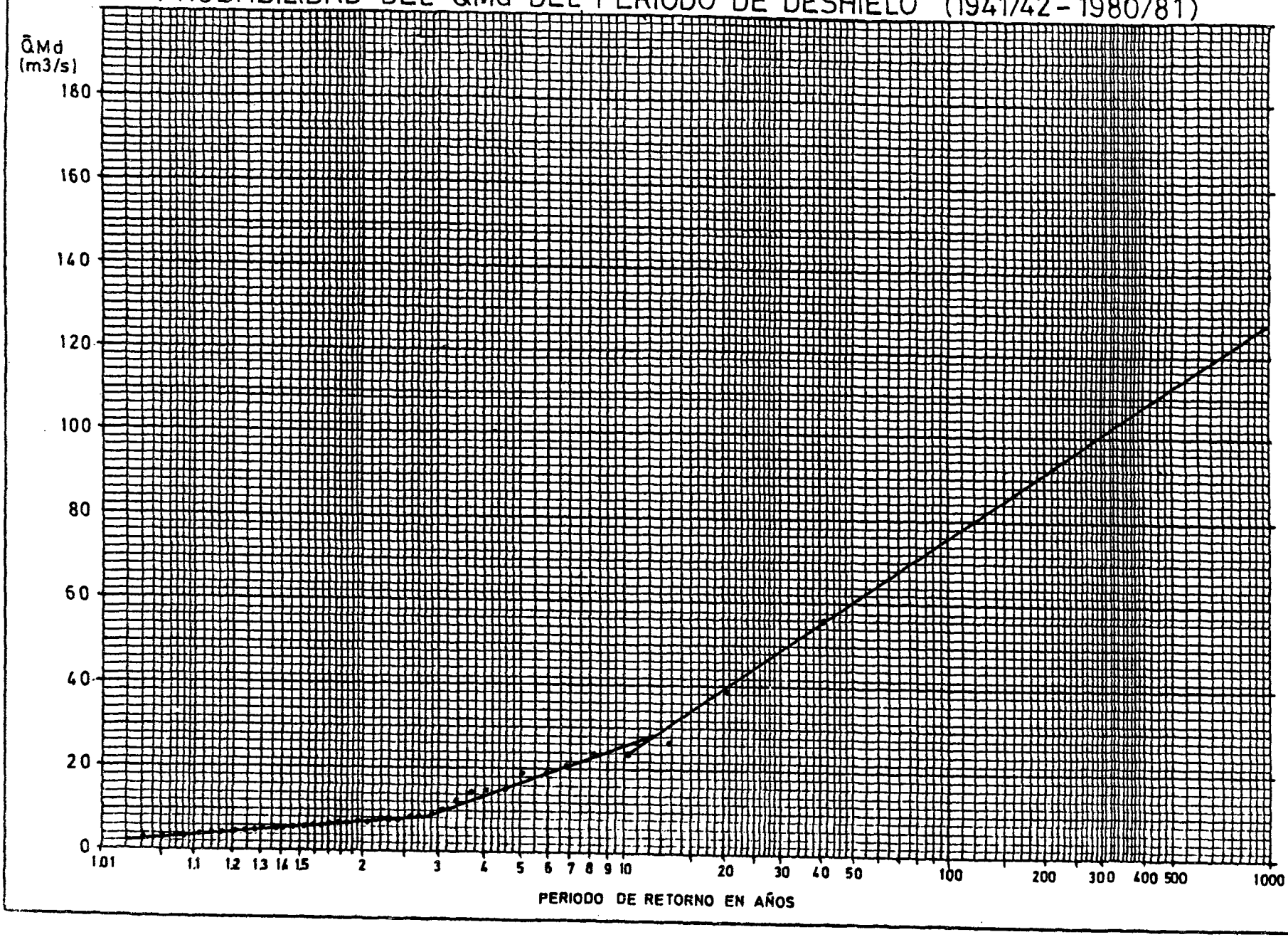


XI.1.03

LAMINA N° XI.1.6

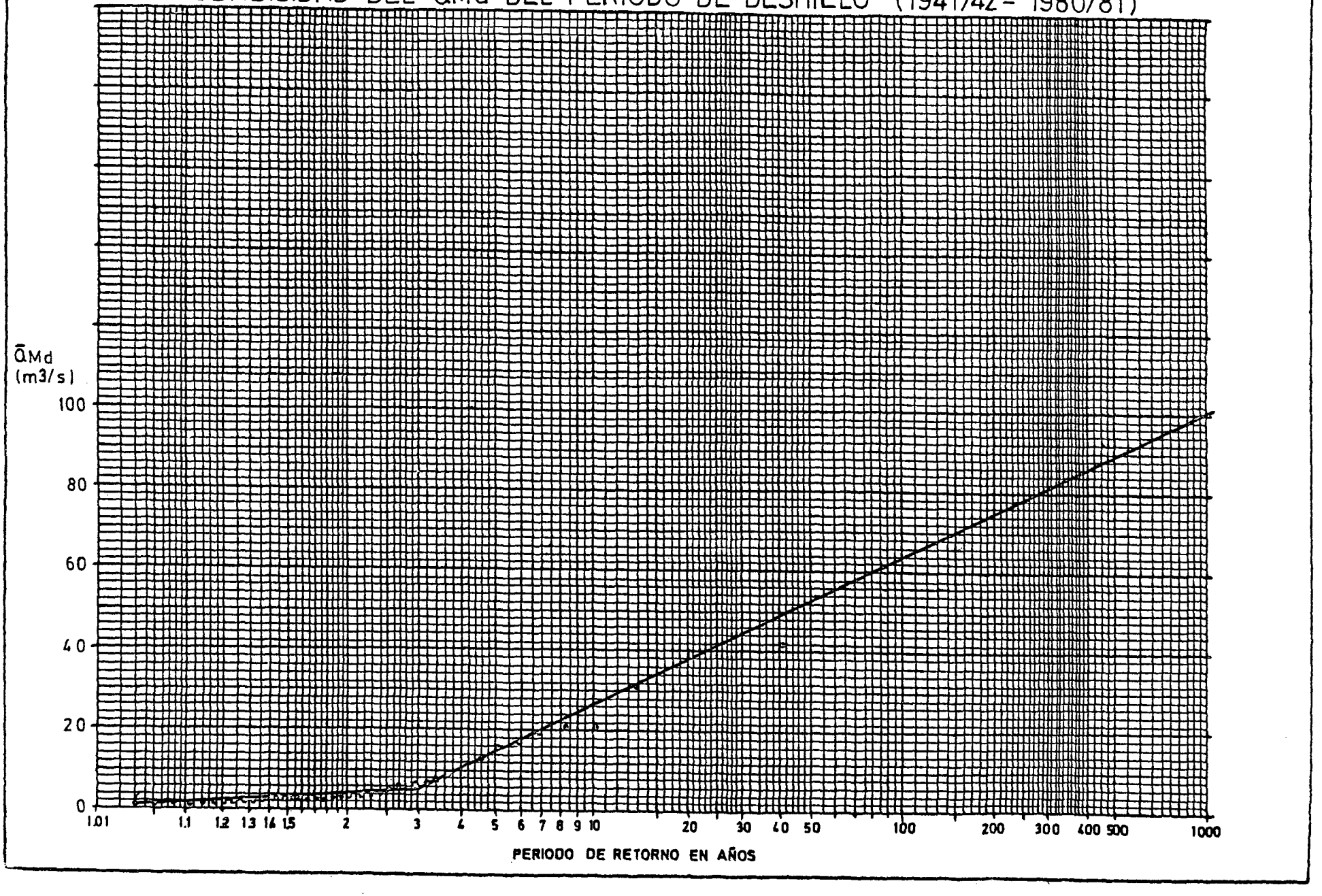
TURBIO EN HUANTA Y TURBIO EN VARILLAR

PROBABILIDAD DEL $\bar{Q}Md$ DEL PERIODO DE DESHIELO (1941/42 - 1980/81)



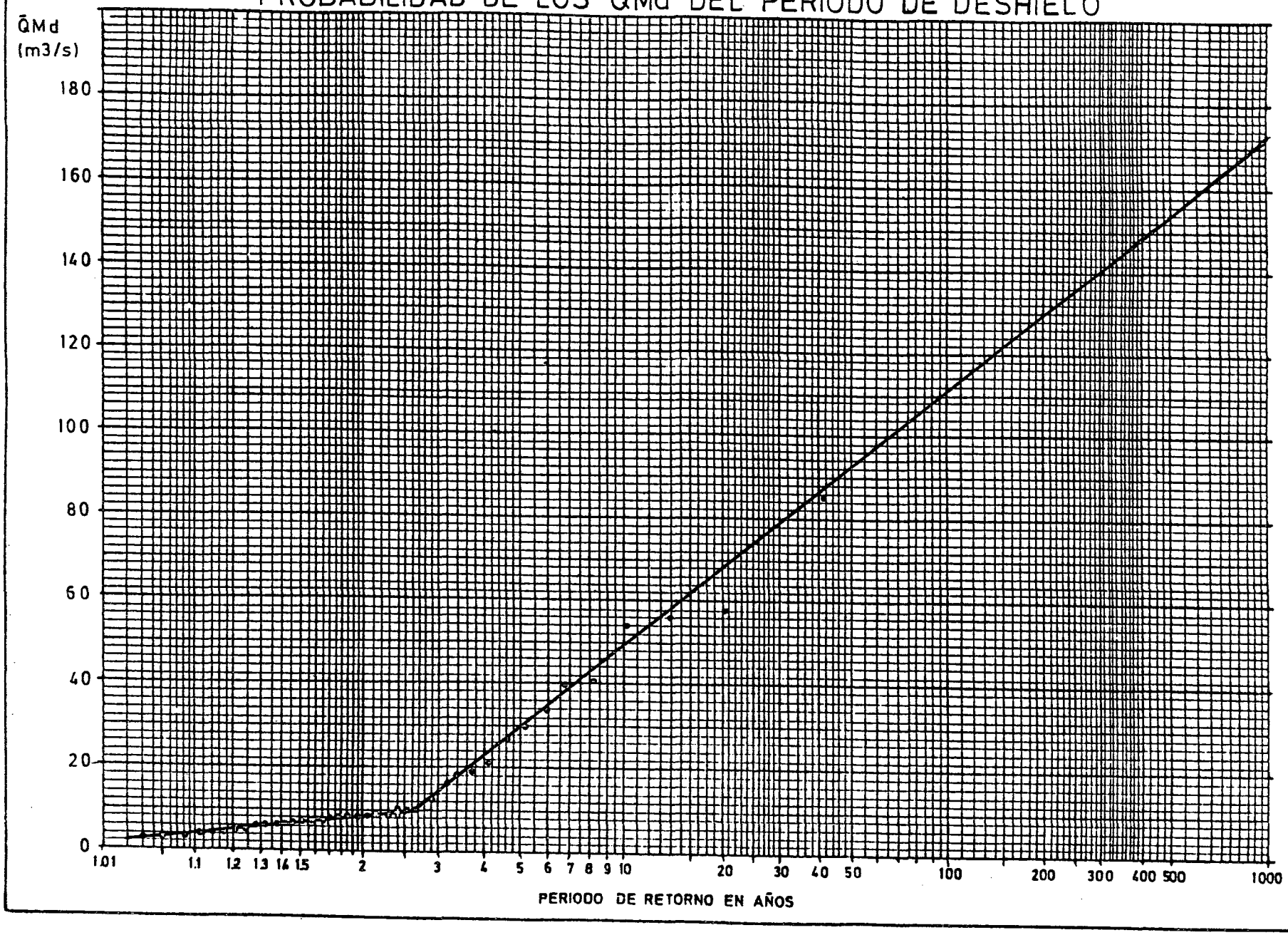
LAMINA N° XI.1.7

CLARO EN MONTEGRANDE Y CLARO EN RIVADAVIA
PROBABILIDAD DEL $\bar{Q}Md$ DEL PERIODO DE DESHIELO (1941/42 - 1980/81)



LAMINA N° XI.1.8

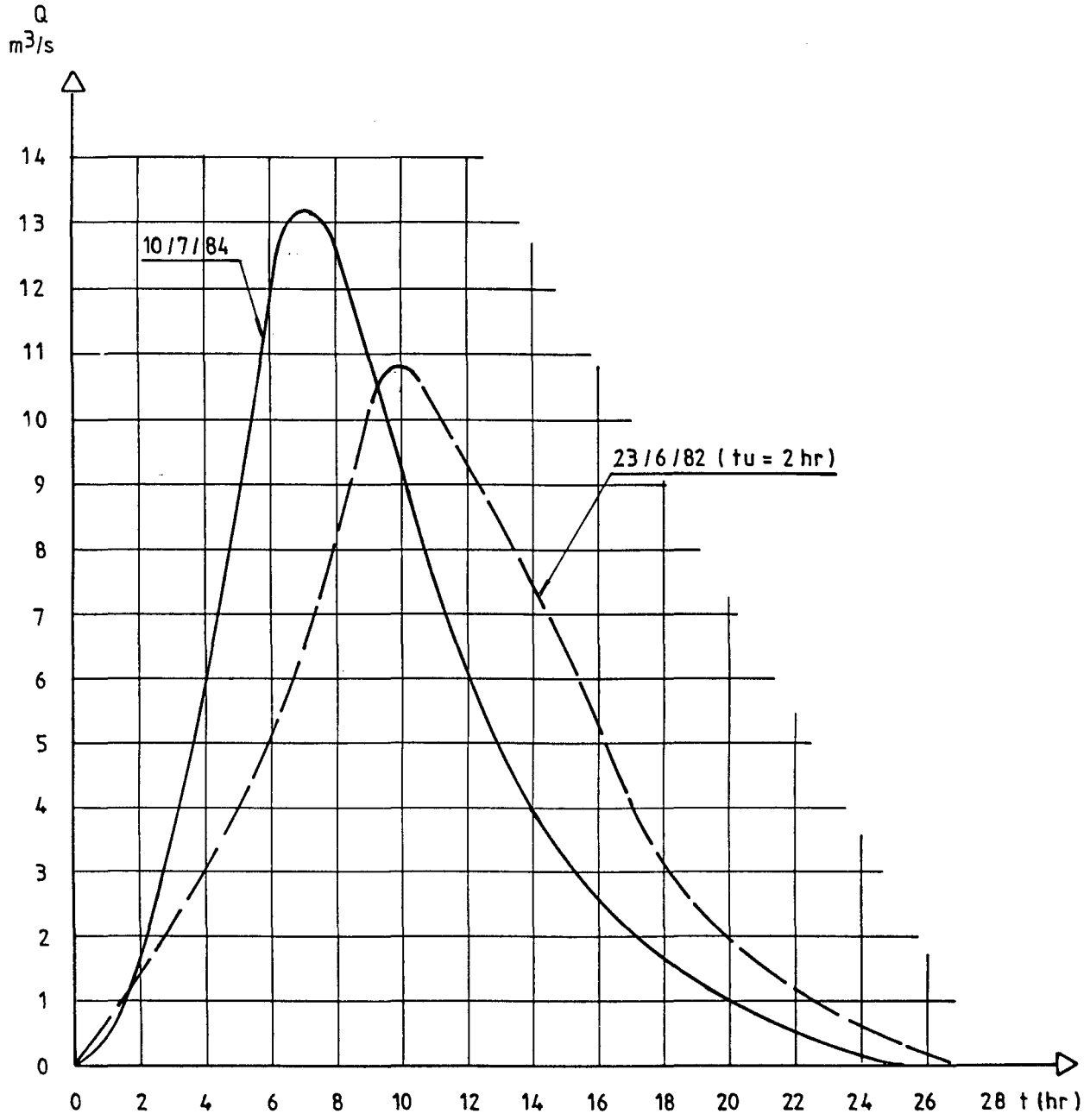
DESDE ELQUI EN ALGARROBAL A ELQUI EN ALMENDRAL
PROBABILIDAD DE LOS $\bar{Q}$Md DEL PERIODO DE DESHIELO



XI - 1 - 707

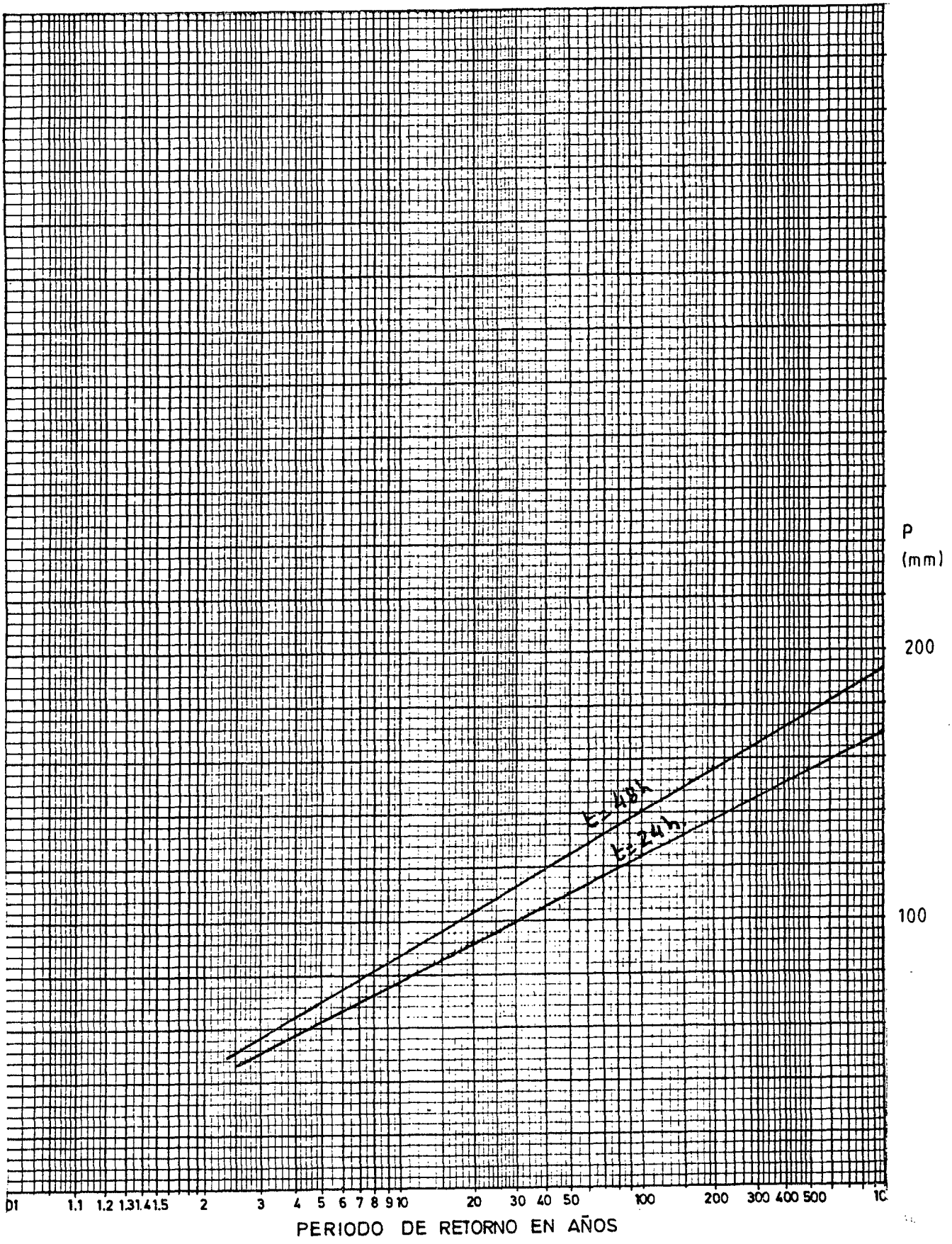
LAMINA XI - 1 - 9

TURBIO EN VARILLAR
HIDROGRAMAS UNITARIOS
tu = 2hr



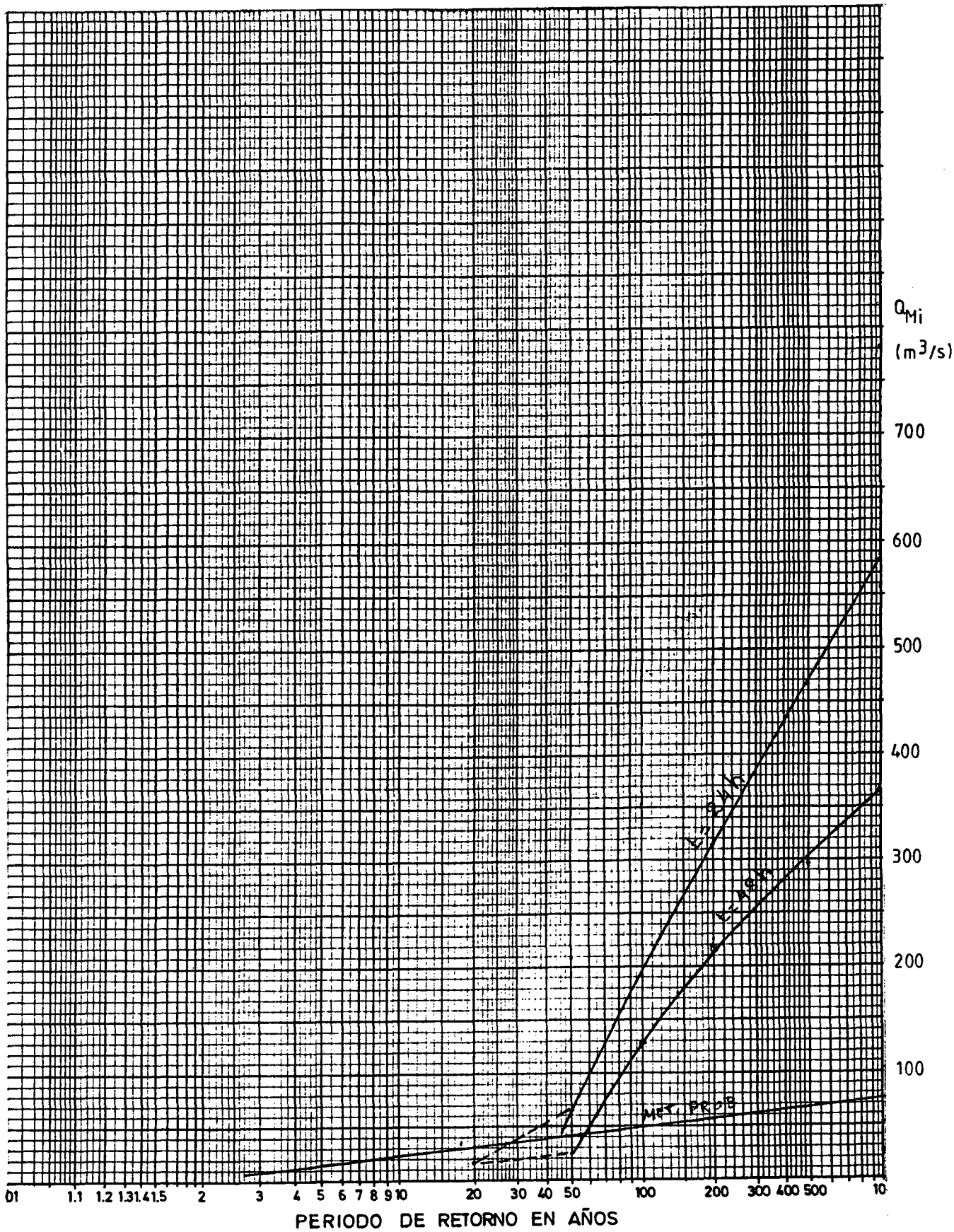
LAMINA Nº XI.1.10

CUENCA PLUVIAL DEL RIO TURBIO EN VARILLAR
PROBABILIDAD DE LA PRECIPITACION MEDIA DE 24 Y 48 HORAS
(1941 / 1980)



LAMINA N°XI.1.11

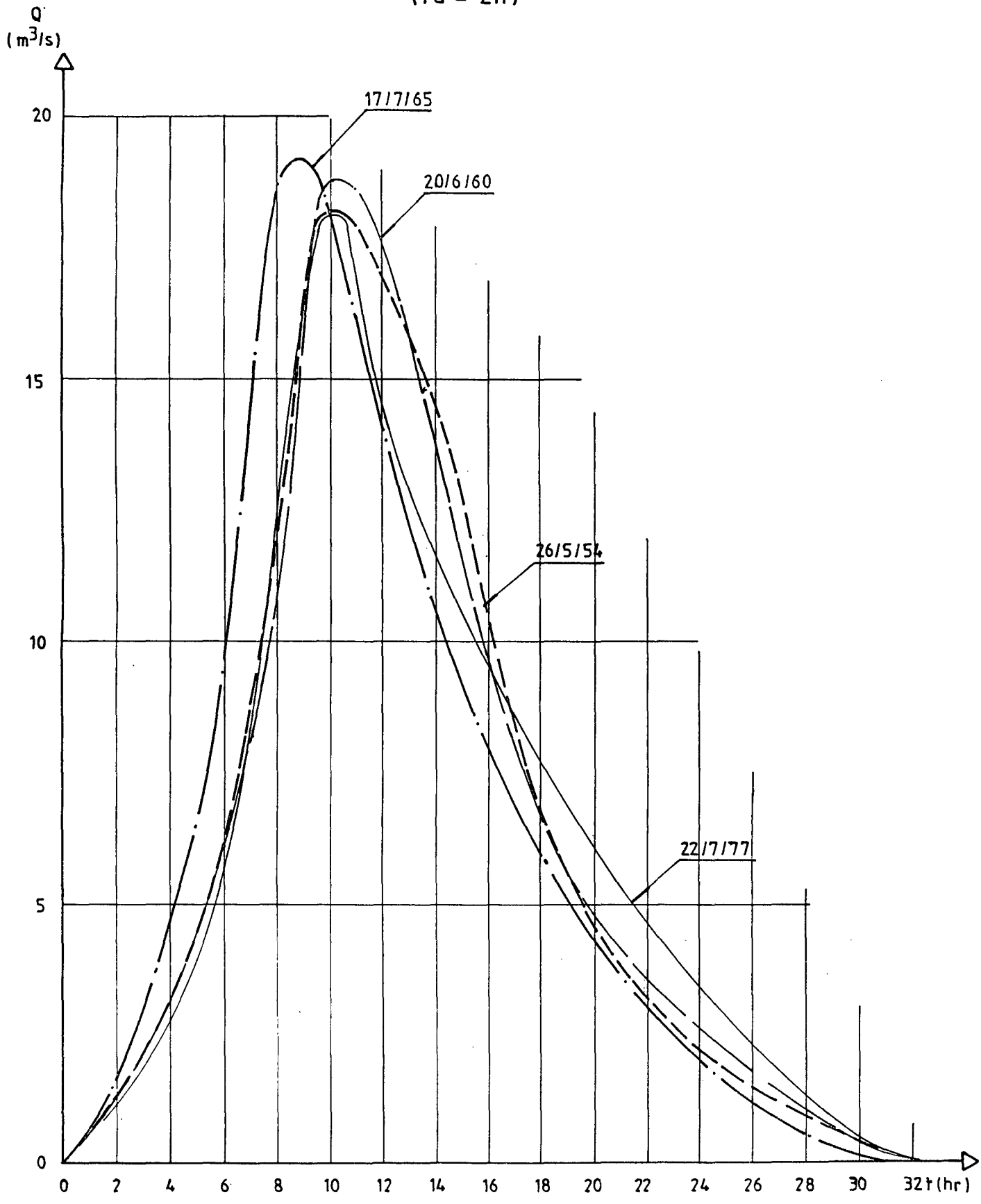
RIO TURBIO EN VARILLAR
PROBABILIDAD DE LOS Q_{Mi}



XI-1-110

LAMINA XI - 1 - 12

ELQUI EN ALGARROBAL
HIDROGRAMAS UNITARIOS
(tu = 2h)



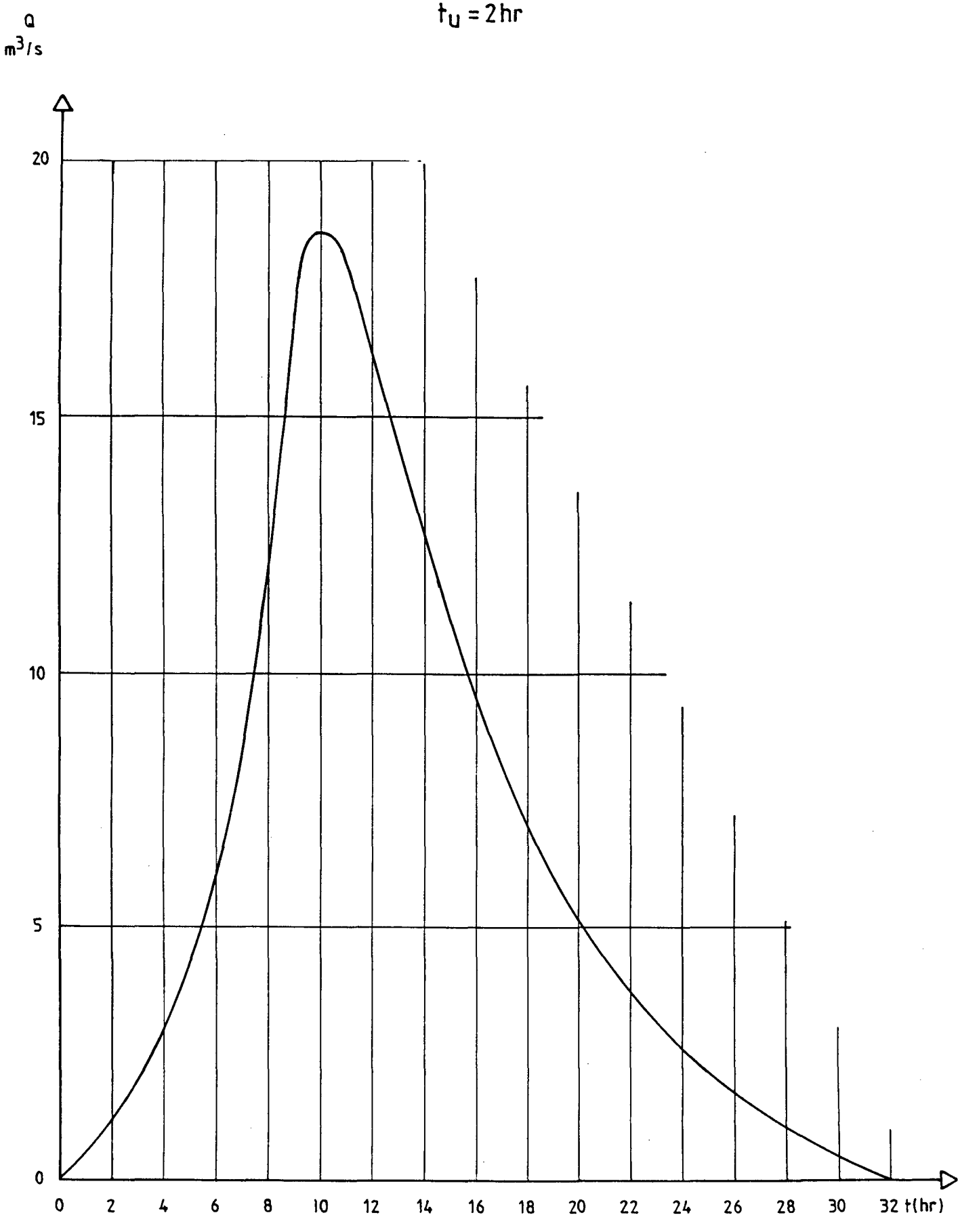
XI-1-111

LAMINA XI-1-13

ELQUI EN ALGARROBAL

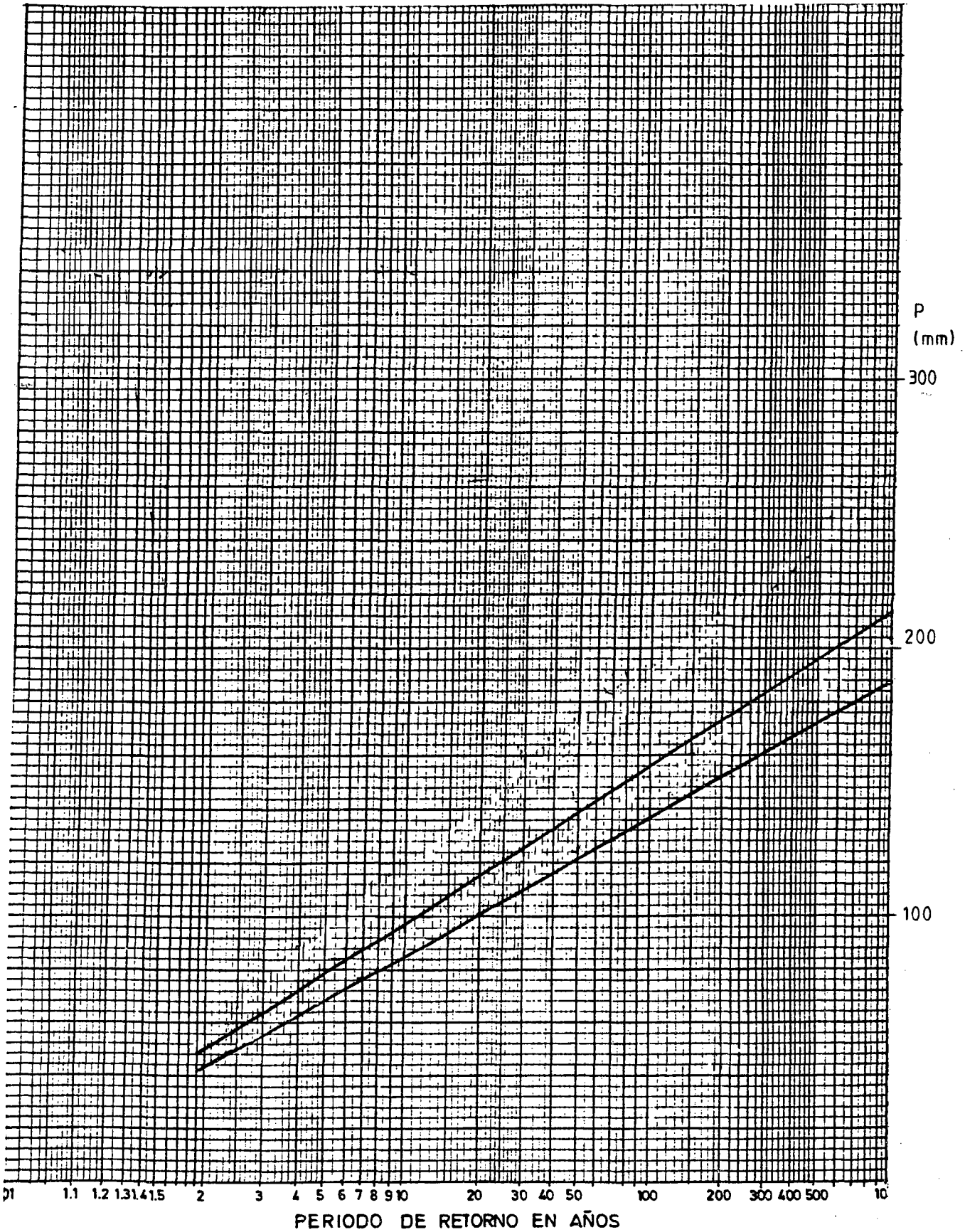
H.U. PROMEDIO

$t_u = 2\,hr$



LAMINA Nº XI.1.14

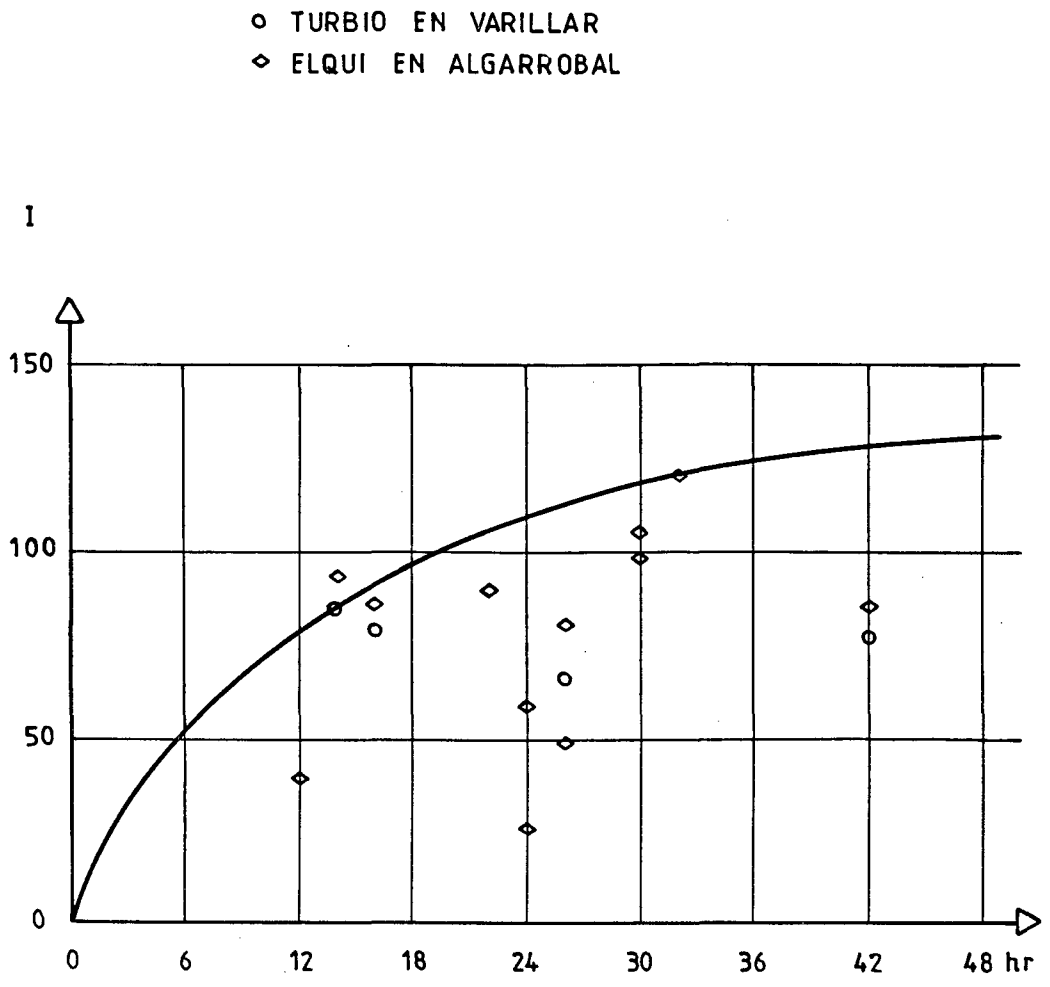
CUENCA RIO ELQUI EN ALGARROBAL
PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES DE 24 Y 48 HORAS



XI - 1 - 113

LAMINA XI-1-15

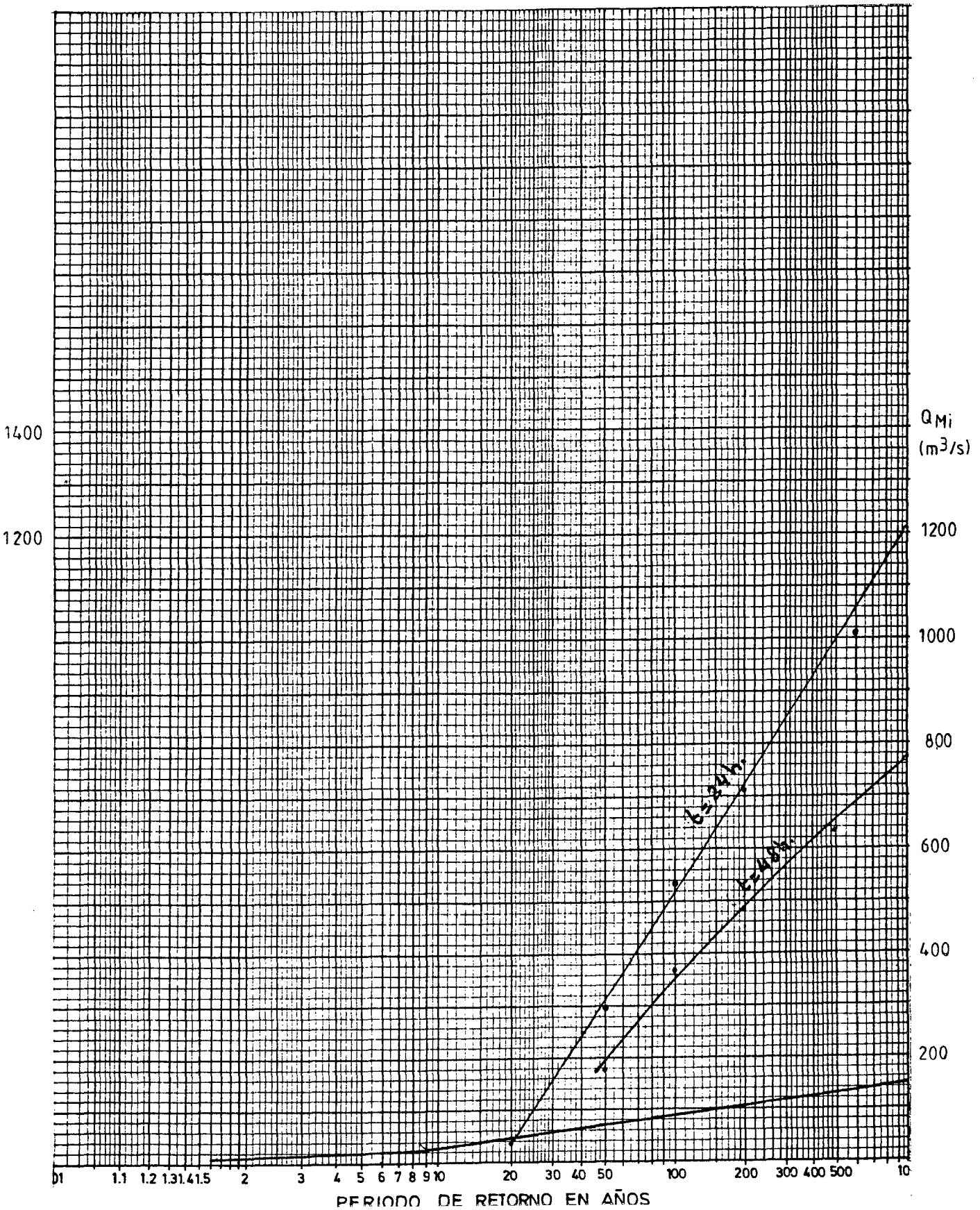
CUENCA DEL RIO ELQUI
CURVA INFILTRACION



LAMINA Nº XI.1.16

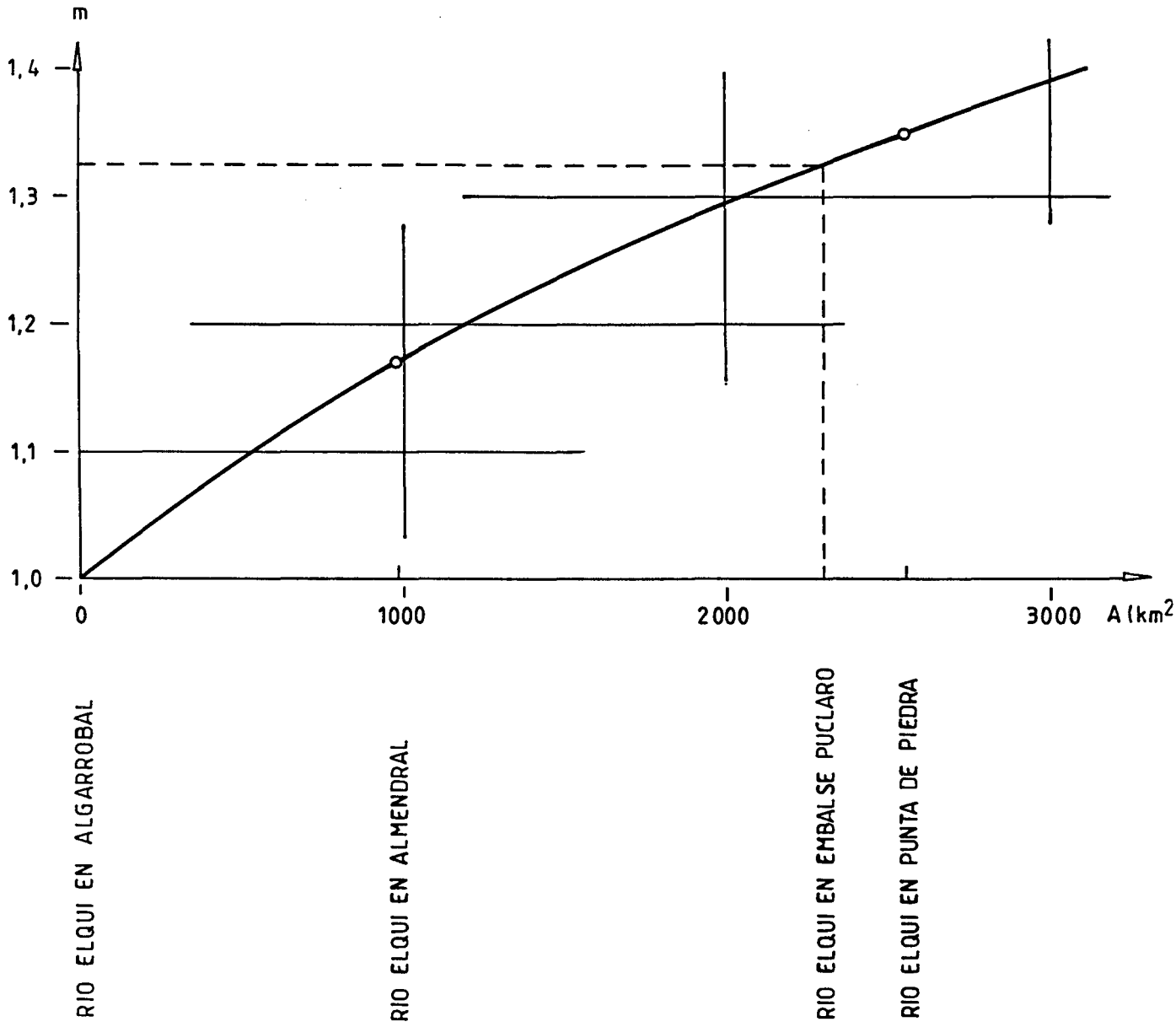
RIO ELQUI EN ALGARROBAL

PROBABILIDAD DE LOS CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS



LAMINA N° XI. 1. 17a

RELACION ENTRE LAS CUENCAS INTERMEDIAS COMPRENDIDAS ENTRE RIO ELQUI EN ALGARROBAL Y UN LUGAR AGUAS ABAJO DE DICHO PUNTO.



1.2 ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS

1.2.1 INTRODUCCION Y ANTECEDENTES DISPONIBLES

Para el estudio de las precipitaciones máximas se han seleccionado las estaciones pluviométricas con estadísticas más largas de acuerdo al estudio fluviométrico realizado en el capítulo IV, Recursos de Agua. De éstas, una se encuentra situada en el valle del río Turbio (Huanta), tres en el valle del río claro (Fundo Los Nichos, Pisco Elqui y Paihuano), una en la confluencia de estos ríos (Rivadavia), y dos en el valle del río Elqui (Vicuña y La Serena).

Las series anuales de las precipitaciones máximas de 24 y 48 horas se encuentran en los siguientes cuadros del Anexo XI.A.1.3.

Estación	Cuadro	Período Observación
Huanta E-DGA	A.1.3.1	1941-1979 (falta 1973)
Fundo Los Nichos DGA	A.1.3.2	1941-1980 (falta 1974)
Pisco Elqui DMCh	A.1.3.3	1945-1980 (faltan 10 años
Paihuano DMCh	A.1.3.4	1919-1951,1953,1963-1980
Rivadavia DMCh	A.1.3.5	1919-1981 (faltan 5 años)
Vicuña	A.1.3.6	1919-1978 (faltan 4 años)
La Serena	A.1.3.7	1919-1980

De un primer análisis se concluye :

1° Ampliando las series de Pisco Elqui y completando las restantes se puede analizar el período anual de 1941-1980.

2° Se puede analizar, análogamente, el período común de 1919-1980, de las estaciones de Paihuano, Rivadavia, Vicuña y La Serena.

1.2.2 METODO DE TRABAJO

Se completaron las series anuales, utilizando las relaciones obtenidas en el Estudio de Precipitaciones, Capítulo IV Recursos de Agua.

Las correlaciones empleadas fueron :

Huanta	=	0,58 Rivadavia
Fundo Los Nichos	=	1,51 Paihuano
Pisco Elqui	=	0,94 Fundo Los Nichos
Paihuano	=	0,82 Rivadavia
Paihuano	=	1,71 Vicuña
Rivadavia	=	1,21 Paihuano
Vicuña	=	1,15 Rivadavia

Los valores estimados se han incluido en los cuadros del Anexo XI.A.1.3.

A las series anuales del período 1941-1980, se les ajustó la distribución de Gumbel y se analizó cada serie.

Finalmente a las series largas (1919-1980) se les ajustó análogamente la

distribución de Gumbel y sus resultados se compararon con los anteriores, para analizar la influencia en el resultado de tomar una serie corta o una serie larga.

1.2.3 ESTUDIO DEL PERIODO 1941-1980

Se analiza separadamente cada estación.

1.2.3.1 Huanta

Los parámetros característicos de las series son los siguientes :

	P24	P48
P(mm)	24,0	27,5
σ(mm)	14,9	18,9

Los resultados obtenidos han sido los siguientes :

HUANTA
(1941-1980)
Lámina XI.1.17

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	36	46	56	68	77	86	98	107
P48 (mm)	43	56	68	83	95	106	121	133

1.2.3.2 Fundo Los Nichos

Se obtuvo que :

	P24	P48
P(mm)	35,4	45,9
σ(mm)	19,1	29,7

FUNDO LOS NICHOS
(1941-1980)
Lâmina XI.1,18

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	51	64	76	91	103	115	130	141
P48 (mm)	71	90	109	133	151	170	193	212

1.2.3.3 Pisco Elqui

Al analizar esta estadística se observa que las precipitaciones registradas el año 1978, son de una magnitud excesiva. Comparando sus valores con los registrados en Fdo. Los Nichos (aguas arriba) y Paihuano (aguas arriba) y Paihuano (aguas abajo) se tiene :

	Fdo.Los Nichos	Pisco Elqui	Paihuano
19/07/82	75,0 mm	129,0 mm	50,0 mm
19-20/07/82	120,0 mm	212,0 mm	81,0 mm

Por esta razón, considerando las relaciones obtenidas al estudiar la pluviometría de la cuenca, se han estimado como valores posibles.

19/07/82	90 mm
19-20/07/82	142 mm

De esta forma se tienen dos series de P24 y P48, una sin corregir y otra corregida.

	Sin corregir año 78		Corregido año 78	
	P24	P48	P24	P48
P (mm)	40,3	48,9	39,3	47,1
σ (mm)	22,6	35,1	19,3	27,8

Los resultados han sido los siguientes :

PISCO ELQUI
(1941-1980)
Lámina XI.1.19

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
Sin corregir año 78								
P24 (mm)	59	74	88	107	121	134	153	166
P48 (mm)	78	101	124	152	174	195	223	245
Corregido año 78								
P24 (mm)	55	68	80	96	108	120	135	147
P48 (mm)	70	89	106	129	146	163	185	202

1.2.3.4 Paihuano

Se tienen los siguientes parámetros :

	P24	P48
P(mm)	26,9	30,1
σ(mm)	16,5	18,7

Los resultados obtenidos son los siguientes :

PAIHUANO
(1941-1980)
Lámina XI.1.20

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	41	52	62	75	86	96	109	119
P48 (mm)	46	58	70	85	97	108	123	134

1.2.3.5 Rivadavia

Se tienen los siguientes valores característicos :

	P24	P48
P(mm)	32,7	37,0
σ(mm)	17,0	19,4

Los resultados obtenidos fueron :

RIVADAVIA
(1941-1980)
Lâmina XI.1.21

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	47	58	69	83	93	103	117	127
P48 (mm)	53	66	78	94	106	118	133	145

1.2.3.6 Vicuña

Los valores característicos de la serie son :

	P24	P48
P(mm)	31,6	37,6
σ(mm)	16,4	21,4

Se tienen los siguientes resultados :

VICUÑA
(1941-1980)
Lámina XI.1.22

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	45	56	66	80	90	100	113	123
P48 (mm)	56	70	83	101	114	127	144	157

1.2.3.7 La Serena

Los parámetros característicos son :

	P24	P48
P(mm)	30,2	35,4
σ(mm)	19,1	25,1

Se obtuvieron los siguientes resultados :

LA SERENA
(1941-1980)
Lámina XI.1.23

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	46	59	71	86	98	110	125	137
P48 (mm)	56	73	89	109	125	140	160	175

1.2.4 ESTUDIO DEL PERIODO 1919-1980

1.2.4.1 Paihuano

Los parámetros característicos son :

	P24	P48
P(mm)	29,7	35,6
σ(mm)	19,5	24,9

Se obtuvieron los siguientes resultados

PAIHUANO
(1919-1980)
Lámina XI.1.20

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	45	58	70	85	97	108	123	135
P48 (mm)	56	72	87	106	121	136	155	170

1.2.4.2 Rivadavia

Los parámetros característicos son :

	P24	P48
P(mm)	37,6	45,7
σ(mm)	22,7	33,1

Los resultados obtenidos son :

RIVADAVIA
(1919-1980)
Lámina XI.1.21

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	56	70	84	102	116	129	147	160
P48 (mm)	72	93	114	140	160	179	205	224

1.2.4.3 Vicuña

Los valores característicos son :

	P24	P48
P(mm)	36,5	45,7
σ(mm)	18,9	28,5

Los resultados obtenidos son :

VICUÑA
(1919-1980)
Lámina XI.1.22

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	52	64	75	90	101	113	127	139
P48 (mm)	69	87	104	127	144	161	183	200

1.2.4.4 La Serena

Se tienen los siguientes parámetros característicos:

	P24	P48
P(mm)	32,9	40,6
σ(mm)	20,6	28,2

LA SERENA
(1919-1980)
Lámina XI.1.23

TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
P24 (mm)	49	63	75	92	104	116	132	144
P48 (mm)	63	81	99	121	138	154	176	193

1.2.5 COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS PERIODOS 1919-1980 y 1941-1980

En las láminas XI.1.21 a XI.1.23 se observa claramente que para un mismo tiempo de retorno (TR), las precipitaciones son mayores al considerar el período 1919-1980, lo que indicaría que durante el período 1919-1940 las precipitaciones fueron muy superiores al del período 1941-1980, lo que está de acuerdo con la disminución de la precipitación que se observa en la región, de acuerdo a varios estudios realizados.

Para cuantificar esta disminución de las P24 y P48 se ha calculado para cada TR y cada estación la relación:

$$K = P24(19\text{-}80)/P24(41\text{-}80) \qquad K = P48(19\text{-}80)/P48(41\text{-}80)$$

Los resultados se entregan en el cuadro XI.1.36 siguiente.

CUADRO XI.1.36
VALORES DE K = Px(19-80)/Px(41-80)

P24								
TR(años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
Paihuano	1,10	1,12	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13
Rivadavia	1,19	1,21	1,22	1,23	1,25	1,25	1,26	1,26
Vicuña	1,16	1,14	1,14	1,13	1,12	1,12	1,12	1,13
La Serena	1,07	1,07	1,06	1,07	1,06	1,05	1,06	1,05

P48								
TR (años)	5	10	20	50	100	200	500	1.000
Paihuano	1,22	1,24	1,24	1,25	1,25	1,26	1,26	1,27
Rivadavia	1,36	1,41	1,46	1,49	1,51	1,52	1,54	1,54
Vicuña	1,23	1,24	1,25	1,26	1,26	1,27	1,27	1,27
La Serena	1,13	1,11	1,11	1,11	1,10	1,10	1,10	1,10

Del análisis del cuadro se observa :

1° En Rivadavia el valor del coeficiente K es mucho más alto que en el resto de las estaciones. Si bien puede deberse a características propias del valle, lo más verosímil es que esta estadística no es homogénea en toda la longitud del registro, 1919-1980.

2° Los valores de K en Paihuano y Vicuña son análogos para P24 y P48.

3° Los valores de K en La Serena son menores que los anteriores.

Como conclusión se tiene que, para igual período de retorno, las preci-

pitaciones de 24 y 48 horas son mayores al considerar el período 1919-1980 que si se adopta el período 1941-1980. Los valores de "K" son análogos para las estaciones pluviométricas de Paihuano y Vicuña, lo que indica que ambas series son homogéneas, por lo tanto se pueden utilizar para calcular la curva de probabilidades de las precipitaciones de 24 y 48 horas de Huanta, Fundo Los Nichos y Pisco Elqui.

La única duda que se presenta es si el período 1919-1980, representa realmente las actuales condiciones y características pluviométricas.

1.2.6 CONCLUSIONES

Analizando los resultados se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1° La curva de distribución de la probabilidad de las precipitaciones máximas de 24 y 48 horas se ajusta bastante bien a los datos observados, utilizando el método de Gumbel, en contraposición con lo que ocurría con los caudales máximos. La razón estriba en que para que se produzca escorrentía apreciable debe producirse una determinada precipitación por ser la infiltración inicial muy alta y la relación entre la infiltración y la precipitación no es lineal. Comparando las curvas de P24 y P48 y QMd tenemos que las grandes crecidas se producen a partir de un TR 8 años, lo que equivale a P24 muy superiores a 50 mm y P48 superioresa unos 60 mm.

2° El período 1919-1980 presenta valores de P24 y P48 superiores a los obtenidos a partir del período 1941-1980, sin embargo, se recomiendan estos últimos valores, por considerarlos más representativos de las características pluviométricas actuales.

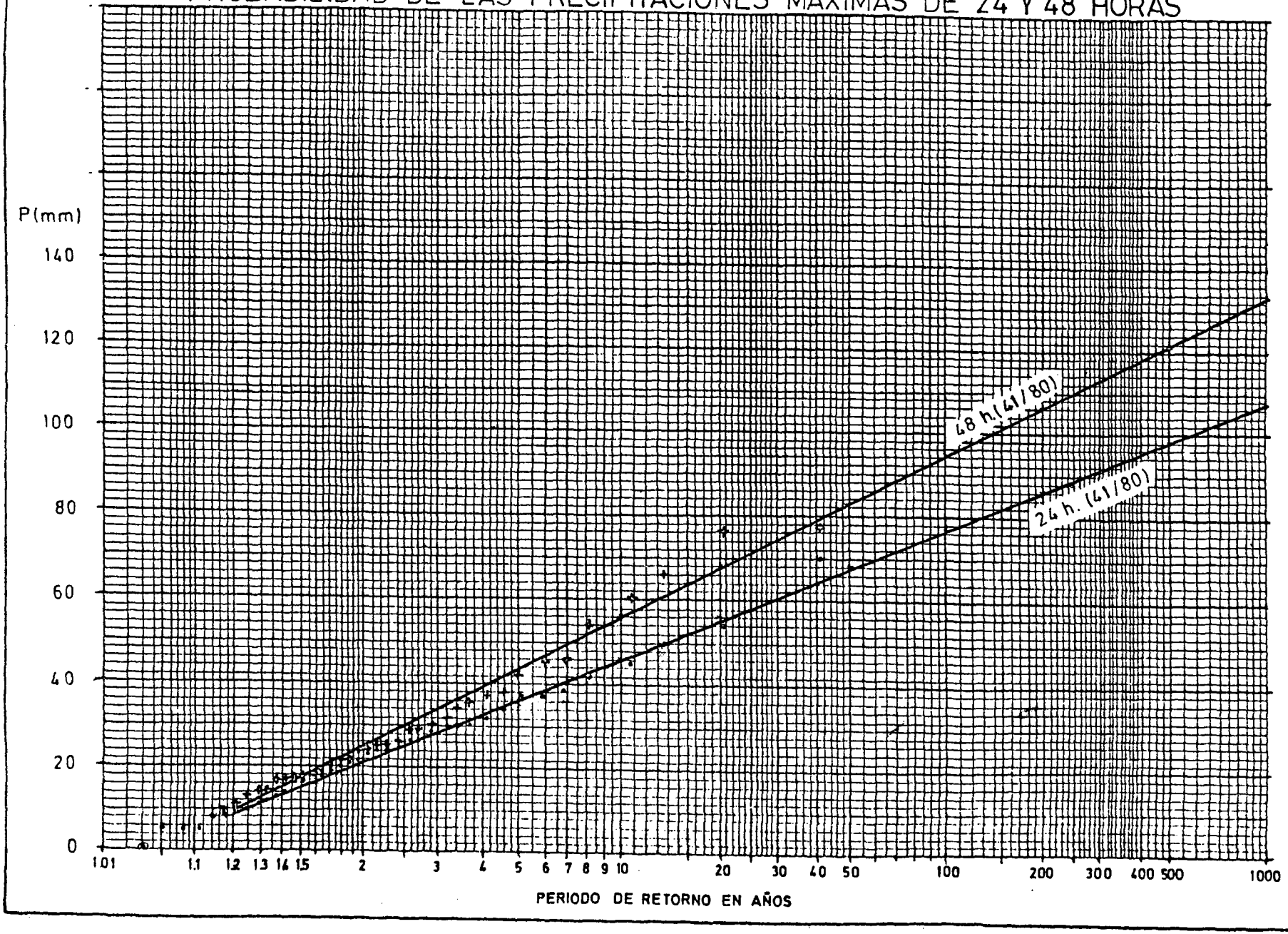
3° Los temporales en el valle del río Claro son más violentos que en los valles del río Turbio y río Elqui, lo que explica que las crecidas pluviales del río Claro sean mayores que las del río Turbio.

4° De acuerdo con las comparaciones realizadas entre los resultados obtenidos en las diferentes estaciones y las obtenidas en Pisco Elqui se recomienda utilizar la serie corregida en el punto 1.2.3.3 por proporcionar valores más concordantes.

LAMINA N° XI.1.17

HUANTA

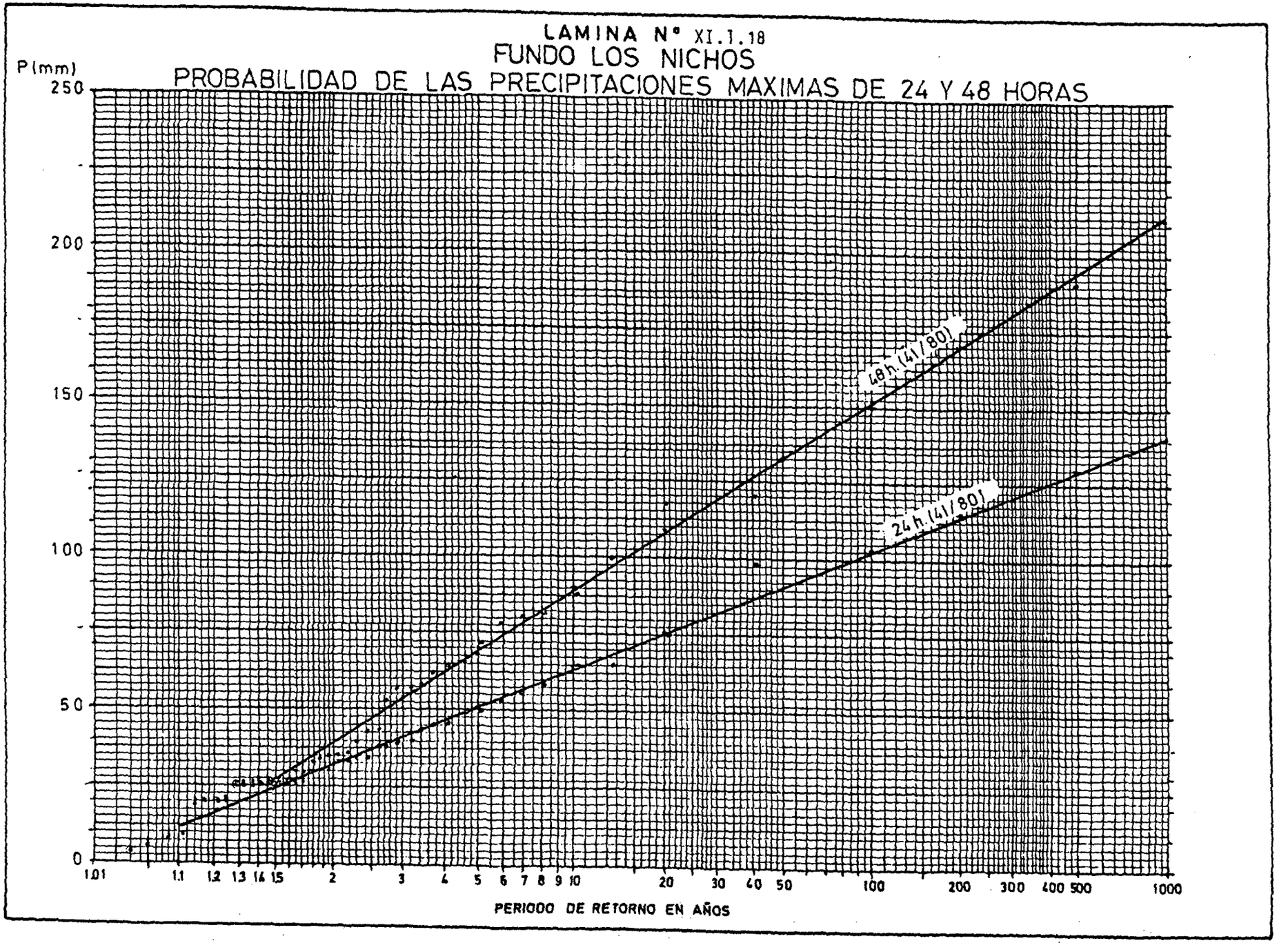
PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS



LAMINA N° XI.1.18

FUNDO LOS NICHOS

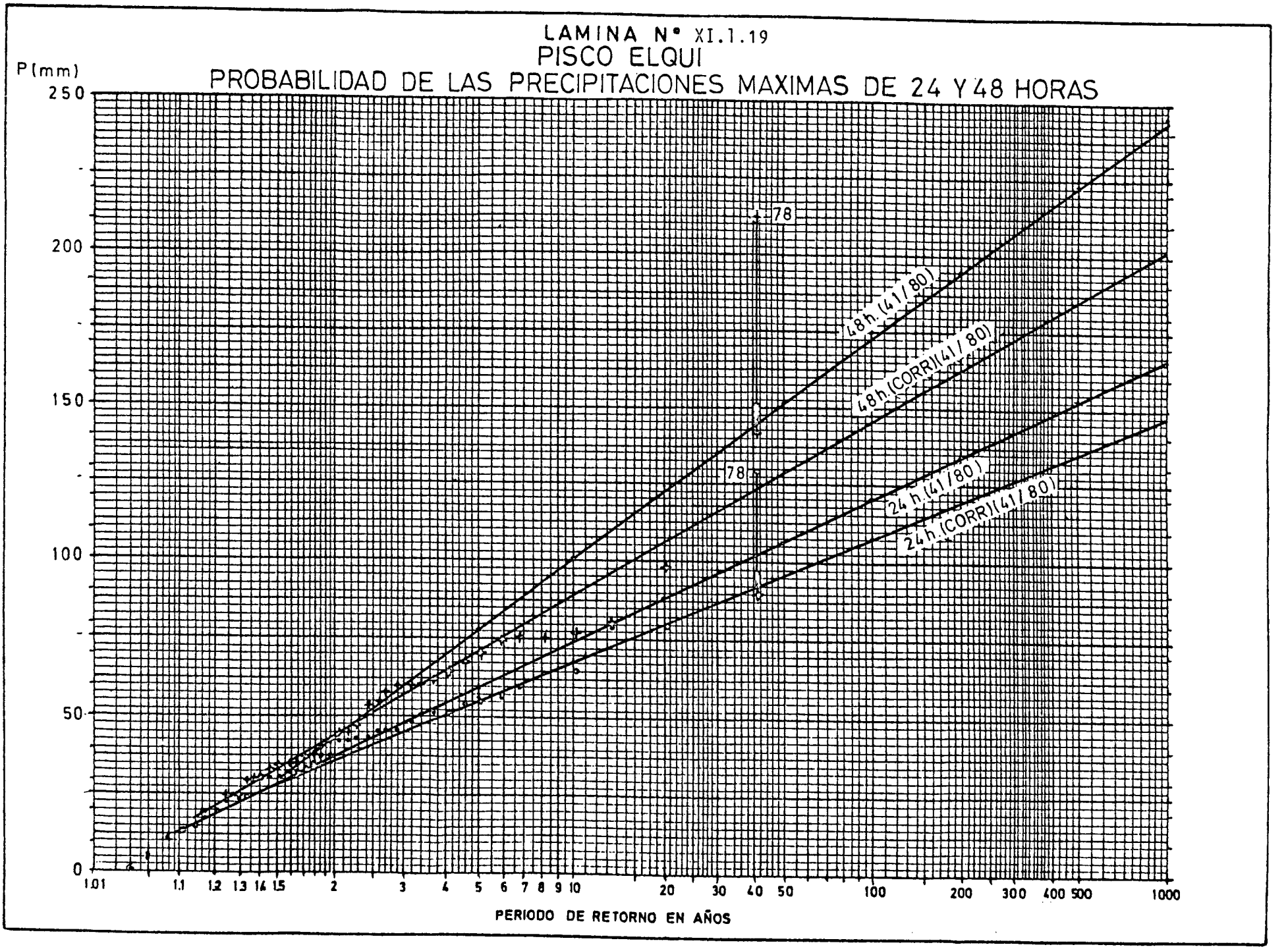
PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS



LAMINA N° XI.1.19

PISCO ELQUI

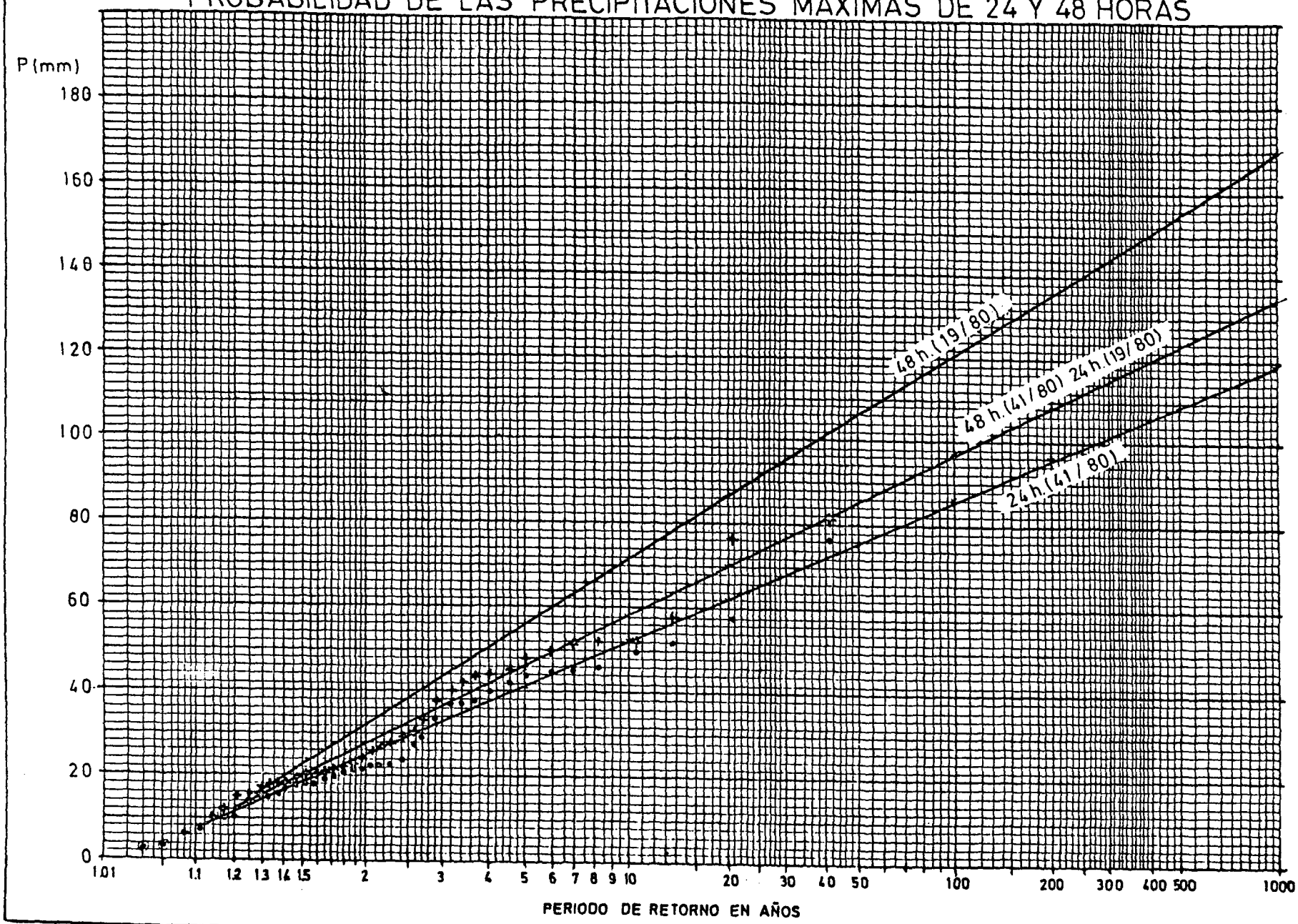
PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS



LAMINA Nº XI.1.20

PAIHUANO

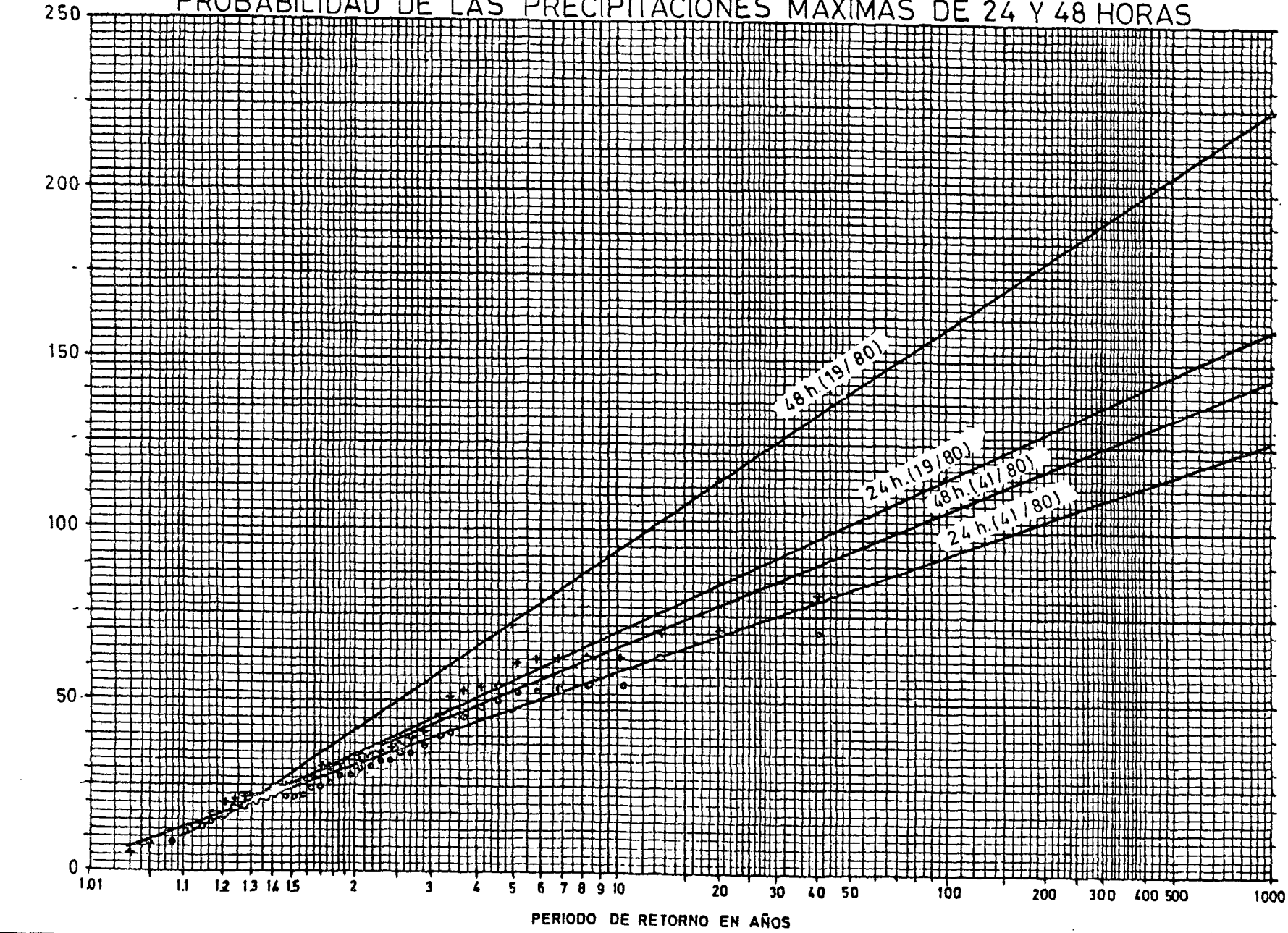
PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS



LAMINA N° XI.1.21

RIVADAVIA

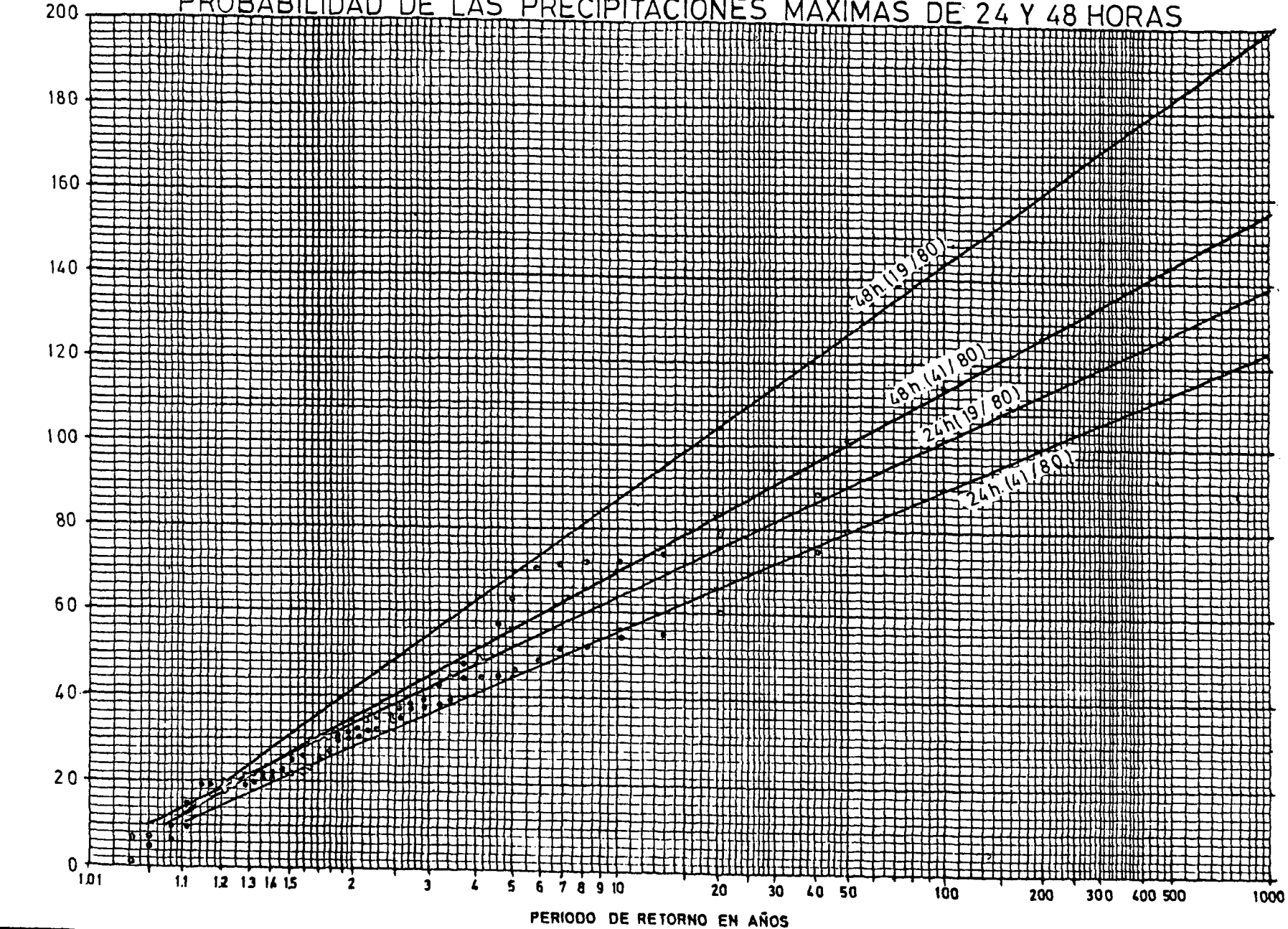
PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS



LAMINA N° XI.1.22

VICUÑA

PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS

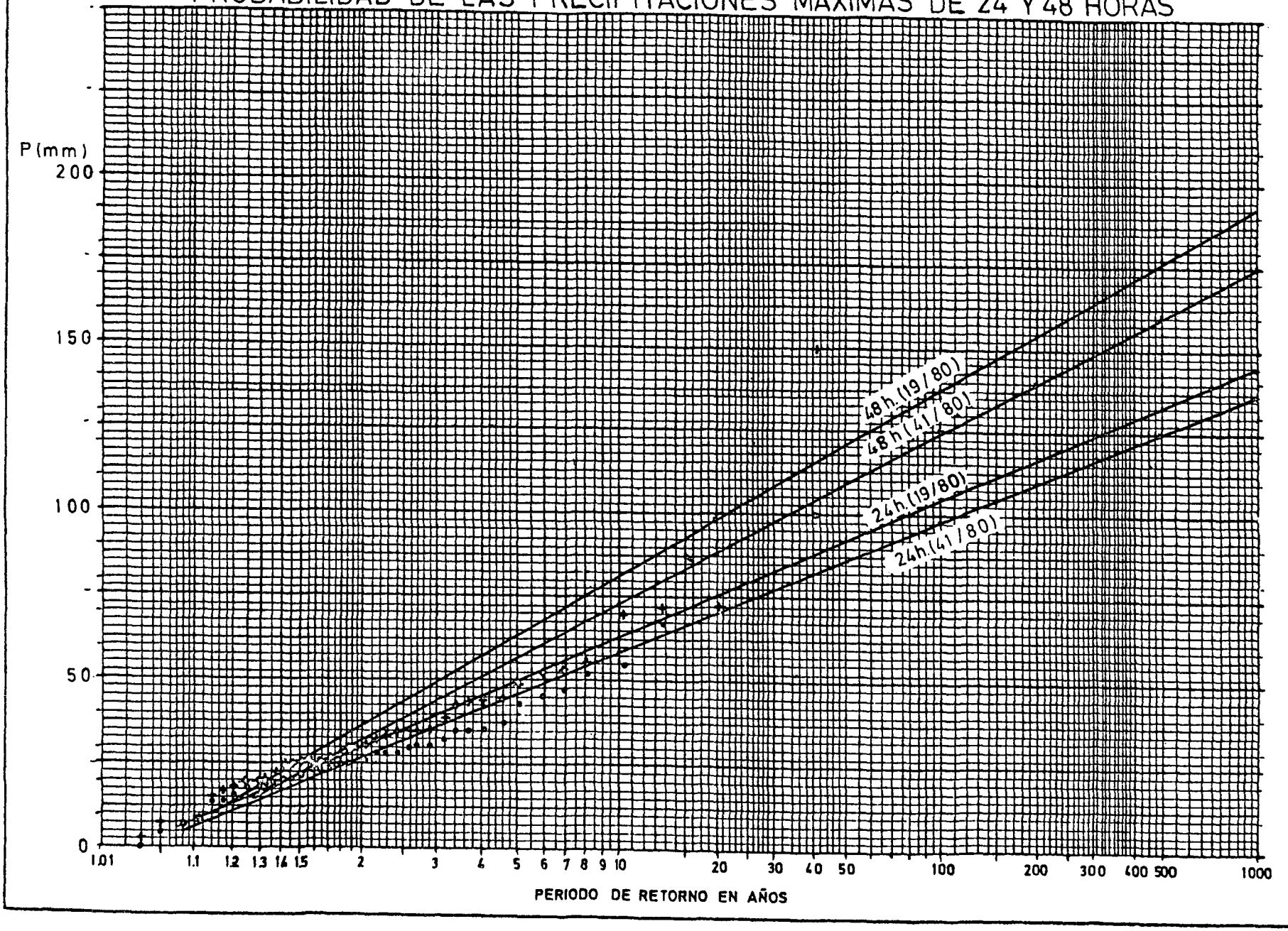


XI.1.136

LAMINA Nº XI.1.23

LA SERENA

PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS



XI.2 BASES TOPOGRAFICAS

I N D I C E

		Pág.N°
2.1	TOPOGRAFIA PARA EMBALSE	XI.2.1
2.1.1	Topografía Embalse Puclaro	XI.2.1
2.1.2	Topografía Embalse Algarrobal	XI.2.2
2.2	TOPOGRAFIA Y UNIFICACION DE CANALES	XI.2.3
2.2.1	Canal San Pedro de Nolasco	XI.2.4
2.2.2	Canal Peralillo	XI.2.4
2.3	TOPOGRAFIA Y CANALES DE TRASVASE	XI.2.4
2.3.1	Canal Río Turbio - Río Claro	XI.2.5
2.3.2	Canal Río Cochiguaz - Río Derecho	XI.2.5

Para la realización de los anteproyectos de las obras civiles que deberán diseñarse en el "Estudio Integral de Riego del Valle del Elqui" ha sido necesario efectuar diferentes trabajos topográficos en terreno, según sea la naturaleza de las obras por proyectar.

En estos trabajos se pueden distinguir tres grandes grupos, a saber: apoyo topográfico para anteproyectos de embalses, canales de interconexión de cuencas y unificación de canales.

2.1 TOPOGRAFIA PARA EMBALSES

En los lugares que se ubican los dos embalses que se proyectaron existían levantamientos a diferentes escalas, es así como para la zona de Puclaro había planos escala 1:1.000, 1:5.000 y 1:10.000, y en el área de Algarrobal planos escala 1:2.500, 1:4.000 y 1:10.000, los cuales entre sí guardaban bastante relación, con excepción del lecho del río. Los planos 1:10.000 son los realizados por la Dirección de Riego para la Comisión Nacional de Riego con cotas I.G.M. y coordenadas U.T.M., mientras que los otros planos fueron realizados por la Dirección de Riego con cotas y coordenadas arbitrarias.

2.1.1 Topografía Embalse Puclaro

En Puclaro existe un levantamiento 1:1.000, el cual se procedió a verificar en terreno, determinándose que sólo existían cambios en el lecho del río, porque éste fue desviado y además se había construido una nueva

carretera a Vicuña, por lo tanto se determinó utilizarlo levantando de nuevo el lecho del río y cambiando sus cotas y coordenadas a sistema IGM-UTM.

Para efectuar esto último, se realizaron los siguientes trabajos: se ubicó que puntos se individualizaban en el plano 1:1.000 y 1:10.000 y que además fueran ubicados fisicamente en el terreno, estos eran el PR-104 del levantamiento 1:10.000 y el sondaje 104 del plano 1:1.000 de la D.R., determinándose entre ellos la diferencia de cota (2,53 m), después se verificó con otros puntos no tan claramente identificables, encontrándose en todos una diferencia de cota de ese orden, por lo que se corrigieron las cotas de curvas de nivel de las laderas del valle en 2,50 m, levantándose nuevamente el fondo del valle apoyado en los PR del levantamiento aerofotogramétrico escala 1:10.000. Se estima que el plano puede tener un error de más o menos 0,25 m, suficiente para el nivel del anteproyecto.

Para efectuar el cambio de coordenadas del plano de la D.R. se ubicaron en el terreno puntos perfectamente identificables en ambos levantamientos y se determinó su diferencia de coordenadas.

Con los trabajos así realizados se transformó el plano escala 1:1.000 de la D.R. en un plano nuevo en el sistema IGM-UTM.

2.1.2 Topografía Embalse Algarrobal

Para obtener un plano para el Embalse Algarrobal se decidió utilizar el levantamiento escala 1:2.500 de la Dirección de Riego reducido a escala 1:2.000. En este caso fue más fácil relacionar este plano con el levantamiento escala 1:10.000, ya que en ambos planos existía la base A'-B'

utilizada en el levantamiento escala 1:2.500 y muy cerca de ella el PR-979a del levantamiento aerofotogramétrico escala 1:10.000. Estos tres puntos están materializados en el terreno con monolitos de hormigón, indicándose en ellos su identificación.

Se procedió a efectuar nivelaciones cerradas entre estos puntos, determinándose una diferencia de cotas de 21,0 m. Estos mismos hitos se utilizaron para transferir al plano 1:2.000 las coordenadas UTM.

Utilizando la misma base A'-B' se efectuó una poligonal cerrada por el valle para levantarlo y establecer planimétricamente el encauzamiento del río y el trazado del camino a Vicuña. Además se aprovechó este levantamiento para dar cota y coordenadas (IGM-UTM) al sondaje realizado y calicatas efectuadas, que se indican en el Anexo XI.A.3.5.

2.2 TOPOGRAFIA PARA UNIFICACION DE CANALES

La topografía realizada tenía como finalidad poder determinar la pendiente y sección de canales existentes que deberían ampliarse para conducir las aguas en conjunto con la de otros canales.

Básicamente el trabajo topográfico consistió en medir el canal con huincha cada 20 m (para determinar su longitud real), en cada uno de estos puntos se determinaba además la cota de fondo de él. Cada 100 m o cuando alguna circunstancia especial del terreno lo aconsejó, se efectuaron perfiles transversales. Además, se ubicaron PR cada 500 m, los que sirvieron para efectuar nivelaciones cerradas de comprobación.

A continuación se indican los puntos de partidas y referencias usadas en cada canal.

2.2.1 Canal San Pedro Nolasco

Se utilizó como base de partida el PR-97 del levantamiento 1:10.000, debido a que no existía en la cercanía otro PR de dicho levantamiento, se verificó con nivelaciones cerradas entre los PR colocados en la nivelación del canal.

2.2.2 Canal Peralillo

Se tomó como punto de partida el PR-119 del levantamiento aerofotogramétrico escala 1:10.000, efectuándose en el recorrido dos cierres parciales como verificación, en los PR-117 y PR-114 del levantamiento escala 1:10.000. Entre estos PR se realizaron comprobaciones de cierre con los PR propios de la nivelación del canal.

2.3 TOPOGRAFIA PARA CANALES DE TRASVASE

Se estudiaron dos canales de trasvase: uno para llevar aguas desde el río Turbio al río Claro y el otro para conducirlas desde el río Cochiguaz al río Derecho.

El criterio utilizado fue realizar un estacado del canal con una pendiente definida previamente por el diseño hidráulico del canal, habida consideración de las pérdidas especiales que debían dejarse por singularidades u obras de arte. Se partió el estacado desde el punto que se había establecido que debían llegar las aguas hacia aguas arriba del canal.

En general, la topografía realizada tuvo muchas dificultades por la gran pendiente de los cerros, la cual en algunas partes permitía apenas colocar el instrumento.

El perfil longitudinal se realizó con puntos cada 20 m, colocándose PR cada 500 m. Los perfiles transversales se efectuaron cada 100 m.

Estos canales se encuentran sobre la cota hasta la que llega el levantamiento 1:10.000.

2.3.1 Canal Río Turbio - Río Claro

Debido a que no existían PR cerca, se partió de la bocatoma del canal Unificado Alamo (cota 980 según levantamiento escala 1:10.000), punto al que debe llegar el canal de trasvase. Desde este punto se estacó hacia aguas arriba hasta llegar al río Turbio.

2.3.2 Canal Río Cochiguaz - Derecho

El punto de llegada de este canal al río Derecho es casi coincidente con el PR-148 del levantamiento 1:10.000, por lo tanto desde ahí se tomó la cota de partida, estacándose hacia aguas arriba hasta llegar al río Cochiguaz.

Igual que en el canal anterior, se efectuaron verificaciones de la nivelación , cerrando ésta en los PR dejados cada 500 m.

XI.3 ANTEPROYECTO DE EMBALSES

I N D I C E

		Pág.N°
3.1	**EMBALSE PUCLARO**	XI.3.1
3.1.1	Generalidades	XI.3.1
3.1.2	Antecedentes Utilizados para la Elaboración del Anteproyecto	XI.3.2
3.1.2.1	Antecedentes Existentes	XI.3.2
3.1.2.2	Antecedentes Complementarios	XI.3.4
3.1.3	Descripcción de las Obras	XI.3.4
3.1.3.1	Muro del Embalse	XI.3.4
3.1.3.2	Túnel de Desviación y Desagüe de Fondo	XI.3.6
3.1.3.3	Obras de Entrega	XI.3.10
3.1.3.4	Evacuador de Crecidas	XI.3.12
3.1.3.5	Memorias de Cálculo	XI.3.15
3.1.4	Cubicaciones y Presupuesto Embalse Puclaro	XI.3.16
3.1.4.1	Bases de Cubicación	XI.3.16
3.1.4.2	Precios Unitarios	XI.3.17
3.1.4.3	Presupuesto Embalse Puclaro	XI.3.18
3.2	**EMBALSE ALGARROBAL**	XI.3.27
3.2.1	Generalidades	XI.3.27
3.2.2	Antecedentes Utilizados para la Elaboración del Anteproyecto	XI.3.28
3.2.2.1	Antecedentes Existentes	XI.3.28
3.2.2.2	Antecedentes Complementarios	XI.3.29
3.2.3	Descripción de las Obras	XI.3.30
3.2.3.1	Muro de Embalse	XI.3.30
3.2.3.2	Túnel de Desviación y Desagüe de Fondo	XI.3.33
3.2.3.3	Obras de Entrega	XI.3.36
3.2.3.4	Evacuador de Crecidas	XI.3.38
3.2.3.5	Memorias de Cálculo	XI.3.39
3.2.4	Cubicación y Presupuesto Embalse Algarrobal	XI.3.40
3.2.4.1	Bases de Cubicación	XI.3.40
3.2.4.2	Precios Unitarios	XI.3.40
3.2.4.3	Presupuesto Embalse Algarrobal	XI.3.40

ANEXOS:

XI.A.3.1 EMB. PUCLARO. MEMORIA DE CALACULO DE LA PRESA

XI.A.3.2 EMB. PUCLARO. MEMORIA DE CALCULO DEL EVACUADOR DE CRECIDAS

XI.A.3.3 EMB. PUCLARO. MEMORIA DE CALCULO DE OBRAS DE DESVIACION, DESAGUE DE FONDO Y OBRAS DE ENTREGA RIBERA IZQUIERDA.

XI.A.3.4 EMB. ALGARROBAL. ESTUDIO GEOTECNICO

XI.A.3.5 EMB. ALGARROBAL. PROSPECCIONES

XI.A.3.6 EMB. ALGARROBAL. MEMORIA DE CALCULO DE LA PRESA

XI.A.3.7 EMB. ALGARROBAL. MEMORIA DE CALCULO EVACUACION DE CRECIDAS

XI.A.3.8 EMB. ALGARROBAL. MEMORIA DE CALCULO OBRAS DE DESVIACION, Y DESAGUE DE FONDO EN RIBERA DERECHA

XI.A.3.9 EMB. ALGARROBAL. MEMORIA DE CALCULO OBRAS DE ENTREGA

XI.A.3.10 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA EMBALSES.

3.1 EMBALSE PUCLARO

3.1.1 Generalidades

El embalse Puclaro se ubicará a 70°53'W y 30°01'S en el valle del río Elqui a aproximadamente 41 km de la ciudad de La Serena y a 18 km de Vicuña. La obra principal del embalse la constituye un muro de tierra, de aproximadamente 100 m de altura máxima, que se emplazará en un estrechamiento del valle y conocido como angostura Puclaro.

El propósito principal del embalse es servir de elememto de regulación de las aguas del río Elqui, para su aprovechamiento en el regadío. Adicionalmente se podría instalar una pequeña central hidroeléctrica al pié del muro. La capacidad útil del embalse (volumen de regulación) será de 320 millones de metros cúbicos, según determinación efectuada en el Capítulo XII (Evaluación Económica) de este informe. Las características más relevantes del embalse Puclaro son las siguientes:

Volumen útil embalsado	320 * $10^6 m^3$
Volumen muerto	5,7 * $10^6 m^3$
Volumen total embalsado	325,7 * $10^6 m^3$
Nivel máximo normal de operación	521,00 m
Nivel máximo eventual	524,73 m
Nivel mínimo operación central hidroeléctrica	475,00 m
Nivel mínimo normal de operación del embalse	450,00 m
Cota coronamiento presa	527,00 m
Volumen de rellenos presa	9,5 * $10^6 m^3$
Potencia instalada central	9.000 KW

3.1.2 Antecedentes Utilizados para la Elaboración del Anteproyecto

3.1.2.1 Antecedentes Existentes

Los antecedentes existentes corresponden a los recogidos y elaborados por la empresa consultora SALZGITTER INDUSTRIEBAU GESELLSCHAFT MBH, cuando realizó el Estudio de Factibilidad Física del Embalse Puclaro en Septiembre de 1972.

En dicho informe se indican en detalle y se incluyen los antecedentes existentes respecto a topografía, climatología, geología de la zona y del lugar de implantación de la presa, hidrología y acarreo de sólidos.

Teniendo en cuenta que uno de los objetivos básicos del estudio fue la comparación técnica y económica entre los embalses Algarrobal y Puclaro, se estimó necesario utilizar bases de diseño homogéneas para el anteproyecto de sus correspondientes estructuras.

De acuerdo a dicho criterio se determinó que los antecedentes hidrológicos contenidos en el Estudio de Factibilidad Física del Embalse Puclaro, realizado por la empresa consultora Salzgitter en el año 1982, eran apropiados para efectuar el prediseño de las obras hidráulicas de los dos embalses.

De estas obras, las más importantes son las obras de evacuación de crecidas. Para determinar el caudal de diseño de ellas, se utilizó, en ambos casos, el hidrograma de los gastos que llegarían al embalse por efecto de un temporal caracterizado por una lluvia homogénea en toda la cuenca de 48 horas de duración, con período de retorno de 500 años.

Para verficiar la conveniencia de utilizar estos hidrogramas, se analizó el régimen de crecidas del Elqui en Algarrobal, calculándose los hidrogramas de las crecidas afluentes al embalse Algarrobal para diferentes períodos de retorno y duraciones del temporal de 24 y 48 horas.

Se hizo el estudio del tránsito de las crecidas calculadas por INA con período de retorno de 1.000 años obteniéndose las siguientes condiciones:

	Crecida T = 1.000 Años	
	t = 24 horas	T = 48 horas
Caudal máx.Afluente (m^3/s)	1.208	770
Caudal máx.Efluente (m^3/s)	915	686
Nivel Aguas máx.Event. (m)	887,27	886,60

Se puede observar que la condición más desfavorable para el diseño del vertedero corresponde a la evacuación de la crecida originada por el temporal de 24 horas de duración y ésta condición es muy semejante a la que se obtiene de transitar el hidrograma definido por Salzgitter (Qmáx. efl. = 900 m^3 /s) con un nivel máximo eventual de 887,24 m).

Por lo tanto, se aceptó diseñar las obras hidráulicas de los embalses considerando los hidrogramas del estudio de factibilidad del embalse Puclaro.

3.1.2.2 Antecedentes Complementarios

En esta etapa de los estudios, en que se ha efectuado un anteproyecto preliminar de las obras para definir su factibilidad, los antecedentes disponibles en el informe mencionado en el punto anterior han sido suficientes para realizar el diseño de las obras. Los antecedentes existentes sólo se han complementado con visitas a terreno para reconocer la zona de la angostura Puclaro y los sitios de empréstito, desde los cuales se extraerán los materiales para construir el muro del embalse.

En las memorias de cálculo respectivas se precisan los antecedentes utilizados en esta etapa del proyecto.

3.1.3 Descripción de las Obras

3.1.3.1 Muro del Embalse

La presa del embalse Puclaro estará constituída por un muro de tierra, del tipo zonificado, con espaldones de material permeable (gravas gruesas) y un núcleo central impermeable formado por gravas arcillosas. Para impedir la filtración del agua a través de los fluviales que forman el lecho del río sobre el cual se fundará la parte central de la presa, se consulta la ejecución de una pared moldeada entre el núcleo central del muro y la roca basal, la que tendrá del orden de 19.000 m^2 de superficie y que alcanzará profundidades máximas próximas a 100 m nivel más bajo al que se encuentra la roca. En los estribos de la angostura en que la presa se fundará directamente sobre la roca, se ha previsto la ejecución de inyecciones de consolidación e impermeabilización en la zona de contacto entre el núcleo central y la roca.

Los taludes de aguas arriba y de aguas abajo de la presa serán protegidos con enrocado y empedrado de rechazo respectivamente. Además, en la zona de contacto del núcleo central con los espaldones se prevé la colocación de material de transiciones (gravas arenosas) y de un filtro de arenas (sólo aguas abajo del núcleo central).

La construcción del muro exigirá efectuar 9.500.000 m^3 de rellenos, correspondiendo 1.200.000 m^3 a rellenos de núcleo, 7.200.000 m^3 a rellenos de espaldones y el resto a rellenos de filtros, transiciones, empedrados y enrocados. Además, se requerirá efectuar del orden de 315.000 m^3 de excavaciones, correspondiente 110.000 m^3 a excavaciones en roca y el resto a excavaciones de escarpe o material común.

Los materiales para el núcleo se obtendrán del cono de deyección de la quebrada Gualliguaica ubicada 5 kms aguas arriba del lugar elegido para implantar el muro, previa eliminación del sobretamaño que representa el 12% del material total a procesar, el que se contempla usarlo para efectuar el enrocado de protección del talud de aguas arriba.

Los materiales para espaldones se obtendrán de los fluviales que cubren la caja actual del río Elqui en las proximidades de la obra; se estima que no será necesario alejarse más de 3 kms del área del muro para satisfacer las necesidades materiales para espaldones.

Los materiales de transición y filtros pueden obtenerse del mismo yacimiento que se explote para los rellenos de espaldones, eliminando de éstos el sobretamaño que alcanzará cifras significativas el que se utilizará para la ejecución de los empedrados.

La ataguía de aguas arriba, que formará parte de las obras de desviación de las aguas del río Elqui durante la construcción del embalse, quedará incorporada a la presa. La ataguía indicada tendrá una altura máxima de 20 m sobre el lecho original del río. Sus principales características son las siguientes :

Altura máxima ataguía	25,00 m
Cota coronamiento	455,00 m
Inclinación talud aguas arriba (H:V)	2,25:1
Inclinación talud aguas abajo (H:V)	2,00:1

Aguas abajo de la presa deberá construirse una ataguía de dimensiones mínimas.

Las principales características de la presa Puclaro son las siguientes:

Altura máxima presa	99,00 m
Cota coronamiento	527,00 m
Ancho coronamiento	14,00 m
Longitud coronamiento	635,00 m
Inclinación talud aguas arriba (H:V)	2,25:1
Inclinación talud aguas abajo (H:V)	2,00:1
Cota fundación núcleo impermeable	428,00 m

3.1.3.2 Túnel de Desviación y Desagüe de Fondo

El túnel de desviación de las aguas del río Elqui durante la construcción de la presa se ubicará en el estribo izquierdo de la presa.

Considerando la reducida magnitud de los caudales del río Elqui, tanto a

lo largo de todo el año como durante las crecidas, y el gran ancho de la caja del río en la zona de la angostura Puclaro (aproximadamente 350 m), se podría iniciar la construcción del túnel de desvío en conjunto con el muro del embalse.

Las obras de desviación se diseñaron para desviar la crecida originada por una lluvia conperíodo de retorno de 20 años. El caudal peak de esta crecida en Puclaro es de 333 m^3/s. Debido al efecto regulador que tiene la ataguía de aguas arriba, el caudal máximo que se evacuaría a través del túnel de desviación alcanzaría a 242 m^3/s, (nivel 453,98 m en el embalse).

Para que el nivel de las aguas en el embalse durante la evacuación de la crece de diseño no sobrepase el coronamiento de la ataguía de aguas arriba, que fue previamente fijado, (*) se debió adoptar para el túnel de desviación un diámetro de 5,00 m. Las principales características de este túnel son :

Longitud	480,00 m
Diámetro	5,00 m
Sección	medio punto
Pendiente	1%
Cota radier entrada	435,80 m

En el extremo de aguas abajo del túnel, al exterior del cerro, se dispuso un difusor de 20 m de longitud que permite disminuir el caudal por unidad de ancho, posibilitando una mejor disipación de la energía y una reducción de la magnitud de las socavaciones.

Ver punto 2 Anexo XI.A.3.3 (Obras de Desviación).

El túnel de desviación se utilizará posteriormente, durante la vida útil de las obras, como desague de fondo del embalse. La función del desague de fondo es servir como elemento de seguridad que permita vaciar el embalse, en un plazo razonable, en caso de producirse alguna emergencia. Además, durante el período inicial de puesta en servicio de la presa, servirá para controlar el primer llenado, con lo cual se logrará llenar el embalse siguiendo un ritmo preestablecido. Finalmente, el desague de fondo podría usarse para efectuar entregas a los regantes en situaciones eventuales.

Para controlar el caudal que se extraiga por el desague de fondo se ha implantado una compuerta plana de servicio, tipo Bureau, en un tapón de hormigón que cerrará el túnel de desvío. Esta compuerta, de 1,20 m de ancho por 1,60 m de alto, permite vaciar el embalse en un plazo de 75 días, considerando un caudal afluente al embalse constante e igual a 10 m^3/s. Aguas arriba de la compuerta de servicio se ha dispuesto una compuerta de emergencia, similar a la anterior. Estas dos compuertas serán accionadas por servomecanismos que se albergarán en una caverna de operación. El acceso a esta caverna se efectuará a través del túnel de las obras de entrega y de un corto túnel que comunica a estas obras con el recinto de operación de las compuertas.

La posición elegida para el tapón que cerrará el túnel de desvío coincide en planta con la cortina de inyecciones del estribo izquierdo de la presa. De esta forma se evita tener un túnel en presión aguas abajo del eje de la presa.

El túnel que se desarrolla aguas abajo de las compuertas del desague de fondo deberá acondicionarse para airear adecuadamente el torrente de alta velocidad que circularás por su interior cuando se usen estas obras.

Cabe señalar que por este motivo el trazado en planta del túnel de desviación no tiene quiebres aguas abajo de la sección de compuertas.

Finalmente, cabe destacar que en el extremo de aguas arriba del túnel de desviación se dejarán guías para la colocación de una compuerta plana, que aislará el túnel mientras se acondiciona como desague de fondo.

Eventualmente, si durante la etapa de explotación de las obras se produjera una falla mayor en el desague de fondo, se podría deprimir el embalse usando las obras de entrega y una vez que el nivel de las aguas haya alcanzado aproximadamente la cota 450,0 m, habría que intentar la colocación de la compuerta plana en la entrada al túnel, probablemente con la ayuda de buzos.

3.1.3.3 Obras de Entrega

Las obras de entrega se ubicarán en la ribera izquierda del embalse y su trazado en planta se desarrolla en forma paralela al del túnel de desviación. Las obras de entrega se diseñaron para conducir un caudal máximo de 15 m^3/s, valor ligeramente superior al caudal medio del mes de máximo consumo : Enero, con 12,9 m^3/s.

Las obras de entrega consistirán básicamente en una torre de captación, un conducto de salida de las aguas desde el embalse y los elementos de control del caudal extraído.

La torre de toma se ubicará con su umbral de captación a la cota 450 m, es decir, inmediatamente por sobre la cota correspondiente al volumen muerto del embalse.

El conducto de salida de las aguas desde el embalse consta en su primera parte de un túnel circular, revestidos en hormigón, de 2,70 m de diámetro y 306 m de longitud. En el extremo final del túnel descrito existirá un tapón de hormigón, desde el cual nacerá una tubería metálica de 2,10 m de diámetro y unos 207 m de longitud, que se desarrollarán libremente por el interior de un túnel de 5,0 m de diámetro, de sección tipo mediopunto. Aguas abajo del túnel indicado la tubería metálica continúa hormigonada contra la roca y después de un corto recorrido se bifurca en dos túneles blindados, de 1,45 m de diámetro cada uno, los cuales se conectan a las unidades generadoras albergadas en la casa de máquinas.

Durante la etapa de habilitación del túnel de desviación como desague de fondo, las aguas del río Elqui se desviarán provisionalmente a través de las obras de entrega. Con este objeto se ha fijado abierto el extremo de aguas arriba del conducto de las obras de entrega. Posteriormente,

cuando se ponga en servicio el desague de fondo, se deberá cerrar la apertura señalada en el conducto de entrega. Para ello se han dejado guías, que permitirán la colocación de una compuerta plana de emergencia mientras se construyen los tapones de hormigón y se montan las tuberías metálicas.

Al inicio de la tubería metálica o 2,10 m, e inmediatamente aguas abajo del tapón de hormigón desde el cual nace, se ha dispuesto una válvula mariposa, tele-comandada, o 1,60 m, una ventosa y una entrada de hombre. Eventualmente, si se desea inspeccionar el túnel en presión de las obras de entrega o la válvula mariposa, aguas abajo de la torre de captación y al inicio del túnel en presión se ha dispuesto una compuerta plana, de emergencia, que se operará desde la cota 527,0 m.

La disposición de obras señalada, en que el tapón de hormigón desde el cual nace la tubería metálica coincide en planta con la cortina de inyecciones y el tapón del desague de fondo, evita la infiltración de agua a presión a través de las grietas del macizo rocoso aguas abajo del núcleo impermeable de la presa.

En esta etapa del diseño se ha dispuesto en el extremo de aguas abajo de las obras de entrega una casa de máquinas, correspondiente a una central hidroeléctrica, con dos unidades generadoras de 4.500 KW cada una. Debido a las restricciones de operación que impone la central hidroeléctrica a la extraccion de las aguas desde el embalse, en etapas más avanzadas del diseño deberá analizarse la conveniencia de implantar elementos adicionales de control de caudal, como por ejemplo, el uso de válvulas del tipo Howell-Bunger.

Las aguas descargadas por las obras de entrega se evacuarán directamente hacia el cauce del río Elqui. La energía producida por la central se llevará a un patio de alta tensión, desde el cual nacerá una línea de transmisión de 66.000 Volts y de 36 km de longitud, que conducirá la energía hasta La Serena o la subestación Pan de Azúcar.

3.1.3.4 Evacuador de Crecidas

El aliviadero de crecidas del embalse Puclaro se ubicará en la ribera derecha del embalse y ha sido diseñado para evacuar la crecida provocada por una lluvia homogénea en toda la cuenca, con período de retorno de 500 años. De acuerdo a lo indicado en el informe elaborado por la empresa Salzgitter, esta crecida tendría un período de retorno comprendido entre 2.000 y 5.000 años. El caudal peak de esta crecida alcanza a 2.090 m^3/s. Debido al efecto regulador del embalse sobre la crecida afluente, el caudal máximo evacuado por las obras de alivio se reduce a 1.839 m^3/s (nivel máximo eventual del embalse = 524,73 m).

El método de cálculo utilizado por Salgiztter para calcular los hidrogramas de las crecidas se encuentra descrito en el numeral III.4.4.2 (c) del informe final del Estudio de Factibilidad Física del Embalse Puclaro - Tomo I Estudios Básicos.

De acuerdo a lo allí indicado, el temporal se caracteriza por una lluvia espacialmente homogénea en cada una de las cuencas que se analizan y con una distribución temporal que maximiza la escorrentía.

Por otra parte, el consultor Salzgitter establece que la probabilidad de la crecida será:

$$P = P_1 \times P_2 \times P_3 \times P_4$$

Siendo:

P_1 = Probabilidad de la lluvia básica (0,002)

P_2 = Probabilidad de que previo al inicio del temporal hubiese suficientes precipitaciones para limitar la capacidad de retención del suelo (0,25).

P_3 = Probabilidad de que se inicie el temporal en forma simultánea y con igual intensidad en toda la cuenca. Valor no conocido.

P_4 = Probabilidad de una secuencia de intensidad que produzca la máxima crecida. Valor no conocido.

Luego :

$$P = 0{,}0005 \times P_3 \times P_4$$

Si $0{,}4 < P_3 \times P_4 < 1$

$0{,}0002 < P < 0{,}0005$

$5.000 > Tr > 2.000$ (años)

El volumen de la crecida afluente para el Tr = 500 años es de 201,8 x 10^6 m^3 , que se consigue integrando el hidrograma incluido en el plano N° 2 - " Embalse Puclaro - Planta General ", en dicho plano tambien se muestra la forma del hidrograma.

La estimación de los caudales máximos instantáneos afluentes al embalse Puclaro efectuada por INA e incluída en el numeral 1.1.9.3 de este capítulo, ha permitido concluir que la crecida de diseño definida por Salzgitter es adecuada para realizar el anteproyecto general del evacuador de crecidas, observándose una concordancia entre la probabilidad de ocurrencia y los caudales peak correspondientes.

Las obras de evacuación consistirán en un vertedero lateral de cresta libre, un canal colector, un canal de baja pendiente, una sección de control (vertedero frontal), un rápido de descarga, una estructura de lanzamiento y un canal de restitución de las aguas. La longitud en planta de las obras de evacuación propiamente tales, es decir, las obras revestidas en hormigón, es de aproximadamente 335,0 m.

El vertedero lateral será del tipo Creager, tendrá su umbral a la cota 521,0 m (nivel máximo normal de operación del embalse) y su longitud será de 115,0 m. Para el nivel de aguas máximas normales (NAMN) y de aguas máximas eventuales (NAME) las superficies inundadas son de 960 ha y 1.020 ha respectivamente.

Al pie del vertedero se ha dispuesto un canal colector, de sección aproximadamente trapecial, con un ancho basal variable entre 5,0 y 30,0 m. El talud izquierdo de este canal estará constituído por el paramento de aguas abajo del vertedero lateral y el talud derecho del canal colector tendrá una inclinación 1:3 (H:V). Aguas abajo del canal colector existirá una transición de 40,0 m de longitud, que permitirá enlazar la sección de éste con la del canal rectangular, de baja pendiente, que se desarrollará a continuación. En el extremo de este canal rectangular, de 30,0 m de ancho y 35,0 m de longitud, habrá un vertedero frontal que alimentará al rápido de descarga, de casi 135 m de longitud, pendiente

1,75 (H:V), de sección rectangular de 6,0 m de alto y de ancho variable entre 30,0 m y 20,0 m. En realidad, esta última dimensión corresponde al ancho final de la estructura de lanzamiento o salto de ski, de 13,0 m de longitud. En el rápido se han dispuesto dos gradas de aireación, para evitar daños por cavitación. Aguas abajo de las obras descritas, que están revestidas en hormigón y fundadas en roca, se ha dispuesto un canal de restitución, excavado en la terraza fluvial que forma el cauce del río Elqui. Este canal tendrá una longitud aproximada de 470 m y en la mayor parte de su extensión tiene una sección trapecial, de 50,0 m de ancho basal y taludes laterales 2:1 (H:V).

3.1.3.5 Memorias de Cálculo

En los anexos que se anotan a continuación se incluyen las siguientes materias :

- Anexo XI.A.3.1 Muro de Presa
- Anexo XI.A.3.2 Evacuador de Crecidas
- Anexo XI.A.3.3 Obras de Desviación, Desague de Fondo y Obras de Entrega Ribera Izquierda

3.1.4 Cubicación y Presupuesto Embalse Puclaro

3.1.4.1 Bases de Cubicación

Las cubicaciones que se indican en los presupuestos son teóricas, en el sentido que se ajustan estrictamente a lo mostrado en los planos. Sabido es que en obras como las correspondientes al embalse Puclaro los volúmenes reales de obra ejecutados son mayores que los indicados en los planos, pues los métodos constructivos impiden ajustar las excavaciones y por ende, los volúmenes de hormigón, rellenos y otros a los definidos en los planos. Estos mayores volúmenes, que se traducen en mayores costos, se han tomado en cuenta en los precios unitarios.

Sólo se han cubicado las partidas más relevantes, pues no se dispone de planos de detalle que permitan definir ítemes de pago menores. Estos ítemes no cubicados quedan cubiertos por los imprevistos.

Mención aparte debe realizarse respecto a la casa de máquina. Si bien esta obra tiene una incidencia relativamente importante en el presupuesto del embalse Puclaro, el estado actual del proyecto es insuficiente como para cubicarla en detalle. En consecuencia, la partida mencionada se ha cubicado como un global.

No se cubicaron los siguientes rubros:

- Caminos de acceso
- Partidas menores
- Sub-estación terminal línea de alta tensión
- Desviación del río Elqui (antes de construir el túnel)
- Ataguía aguas abajo

3.1.4.2 Precios Unitarios

Se han hecho los análisis de precios unitarios para las principales partidas del presupuesto, usando los precios a Febrero de 1985, para ambos embalses (Puclaro y Algarrobal), se realizaron los análisis de precios de las excavaciones en material común, roca, roca en túnel y roca en excavaciones exteriores de los rellenos de las presas (permeables, impermeables, filtros, enrocados, etc.), hormigones en general y fierro de refuerzo, considerando en cada caso las correspondientes distancias de acarreo, las modalidades propias de extracción y manipuleo de los materiales. Con estas partidas analizadas puede decirse que queda cubierto no menos de un 80% del costo de los embalses, habiéndose estimado los precios unitarios de las demás partidas por comparación con obras similares; se considera que el costo obtenido para los embalses representa una aceptable estimación para el nivel de anteproyecto.

Específicamente el valor asignado a las obras civiles de la casa de máquinas y del patio de alta tensión se obtuvo de los presupuestos de detalle de otras obras similares (nivel de precios Febrero 1985).

El valor asignado al suministro de los equipos de operación corresponde al valor CIF en el caso de equipos de procedencia extranjera y al valor puesto en fábrica en el caso de los equipos nacionales, expresados en dólares equivalentes. Estos valores se obtuvieron de presupuestos de equipos similares, expresados en moneda de Febrero de 1985.

Al valor correspondiente al suministro de los equipos se agregaron las siguientes partidas:

- Equipos Importados :

Partida	% del Valor CIF
Gastos de bodegaje y aduana	3%
Derechos de internación	20%
Fletes en el país	3%

- Equipos Nacionales :

Partida	% Valor en Fábrica
Fletes en el país	3%

Además de las partidas indicadas, a los equipos se les agregó el costo de los montajes y pruebas de puesta en servicio. Este costo se estimó en un 27,5% del valor correspondiente al suministro de los equipos (porcentaje obtenido de la Central Pehuenche).

En el Anexo XI.A.3.10 aparecen detallados los análisis de precios realizados para las partidas principales.

3.1.4.3 Presupuesto Embalse Puclaro

El presupuesto de las obras ha sido estimado al nivel de precios de Febrero de 1985; se han considerado las cubicaciones de las obras sobre la base de los diseños realizados y se han efectuado análisis de precios unitarios de las partidas fundamentales que definen no menos de un 80% del costo de las obras y para los precios no analizados se han adoptado precios por comparación con obras similares o se han aceptado valores

globales también por comparación con casos similares de obras de reciente construcción.

Para obtener los precios unitarios totales, se ha agregado al costo directo un 40% por concepto de gastos generales o indirectos, los cuales incluyen los gastos de administración, financieros, impuestos, utilidad del Contratista y varios; con esto se obtiene el Costo Directo Total de las obras.

Para obtener el Costo Final de las obras se ha agregado al Costo Directo Total un 15% por concepto de imprevistos, valor que se estima aceptable para el nivel de los anteproyectos realizados y que está dentro de los valores usados normalmente en este tipo de obras; se han agregado además los costos de "Ingeniería", estimados en un 3% del Costo Directo Total y los costos de supervisión de la construcción, estimados en 5% del Costo Directo Total; a continuación se da un resumen del presupuesto final de las obras del Embalse Puclaro con nivel de precios de Febrero de 1985 y para una capacidad útil de 320 millones de m^3, en miles de US$.

1.-	Muro de Presa	US$	69.926,4 miles
2.-	Obras de Evacuación de Crecidas	US$	5.428,6 miles
3.-	Obras de Entrega	US$	3.732,8 miles
4.-	Túnel de Acceso	US$	183,7 miles
5.-	Obras de Desviación y Desagüe de Fondo	US$	3.662,3 miles
6.-	Suministro y Montaje de Equipos	US$	10.313,2 miles
	COSTO DIRECTO TOTAL DE LAS OBRAS	**US$**	**93.247,0 miles**
7.-	Imprevistos 15% sobre C.D.T.O.	US$	13.987,1 miles
8.-	Gastos de Ingeniería 3% sobre C.D.T.O.	US$	2.797,4 miles
9.-	Gtos. Supervisión Constr.5% C.D.T.O.	US$	4.662,4 miles
	COSTO DIRECTO FINAL DE LAS OBRAS	**US$**	**114.693,9 miles**

A este costo final de las obras hay que agregar el costo de reubicaciones y de expropiaciones, este último se ha obtenido ponderando el valor de expropiación de los terrenos a orillas del río y cerros (que son la mayoría) y el de algunos terrenos cultivables al final del área de inundación.

1) Area a expropiar : 1.020 há
   Precio medio/há : US$ 300
   Valor expropiación — US$ 306,0 miles

2) Reubicación Camino Principal
   13 km a US$ 435.000 — US$ 5.655,0 miles

3) Reubicación Línea Alta Tensión
   13 km a US$ 6.000 — US$ 78,0 miles

4) Otras infraestructuras e imprevistos — US$ 2.000,0 miles

US$ 8.039,0 miles

Con este valor se obtiene el siguiente costo del Embalse Puclaro, incluídas las expropiaciones y reubicaciones:

COSTO DIRECTO TOTAL OBRAS	: US$	114.693,9 miles
EXPROPIACIONES Y REUBICACIONES:	US$	8.039,0 miles
COSTO TOTAL	: **US$**	**122.732,9 miles**

Puede verse que el costo del Embalse Puclaro resulta aproximadamente 22% inferior al costo del Embalse Algarrobal (US$ 149.845,4 miles).

Dado que en la Evaluación Económica es necesario usar los presupuestos de las obras descontando el IVA, se presenta a continuación el presupuesto del Embalse Puclaro sin dicho impuesto.

PRESUPUESTO EMBALSE PUCLARO SIN IVA

1.- Muro de Presa	US$	58.983,3 miles
2.- Obras de Evacuación de Crecidas	US$	4.579,4 miles
3.- Obras de Entrega	US$	3.143,0 miles
4.- Túnel de Acceso	US$	154,7 miles
5.- Obras de Desviación y Desagüe de Fondo	US$	3.091,1 miles
6.- Suministro y Montaje de Equipos	US$	8.632,1 miles
COSTO DIRECTO TOTAL DE LAS OBRAS	**US$**	**78.583,5 miles**
7.- Imprevistos 15% sobre C.D.T.O.	US$	11.787,5 miles
8.- Gastos de Ingeniería 3% sobre C.D.T.O.	US$	2.357,5 miles
9.- Gtos. Supervisión Constr.5% C.D.T.O.	US$	3.929,2 miles
COSTO TOTAL OBRAS	**US$**	**96.657,7 miles**
10.-Expropiaciones y Reubicaciones	US$	6.768,2 miles
COSTO FINAL SIN IVA	**US$**	**103.425,9 miles**

COSTO OBRAS EMBALSE PUCLARO
CAPACIDAD UTIL : 320 MILL.M^3
(totales expresados en miles de US$)

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1.	MURO DE PRESA				69.926,4
1.1	EXCAVACIONES				1.861,7
1.1.1	Escarpes en suelo	m^3	155.355	2,74	425,7
1.1.2	Escarpes en roca (empotr.)	m^3	110.255	11,17	1.231,5
1.1.3	Exc.zanja impermeab.(suelo)	m^3	49.989	4,09	204,5
1.2	PARED MOLDEADA	m^2	19.320	300	5.796,0
1.3	INYECCIONES				10.915,9
*	De Impermeabilización				
1.3.1	N° de perforaciones	u	292	75	21,9
1.3.2	Longitud perforación	m	13.127	53	695,7
1.3.3	Lechada inyección	m^3	3.281	1.300	4.265,3
*	De consolidación				
1.3.4	N° de perforaciones	u	1.850	75	138,8
1.3.5	Longitud perforación	m	11.100	22	244,2
1.3.6	Lechada inyección	m^3	2.775	2.000	5.550,0
1.4	RELLENOS				51.352,8
1.4.1	Núcleo Impermeable	m^3	1.201.305	9,65	11.592,6
1.4.2	Transiciones	m^3	638.980	6,86	4.000,0
1.4.3	Filtros	m^3	152.432	8,99	1.370,4
1.4.4	Espaldones	m^3	7.242.621	4,37	31.650,3
1.4.5	Empedrados	m^3	225.040	9,17	2.063,6
1.4.6	Enrocados	m^3	72.746	8,88	646,0
1.4.7	Colchón compresible	m^3	3.330	8,99	29,9

ITEM		UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
2.-	OBRAS DE EVC.DE CRECIDAS				5.428,6
2.1	VERTEDERO Y CANAL COLECTOR				2.311,1
2.1.1	Excavación en roca	m^3	144.812	10,37	1.501,7
2.1.2	Excavación en suelo	m^3	8.811	5,68	50,0
2.1.3	Hormigón proyectado	m^3	8	360,0	2,9
2.1.4	Hormigón estructural	m^3	2.698	100,98	272,4
2.1.5	Armadura	m^3	77.435	1,23	95,1
2.1.6	Moldaje	m^2	2.944	38,43	11,3
2.1.7	Cáncamos ø 28 Lmedio=3,90m	c/u	1.195	124,0	148,2
2.1.8	Cáncamos ø 28 L =4,80m	c/u	840	152,0	127,7
2.2	TRANSICION Y C.HORIZONTAL				1.479,0
2.2.1	Excavación en roca	m^3	86.604	10,37	898,1
2.2.2	Excavación en suelo	m^3	5.785	5,68	32,9
2.2.3	Hormigón proyectado	m^3	34	360,0	12,2
2.2.4	Hormigón estructural	m^3	1.266	100,98	127,8
2.2.5	Armaduras	kg	67.502	1,23	83,0
2.2.6	Moldaje	m^2	1.969	38,43	75,7
2.2.7	Cáncamo ø 28 Lmedio=3,90m	c/u	854	124,0	105,9
2.2.8	Cáncamo ø 28 L =4,80m	c/u	950	152,0	144,4
2.3	RAPIDO DE DESCARGA				1.443,6
2.3.1	Excavación en roca	m^3	34.084	10,37	353,5
2.3.2	Excavación en suelo	m^3	14.280	5,68	81,1
2.3.3	Rellenos compactados	m^3	776	6,26	4,9
2.3.4	Hormigón estructural	m^3	5.033	100,98	508,2
2.3.5	Armadura	kg	125.120	1,23	153,9
2.3.6	Moldaje	m^2	3.392	38,43	130,4
2.3.7	Cáncamos ø 28 L=3,50m	c/u	1.889	112,0	211,6

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
3.23	Perfor.drenaje o 4"	m	180	40,0	7,2
3.24	Obr.civiles casa máquinas	gl	-	-	876,9
3.25	Obr.civ.patio alta tensión	gl	-	-	4,8
4.-	TUNEL DE ACCESO				183,7
4.1	Excavación subterránea	m^3	1.184	99,0	117,2
4.2	Hormigon proyectado	m^3	11	700,0	7,7
4.3	Hormigón exterior	m^3	19	100,98	1,9
4.4	Hormigón subterráneo	m^3	323	103,28	33,4
4.5	Cáncamo o 25mm; L=3,5m	c/u	48	126,0	6,0
4.6	Marcos metálicos	kg	4.221	2,5	10,6
4.7	Armadura	kg	1.845	1,6	3,0
4.8	Inyecc.relleno de clave	m	78	50,0	3,9
5.-	OBRAS DE DESVIACION Y				
	DESAGUE DE FONDO				3.662,3
5.1	Exc.exter.material común	m^3	4.893	5,68	27,8
5.2	Exc. exterior en roca	m^3	7.044	10,37	73,0
5.3	Rellenos compactados	m^3	30	6,26	0,2
5.4	Hormigón proyect.exterior	m^3	10	360,0	3,6
5.5	Cáncamos ext.o 25mm;L=3,5m	c/u	80	105,0	8,4
5.6	Exc.subterránea túnel	m^3	15.102	99,0	1.495,1
5.7	Exc.caverna compuertas	m^3	308	150,0	46,2
5.8	Cáncamos o 25mm; L=3,5m	c/u	1.050	126,0	132,3
5.9	Hormigón proyectado	m^3	121	700,0	84,7
5.10	Marcos metálicos	kg	17.350	2,5	43,4
5.11	Hormigones exteriores	m^3	355	100,98	35,8

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
2.4	CANAL DE RESTITUCION				194,9
2.4.1	Excavación en roca	m^3	400	10,37	4,1
2.4.2	Excavación en suelo	m^3	33.600	5,68	190,8
3.-	OBRAS DE ENTREGA				3.732,8
3.1	Exc.en ext.material común	m^3	5.496	5,68	31,2
3.2	Exc.en ext. en roca	m^3	2.708	10,37	28,1
3.3	Rellenos sin compactar	m^3	169	4,48	0,8
3.4	Hormigón proyect.exterior	m^3	21	360,0	7,6
3.5	Cáncamos ext. ø 25mm;L=3,5m	c/u	204	105,0	21,4
3.6	Excavación subterránea	m^3	9.285	99,0	919,2
3.7	Cáncamos ø 25mm; L=3,5m	c/u	250	126,0	31,5
3.8	Hormigón proyectado	m^3	89	700,0	62,3
3.9	Marcos metálicos	kg	9.002	2,5	22,5
3.10	Hormigón exteriores	m^3	383	100,98	38,7
3.11	Hormigón subterráneo	m^3	2.541	103,28	262,4
3.12	Segundos hormigones	m^3	232	103,28	24,0
3.13	Demolición hormigones	m^3	35	40,0	1,4
3.14	Moldajes	m^2	6.817	71,0	484,0
3.15	Armaduras	kg	94.180	1,6	150,7
3.16	Elementos metálicos embe-				
	bidos o empotrados	kg	6.058	2,1	12,7
3.17	Acero tubería	kg	127.690	5,0	638,5
3.18	Ductos PVC 4"	ml	480	4,0	1,9
3.19	Inyecc.relleno de clave	m	531	50,0	26,6
3.20	Inyecc.de impermeabiliz.	m	240	70,0	16,8
3.21	Inyecc.de consolidación	m	350	120,0	42,0
3.22	Inyecc.de relleno entre				
	blindaje y hormigón	c/u	98	200,0	19,6

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
5.12	Hormigones subterráneos	m^3	4.480	103,28	462,7
5.13	Hormigón caverna compuert.	m^3	159	500,0	79,5
5.14	Segundos hormigones	m^3	1.088	103,28	112,4
5.15	Demolición hormigones	m^3	90	40,0	3,6
5.16	Moldajes	m^2	7.364	71,0	522,8
5.17	Armadura	kg	225.400	1,6	360,6
5.18	Elementos metálicos embebidos o empotrados	kg	2.600	2,1	5,5
5.19	Blindaje	kg	10.290	5,0	51,5
5.20	Inyecc.relleno de clave	m	475	50,0	23,8
5.21	Inyecc.de impermeabiliz.	m	240	70,0	16,8
5.22	Inyecc. de consolidación	m	547	120,0	65,6
5.23	Inyecc. de relleno entre blindaje y hormigón	c/u	30	200,0	6,0
5.24	Perf. de drenaje o 4"	m	255	4,0	1,0
6.-	SUMINISTRO DE EQUIPOS Y MONTAJE				10.313,2
6.1	Obras de Entrega	gl			571,5
	- Rejas	gl			11,0
	- Comp.emergencia y guías	gl			38,1
	- Comp.inclinada, guías,barras, mecanismos, vías rodadura	gl			207,4
	- Válvula mariposa telecontrolada	gl			300,0
	- Ventosa y entrada de hombre	gl			15,0

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
6.2	Obras de Desviación y Desagüe de Fondo				285,4
	- Compuerta plana y guías	gl			67,3
	- 2 comp. tipo bureau con sus mecanismos	gl			211,9
	- Puente guía y vías	gl			6,2
6.3	Equipos Eléctricos Presas Puclaro y Algarrobal Sub-estación, línea alimentación, mallas de tierra, sistemas eléctricos, alumbrado, control y comando, tablero de distribución	gl			45,0
6.4	Equipos Casa de Máquinas Válvula mariposa, equipos de generación, eq.eléctrico y mecánico anexo, eq. control y operación puente grúa, compuertas difusores	gl			4.237,9
6.5	Equipos Patio Alta Tensión	gl			114,4
6.6	Línea Alta Tensión	gl			1.726,0
	Total Suministro				6.980,2
	Derechos de Internación				1.047,0
	Gastos de Aduana				157,1
	Fletes en el país				209,4
	Montajes y Pruebas				1.919,5

3.2 EMBALSE ALGARROBAL

3.2.1 Generalidades

El embalse Algarrobal se ubicará a 70°35'W y 30°01'S en el valle del río Elqui a aproximadamente 74 km de la ciudad de La Serena y a 15 km de Vicuña. La obra principal del embalse la constituye un muro de tierra, de 105 m de altura máxima, que se emplazará en un estrechamiento del valle, conocido como angostura Algarrobal.

El propósito principal del embalse es servir de elemento regulador de las aguas del río Elqui, para su aprovechamiento en el regadío. Adicionalmente, podría resultar atractivo instalar una pequeña central hidroeléctrica al pié del muro. La capacidad útil del embalse (volumen de regulación) será de 320 millones de metros cúbicos. Las características más relevantes del embalse Algarrobal son las siguientes:

Volumen útil embalsado	$320 * 10^6 m^3$
Volumen muerto	$6 * 10^6 m^3$
Volumen total embalsado	$326 * 10^6 m^3$
Nivel máximo normal de operación	883,50 m
Nivel máximo eventual	887,24 m
Nivel mínimo operación central hidroeléctrica	835,00 m
Nivel mínimo normal de operación del embalse	805,50 m
Cota coronamiento presa	890,00 m
Volumen de rellenos presa	$13,2 * 10^6 m^3$
Potencia instalada central	10.200 KW

3.2.2 Antecedentes Utilizados para la Elaboración del Anteproyecto

3.2.2.1 Antecedentes Existentes

Los antecedentes existentes los podemos agrupar en tres grandes grupos: hidrológicos, geotécnicos y topográficos.

Respecto a los antecedentes hidrológicos, se supuso que los caudales afluentes al embalse Algarrobal serán los mismos que los usados para el embalse Puclaro. Esto es plenamente válido, en el sentido que la parte de la cuenca del río Elqui que contribuye fundamentalmente al escurrimiento superficial corresponde a la hoya de los ríos Claro y Turbio, que convergen formando el río Elqui sólo algunos kilómetros aguas arriba de la angostura Algarrobal. Lo señalado también puede decirse que es válido para el arrastre sólido, por lo cual se consideraron como válidos para Algarrobal los valores deducidos para el embalse Puclaro en el informe elaborado por la empresa consultora Salzgitter Industriebau Gesellschft Mbh en el año 1972.

Respecto a los hidrogramas de crecidas en Algarrobal, también se utilizaron los antecedentes expuestos en el informe Salzgitter. El hidrograma correspondiente a la crecida provocada por la lluvia con período de retorno de 500 años se da en forma explícita en ese informe para los ríos Claro y Turbio. Para los efectos prácticos se puede despreciar la hoya comprendida entre Rivadavia, lugar de confluencia de los ríos Turbio y Claro, y Algarrobal. Sin embargo, el hidrograma de la crece producida por la lluvia 1 en 20 años, con la que se diseñaron las obras de desviación, no se da en forma explícita en Rivadavia. Por consiguiente, en el punto 3.2.2.2 Antecedentes Complementarios, se explica brevemente como se dedujo el hidrograma requerido a partir de los antecedentes expuestos en el informe Salzgitter.

En lo que se refiere a geotecnia, la Dirección de Riego entre los años 1946 y 1952 realizó exploraciones del subsuelo mediante sondajes y calicatas. Ninguno de los sondajes alcanzó el basamento rocoso, llegando a profundidades de hasta 56 m. También se excavaron numerosas calicatas, concentradas en el área de la Quebrada Algarrobal y en otros lugares próximos al sitio en estudio. Adicionalmente, se tuvieron a la vista informes geotécnicos preparados por los señores Juan Kühn y Ricardo Fenner.

Los antecedentes topográficos se mencionan en el sub-capítulo XI.2 de este informe.

3.2.2.2 Antecedentes Complementarios

Para la elaboración del anteproyecto se llevaron a cabo una serie de reconocimientos y prospecciones que fueron las siguientes :

- reconocimiento de perfiles geosísmicos
- ejecución de perfiles geosísmicos
- calicatas y ensayos de laboratorio, tanto en el área de la presa como en los sitios de yacimiento
- ejecución de un sondaje de reconocimiento en el eje de la presa, aproximadamente al centro del valle

Toda esta información se presenta en el Anexo XI.A.3.5 - Prospecciones. La interpretación de toda esta información se resume en el Anexo XI. .A.3.4 denominado Informe Geotécnico.

3.2.3 Descripción de las Obras

3.2.3.1 Muro del Embalse

La presa del embalse Algarrobal estará constituída por un muro de tierra, del tipo zonificado, con espaldones de materiales semipermeables (gravas gruesas arenosas con algo de finos no plástico), un núcleo central impermeable formado por arenas arcillosas y una pequeña escollera de material permeable en el talud de aguas arriba. Para impedir las filtraciones de agua a través de los fluviales que forman el lecho del río sobre el cual se fundará la parte central de la presa, se consulta la ejecución de una pared moldeada entre el núcleo central del muro y la roca basal, la que tendrá del orden de 30.000 m^2 de superficie y que alcanzará profundidades máximas próxima a 100 m nivel más bajo al que se encuentra la roca. En los estribos de la angostura en que el núcleo de la presa se fundará directamente sobre la roca sana previa eliminación de la sobrecarga y la roca fracturada, se ha previsto la ejecución de inyecciones de consolidación e impermeabilización.

Los taludes de aguas arriba y de aguas abajo de la presa serán protegidos con enrocados y empedrados de rechazo respectivamente. Además, en la zona de contacto del núcleo central con los espaldones se prevé la colocación de material de transición (gravas arenosas) y de un filtro de arenas (sólo aguas abajo del núcleo). En el espaldón de aguas arriba se contempla además, la construcción de drenes horizontales (cada 15 m de altura) a fin de permitir un rápido drenaje de las aguas de éste cuando se produzca un descenso brusco del nivel del embalse y reducir a un mínimo las presiones de poro que puedan generarse por este concepto.

La construcción del muro exigirá efectuar 13.277.000 m^3 de relleno, correspondiendo 1.561.750 m^3 a rellenos de núcleo, 8.164.800 m^3 a rellenos

de espaldones, 2.003.460 m^3 a los rellenos de la escollera y el resto a rellenos de transiciones, filtros, drenes, empedrados y enrocados. Además, se requerirá efectuar del orden de 654.050 m^3 de excavaciones, correspondiendo 80.200 m^3 a excavaciones en roca y el resto a excavaciones de escarpe o material común.

Los materiales para el núcleo se obtendrán de un yacimiento ubicado en la ribera derecha del río Claro, aproximadamente 2,5 km aguas arriba de la confluencia de éste con el río Elqui y a 4,5 km del lugar de implantación del muro, en las cercanías de la localidad de Paihuano.

Los materiales para espaldones se obtendrán de los conos de deyección de las quebradas Algarrobal y San Enrique ubicadas a menos de 2,0 km aguas abajo y aguas arriba del muro respectivamente. El cono de la quebrada San Enrique está en la ribera izquierda del río, mientras que el de la quebrada Algarrobal está en la derecha. Para el aprovechamiento de estos materiales en los espaldones, será necesario eliminar las piedras mayores de 16" que alcanzan porcentajes reducidos (menos de 5%), rechazo que podrá usarse en el enrocado de protección del talud de aguas arriba.

Los materiales para los rellenos de la escollera como también los necesarios para los drenes horizontales del espaldón de aguas arriba podrán obtenerse de las excavaciones en roca que sean necesario efectuar para fundar la presa y las obras anexas, eliminando de éstas las piedras mayores de 8" las que pueden usarse en los rellenos del enrocado de aguas arriba. También podrán obtenerse estos materiales de los fluviales existentes en la caja actual del río Elqui, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa.

Los materiales de transición se obtendrán también de los fluviales existentes en la caja actual del río Elqui, eliminando de éstos el sobreta-

maño (piedras mayores de 3"), las que podrán usarse para los empedrados que protegerán el talud de aguas abajo.

Para los filtros se usarán materiales provenientes de los bancos de arena que existen tanto aguas arriba como aguas abajo del muro de presa y que son colaterales a los conos de deyección de las quebradas San Enrique y Algarrobal respectivamente.

Las principales características de la presa Algarrobal son las siguientes:

Altura máxima presa	105,00 m
Cota coronamiento	890,00 m
Ancho coronamiento	14,00 m
Longitud coronamiento	689,00 m
Inclinación talud aguas arriba (H:V)	2,25:1,0
Inclinación talud aguas abajo (H:V)	2,00:1,0
Cota fundación núcleo impermeable	782,00

La ataguía de aguas arriba, que formará parte de las obras de desviación de las aguas del río Elqui durante la construcción del embalse, quedará incorporada a la presa. La ataguía indicada tendrá una altura máxima de 16,5 m sobre el lecho original del río. Sus principales características son las siguientes :

Altura máxima ataguía	18,00 m
Cota coronamiento	804,50 m
Inclinación talud aguas arriba (H:V)	2,25:1
Inclinación talud aguas abajo (H:V)	2,00:1

Aguas abajo de la presa deberá construirse una ataguía de dimensiones mínimas.

3.2.3.2 Túnel de Desviación y Desagüe de Fondo

El túnel de desviación de las aguas del río Elqui durante la construcción de la presa se ubicará en el estribo derecho de la presa.

Considerando la reducida magnitud de los caudales del río Elqui, tanto a lo largo de todo el año como durante las crecidas y el gran ancho de la caja del río en la zona de la angostura Algarrobal (del orden de 370 m), se podría iniciar la construcción del túnel de desvío en conjunto con el muro del embalse.

Las obras de desviación se diseñaron para desviar la crecida originada por una lluvia con período de retorno de 20 años. El caudal peak de esta crecida en Algarrobal es de 176 m^3/s. Debido al efecto regulador que tiene la ataguía de aguas arriba, el caudal máximo que se evacuaría a través del túnel de desviación alcanzaría a 140 m^3/s (nivel 803,31 m en el embalse).

El diámetro del túnel de desviación quedó determinado por su posterior acondicionamiento como desagüe de fondo. Las principales características del túnel de desvío son :

Longitud	640,00 m
Diámetro	4,00 m
Sección	mediopunto
Pendiente	1%
Cota radier entrada	791,00 m

En el extremo de aguas abajo del túnel, al exterior del cerro, se dispuso un difusor de 16 m de longitud, que permite disminuir el caudal por unidad de ancho, posibilitando una mejor disipación de la energía del torrente de salida y una reducción de la magnitud de las socavaciones.

El túnel de desviación se utilizará posteriormente, durante la vida útil de las obras, como desagüe de fondo del embalse. La función del desagüe de fondo es servir como elemento de seguridad que permita vaciar el embalse, en un plazo razonable, en caso de producirse alguna emergencia. Además, durante el período inicial de puesta en servicio de la presa, servirá para controlar el primer llenado, con lo cual se logrará llenar el embalse siguiendo un ritmo preestablecido. Finalmente, el desagüe de fondo podrá usarse para efectuar entregas a los regantes en situaciones eventuales.

Para controlar el caudal que se extraiga por el desagüe de fondo se ha implantado una compuerta plana de servicio, tipo Bureau, en un tapón de hormigón que cerrará el túnel de desvío. Esta compuerta, de 1,20 m de ancho por 1,60 m de alto, permite vaciar el embalse en un plazo aproximado de 72 días, considerando un caudal afluente al embalse constante e igual a 10 m^3/s. Aguas arriba de la compuerta de servicio se ha dispuesto una compuerta de emergencia, similar a la anterior. Estas dos compuertas serán accionadas por servomecanismos que se albergarán en una caverna de operación. El acceso a esta caverna se efectuará a través de un túnel de acceso, de 222 m de longitud y de sección mediopunto, de 3 m de ancho y 4 m de alto.

La posición elegida para el tapón que cerrará el túnel de desvío coincide en planta con la cortina de inyecciones del estribo derecho de la presa. De esta forma se evita tener un túnel en presión aguas abajo del eje de la presa.

El túnel que se desarrolla aguas abajo de las compuertas del desagüe de fondo deberá acondicionarse para airear adecuadamente el torrente de alta velocidad que circulará por su interior cuando se usen estas obras.

Cabe señalar que por este motivo el trazado en planta del túnel de desviación no tiene quiebres aguas abajo de la sección de compuertas.

Finalmente, cabe destacar que en el extremo de aguas arriba del túnel de desviación se dejarán guías para la colocación de una compuerta plana, que aislará el túnel mientras se acondiciona como desagüe de fondo.

Eventualmente, si durante la etapa de explotación de las obras se produjera una falla mayor en el desagüe de fondo, se podría deprimir el embalse usando las obras de entrega y una vez que el nivel de las aguas haya alcanzado aproximadamente la cota 805,50 m, habría que intentar la colocación de la compuerta plana en la entrada al túnel, probablemente con la ayuda de buzos.

3.2.3.3 Obras de Entrega

Las obras de entrega se ubicarán en la ribera izquierda del embalse. Estas obras se diseñaron para conducir un caudal máximo de 15 m^3/s, valor ligeramente superior al caudal medio del mes de máximo consumo: Enero con 12,9 m^3/s. La determinación del caudal de 15 m^3/s se encuentra en el anexo XI.A.3.9.

Las obras de entrega consistirán básicamente en una torre de captación, un conducto de salida de las aguas desde el embalse y los elementos de control del caudal extraido.

La torre de toma se ubicará con su umbral de captación a la cota 805,50 m, es decir, inmediatamente por sobre la cota correspondiente al volumen muerto del embalse.

El conducto de salida de las aguas desde el embalse consta en su primera parte de un túnel circular, revestido en hormigón, de 2,70 m de diámetro y 283 m de longitud. En el extremo final del túnel descrito existirá un tapón de hormigón, desde el cual nacerá una tubería metálica, de 2,10 m de diámetro y unos 365 m de longitud, que se desarrollará libremente por el interior de un túnel de 5,0 m de diámetro, de sección tipo mediopunto. Aguas abajo del túnel indicado la tubería metálica continúa hormigonada contra la roca y después de un corto recorrido se bifurca en dos túneles blindados, de 1,45 m de diámetro cada uno, los cuales se conectan a las unidades generadoras albergadas en la casa de máquinas.

Durante la etapa de habilitación del túnel de desviación como desague de fondo, las aguas del río Elqui se desviarán provisionalmente a través de las obras de entrega. Con este objeto se ha dejado abierto el extremo de aguas arriba del conducto de las obras de entrega. Posteriormente, cuando se ponga en servicio el desague de fondo, se deberá cerrar la

apertura señalada en el conducto de entrega. Para ello se han dejado guías, que permitirán la colocación de una compuerta plana de emergencia mientras se construyen los tapones de hormigón y se montan las tuberías metálicas.

Al inicio de la tubería metálica ø 2,10 m, e inmediatamente aguas abajo del tapón de hormigón desde el cual nace, se ha dispuesto una válvula mariposa, telecomandada, ø 1,60 m, una ventosa y una entrada hombre. Eventualmente, si se desea inspeccionar el túnel en presión de las obras de entrega o la válvula mariposa, aguas abajo de la torre de captación y al inicio del túnel en presión se ha dispuesto una compuerta plana, de emergencia, que se operará desde la cota 890,0 m.

La disposición de obras señalada, en que el tapón de hormigón desde el cual nace la tubería metálica coincide en planta con la cortina de inyecciones, evita la infiltración de aguas a presión a través de las grietas del macizo rocoso aguas abajo del núcleo impermeable de la presa.

En esta etapa del diseño se ha dispuesto en el extremo de aguas abajo de las obras de entrega una casa de máquinas, correspondiente a una central hidroeléctrica, con dos unidades generadoras de 5.100 KW cada una. Debido a las restricciones de operación que impone la central hidroeléctrica a la extracción de aguas desde el embalse, en etapas más avanzadas del diseño deberá analizarse la conveniencia de implantar elementos adicionales de control del caudal, como por ejemplo, el uso de válvulas del tipo Howell-Bunger.

Las aguas descargadas por las obras de entrega se evacuarán directamente hacia el cauce del río Elqui. La energía producida por la central se llevará a un patio de alta tensión, desde el cual nacerá una línea de

transmisión de 665.000 Volts y de 58 km de longitud, que conducirá la energía hasta La Serena o la subestación Pan de Azúcar.

3.2.3.4 Evacuador de Crecidas

El aliviadero de crecidas del embalse Algarrobal se ubicará en la ribera izquierda del embalse y ha sido diseñado para evacuar la crecida provocada por una lluvia homogénea en toda la cuenca, con período de retorno de 500 años. De acuerdo a lo indicado en el informe elaborado por la empresa Salzgitter, esta crecida tendría un período de retorno comprendido entre 2.000 y 5.000 años. El caudal peak de esta crecida alcanza a 1.150 m^3/s. Debido al efecto regulador del embalse sobre la crecida afluente, el caudal máximo evacuado por las obras de alivio se reduce a 900 m^3/s (nivel máximo eventual del embalse = 887,24 m^3/s).

Adicionalmente, se hizo el estudio del tránsito de las crecidas calculadas por INA con período de retorno de 1.000 años, concluyéndose que la condición más desfavorable para el diseño del vertedero corresponde a la evacuación de la onda afluente producida por el temporal de 24 horas de duración. Se deduce que en este caso el vertedero evacuaría un caudal máximo de 915 m^3/s con un nivel de aguas máximas eventuales de 887,27 m. Se puede observar que estas condiciones son casi idénticas a las obtenidas al considerar el hidrograma definido por Salzgitter.

Las obras de evacuación consistirán en un vertedero lateral de cresta libre, un canal colector, un canal de baja pendiente, una sección de control (vertedero frontal), un rápido de descarga y una estructura de lanzamiento. La longitud en planta de las obras de evacuación es de aproximadamente 221,0 m.

El vertedero lateral será del tipo Creager, tendrá su umbral a la cota 883,50 (nivel máximo normal de operación del embalse) y su longitud será de 56,9 m. Al pié del vertedero se ha dispuesto un canal colector, de sección aproximadamente trapecial, con un ancho basal variable entre 2,0 y 15,0 m. El talud derecho de este canal estará constituído por el paramento de aguas abajo del vertedero lateral y el talud izquierdo del canal colector tendrá una inclinación 1:3 (H:V). Aguas abajo del canal colector existirá una transición de 40,0 m de longitud, que permitirá enlazar adecuadamente la sección de éste con la del canal rectangular, de baja pendiente, que se desarrolla a continuación. En el extremo de este canal rectangular, de 15,0 m de ancho y 25,0 m de longitud, habrá un vertedero frontal que alimentará el ráp ido de descarga, de casi 190 m de longitud, pendiente 1,75:1 y 5:1 (H:V), de sección rectangular de 6,0 m de alto y de ancho variable entre 15,0 y 10,0 m. En realidad, esta última dimensión corresponde al ancho final de la estructura de lanzamiento o salto de ski de 10,o m de longitud. En el ráp ido se han dispuesto dos gradas de aireación, para evitar la ocurrencia de daños por cavitación.

Las obras descritas estarán revestidas en hormigón y quedarán fundadas en roca, salvo un corto tramo del ráp ido de descarga que quedará apoyado sobre un relleno de hormigón clase B, fundado en la roca.

3.2.3.5 Memorias de Cálculo

En los anexos que se anotan a continuación se incluyen las siguientes materias :

- Anexo XI.A.3.6 : Muro de Presa
- Anexo XI.A.3.7 : Evacuador de Crecidas
- Anexo XI.A.3.8 : Obras de Desviación y Desagüe de Fondo
- Anexo XI.A.3.9 : Obras de Entrega

3.2.4 Cubicación y Presupuesto Embalse Algarrobal.

3.2.4.1 Bases de Cubicación

Para el embalse Algarrobal se han seguido los mismos criterios que para el embalse Puclaro descritos en el punto 3.1.4.1, de manera que lo expresado allí es válido para el embalse Algarrobal.

3.2.4.2 Precios Unitarios

En el embalse Algarrobal también se han seguido los criterios que fueron adoptados para el embalse Puclaro, los cuales aparecen en el punto 3.1.4.2, siendo válido para el embalse Algarrobal lo expresado en ese capítulo.

3.2.4.3 Presupuesto Embalse Algarrobal

En general tanto la situación geográfica, la calidad de los materiales, su utilización y el diseño de las obras del embalse Algarrobal son similares al embalse Puclaro; se estima que, para el nivel de anteproyecto son aplicables los mismos precios unitarios en las excavaciones, hormigones y rellenos de la presa, dado que también las distancias de acarreo son similares; por ejemplo, en el rubro "Espaldones" que representa el grueso de los rellenos de la presa, la distancia de acarreo es igual para ambos embalses; en los otros casos estas distancias son iguales o levemente diferentes; en cuanto a los equipos electromecánicos, han sido estimados separadamente para cada embalse, adoptándose valores globales.

A continuación se da un resumen del presupuesto final de las obras del embalse Algarrobal con nivel de precios a Febrero de 1985 y para una capacidad útil de 320 millones de m^3, en miles de US$:

1.-	Muro de Presa	US$	90.482,3 miles
2.-	Obras de Evacuación y Crecidas	US$	3.249,8 miles
3.-	Obras de Desviación y Desagüe de Fondo	US$	3.550,1 miles
4.-	Túnel de Acceso	US$	1.121,3 miles
5.-	Obras de Entrega	US$	5.168,1 miles
6.-	Suministro y Montaje de Equipos	US$	12.424,6 miles
	COSTO DIRECTO TOTAL DE LAS OBRAS	**US$**	**115.996,2 miles**
7.-	Imprevistos 15% sobre C.D.T.O.	US$	17.399,4 miles
8.-	Gastos Ingeniería, 3% sobre C.D.T.O.	US$	3.480,0 miles
9.-	Gastos Superv. Construcción, 5% C.D.T.O.	US$	5.799,8 miles
	COSTO FINAL OBRAS	**US$**	**142.675,4 miles**

A este costo final de las obras hay que agregar el costo de las expropiaciones y reubicaciones, las cuales se estiman en US$ 7.170,0 miles, debiendo aclararse que este valor debería ser aumentado en el costo que podría significar la reubicación del pueblo de Rivadavia y otros poblados que no han sido considerados. En todo caso, estos posibles valores sólo incrementarían el valor del proyecto Algarrobal, que ya resulta decididamente superior al embalse Puclaro.

La estimación de las expropiaciones en Algarrobal es mayor que en Puclaro debido a que inunda una mayor área cultivable. Los costos de expropiación y reubicación de algunas infraestructuras son los siguientes:

1)	Area a expropiar : 720 há Precio medio/há : US$ 600 Valor expropiación :	US$	432,0 miles
2)	Reubicación Caminos 23 km a US$ 200.000	US$	4.600,0 miles
3)	Reubicación Línea Alta Tensión 23 km a US$ 6.000	US$	138,0 miles
4)	Otras infraestructuras e imprevistos	US$	2.000,0 miles
		US$	**7.170,0 miles**

Con este valor se obtiene el siguiente costo del Embalse Algarrobal incluídas expropiaciones, pero excluída la reubicación de Rivadavia y poblados.

COSTO DIRECTO TOTAL OBRAS	US$	142.675,4 miles
EXPROPIACIONES Y REUBICACIONES	US$	7.170,0 miles
COSTO TOTAL	**US$**	**149..845,4 miles**

PRESUPUESTO OBRAS EMBALSE ALGARROBAL
CAPACIDAD UTIL 320 MILLONES DE M^3
(Totales expresados en miles de US$)

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1.-	MURO DE PRESA				90.482,3
1.1	Excavaciones				2.487,5
1.1.1	Ensayos de suelos	m^3	559.765	2,74	1.533,8
1.1.2	Exc.zanja en roca	m^3	80.235	11,17	896,2
1.1.3	Exc.zanja en suelos	m^3	14.053	4,09	57,5
1.2	Pared Moldeada	m^2	29.680	300,0	8.904,0
1.3	Inyecciones				9.458,7
*	De Impermeabilización				
1.3.1	N° de perforaciones	u	366	75	27,5
1.3.2	Longitud perforación	m	13.383	53	709,3
1.3.3	Lechada inyección	m^3	3.346	1.300	4.349,8
*	De Consolidación				
1.3.4	N° de perforaciones	u	1.363	75	102,2
1.3.5	Longitud perforación	m	8.178	22	179,9
1.3.6	Lechada inyección	m^3	2.045	2.000	4.090,0
1.4	Rellenos				69.664,5
1.4.1	Núcleo impermeable	m^3	1.561.750	9,65	15.070,9
1.4.2	Transiciones	m^3	810.278	6,26	5.072,3
1.4.3	Filtros	m^3	176.323	8,99	1.585,1
1.4.4	Espaldones				
1.4.4.1	Aguas arriba	m^3	3.778.836	4,37	16.513,5

ITEM	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1.4.4.2 Escollera aguas arriba	m^3	2.003.463	4,37	8.755,1
1.4.4.3 Drenes horiz.ag.arriba	m^3	350.919	4,37	1.533,5
1.4.4.4 Aguas abajo	m^3	4.386.299	4,37	19.168,1
1.4.5 Empedrados	m^3	127.460	9,17	1.168,8
1.4.6 Enrocados	m^3	82.342	8,88	731,2
1.4.7 Colchón compresible	m^3	3.735	8,99	33,6
2.- OBRAS EVACUACION CRECIDAS				3.249,8
2.1 Vertedero y Canal Colector				869,6
2.1.1 Excavación en roca	m^3	49.531	10,37	513,6
2.1.2 Hormigón proyectado	m^3	2	360,0	0,7
2.1.3 Hormigón estructural	m^3	1.164	100,98	117,5
2.1.4 Armaduras	kg	36.688	1,23	45,1
2.1.5 Moldaje	m^2	2.293	38,43	88,1
2.1.6 Cáncamos ø 28; Lmedio=3,9m	c/u	584	124,0	72,4
2.1.7 Cáncamos ø 28; L =4,8m	c/u	212	152,0	32,2
2.2 Transición y C. Horizontal				1.170,3
2.2.1 Excavación en roca	m^3	80.133	10,37	831,0
2.2.2 Hormigón proyectado	m^3	38	360,0	13,7
2.2.3 Hormigón estructural	m^3	734	100,98	74,1
2.2.4 Armadura	kg	39.104	1,23	48,1
2.2.5 Moldaje	m^2	1.469	38,43	56,5
2.2.6 Cáncamos ø 28;Lmedio=3,9m	c/u	654	124,0	81,1
2.2.7 Cáncamos ø 28;L =4,8m	c/u	433	152,0	65,8
2.3 Rápido de Descarga				1.209,9
2.3.1 Excavación en roca	m^3	19.587	1,37	203,1

I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
2.3.2 Excavación en suelo	m^3	1.200	5,68	6,8
2.3.3 Hormigón relleno Clase B	m^3	93	100,98	9,4
2.3.4 Hormigón estructural	m^3	4.667	100,98	471,3
2.3.5 Armadura	kg	103.480	1,23	127,3
2.2.6 Moldaje	m^2	3.780	38,43	145,3
2.2.7 Cáncamos ø 28; L= 3,5 m	c/u	1.876	124,0	232,6
2.2.8 Cáncamos ø 28; L= 5,0 m	c/u	93	152,0	14,1
3.- OBRAS DE DESVIACION Y DESAGUE DE FONDO				3.550,1
3.1 Exc.exteriores mat.común	m^3	10.163	5,68	57,7
3.2 Exc.exteriores en roca	m^3	1.100	10,37	11,4
3.3 Rellenos compactados	m^3	185	6,26	1,2
3.4 Hormigón proyectado ext.	m^3	4	360,0	1,4
3.5 Cáncamos ext.ø 25mm;L=3,5m	c/u	30	105,0	3,2
3.6 Exc. subterránea en roca	m^3	11.143	99,0	1.103,2
3.7 Exc. subterránea en suelo	m^3	2.414	40,0	96,6
3.8 Exc. caverna compuerta	m^3	308	150,0	46,2
3.9 Cáncamos ø 25 mm; L=3,5m	c/u	1.071	126,0	134,9
3.10 Hormigón proyectado	m^3	110	700,0	77,0
3.11 Marcos metálicos	kg	49.464	2,5	123,7
3.12 Perf.metálic.(marchi avanti)	kg	47.100	2,5	117,8
3.13 Hormigón exteriores	m^3	251	100,98	25,3
3.14 Hormigones subterráneos	m^3	5.028	103,28	519,3
3.15 Hormigón caverna compuerta	m^3	159	500,0	79,5
3.16 Segundos hormigones	m^3	838	103,28	86,5
3.17 Demolición hormigones	m^3	73	40,0	2,9
3.18 Moldajes	m^2	7.224	71,0	512,9

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
3.19	Armaduras	kg	228.540	1,6	365,7
3.20	Elementos metálicos em-				
	bebidos y empotrados	kg	2.430	2,1	5,1
3.21	Blindaje	kg	10.290	5,0	51,5
3.22	Inyecc.relleno de clave	m	540	5,0	27,0
3.23	Inyecc. impermeabilización	m	215	70,0	15,1
3.24	Inyecc. de consolidación	m	555	120,0	66,6
3.25	Inyecc. de relleno entre				
	blindaje y hormigón	c/u	30	200,0	6,0
3.26	Perforaciones drenaje ø 4"	m	228	4,0	0,9
3.27	Tablestacas	kg	4.593	2,5	11,5
4.-	TUNEL DE ACCESO				1.121,3
4.1	Exc.exteriores mat.común	m^3	4.800	5,68	27,3
4.2	Exc.subterránea en suelo	m^3	2.457	40,0	98,3
4.3	Exc. subterránea en roca	m^3	2.472	99,0	244,7
4.4	Cáncamo ø 25mm; L=3,5 m	c/u	77	186,0	9,7
4.5	Hormigón proyectado	m^3	8	700,0	5,6
4.6	Marcos metálicos	kg	30.718	2,5	76,8
4.7	Perf.metál.(marchi avanti)	kg	27.500	2,5	68,8
4.8	Hormigones exteriores	m^3	22	100,98	2,2
4.9	Hormigones subterráneos	m^3	2.479	103,28	256,0
4.10	Moldaje	m^2	2.196	71,0	155,9
4.11	Armaduras	kg	99.600	1,6	159,4
4.12	Inyecc.relleno de clave	m	122	50,0	6,1
4.13	Inyecc. de impermeabiliz.	m	150	70,0	10,5

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
5.-	OBRAS DE ENTREGA				5.168,1
5.1	Exc.exteriores mat. común	m^3	1.550	5,68	8,8
5.2	Exc. exteriores en roca	m^3	6.072	10,37	63,0
5.3	Relleno sin compactar	m^3	182	4,48	0,8
5.4	Hormigón proyectado ext.	m^3	132	360,0	47,5
5.5	Cáncamos ext. ø 25mm;L=3,5m	c/u	952	105,0	100,0
5.6	Excavación subterránea	m^3	13.511	99,0	1.337,6
5.7	Cáncamos ø 25mm; L=3,5m	c/u	330	126,0	41,6
5.8	Hormigón proyectado	m^3	121	700,0	84,7
5.9	Marcos metálicos	kg	13.889	2,5	34,7
5.10	Hormigón exteriores	m^3	397	100,98	40,1
5.11	Hormigón subterráneo	m^3	3.366	103,28	347,6
5.12	Segundos hormigones	m^3	232	103,28	24,0
5.13	Demolición hormigones	m^3	28	40,0	1,1
5.14	Moldajes	m^2	8.657	71,0	614,6
5.15	Armaduras	kg	73.300	1,6	117,3
5.16	Elementos metálicos em-				
	bebidos o empotrados	kg	8.050	2,1	16,9
5.17	Acero tuberías	kg	250.960	5,0	1.254,8
5.18	Ductos PVC 4"	ml	730	4,0	2,9
5.19	Inyecc.relleno de clave	m	667	50,0	33,4
5.20	Inyecc.de impermeabiliz.	m	240	70,0	16,8
5.21	Inyecc. de consolidación	m	455	120,0	54,6
5.22	Inyecc. de relleno entre				
	blindaje y hormigón	c/u	96	200,0	19,2
5.23	Perf.de drenaje ø 4"	m	180	40,0	7,2
5.24	O.civiles Casa Máquinas	gl			893,7
5.25	O.civiles Patio Alta Tensión	gl			5,2

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
6.-	SUMINISTRO DE EQUIPOS Y MONTAJE				12.424,6
6.1	Obras de Entrega	gl			636,9
	- Rejas	gl			11,1
	- Comp.emergencia y guías	gl			38,1
	- Comp.inclinada,guías,barras, mecanismos,vías rodaduras	gl			260,7
	- Válv.mariposa telecontrol.	gl			312,0
	- Ventosa y entrada hombre	gl			15,0
6.2	Obras de Desviación y Desagüe de Fondo				280,3
	- Comp. plana y guías	gl			56,4
	- 2 comp.tipo bureau con sus mecanismos	gl			217,7
	- Puente guía y vías	gl			6,2
6.3	Equipos Eléctricos Presas Puclaro y Algarrobal Sub-estación, línea alimentación, mallas de tierra, sistemas eléctricos de fuerza, alumbrado, control y comando, tableros de distribución	gl			50,0

	I T E M	UN	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
6.4	Equipos Casa de Máquinas Válv.mariposa,equipos de generación, eq.eléctrico y mecánico anexo, eq. de control y operación(puente grúa, comp.difusoras.	gl			4.537,2
6.5	Equipos Patio Alta Tensión	gl			124,0
6.6	Línea Alta Tensión	gl			2.780,8
	Total Suministros				8.409,2
	Derechos de internación				1.261,4
	Gastos de Aduana				189,2
	Fletes en el país				252,3
	Montajes y Pruebas				2.312,5

XI.4 ANTEPROYECTOS DE CANALES

I N D I C E

		Pág.N°
4.-	**ANTEPROYECTO DE CANALES**	**XI.4.1**
4.1	CANALES DE TRASVASE	XI.4.2
4.1.1	Objetivo	XI.4.2
4.1.2	Topografía	XI.4.3
4.1.3	Bases Técnicas	XI.4.3
4.1.4	Estudio Preliminar de Costos	XI.4.6
4.1.5	Dimensionamiento	XI.4.16
4.1.6	Obras de Arte	XI.4.23
4.1.7	Cubicaciones y Presupuesto	XI.4.27
4.2	AMPLIACION DE CANALES EXISTENTES	XI.4.33
4.2.1	Objetivo	XI.4.33
4.2.2	Topografía	XI.4.33
4.2.3	Descripción y Diagnóstico de la Situación Actual	XI.4.34
4.2.4	Bases Técnicas y Criterios Adoptados	XI.4.36
4.2.5	Dimensionamiento	XI.4.37
4.2.6	Obras de Arte	XI.4.39
4.2.7	Cubicaciones y Presupuesto	XI.4.43

ANEXOS:

XI.A.4.1 ESTUDIO DE PRECIOS UNITARIOS EN CANALES
XI.A.4.2 COSTOS PARA ALGUNAS SECCIONES DE CANAL
XI.A.4.3 CUBICACIONES

4.- ANTEPROYECTO DE CANALES

El presente estudio corresponde a la elaboración del anteproyecto de algunos canales en el Valle del Río Elqui. El número de canales consultados es cuatro, pero debe hacerse una diferenciación entre ellos.

En dos canales, se contempla el estudio y evaluación de las obras necesarias para aumentar su capacidad, ya que son canales existentes y en funcionamiento. Ellos son, el Canal Peralillo y el Canal San Pedro Nolasco.

Los otros dos son canales nuevos, pretendiéndose con ellos llevar a cabo el traspaso de recursos hídricos entre subcuencas contiguas en la parte alta del valle. Se les ha denominado genéricamente como "Canales de Trasvase".

Los anteproyectos son abordados entonces desde puntos de vista diferentes, dado que la naturaleza dispar de los canales así lo exige.

4.1 CANALES DE TRASVASE

4.1.1 Objetivo

El objetivo del presente estudio es efectuar y evaluar económicamente el anteproyecto de dos canales destinados a portear recursos hídricos entre subcuencas del valle del río Elqui. Dichos canales han sido denominados canales de trasvase "Turbio-Claro" y "Cochiguaz-Derecho", y trasportan agua desde un río a otro según sus nombres lo indican.

El caudal efectivo de ambos canales en la llegada al río de destino debe ser 1 m^3/s. Para conseguir esto se presentan dos alternativas, a saber:

- **Alternativa A.**
  Canal revestido, sin pérdidas en camino por filtraciones, con una capacidad de porteo de 1 m^3/s.

- **Alternativa B.**
  Canal sin revestimiento. En este caso, la capacidad de porteo del canal es 1,7 m^3/s, estimándose que por efecto de las pérdidas por filtraciones, el caudal descargado finalmente es 1 m^3/s.

La elección de la alternativa más conveniente se basa en los resultados obtenidos en el punto 4.1.4 "Estudio Preliminar de Costos" y en consideraciones de índole técnica que se exponen en el punto 4.1.3.

4.1.2 Topografía

Para la elaboración del anteproyecto de los canales, se dispone de un perfil longitudinal con estacas cada 100 m, que se desarrolla normalmente según la pendiente asignada. Cabe hacer notar, que debido a accidentes insalvables del terreno, el estacado en algunas zonas se ha desviado del trazado normal. Se dispone también de perfiles trasversales en cada estaca, que abarcan una distancia de 25 m a valle y 25 m a cerro, medidos desde ella.

4.1.3 Bases Técnicas

Se exponen en el presente punto, las consideraciones hidráulicas y geotécnicas en las cuales se fundamenta el estudio y dimensionamiento de los canales de trasvase.

Ambos canales se desarrollan en la mayor parte de su recorrido por laderas de cerros con pendientes transversales fuertes o muy fuertes. En promedio, la pendiente transversal es del orden de 80%. Es esta característica de las laderas la que hace que la determinación del contenido de roca de ellas sea de gran importancia en los aspectos económico e hidráulico.

Ante la carencia de prospecciones del terreno, el porcentaje de roca y las características de estos se han determinado basándose en la inspección visual y en la experiencia del Consultor. De la misma forma se ha abordado la definición de los parámetros hidráulicos fundamentales, y la calificación de la estabilidad de los taludes de cuneta y de corte a cerro.

4.1.3.1 Fundamentos Geotécnicos

En el Cuadro XI.4.1, se expone toda la gama de porcentajes de roca y taludes de cuneta y corte a cerro permisibles, tanto para canal revestido como sin revestimiento, referida a la pendiente transversal del terreno.

CUADRO XI.4.1

% DE ROCA Y TALUDES MINIMOS ADMISIBLES

TgB	% Roca Cuneta	% Roca Mesa	Canal Revestido		Canal sin Revestir	
			TgA	Z	TgA	Z
0,0	5	3	3/4	1/1	1/1	1/1
0,2	15	10	3/4	1/1	1/1	1/1
0,3	30	25	3/4	1/1	1/1	1/1
0,4	40	30	1/3	1/3	3/4	1/3
0,5	40	30	1/3	1/3	3/4	1/3
0,6	40	30	1/3	1/3	3/4	1/3
0,8	50	40	1/3	1/3	1/3	1/3
1,0	60	50	1/3	1/3	1/3	1/3
1,4	80	60	1/3	1/5	1/3	1/5
1,8	90	75	1/3	1/5	1/3	1/5
2,2	90	75	1/3	1/5	1/3	1/5

Siendo :

TgB = Pendiente transversal del terreno (vert/hor)

TgA = Talud de cuneta (hor/vert)

Z = Talud de corte a cerro (hor/vert)

Se considera por tanto que, por ejemplo, para pendientes transversales menores de 0,4 (40%), el talud mínimo de cuneta en un canal revestido, es 3/4 y en un canal sin revestir es 1/1. Similares conceptos se asumen para los otros taludes, según indica el cuadro en referencia.

4.1.3.2 Fundamentos Hidráulicos

El primer parámetro por determinar es la rugosidad de Manning de los canales. Se ha considerado para los canales sin revestir una rugosidad n=0,04, valor indicado por la experiencia para aquellos cuya cuneta queda excavada principalmente en roca. Para canal revestido, el valor normal asignado es n=0,015, pero en consideración a la gran sinuosidad del desarrollo, se ha aumentado a n=0,016, realizándose con este último valor el cálculo correspondiente.

En general, las velocidades máximas y mínimas, el porcentaje de cercanía a la crisis y otras limitaciones de índole técnica, están sometidas a las Normas de la Dirección de Riego.

4.1.3.3 Algunos Aspectos Técnicos

Es conveniente exponer dos consideraciones de importancia, que inciden principalmente en las cubicaciones y en el costo de las obras.

La primera de ellas es el ancho de la berma a valle a nivel de la mesa del canal. El valor asignado es 1,5 m, siendo este un valor teórico mínimo. Esta medida previene el debilitamiento del talud a valle y tiende a disminuir las filtraciones en los canales sin revestir.

La segunda consideración, se refiere al espesor de los revestimientos. El espesor de diseño es 0,1 m en talud y en radier.

Tomando en cuenta que la faena de excavación de cuneta con explosivos no permite dar a la sección dimensiones exactas, se ha considerado un sobreperfil en los revestimientos para corregir las anomalías. En roca sana o con poco grado de descomposición se consulta un sobreperfil de 60% y en roca descompuesta y material común un 30%. Esto implica que para las cubicaciones se ha considerado espesores de 0,16 m y 0,13 m respectivamente. En radier el espesor es exactamente 0,10 m, ya que el sobreperfil se realiza con arena o ripio apisonado.

La calidad de la roca está generalmente asociada a la pendiente transversal y la experiencia del Consultor señala que comunmente en pendientes transversales fuertes son más económicos los taludes más levantados y vice-versa. Esta premisa se verá corroborada con el desarrollo de este estudio.

Es así que se ha asociado el sobreperfil al talud del revestimiento. Para taludes 1/1 y 3/4, adecuados para tierra común y roca descompuesta, se ha tomado 30% de sobreperfil, y para taludes 1/2 y 1/3, se ha tomado 60% de sobreperfil.

4.1.4 Estudio Preliminar de Costos

4.1.4.1 Introducción

Se pretende optimizar económicamente la elección entre un canal de trasvase revestido de 1 m^3/s de capacidad y otro de 1,7 m^3/s sin revestimiento.

Para conseguir el objetivo, se ha desarrollado un programa computacional que efectúa el cálculo hidráulico, las cubicaciones por km y los costos por km en miles de US$.

El cálculo hidráulico de la sección se efectúa para relaciones base/altura normal 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,15 y 1,5 y taludes de cuneta 1/3, 1/2, 3/4 y 1/1, cubriéndose toda la gama de combinaciones. A continuación se realiza el cálculo de excavaciones de roca y material común en cuneta y mesa para un tramo teórico de 1.000 m, según el rango de pendientes transversales y características técnicas asignadas en el Cuadro XI.4.1. Finalmente, se calculan los costos parciales y totales de excavaciones y revestimientos, si los hubiere, de acuerdo al listado de precios del Anexo XI.A.4.1.

En canal revestido, se consulta un caudal de 1 m^3/s y rugosidad de Manning n=0,016 y en canal sin revestimiento, un caudal de 1,7 m^3/s y n=0,04. La pendiente del canal es en ambos casos 0,0025.

4.1.4.2 Comparación de Alternativas

En el Anexo XI.A.4.2 "Costos para Diversas Secciones de Canal" puede verse toda la gama de costos obtenidos. La sensibilidad de los costos respecto a la relación base/altura (b/h), es muy leve, pudiendo optarse en general por una u otra sin perjudicar en demasía el costo. Más sensibles son a la variación del talud de cuneta.

Cabe hacer notar que el Anexo en referencia presenta un variedad de combinaciones de b/h y TgA, que no siempre tienen sentido, ya que no se les ha impuesto limitaciones de índole técnica.

En los cuadros XI.4.2 y XI.4.3 se presenta un resumen de los resultados obtenidos del proceso computacional, en el cual se indican la sección de menor costo, denominada "óptima" y las que le siguen, denominadas "opciones 1 y 2", y el porcentaje de variación entre la sección óptima y la opción 2.

Para llevar a cabo la comparación económica entre la alternativa de canal revestido y sin revestir, se hizo una división por tramos de los canales en estudio basada en la pendiente transversal del terreno, asignándole un valor promedio a cada tramo.

Los parámetros b/h y TgA, se ha seleccionado de los Cuadros XI.4.2 y XI.4.3 estableciendo algunas limitaciones de índole técnica que se refieren a la estabilidad de los taludes de cuneta de los canales sin revestimiento, a la cual se hizo referencia en el punto 4.1.3.1, y a la elección de relaciones b/h promedio con la finalidad de tener secciones de canal homogéneas, evitando así contínuos cambios de sección. En los canales sin revestimiento se ha elegido la relación b/h=0,6, por considerarse que con la relación más económica, b/h=0,4, se obtiene secciones de canal con dimensiones desproporcionadas. Los costos no se ven afectados significativamente con esto.

Los Cuadros XI.4.4 y XI.4.5 contienen los valores b/h y TgA adoptados, en función de la pendiente transversal, y con un número que caracteriza a la sección tipo.

Con lo anteriormente expuesto, se ha procedido a calcular los costos preliminares de los canales de trasvase revestidos y sin revestir.

El Cuadro XI.4.6 contiene el cálculo del costo del canal Turbio-Claro y el Cuadro XI.4.7 contiene el del canal Cochiguaz-Derecho.

En ambos cuadros se indica los kilometrajes entre los cuales se desarrolla el tramo, la pendiente transversal promedio asignada, la longitud, y para canal revestido y sin revestir, la sección tipo que caracteriza al tramo según los cuadros XI.4.4 y XI.4.5, el costo por km de dicha sección y el costo del tramo. Finalmente, al pie, se presenta el costo total del canal.

CUADRO XI.4.2

SECCIONES OPTIMAS DE CANAL REVESTIDO

(Costos en Miles de US$)

	OPTIMO			OPCION 1			OPCION 2			%
TgB	TgA	b/h	Costo	TgA	b/h	Costo	TgA	b/h	Costo	Variación
0	1/1	1,5	35,3	1/1	1,15	35,4	1/1	1,0	35,4	0,3
0,2	1/1	1,0	43,5	1/1	1,15	43,6	1/1	1,5	43,6	0,2
0,3	1/1	1,0	56,0	1/1	0,8	56,0	1/1	0,6	56,2	0,4
0,4	1/1	1,0	61,2	1/1	0,8	61,2	1/1	0,6	61,2	0,0
0,5	1/3	1,5	65,2	1/3	1,15	65,6	1/3	1,0	66,2	1,5
0,6	1/3	1,5	69,0	1/3	1,15	69,2	1/3	1,0	69,7	1,0
0,8	1/3	1,15	84,6	1/3	1,0	85,6	1/3	1,5	85,2	0,7
1,0	1/3	1,0	104,9	1/3	0,8	104,9	1/3	1,15	105,4	0,5
1,4	1/4	0,8	131,5	1/3	0,6	131,6	1/3	1,0	132,5	0,8
1,8	1/3	0,6	181,8	1/3	0,4	182,0	1/3	0,8	183,5	0,9
2,2	1/3	0,4	226,6	1/3	0,6	227,8	1/3	0,8	231,2	2,0

CUADRO XI.4.3

SECCIONES OPTIMAS DE CANAL SIN REVESTIMIENTO

(Costos en Miles de US$)

	OPTIMO			OPCION 1			OPCION 2			%
TgB	TgA	b/h	Costo	TgA	b/h	Costo	TgA	b/h	Costo	Variación
0,0	1/1*	0,8	11,7	1/1*	0,6	11,7	1/1*	0,4	11,7	0,0
0,2	1/1*	0,4	26,2	1/1*	0,6	26,4	1/1*	0,8	26,7	1,9
0,3	1/1*	0,4	48,6	1/1*	0,6	49,0	1/1*	0,8	49,5	1,9
0,4	3/4*	0,4	51,3	3/4*	0,6	51,7	3/4*	0,8	52,3	1,9
0,5	3/4*	0,4	58,9	3/4*	0,6	59,5	3/4*	0,8	60,3	2,4
0,6	3/4*	0,4	67,1	3/4*	0,6	67,8	3/4*	0,8	68,8	2,5
0,8	1/3	0,4	76,9	1/3	0,6	77,2	1/3	0,8	78,5	2,1
1,0	1/3	0,4	109,1	1/3	0,6	110,2	1/3	0,8	112,4	3,0
1,4	1/3	0,4	153,4	1/3	0,6	155,3	1/3	0,8	158,8	3,5
1,8	1/3	0,4	236,5	1/3	0,6	240,8	1/3	0,8	247,5	4,7
2,2	1/3	0,4	311,6	1/3	0,6	318,2	1/3	0,8	327,9	5,2

* : Adoptados por razones de estabilidad de talud.

CUADRO XI.4.4

SECCIONES ADOPTADAS PARA COMPARACION ECONOMICA EN CANAL REVESTIDO

TgB	TgA	b/h	Sección Tipo
$\leq$ 0,4	1/1	1,15	1
0,4 - 1,0	1/3	1,15	2
$\geq$ 1,0	1/3	0,8	3

CUADRO XI.4.5

SECCIONES ADOPTADAS PARA COMPARACION ECONOMICA EN CANAL SIN REVESTIR

TgB	TgA	b/h	Sección Tipo
$\leq$ 0,3	1/1	0,6	1
0,3 - 0,6	3/4	0,6	2
0,6 - 1,4	1/3	0,6	3
$\geq$ 1,4	1/3	0,6	4

CUADRO XI.4.6
COSTOS PRELIMINARES DE CANAL DE TRASVASE
TURBIO - CLARO

				Canal Revestido			Canal sin Revestir		
Desde km	Hasta km	TgB	L km	Secc. Tipo	Costo km	Costo Tramo	Secc. Tipo	Costo km	Costo Tramo
0,0	1,5	0,6	1,5	2	69,2	103,8	2	68,7	101,7
1,5	2,0	1,4	0,5	3	131,5	65,8	4	155,3	77,7
2,0	3,4	0,5	1,4	2	65,6	91,8	2	59,5	83,3
3,4	3,7	1,4	0,3	3	131,5	39,5	4	155,3	46,6
3,7	6,8	0,8	3,1	2	84,6	262,3	3	77,2	239,3
6,8	11,3	0,5	4,5	2	65,6	295,2	2	59,5	267,8
11,3	11,7	1,4	0,4	3	131,5	52,6	4	155,3	62,1
11,7	21,1	0,5	9,4	2	65,6	616,6	2	59,5	559,3
21,1	21,7	1,4	0,6	3	131,5	78,9	4	155,3	93,2
21,7	30,0	0,6	8,3	2	69,2	574,4	2	67,8	562,7
30,0	30,5	0,2	0,5	1	43,6	21,8	1	26,4	13,2
30,5	31,0	0,6	0,5	2	69,2	34,6	2	67,8	33,9
31,0	33,1	1,4	2,1	3	131,5	276,2	4	155,3	326,1
33,1	33,9	0,6	0,8	2	69,2	55,4	2	67,8	54,2
33,9	34,4	0,2	0,5	1	43,6	21,8	1	26,4	13,2
					TOTAL:	2.590,7		TOTAL:	2.534,3

CUADRO XI.4.7

COSTOS PRELIMINARES DE CANAL DE TRASVASE

COCHIGUAZ - DERECHO

				Canal Revestido			Canal sin Revestir		
Desde km	Hasta km	TgB	L km	Secc. Tipo	Costo km	Costo Tramo	Secc. Tipo	Costo km	Costo Tramo
0,0	1,0	0,2	1,0	1	43,6	43,6	1	26,4	26,4
1,0	3,5	0,8	2,5	2	84,6	211,5	3	77,2	193,0
3,5	4,0	1,8	0,5	3	183,5	91,8	4	240,8	120,4
4,0	4,9	0,8	0,9	2	84,6	76,1	3	77,2	69,5
4,9	6,6	1,8	1,7	3	183,5	312,0	4	240,8	409,4
6,6	10,0	0,6	3,4	2	69,2	235,3	2	67,8	230,5
10,0	16,8	0,8	6,8	2	84,6	575,3	3	77,2	525,0
16,8	17,2	1,4	0,4	3	131,5	52,6	4	155,3	62,1
17,2	18,4	0,8	1,2	2	84,6	101,5	3	77,2	92,6
					TOTAL:	1.699,7		TOTAL:	1.728,9

En el Cuadro XI.4.8 se presenta un resumen de los costos de ambos canales y la relación entre el costo del canal revestido y el canal sin revestir.

CUADRO XI.4.8

R E S U M E N D E C O S T O S

Canal	Costo en Miles de US$		Relación de Costos
	Revestido	Sin Revestir	
Turbio-Claro	2.590,7	2.534,3	1,022
Cochiguaz-Derecho	1.699,7	1.728,9	0,983
T o t a l	4.290,4	4.263,2	1,006

La similitud de los costos de la alternativa de canal revestido y de canal sin revestir es evidente. No obstante hay tres razones que, en opinión del Consultor hacen preferible la solución de canal revestido.

- Las obras de arte son más económicas en el canal revestido.

- El canal sin revestir, aunque esté considerado con una sobrecapacidad para suplir las pérdidas por filtraciones, debe sufrir un recargo en su costo por concepto de revestimiento, ya que en canales excavados en roca las filtraciones en algunas partes pueden producir la pérdida de todo el caudal.

- La velocidad de escurrimiento en el canal revestido es mayor, evitándose con esto los embanques y la proliferación de vegetación parásita, lo cual reduce los costos de mantención.

Se opta en consecuencia por la alternativa de canal revestido.

4.1.5 Dimensionamiento

El dimensionamiento de los canales de trasvase para el anteproyecto, se efectúa tomando como punto de partida los valores indicados en el Cuadro XI.4.4 "Secciones Adoptadas para Comparación Económica en Canal Revestido". Según dicho cuadro, en la sección Tipo 1 para $TgB \leq 0,4$, $TgA=1/1$ y $b/h=1,15$; en la sección Tipo 2 $0,4 < TgB < 1,0$, $TgA=1/3$ y $b/h=1,15$ y en la sección Tipo 3 $TgA \geq 1,0$, $TgA=1/3$ y $b/h=0,8$. Esto significa que para la sección Tipo 1, el ancho basal es b=0,66 m, en la sección Tipo 2 b=0,79 m y en la sección Tipo 3 b=0,63 m.

Estos valores son analizados desde tres puntos de vista, para optimizar su funcionamiento hidráulico y simplificar su construcción.

i) Verificación de la cercanía del escurrimiento a la crisis. Se considera que el Bernoulli de escurrimiento normal no debe ser menor que 1,1 de Bernoulli en escurrimiento crítico.

ii) Empalme de ejes hidráulicos en los cambios de sección.

iii) Redondeo de dimensiones (base y altura), por razones constructivas.

Las secciones tipo 2 y 3 tienen el mismo talud de cuneta y su escurrimiento normal está alejado del crítico, 10% aproximadamente. Sin embargo, el Bernoulli Normal de la sección Tipo 2 es 0,79 m y el de la sección Tipo 3 es 0,89 m, de manera que para empalmar los ejes hidráulicos en un cambio entre ellos es necesario intercalar una grada en el radier. Dichas gradas producen problemas en la mantención y la operación de los canales, dado que cuando son de subida, no permiten secar completamente el canal y son puntos naturales de acumulación de embanques. Por estas razones se ha prescindido de las gradas.

Como la sensibilidad de los costos respecto a la relación b/h es pequeña, se ha adoptado para las secciones tipos 2 y 3 un ancho basal b=0,7m, con lo que desde el punto de vista de la cuneta quedan idénticos, manteniendo sólo la diferencia en el talud de corte a cerro.

La sección Tipo 1 escurre con Bernoulli normal 1,04 veces el crítico, considerándose este régimen muy poco adecuado.

Para lograr que el escurrimiento de la sección Tipo 1 se aleje 10% del crítico y a la vez conseguir el empalme de los ejes hidráulicos con las secciones tipos 2 y 3 sin intercalar gradas, ha sido necesario disminuir la pendiente de canal a 0,0017 y cambiar el talud de cuneta a 3/4, asignando un ancho basal b=0,5 m.

Esta medida produce un encarecimiento del canal de muy poco monto, considerando que los tramos con sección Tipo 1 son cortos (1.000 m en cada canal) y representan un porcentaje muy pequeño del costo de los canales, según puede observarse en los Cuadros XI.4.6 y XI.4.7.

En el Cuadro XI.4.9 se presentan las características hidráulicas y geométricas de las secciones de diseño.

CUADRO XI.4.9
CARACTERISTICAS DE DISEÑO

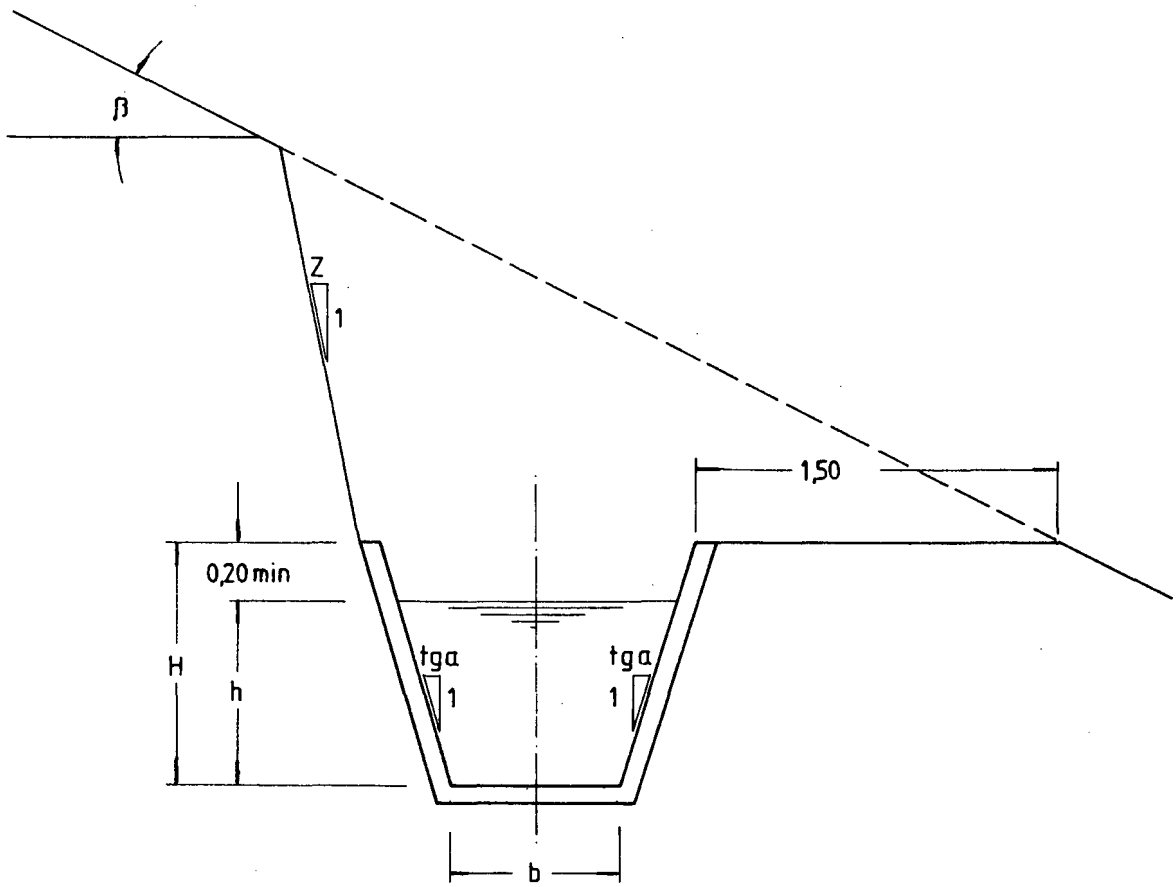
Sección Tipo	Q m^3/s	n	i	b m	H m	TgA	Z
1	1,0	0,016	0,0017	0,5	0,95	3/4	1/1
2	1,0	0,016	0,0025	0,7	0,95	1/3	1/3
3	1,0	0,016	0,0025	0,7	0,95	1/3	1/5

	Escurrimiento Normal				Escurrimiento Crítico				
Secc. Tipo	h m	U m/s	$U^2/2g$ m	B m	h_c m	U_c m/s	$U_c^2/2g$ m	B_c m	B/B_c
1	0,753	1,247	0,079	0,832	0,560	1,941	0,192	0,752	1,11
2	0,739	1,430	0,104	0,843	0,541	2,099	0,225	0,766	1,10
3	0,739	1,430	0,104	0,843	0,541	2,099	0,225	0,766	1,10

La simbología está referida a la Figura XI.4.1. La revancha del canal es 0,15 veces la altura de agua, con un valor mínimo de 0,20 m.

En concordancia con los valores del Cuadro XI.4.9, la sección de cada tramo de los canales de trasvase queda definida en el Cuadro XI.4.10.

FIGURA XI.4.1



Q : caudal en m^3/s

n : rugosidad de Manning

i : pendiente de radier

U : velocidad de escurrimiento Normal

U_c : velocidad de escurrimiento Crítico

B : Bernoulli Normal

B_c : Bernoulli Crítico

CUADRO XI.4.10
SECCIONES DE ANTEPROYECTO DE LOS CANALES DE TRASVASE

CANAL TURBIO-CLARO

Desde km	Hasta km	Sección Tipo
0,0	1,5	2
1,5	2,0	3
2,0	3,4	2
3,4	3,7	3
3,7	11,3	2
11,3	11,7	3
11,7	21,1	2
21,1	21,7	3
21,7	30,0	2
30,0	30,5	1
30,5	31,0	2
31,0	33,1	3
33,1	33,9	2
33,9	34,4	1

CANAL COCHIGUAZ-DERECHO

Desde km	Hasta km	Sección Tipo
0,0	1,0	1
1,0	3,5	2
3,5	4,0	3
4,0	4,9	2
4,9	6,6	3
6,6	16,8	2
16,8	17,2	3
17,2	18,4	2

Es necesario recalcar, que las secciones tipos 2 y 3 son exactamente iguales desde el punto de vista hidráulico, siendo diferentes en el talud del corte a cerro, lo cual influye en el volumen de excavación de mesa.

El paso de sección Tipo 1 a sección Tipo 2 y vice-versa, es efectivamente un cambio de sección desde el punto de vista hidráulico.

Se estudia a continuación el peralte producido en el eje hidráulico al pasar de una sección Tipo 1 a una sección Tipo 2. Este cambio de sección es un angostamiento, estimándose que la pérdida de carga es 0,1 veces la diferencia de alturas de velocidad.

En la sección Tipo 2 de aguas abajo, se tiene:

h_2 = 0,739 m
U_2 = 1,430 m/s
$U^2/2g$ = 0,104 m
B_2 = 0,843 m

Con el coeficiente de pérdida de carga considerado, en la sección Tipo 1 de aguas arriba se obtiene:

h_1 = 0,773 m
U_1 = 1,198 m/s
$U^2/2g$ = 0,073 m
B_1 = 0,846 m
P = 0,003 m (prácticamente despreciable)

Siendo P la pérdida de carga en la transición.
Se verifica la conservación de la energía, ya que

$$B_1 = B_2 + P$$

La altura normal de la sección Tipo 1 es h = 0,753 m, siendo por tanto el peralte del eje hidráulico

$$0,773 - 0,753 = 0,02 \text{ m}$$

y la revancha efectiva

$$0,95 - 0,773 = 0,177 \text{ m}$$

considerándose de segundo orden el efecto del cambio de sección en el eje hidráulico.

4.1.6 Obras de Arte

4.1.6.1 Generalidades

Las únicas interferencias que encuentran los canales de trasvase son quebradas y en el caso del canal Turbio-Claro, dos caminos, cuyos cruces se producen en los km 30,4 y 32,84.

4.1.6.2 Cruces de Quebradas

Para atravesar las quebradas se consulta la instalación de sifones de tubería de cemento asbesto con uniones Super Simplex y transiciones de hormigón armado tipo Broken-Back.

El cálculo hidráulico de los sifones se ha realizado aplicando la fórmula de Manning para las pérdidas por fricción, y para las pérdidas de carga de entrada y salida se han seguido las recomendaciones del texto "Canals and Related Structures" para transiciones tipo Broken-Back.

Las bases de cálculo adoptadas son :

- Pérdida de carga transición de entrada
  $0,4\ \Delta\ (U^2/2g)$

- Pérdida de carga transición de salida
  $0,6\ \Delta\ (U^2/2g)$

- Rugosidad de Manning de la tubería
  $n = 0,011$

Siendo $\Delta (U^2/2g)$ la diferencia de altura de velocidad entre la tubería y el canal.

La rugosidad de la tubería es un poco mayor que la normal, pero se ha aumentado para considerar las pérdidas por curvas en la tubería. La velocidad de escurrimiento en el canal es 1,43 m/s.

En estas condiciones se obtienen las siguientes pérdidas:

- Pérdida de entrada : 0,04 m
- Pérdida de salida : 0,06 m
- Pérdida de carga unitaria : 0,004

Los sifones anteproyectados son de 20, 40 y 110 m de longitud. La pérdida de carga total en ellos es entonces:

Sifón (L=20m) P = 0,18 m
Sifón (L=40m) P = 0,26 m
Sifón (L=110m) P = 0,54 m

4.1.6.3 Cruces de Caminos Canal Turbio-Claro

Para el cruce de los caminos en el km 30,4 y 32,84 se consultan alcantarillas de hormigón armado de 1,0 m * 1,0 m.

Se estudia a continuación el efecto que la alcantarilla de km 32,84 produce en el eje hidráulico. Las transiciones adoptadas son tipo Broken Back, considerando las pérdidas de carga de entrada y salida en 0,3 y 0,5 veces la diferencia de alturas de velocidad entre canal y alcantarilla.

En el canal aguas abajo se tiene:

$h = 0,739$ m

$U = 1,43$ m/s

$U^2/2g = 0,104$ m

$B = 0,843$ m

Considerando el coeficiente de pérdida de carga en transición de salida (0,5) se obtiene al final de la alcantarilla:

$h = 0,765$ m

$U = 1,308$ m/s

$U^2/2g = 0,087$ m

$B = 0,852$ m

$P_s = 0,009$ m (pérdida de salida)

Se supone que las condiciones de escurrimiento se mantienen al comienzo de la alcantarilla, dado que la pérdida de carga por fricción en ella se ve compensada con la pendiente.

Con el coeficiente de pérdida de carga de entrada (0,3) se obtienen, en la sección de canal de aguas arriba, las siguientes condiciones:

$h = 0,757$ m

$U = 1,387$ m/s

$U^2/2g = 0,098$ m

$B = 0,855$ m

$P_e = 0,003$ m (pérdida de entrada)

Siendo la altura normal de escurrimiento del canal 0,739 m, el peralte del eje hidráulico producido es:

$$0,757 - 0,739 = 0,018 \text{ m}$$

y la revancha efectiva en el canal

$$0,950 - 0,757 = 0,193 \text{ m}$$

Se considera despreciable el efecto, ya que es absorbido por la revancha.

La alcantarilla para el cruce del camino en el km 30,4 produce un efecto similar, que también se considera despreciable.

Las dimensiones y cotas de las obras de arte se encuentran en las Láminas N°s. 21 y 22, del Album de Planos.

4.1.7 Cubicaciones y Presupuesto

En el Anexo XI.A.4.3 se encuentra el detalle de las cubicaciones de los canales de trasvase.

La cubicación de mesa se realizó calculando la sección de excavación en función de la geometría del canal y de la pendiente transversal del terreno. En la cubicación de los volúmenes de cuneta se consideró la sobre-excavación del revestimiento.

La estimación de los porcentajes de excavación de roca en cuneta y mesa, se consideró según el esquema de distribución del Cuadro XI.4.1, asociado a la sectorización de los canales según los Cuadros XI.4.6 y XI.4.7.

La descomposición de las excavaciones en material común y en roca se encuentran en los Cuadros XI.4.11 y XI.412, siguientes.

CUADRO XI.4.11
CUBICACIONES CANAL TURBIO-CLARO

	% Roca		Excavación Cuneta			Excavación Mesa		
TgB	Cuneta	Mesa	Total	Mat. Común	Roca	Total	Mat. Común	Roca
0,2	15	10	1.281	1.089	192	2.326	2.093	233
0,5	40	30	18.697	11.218	7.479	43.233	30.263	12.970
0,6	40	30	13.539	8.123	5.416	43.227	30.259	12.968
0,8	50	40	3.844	1.922	1.922	15.065	9.039	6.026
1,4	80	60	4.836	967	3.869	31.178	12.471	18.707
T O T A L			42.197	23.319	18.878	135.029	84.125	50.904

CUADRO XI.4.12
CUBICACIONES CANAL COCHIGUAZ-DERECHO

	% Roca		Excavación Cuneta			Excavación Mesa		
TgB	Cuneta	Mesa	Total	Mat. Común	Roca	Total	Mat. Común	Roca
0,2	15	10	1.411	1.999	212	1.744	1.570	174
0,6	40	30	4.191	2.515	1.676	12.395	8.676	3.719
0,8	50	40	14.035	7.017	7.018	54.946	32.968	21.978
1,4	80	60	496	99	397	3.092	1.237	1.855
1,8	90	75	2.678	268	2.410	26.181	6.545	19.636
T O T A L			22.811	11.098	11.713	98.358	50.996	47.362

Las cubicaciones de las obras de arte se han calculado de acuerdo a las dimensiones y cotas indicadas en los planos N° 21 y 22.

Los presupuestos han sido calculados basándose en el esquema de precios unitarios del Anexo XI.A.4.1 para las partidas consideradas.

A continuación se presenta el cálculo de los costos directos de los canales Turbio-Claro y Cochiguaz-Derecho, separados en presupuesto de canal y presupuesto de obras de arte.

PRESUPUESTO CANAL TURBIO-CLARO

ITEM	DESIGNACION	UNID	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	EXCAVACION DE MATERIAL COMUN EN MESA	M3	84125	2.36	198535
2	EXCAVACION DE ROCA EN MESA	M3	50904	13.87	706038
3	EXCAVACION DE MATERIAL COMUN EN CUNETA	M3	23319	3.54	82549
4	EXCAVACION DE ROCA EN CUNETA	M3	18878	19.43	366800
5	REVESTIMIENTO RADIER Hs 255 kg cem/m3	M2	23880	7.87	187936
6	REVESTIMIENTO TALUD 3/4 Hs 255 Kg cem/m3	M2	2375	15.19	36076
7	REVEST.TALUD 1/2 y 1/3 Hs 255 Kg cem/m3	M2	66800	17.62	1177016
	TOTAL CANAL TURBIO-CLARO			$	2754950

PRESUPUESTO OBRAS DE ARTE CANAL TURBIO-CLARO

ITEM	DESIGNACION	UNID	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	HORMIGON CLASE C	M3	89	92.37	8221
2	HORMIGON 170 KG cem/m3	M3	5	66.55	333
3	TUBO CEMENTO ASBESTO D=800mm CLASE AW20	ML	561	291.94	163778
4	MOLDAJE RECTO	M2	274	10.56	2893
5	ACERO EN BARRAS A44-28H	KG	4102	1.23	5045
6	CAMA DE ARENA	M3	84	7.59	638
7	EXCAVACION MATERIAL COMUN	M3	2881	2.36	6799
8	RELLENO COMPACTADO COMUN	M3	2468	1.37	3381
9	BOCATOMA	GL	1	2000	2000
	TOTAL OBRAS DE ARTE CANAL TURBIO-CLARO			$	193088

PRESUPUESTO CANAL COCHIGUAZ-DERECHO

ITEM	DESIGNACION	UNID	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	EXCAVACION DE MATERIAL COMUN EN MESA	M3	50996	2.36	120351
2	EXCAVACION DE ROCA EN MESA	M3	47362	13.87	656911
3	EXCAVACION DE MATERIAL COMUN EN CUNETA	M3	11098	3.54	39287
4	EXCAVACION DE ROCA EN CUNETA	M3	11713	19.43	227584
5	REVESTIMIENTO RADIER Hs 255 kg cem/m3	M2	12680	7.87	99792
6	REVESTIMIENTO TALUD 3/4 Hs 255 Kg cem/m3	M2	2375	15.19	36076
7	REVEST.TALUD 1/2 y 1/3 Hs 255 Kg cem/m3	M2	34800	17.62	613176
	TOTAL CANAL COCHIGUAZ-DERECHO				$ 1793177

PRESUPUESTO OBRAS DE ARTE CANAL COCHIGUAZ-DERECHO

ITEM	DESIGNACION	UNID	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	HORMIGON CLASE C	M3	33	92.37	3048
2	ACERO EN BARRAS A44-28H	KG	1316	1.23	1619
3	TUBO CEMENTO ASBESTO D=800mm CLASE AW20	ML	198	291.94	57804
4	MOLDAJE RECTO	M2	87	10.56	919
5	HORMIGON 170 KG cem/m3	M3	2	66.55	133
6	CAMA DE ARENA	M3	30	7.59	228
7	EXCAVACION MATERIAL COMUN	M3	970	2.36	2289
8	RELLENO COMPACTADO COMUN	M3	832	1.37	1140
9	BOCATOMA	GL	1	2000	2000
	TOTAL OBRAS DE ARTE CANAL COCHIGUAZ-DERECHO				$ 69180

4.1.7.1 Presupuesto Canal Turbio-Claro

Canal	:	US$	2.754.950
Obras de Arte	:	US$	193.088
Sub-total	:	US$	2.948.038
Imprevistos 15%	:	US$	442.206
Ingeniería 3%	:	US$	88.441
Supervisión Construcción 5%	:	US$	147.402
TOTAL CANAL TURBIO-CLARO	:	**US$**	**3.626.087**

4.1.7.2 Presupuesto Canal Cochiguaz-Derecho

Canal	:	US$	1.793.177
Obras de Arte	:	US$	69.180
Sub-total	:	US$	1.862.357
Imprevistos 15%	:	US$	279.354
Ingeniería 3%	:	US$	55.871
Supervisión Construcción 5%	:	US$	93.118
TOTAL CANAL COCHIGUAZ-DERECHO	:	**US$**	**2.290.700**

4.2 AMPLIACION DE CANALES EXISTENTES

4.2.1 Objetivo

Se contempla el anteproyecto y la evaluación económica de las obras civiles necesarias para aumentar la capacidad de los canales Peralillo y San Pedro Nolasco, actualmente en funcionamiento. Se persigue también, llevar a cabo la modificación del sistema de entregas para adecuarlo a la remodelación propuesta en la Primera Etapa del **"Estudio Integral de Riego del Valle de Elqui".**

4.2.2 Topografía

Los antecedentes topográficos disponibles para la elaboración de los anteproyectos de ampliación de los dos canales son :

- Perfil longitudinal de los canales con cotas de fondo cada 20 m.

- Perfiles transversales cada 100 m con cotas y distancias de todos los puntos singulares, tanto de cuneta como de bordes a valle y a cerro.

- Esquemas con cotas y dimensiones de las obras de arte.

4.2.3 Descripción y Diagnóstico de la Situación Actual

4.2.3.1 Canal Peralillo

El canal Peralillo tiene su bocatoma situada en el río Elqui, unos 3 km aguas arriba de la localidad de Diaguita. Se desarrolla por la caja del río hasta el km 1,0 en el cual, después de cruzar el Camino Internacional Coquimbo-San Juan, remonta la ladera Sur del valle por la que avanza hasta la altura de la ciudad de Vicuña aproximadamente, donde termina tras un recorrido de 18,5 km.

Las laderas cortadas por el canal son generalmente de pendiente media a fuerte y está excavado en terrenos con presencia de roca. El ancho basal varía entre 1,0 y 1,5 m y el talud de cuneta es sensiblemente similar a ½ (hor/vert). La pendiente de radier muestra gran variabilidad a lo largo de su desarrollo, con tramos de pendiente muy fuerte. Se evidencia también la existencia de tramos embancados.

En lo referente a las obras de arte, destaca la existencia de sólo tres tipos de ellas: cruces de quebradas, cruces de caminos y compuertas de entrega. Los cruces de quebradas se materializan invariablemente pasando el canal por abajo de ellas en tuberías de 0,8 m de diámetro, o pequeñas alcantarillas. Los cruces de caminos se realizan en estos mismos tubos o en puentes rústicos. La obra más importante del canal es el cruce del Camino Internacional en un tubo de 0,8 m de diámetro.

La principal limitante de la capacidad del canal son sus obras de arte y algunos tramos localizados de poca profundidad de cuneta, en menor grado. Para un caudal de diseño en bocatoma de 1,5 m^3/s, practicamente todas las obras de arte son inadecuadas, tanto por la alta velocidad que adquiere el escurrimiento, como por el peralte que producen en el eje hidráulico del canal.

Tomando en consideración la limitación de capacidad de las obras y el mal estado en que se encuentran algunas de ellas, se ha optado por cambiarlas todas, exceptuando el tubo que atraviesa el Camino Internacional por el alto costo de reemplazo y los problemas que representa su construcción en el tráfico vehicular.

4.2.3.2 Canal San Pedro Nolasco

El canal San Pedro Nolasco tiene ubicada su bocatoma en los alrededores de la localidad de Marquesa, tomando la ladera derecha del valle después de atravesar el Ferrocarril en el km 1,150. Entre los km 2,521 y 2,877 se desarrolla en túnel. Termina en el km 30,95 después de cruzar la quebrada Santa Gracia.

Las laderas son de pendiente media a fuerte, observándose zonas con terraplén en el borde a valle. El ancho basal del canal existente varía entre 1,5 y 2 m y el talud de cuneta es también asimilable a $\frac{1}{2}$. La pendiente de radier muestra igualmente una gran variabilidad.

En general, no dispone de obras adecuadas en los cruces de quebradas y, exceptuando el cruce del Ferrocarril, los cruces de caminos son puentes rústicos. Para efectuar las entregas dispone de algunos marcos partidores y compuertas rústicas en las cuales se evidencia la colocación de tacos de tierra en el canal.

La principal limitante del canal San Pedro Nolasco para llevarlo a una capacidad de diseño inicial de 2,6 m^3/s la constituye el canal mismo, cuya cuneta posee una capacidad de porteo inferior, de acuerdo a sus dimensiones y pendientes.

4.2.4 Bases Técnicas y Criterios Adoptados

Las pendientes de radier definidas para cada uno de los tramos de los dos canales han sido tomadas, en lo posible, similares a las existentes, limitándose a efectuar un perfilado del radier, limpiando zonas embancadas o irregularidades del fondo por defectos de construcción.

Los ensanches de cuneta se han considerado efectuando la excavación en el talud a cerro para evitar el debilitamiento del borde a valle y la pérdida de estanquidad de dicho borde. El talud de cuneta adoptado es ½, similar al existente en ambos canales.

La rugosidad de Manning adoptada para el diseño hidráulico de la sección es n=0,035, en consideración a que se trata de canales con presencia de roca y a que, por tratarse de obras antiguas cuyo trazado está definido, no cumplen con las exigencias modernas de diseño.

Las obras de arte han sido diseñadas con una capacidad suficiente para no representar un obstáculo serio al escurrimiento. Se ha prescindido , en general, de la intercalación de desniveles en el radier por ser puntos naturales de acumulación de sedimentos.

4.2.5 Dimensionamiento

En base a lo expuesto anteriormente, se presenta en los Cuadros XI.4.13 y XI.4.14 las características de diseño de los canales Peralillo y San Pedro Nolasco, respectivamente.

Cabe hacer notar que la remodelación del primer canal empieza en el km 1,160, es decir, 160 m aguas abajo del cruce del Camino Internacional, y la del segundo en el km 0,320. La justificación de tal medida se relaciona con el hecho de que en el tramo inicial los canales se desarrollan por la caja del río, encontrándose por tanto sujetos a su acción, y por tener suficiente capacidad en dicho tramo.

No se consulta el reemplazo de la obra existente en el cruce del Camino Internacional por parte del canal Peralillo, principalmente por el alto costo que significaría y por la alteración en el tránsito vehicular, de tanta importancia en la zona. Se considera que en las condiciones actuales la obra existente es capaz de funcionar en forma aceptable.

Por otra parte, el túnel del canal San Pedro Nolasco tiene, de acuerdo a sus dimensiones y pendiente, suficiente capacidad para el caudal de diseño, no necesitando modificaciones.

CUADRO XI.4.13
CARACTERISTICAS DE DISEÑO CANAL PERALILLO

Desde km	Hasta km	Q m^3/s	n	i	b m	TgA	H m	h m	U m/s	B m
1,160	6,480	1,50	0,035	0,001	1,3	1/2	1,45	1,238	0,631	1,258
6,480	7,650	1,25	0,035	0,0018	1,3	1/2	1,15	0,939	0,752	0,968
7,650	8,600	1,00	0,035	0,0040	1,0	1/2	1,05	0,756	0,960	0,803
8,600	9,150	1,00	0,035	0,0027	1,0	1/2	1,05	0,848	0,829	0,883
9,150	10,400	0,75	0,035	0,0027	1,0	1/2	1,10	0,717	0,771	0,747
10,400	14,740	0,75	0,035	0,0013	1,0	1/2	1,10	0,887	0,586	0,904
14,740	18,480	0,50	0,035	0,0009	1,0	1/2	1,00	0,780	0,461	0,790

CUADRO XI.4.14
CARACTERISTICAS DE DISEÑO CANAL SAN PEDRO NOLASCO

Desde km	Hasta km	Q m^3/s	n	i	b m	TgA	H m	h m	U m/s	B m
0,320	2,521	2,6	0,035	0,00125	2,0	1/2	1,45	1,258	0,787	1,289
2,877	13,400	2,6	0,035	0,0014	2,0	1/2	1,45	1,216	0,820	1,250
13,400	16,000	2,0	0,035	0,0014	2,0	1/2	1,35	1,038	0,765	1,068
16,000	17,300	2,0	0,035	0,001	2,0	1/2	1,35	1,149	0,676	1,172
17,300	24,000	2,0	0,035	0,0013	2,0	1/2	1,35	1,062	0,744	1,090
24,000	25,200	2,0	0,035	0,0016	2,0	1/2	1,20	0,997	0,803	1,030
25,200	27,500	1,5	0,035	0,0016	1,5	1/2	1,20	0,997	0,753	1,026
27,500	29,500	1,5	0,035	0,0023	1,5	1/2	1,20	0,895	0,861	0,933
29,500	30,950	1,5	0,035	0,001	2,0	1/2	1,20	0,966	0,626	0,985

Nota: la simbología es la expuesta en la Figura XI.4.1

4.2.6 Obras de Arte

4.2.6.1 Generalidades

Tanto los cruces de caminos como cruces de quebradas, se han considerado pasando el canal en una alcantarilla de hormigón armado, por abajo de la quebrada, con transiciones tipo Broken-Back.

En el caso de los caminos la altura de la alcantarilla es similar a la profundidad de cuneta del canal, lográndose la cota de la rasante del camino con un relleno compactado.

Para los cruces de quebradas la altura de la alcantarilla queda determinada por la diferencia de nivel entre el fondo de la quebrada y el fondo del canal. La longitud de estas obras se ha tomado igual a la de las existentes, dejando a la quebrada la misma sección útil de escurrimiento. En la quebrada se ha dispuesto muros de encauzamiento hacia el cruce y empedrados de protección.

Las entregas consisten en una compuerta de palastro con mecanismo, montada en una estructura de hormigón armado, consultándose un disipador de energía aguas abajo de la entrega. Estas obras no modifican la sección del canal. Las compuertas de descarga son similares a las entregas, pero con mayor capacidad de evacuación.

Entre el km 4,00 y el km 4,50 del canal Peralillo, la pendiente del canal es muy fuerte, siendo necesario intercalar tres caídas dentadas para mantener condiciones estables de escurrimiento en el canal.

4.2.6.2 Cruces de Quebradas y Caminos

Siguiendo las mismas bases y metodología expuestas en el punto 4.1.6.3 para las alcantarillas del canal Turbio-Claro, se presenta a continuación el cálculo hidráulico de una alcantarilla típica del canal Peralillo ubicada en el tramo entre el km 1,160 y 6,480, a manera de ejemplo para determinar su efecto sobre el eje hidráulico del canal.

En el canal aguas abajo de la alcantarilla, se tiene:

Q	= 1,5 m^3/s	h	= 1,238 m
n	= 0,035	U	= 0,631 m/s
i	= 0,001	$U^2/2g$	= 0,020 m
b	= 1,3 m	B	= 1,258 m
TgA	= 1/2		

Asumiendo el coeficiente de pérdida de carga 0,5 en la transición de salida, se obtiene al final de la alcantarilla:

Q	= 1,5 m^3/s	h	= 1,222 m
n	= 0,015	U	= 1,023 m/s
i	= 0,001	$U^2/2g$	= 0,053 m
b	= 1,2 m	B	= 1,275 m
TgA	= 0	P	= 0,017 m

Suponiendo que también en este caso estas condiciones se mantienen al comienzo de la alcantarilla y adoptando el coeficiente de pérdida de carga de entrada 0,3, se tiene en el canal aguas arriba de la alcantarilla:

Q	= 1,5 m^3/s	h	= 1,266 m
n	= 0,035	U	= 0,613 m/s
i	= 0,001	$U^2/2g$	= 0,019 m
b	= 1,3 m	B	= 1,285 m
TgA	= 1/2	P	= 0,01 m

El peralte del eje hidráulico es entonces:

$$1,266 - 1,238 = 0,028 \text{ m}$$

que se considera despreciable.

Todas las alcantarillas de los dos canales están dimensionadas de manera que, como ya se dijo, su efecto en el eje hidráulico sea pequeño, disipándose en el canal por disminuir las pérdidas por fricción.

4.2.6.3 Caídas Dentadas

Las caídas dentadas han sido dimensionadas según la metodología expuesta para tal efecto en el texto "Design of Small Canal Structures" del U.S.B.R.. Se presenta a continuación el dimensionamiento de los principales elementos de ellas, como el ancho, dimensiones de los bloques y sección control y los espaciamientos.

- Ancho basal :

Para $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s} = 53 \text{ cfs}$ el caudal unitario de acuerdo al texto debe ser:

$$q = 10,04 \text{ cfs}$$

obteniéndose un ancho basal

$$b = 53/10,04 = 5,28 \text{ ft} = 1,6 \text{ m}$$

- Sección control:

Sobre ella debe producirse crisis

h_c = 0,448 m
U_c = 2,09 m/s
B_c = 0,671 m

En el canal aguas arriba de ella se tiene

h = 1,238 m
U = 0,631 m/s
B = 1,258 m

La altura de la barrera, considerando que el coeficiente de pérdida de carga en la transición es 0,5, es entonces:

h_s = 0,485

se adopta

h_s = 0,45 m

- Dimensiones de bloques

$h_b = 0{,}9\ h_c$ = 0,40 m (altura)
W = 0,40 m (ancho y separación lateral)
S = 0,80 m (separación longitudinal)

Las restantes dimensiones se obtienen de simples relaciones geométricas y trigonométricas entre las ya definidas, de manera que, para no abundar más en ellas, se exponen en la Lámina N° 22 del Album de Planos.

4.2.7 Cubicaciones y Presupuesto

La cubicación de la sobrexcavación que es necesario efectuar en la cuneta de los canales Peralillo y San Pedro Nolasco para darles la capacidad de diseño se ha realizado utilizando los perfiles transversales de los canales en la situación actual. El método usado ha consistido en dibujar sobre el perfil transversal existente la geometría de la cuneta diseñada, ubicando el radier proyectado según la cota que le corresponda en cada sección. Con las superficies de sobrexcavación medidas se ha llevado a cabo la cubicación. Para la determinación de los volúmenes de terraplén compactado se ha procedido de manera similar.

El detalle de las cubicaciones de canal se encuentra en el Anexo XI.A.4.3.

La cubicación de las obras de arte se ha realizado basándose en las dimensiones indicadas en las Láminas N° 21 y 22, del Album de Planos, para cada obra.

A continuación se presenta el cálculo de los costos directos de canal y de obras de arte, según el esquema de precios del Anexo XI.A.4.1.

PRESUPUESTO CANAL PERALILLO

ITEM	DESIGNACION	UNID	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	EXCAVACION DE MATERIAL COMUN EN CUNETA	M3	6510	3.54	23045
2	EXCAVACION DE ROCA EN CUNETA	M3	1627	19.43	31613
3	TERRAPLEN COMPACTADO	M3	1015	5.35	5430
	TOTAL CANAL PERALILLO			$	60088

PRESUPUESTO OBRAS DE ARTE CANAL PERALILLO

ITEM	DESIGNACION	UNID	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	EXCAVACION MATERIAL COMUN	M3	1746	2.36	4121
2	RELLENO COMPACTADO COMUN	M3	960	1.37	1315
3	HORMIGON CLASE C	M3	266	92.37	24570
4	HORMIGON 170 KG cem/m3	M3	20	66.55	1331
5	ACERO EN BARRAS A44-28H	KG	16143	1.23	19856
6	MOLDAJE RECTO	M2	1388	10.56	14657
7	EMPEDRADO DE PROTECCION	M2	254	11.17	2837
8	COMPUERTA DE ACERO CON MECANISMO	M2	2	127.6	255
	TOTAL OBRAS DE ARTE CANAL PERALILLO			$	68942

PRESUPUESTO CANAL SAN PEDRO NOLASCO

ITEM	DESIGNACION	UNID	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	EXCAVACION DE MATERIAL COMUN EN CUNETA	M3	28050	3.54	99297
2	EXCAVACION DE ROCA EN CUNETA	M3	7012	19.43	136243
3	TERRAPLEN COMPACTADO	M3	551	5.35	2948
	TOTAL CANAL SAN PEDRO NOLASCO			$	238488

PRESUPUESTO OBRAS DE ARTE CANAL SAN PEDRO NOLASCO

ITEM	DESIGNACION	UNID	CANTIDAD	P.U.	TOTAL
1	EXCAVACION MATERIAL COMUN	M3	1912	2.36	4512
2	RELLENO COMPACTADO COMUN	M3	1004	1.37	1375
3	HORMIGON CLASE C	M3	344	92.37	31775
4	HORMIGON 170 KG cem/m3	M3	23	66.55	1531
5	ACERO EN BARRAS A44-28H	KG	21219	1.23	26099
6	MOLDAJE RECTO	M2	1543	10.56	16294
7	EMPEDRADO DE PROTECCION	M2	230	11.17	2569
8	COMPUERTA DE ACERO CON MECANISMO	M2	4	127.6	510
	TOTAL OBRAS DE ARTE CANAL SAN PEDRO NOLASCO			$	84665

4.2.7.1 Presupuesto Ampliación Canal Peralillo

Canal	:	US$	60.088
Obras de Arte	:	US$	68.942
Sub-total	:	US$	129.030
Imprevistos 15%	:	US$	19.355
Ingeniería 3%	:	US$	3.871
Supervisión Construcción 5%	:	US$	6.452
TOTAL AMPLIACION CANAL PERALILLO	**:**	**US$**	**158.708**

4.2.7.2 Presupuesto Ampliación Canal San Pedro Nolasco

Canal	:	US$	238.488
Obras de Arte	:	US$	84.665
Sub-total	:	US$	323.153
Imprevistos 15%	:	US$	48.473
Ingeniería 3%	:	US$	9.695
Supervisión Construcción 5%	:	US$	16.158
TOTAL AMPLIACION CANAL S.P.NOLASCO	**:**	**US$**	**397.479**

ANEXO XI. A.1.1

SERIES ANUALES DE $\bar{Q}$Md y QMi

C U A D R O N° A.1.1.1

R. TURBIO EN HUANTA

SERIES ANUALES DE CRECIDA
(m3/s)

Período Mayo-Agosto					Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMI	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi
1947/48	Ago	29	3,25	3,47	Oct	1	6,49	6,64
1948/49	Jul	31	3,01	3,07	Feb	19	8,11	9,44
1949/50	Ago	12	2,83	2,91	Oct	10	7,75	7,75
1950/51	May	28	2,80	2,91	Ene	11	5,96	6,05
1951/55	Sin Información				Sin Información			
1955/56	May	12	3,75		Oct	27	6,50	
1956/57	Ago	1	2,35		Nov	14	4,75	
1957/58	May	1	3,75		Oct	8	9,10	
1958/59	Jul	7	5,40		Sep	30	5,80	
1959/60	May	1	2,35		Oct	2	7,0	
1960/61	May	1	3,05		Oct	17	4,60	
1961/62	May	1	2,90		Nov	6	5,60	
1962/63	May	1	2,60		Nov	18	5,00	
1963/64	May	1	2,70		Sin información			
1964/65	May	1	4,80		Sin información			
1965/67	Sin información				Sin información			
1967/68	Jun	7	2,47	2,47	Dic	31	5,54	5,85
1968/69	May	6	1,74	1,74	Nov	16	2,74	2,74
1969/70	Ago	2	1,54	1,57	Feb	1	4,78	4,84
1970/71	Jul	11	1,57	1,57	Nov	7	3,55	3,60
1971/72	May	2	2,23	2,30	Ene	3	3,17	3,25
1972/73	Jun	7	3,36	4,01	Sin información			
1973/74	Sin información				Dic	6	10,11	10,16
1974/75	May	12	4,99	5,27	Dic	16	8,58	8,82
1975/76	May	16	3,52	3,55	Oct	9	6,20	6,40
1976/77	May	31	2,43	2,50	Nov	11	4,87	4,98
1977/78	Sep	29	4,10	4,20	Dic	28	13,37	
1978/79	Sep	30	13,60		Ene	1	36,45	
1979/80	May	1	6,40		Mar	26	10,51	
1980/81	May	2	4,82		Dic	19	19,30	
1981/82	May	3	7,91		Sin información			

C U A D R O N° A.1.1.2

RIO TURBIO EN VARILLAR

SERIES ANUALES DE CRECIDAS
(m^3/s)

	Período Mayo-Agosto				Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi
1914/15	Jul	30	21,00				>59,10	
1915/16	May	1	50,70		Dic	14	50,00	
1916/17	May	1	13,20		Sep	1	6,30	
1917/18	May	27	6,20		Sep	21	5,60	
1918/19	May	22	5,30		Oct	17	12,50	
1919/20	Jun	30	34,20		Oct	31	71,80	
1920/21	May	1	13,40		Oct	1	10,50	
1921/22	May	10	14,00		Dic	30	23,40	
1922/23	Jul	1	11,80		Dic	1	15,40	
1923/24	Jul	1	10,80		Nov	8	11,20	
1924/25	May	1	9,60		Ene	26	12,00	
1925/26	May	24	24,40		Sin información			
1926/27	Jun	2	42,20		Ene	10	105,00	
1927/28	May	6	24,40		Nov	19	26,60	
1928/29	May	30	10,50		Nov	28	23,00	
1929/30	Jul	17	8,60		Dic	5	25,00	
1930/31	Ago	30	10,60		Ene	4	43,20	
1931/32	May	3	14,60		Dic	10	15,90	
1932/33	Jun	15	7,80		Feb	11	13,00	
1933/34	Jul	10	9,00		Nov	28	13,00	
1934/35	May	20	48,00		Dic	16	41,20	
1935/36	Jun	3	9,55		Nov	17	10,60	
1936/37	May	3	5,86		Oct	28	8,63	
1937/38	May	3	5,02		Dic	22	11,70	
1938/39	May	1	7,19		Nov	20	7,19	
1939/40	May	1	5,58		Oct	23	6,68	
1940/41	Ago	28	4,65		Nov		28,60	
1941/42	May	23	13,30				>40,00	
1942/43	Sin información						>39,00	
1943/44	May	9	12,6		Feb	7	19,00	

(Continuación Cuadro N° A.1.1.2)

Período Mayo-Agosto					Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	QMd	QMi	Mes	Día	QMd	QMi
1944/45	Jun	22	10,20		Oct	23	15.00	
1945/46	May	1	6,60		Oct	20	7,24	
1946/47	May	7	4,72		Ene	22	6,52	
1947/48	May	1	2,95		Nov	1	3,95	
1948/49	Jul	31	2,68		Nov	1	9,40	
1949/50	Ago	12	6,90		Sep	29	8,20	
1950/51	Jun	2	3,55		Ene	13	5,90	
1951/52	Jul	6	2,28		Sep	28	4,49	
1952/53	May	1	2,46		Mar	11	6,50	
1953/54	Ago	28	6,30		Dic	11	24,20	
1954/55	Jun	4	11,40		Nov	15	15,10	
1955/56	May	18	4,90		Nov	3	6,90	
1956/57	Jun	2	2,50		Nov	18	4,65	
1957/58	May	1	2,69		Dic	4	6,90	
1958/59	Jul	3	4,65		Nov	2	6,15	
1959/60	Ago	13	2,88		Oct	5	6,90	
1960/61	Jun	23	2,36		Ene	29	4,90	
1961/62	May	3	3,08		Nov	1	5,83	
1962/63	May	1	2,24		Nov	4	5,65	
1963/64	Jul	20	2,66		Dic	25	8,17	
1964/65	May	1	5,25		Ene	12	8,53	
1965/66	Ago	11	5,81		Nov	29	23,70	
1966/67	May	3	8,76		Nov	8	7,65	
1967/68	Jun	5	3,44		Dic	9	5,40	
1968/69	May	22	2,60		Nov	12	3,26	
1969/70	Jul	1	2,30		Ene	27	4,84	
1970/71	Jun	9	2,30		Oct	3	3,62	
1971/72	May	2	2,23*		Feb	3	2,91	
1972/73	Jun	7	3,90*		Ene		26,30	
1973/74	May	1	10,40		Nov	23	12,00	
1974/75	May	12	6,20		Sep	23	6,80	
1975/76	May	16	2,90		Dic	13	4,80	
1976/77	May	1	2,80		Nov	11	5,40	
1977/78	Sep	27	3,80		Dic	15	17,00	
1978/79	Sep	29	19,40		Dic	3	38,30	
1979/80	May	9	7,40		Oct	23	6,90	
1980/81	Abr	11	19,70		Dic	18	18,90	

* : valor aproximado.

XI. A.1.1.4

C U A D R O N° A.1.1.3

RIO CLARO EN MONTEGRANDE

SERIES ANUALES DE CRECIDAS

	Período Mayo-Agosto				Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi
1947/48	Sep	2	2,38	2,47	Ene	29	2,13	2,15
1948/49	Sep	5	4,10	4,20	Nov	9	6,01	6,02
1949/50	Ago	12	11,30	12,98	Nov	2	3,37	3,64
1950/51	May	20	4,11	4,58	Nov	25	2,94	2,89
1951/52	Jul	6	3,72	4,20	Feb	9	1,52	1,75
1952/53	Jul	20	3,41	3,50	Dic	8	6,70	7,12
1953/54	Jun	15	6,91	7,70	Nov	25	28,80*	28,80*
1954/55	Jun	4	7,12	7,41	Nov	15	4,81	4,96
1955/56	May	16	4,96	4,96	Oct	2	2,42	2,47
1956/57	Jun	16	4,56	4,96	Sep	27	2,07	2,15
1957/58	May	22	3,56	3,78	Dic	10	12,94	13,40
1958/59	Jun	3	3,93	3,99	Sep	2	2,12	2,15
1959/60	Ago	14	2,96	3,00	Sep	29	2,98	3,00
1960/61	Jun	22	3,63	3,63	Oct	5	1,70	1,75
1961/62	Jul	19	2,36	2,37	Nov	5	4,53	4,59
1962/63	Jul	1	2,21	2,26	Nov	5	1,93	1,95
1963/64	Jun	28	3,85	3,99	Dic	27	18,16	18,56
1964/65	Jun	13	4,95	5,07	Sep	15	2,70	2,70
1965/66	Sin información				Dic	5	37,60	38,28
1966/67	May	3	5,82	6,04	Sep	1	2,87	2,95
1967/68	Jul	16	2,60	2,60	Sep	1	1,73	1,80
1968/69	Jun	21	1,98	2,00	Sep	7	1,38	1,42
1969/70	Jul	1	1,48	1,50	Sep	29	1,16	1,18
1970/71	Jul	29	1,32	1,34	Sep	20	1,10	1,10
1971/72	Jun	29	1,16	1,18	Sin información			
1972/73	Jun	28	4,46	5,30	Ene	1	36,00*	36,00*
1973/74	May	1	4,84	4,99	Sep	1	1,79	2,00

(Continuación Cuadro N° A.1.1.3)

	Período Mayo-Agosto				Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi
1974/75	Jun	30	2,54	2,60	Sep	24	1,46	1,50
1975/76	Jun	5	2,77	2,77	Sep	3	1,76	1,82
1976/77	Jun		1,76	1,82	Sep	1	1,76	1,82
1977/78	Sep	29	5,30	5,30	Nov	6	7,40	7,40
1978/79	Jul	20	20,20*		Nov	11	33,70	
1979/80	May	19	5,61		Sep	1	2,42	
1980/81	Abr	11	39,18		Dic	30	15,68	
1981/82	May	10	5,24					

(*): Valor aproximado.

C U A D R O N° A.1.1.4

RIO CLARO EN RIVADAVIA

SERIES ANUALES DE CRECIDA
(m^3/s)

	Período Mayo-Agosto			Período Septiembre-Abril		
Año	Mes	Día	$\bar{Q}Md$	Mes	Día	$\bar{Q}Md$
1917/18	Jun	1	3,00	Nov	11	2,60
1918/19	Ago	23	2,50	Dic	9	7,45
1919/20	Jul	28	23,2	Ene	1	56,0
1920/21	May	1	14,40	Sep	1	4,50
1921/22	May	9	39,0	Nov	16	12,10
1922/23	Jun	8	5,20	Dic	1	9,20
1923/24	Jul	1	6,00	Sep	1	5,30
1924/25	May	1	2,60	Sep	1	2,60
1925/26	May	24	1,40	Sin información		
1926/27	Ago	22	6,00	Dic	10	37,00
1927/28	Jun	3	7,10	Nov	27	5,20
1928/29	Jun	2	9,50	Dic	16	8,95
1929/30	Jun	21	5,71	Dic	8	6,40
1930/31	Ago	30	7,08	Nov	25	27,70
1931/32	May	1	7,10	Ene	24	3,99
1932/33	Ago	5	5,86	Feb	12	6,70
1933/34	May	31	7,10	Nov	27	5,22
1934/35	May	19	15,70	Sin información		
1935/36	Jun	20	6,50	Feb	9	6,50
1936/37	Jul	23	8,98	Dic	14	7,30
1937/38	Jul	20	6,34	Nov	27	15,70
1938/39	May	30	14,30	Dic	18	4,64
1939/40	Ago	27	5,22	Oct	23	6,18
1940/41	Ago	28	9,94	Dic	29	23,30
1941/42	May	22	36,50	Sin información		
1942/43	Sin información			Sin información		
1943/44	Sin información			Sin información		
1944/45	Sin información			Dic	3	9,35
1945/46	May	1	5,50	Abr	22	7,35
1946/47	May	8	4,12	Sep	1	1,85

(Continuación Cuadro N° A.1.1.4

	Período Mayo-Agosto			Período Septiembre-Abril		
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	Mes	Día	$\bar{Q}$Md
1947/48	Ago	31	3,12	Ene	18	2,71
1948/49	Jul	25	3,38	Dic	6	6,93
1949/50	Ago	12	11,10	Nov	2	3,29
1950/51	May	25	5,17	Nov	25	2,30
1951/52	Jul	7	3,50	Sep	2	1,74
1952/53	Jul	12	3,50	Dic	9	5,17
1953/54	Ago	28	5,92	Dic	10	20,90
1954/55	Jun	5	8,45	Sep	1	5,52
1955/56	May	16	5,85	Sep	3	3,38
1956/57	Ago	3	2,53	Sep	3	1,67
1957/58	May	22	3,47	Dic	9	13,40
1958/59	Jun	3	4,93	Sep	6	2,40
1959/60	Ago	20	2,88	Sep	28	2,58
1960/61	Jun	23	7,71	Oct	25	1,52
1961/62	Jul	21	2,40	Nov	27	3,08
1962/63	Jul	2	2,54	Oct	4	2,33
1963/64	Jun	28	3,46	Dic	25	19,80
1964/65	Jun	9	4,84	Sep	1	2,52
1965/66	Ago	16	21,40*	Dic	6	53,50
1966/67	May	1	7,13	Sep	1	3,16
1967/68	Jun	21	3,89	Nov	10	3,07
1968/69	Jun	22	1,67	Nov	5	1,20
1969/70	Jul	6	0,86	Sep	27	0,94
1970/71	Ago	2	1,51	Sep	7	1,17
1971/72	Jun	29	1,16*	Sin información		
1972/73	Jun	9	6,54	Sin información		
1973/74	May	1	4,84	Abr	12	2,57
1974/75	Jun	30	4,80	Sep	1	2,15
1975/76	Jun	4	3,20	Sep	1	1,51
1976/77	May	27	2,00	Sep	1	1,56
1977/78	Jul	22	5,60	Oct	30	6,32
1978/79	Jul	20	10,80	Nov	12	21,00
1979/80	May	9	6,10	Sep	2	3,24
1980/81	Abr	11	59,0	Nov	27	9,96
1981/82	May	4	4,84			

(*): Estimado a partir de río Claro en Montegrande.

C U A D R O N° A.1.1.5

RIO ELQUI EN ALGARROBAL

SERIES ANUALES DE CRECIDAS
(m^3/s)

	Período Mayo-Agosto				Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi
1946/47	Jul	16	8,39	8,78	Oct	7	9,29	9,57
1947/48	Ago	31	6,88	7,21	Sep	30	7,05	7,21
1948/49	Ago	22	5,22	5,51	Oct	25	12,26	13,64
1949/50	Ago	12	13,22	18,38	Oct	2	8,17	8,48
1950/51	May	20	7,46	7,66	Ene	15	6,20	6,20
1951/52	Jul	7	5,54	5,84	Feb	10	4,19	4,86
1952/53	Jul	12	6,11	6,57	Nov	26	10,13	10,71
1953/54	Ago	29	12,16	12,68				
1954/55	Jun	4	19,00	19,80	Nov	19	18,50	19,80
1955/56	May	12	10,60	11,20	Oct	8	8,40	9,30
1956/57	Ago	4	4,30	4,90	Nov	15	5,00	5,20
1957/58	May	22	5,90	7,30	Dic	9	17,70	18,80
1958/59	Jun	3	9,20	9,30	Oct	10	7,40	7,70
1959/60	Ago	23	4,80	5,20	Oct	6	7,70	8,10
1960/61	Jun	23	8,90	13,20	Oct	19	4,50	4,50
1961/62	Jul	22	4,30	4,50	Nov	3	8,80	9,30
1962/63	Jul	1	4,50	4,50	Oct	31	6,10	6,60
1963/64	Jul	21	5,60	6,20	Dic	25	26,60	28,00
1964/65	Jun	10	11,10	11,60	Nov	30	8,30	8,70
1965/66	Ago	17	26,80	32,60	Nov	22	50,50	53,60
1966/67	May	1	15,70	15,70	Oct	30	8,70	9,20
1967/68	Jun	9	6,80	7,10	Oct	10	5,40	5,90
1968/69	Jun	19	3,80	3,80	Oct	14	3,10	3,20
1969/70	Jun	27	2,60	2,90	Dic	30	4,40	9,60
1970/71	Jul	31	3,20	3,70	Nov	5	3,60	3,70
1971/72	Ago	22	2,60	3,30				

(Continuación Cuadro N° A.1.1.5

	Período Mayo-Agosto				Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi
1972/73	Sin información							
1973/74					Ene	29	10,10	10,20
1974/75	May	10	8,00	8,70	Nov	25	7,90	8,30
1975/76					Oct	6	6,50	6,70
1976/77	May	27	4,20	5,80	Nov	23	6,70	7,20
1977/78	Sep	27	8,00		Dic	19	16,00	16,00
1978/79	Jul	21	19,50	26,40	Dic	28	52,10	54,80
1979/80	May	2	14,30	14,50	Oct	22	8,80	9,00
1980/81	Abr	11	33,70	50,70	Dic	18	32,70	33,10

C U A D R O N° A.1.1.6

ESTACION RIO ELQUI EN GUALLIGUAICA

SERIES ANUALES DE CRECIDAS
(m^3/s)

	Período Mayo-Agosto			Período Septiembre-Abril		
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	Mes	Día	$\bar{Q}$Md
1946/47				Oct	13	7,90
1947/48	Jun	15	6,15	Sep	1	8,20
1948/49	Jul	18	5,50	Dic	9	10,95
1949/50	Ago	12	>10,00	Oct	5	7,85
1950/51	May	19	10,10	Nov	5	5,05
1951/52						
1952/53						
1953/54						
1954/55						
1955/56						
1956/57						
1957/58				Dic	3	17,40
1958/59	Jun	3	6,50	Dic	26	5,02
1959/60	Jun	26	7,74	Oct	6-12	6,52
1960/61	Jun	23	11,60	Nov	23	4,48
1961/62	Ago	29	4,44	Nov	5	5,30
1962/63	Jul	8	3,90	Nov	2	4,42
1963/64	Ago	20	16,30	Dic	27	25,40
1964/65	Jun	11	10,50	Ene	12	8,62
1965/66	Ago	16	25,40			

Suprimida en Octubre de 1965.

C U A D R O N° A.1.1.7

ESTACION RIO ELQUI EN ALMENDRAL

SERIES ANUALES DE CRECIDAS
(m^3/s)

	Período Mayo-Agosto				Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}Md$	QMi	Mes	Día	$\bar{Q}Md$	QMi
1930/31	Ago	8	25,60		Oct	14	38,90	(1)
1931/32	May	3	24,10		Nov	16	16,90	
1932/33	Jun	24	16,80		Dic	18	18,40	
1933/34	May	27	24,80		Nov	28	10,70	
1942/43	Jun		40,40		Ene		33,40	
1943/44	Jul		22,80		Feb		20,90	
1944/45	Jun		22,30		Feb		27,10	
1945/46	May		13,40		Nov	10	6,93	
1946/47	Jun		12,80		Oct	14	9,40	
1947/48	Jul	7	7,50		Nov	3	5,10	
1948/49	Sep	25	8,00		Dic	13	10,00	
1949/50	Ago	12	22,50		Oct	3	8,80	
1950/51	May	19	9,80		Nov	26	5,20	
1951/52	Jul	7	6,90		Feb	27	4,60	
1952/53	Jun	1	15,00		Nov	30	7,00	
1953/54	Ago	22	13,40		Dic	20	41,20	
1954/55	Jun	4	20,70		Nov	24	16,40	
1955/56	May	12	11,80		Oct	11	8,30	
1956/57	Ago	13	5,70		Nov	21	4,00	
1957/58	Jul	28	7,80		Dic	10	19,20	
1958/59	Jun	3	10,60		Oct	11	6,20	
1959/60	Jun	30	7,80		Oct	1	7,00	
1960/61	Jun	23	13,50		Nov		4,80	
1961/62	Ago	29	10,20		Nov	6	5,90	
1962/63	Jul	11	4,60		Oct	2	5,70	
1963/64	Jun	28	11,00		Dic	31	37,50	
1964/65	Jun	10	12,50		Dic	10	8,00	
1965/66	Ago	17	34,50		Dic	8	55,50	
1966/67	Jun	15	25,10		Nov		9,00	

(Continuación Cuadro N° A.1.1.7)

	Período Mayo-Agosto				Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi
1967/68					Nov		6,00	
1968/69	Jun	18	4,40		Nov	1	3,10	
1969/70	Sep	20	3,30		Feb	8	3,90	
1970/71	Ago	3	3,20		Abr	26	3,10	
1971/72	Jun	22	3,50		Oct	11	2,50	2,60(2)
1972/73	Sep	26	8,50		Ene	20	54,20	55,00(3)
1973/74	May	4	17,20		Nov	17	9,90	10,60(4)
1974/75	Jun	25	9,30	9,40	Sep	25	7,50	7,90
1975/76	May	30	7,40	7,90	Oct	12	5,70	5,70
1976/77	Ago	8	5,00	5,40	Nov	13	4,90	5,00
1977/78	Sep	27	9,10	11,80	Oct	30	14,10	14,80
1978/79	Sep	29	23,90	23,90				
1979/80	May	1	15,00	15,20	Sep	3	8,10	8,40
1980/81	Abr	11	60,90	100,00	Dic	19	38,70	39,70

(1): Falta Diciembre.
(2): Falta Diciembre.
(3): Falta 15 Diciembre-19 Enero.
(4): Incompleto.

C U A D R O N° A.1.1.8

ESTACION RIO ELQUI EN PUNTA DE PIEDRA

SERIES ANUALES DE CRECIDAS
(m3/s)

	Período Mayo-Agosto				Período Septiembre-Abril			
Año	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi	Mes	Día	$\bar{Q}$Md	QMi
1952/53					Sep	3	1,95	3,88
1953/54	Ago	22	19,30	40,80	Dic	7	42,00	42,0(1)
1954/55	Jun	16	26,5	33,0	Nov	15	8,68	9,25
1955/56	Jul	10	7,28	7,81	Mar	12	2,71	3,51
1956/57	Jul	27	2,22	3,20	Sep	22	2,23	3,20
1957/58	Jul	27	13,30	41,60	Dic	9	16,50	(2)
1958/59	Ago	1	8,38	8,38	Sep	12	6,21	8,96(3)
1959/60	Jun	24	14,50	27,80	Nov	2	3,63	4,71
1960/61	Jun	23	4,69	9,52	Ene	25	1,04	1,47(4)
1961/62	Ago	29	27,00	109,40	Nov	6	3,91	4,28
1962/63	Jun	26	7,46	9,52	Oct	3	5,24	11,20
1963/64					Dic	26	14,50	14,80
1964/65	Jun	10	8,19	9,79	Sep	25	1,31	1,71

Suprimida en 1965.

(1): Falta 1° al 19 Agosto.
(2): Falta 12 al 29 Diciembre.
(3): Incompleto.
(4): Falta 31 Diciembre a 8 Enero.

C U A D R O N° A.1.1.9

SERIES ANUALES DE $\bar{Q}Md$ DEL PERIODO PLUVIAL
(Ampliadas y Corregidas)
(m^3/s)

Año	T.H.	T.V.	C.M.	C.R	E.Ag.	E.G.	E.Am	E.P.P
1941/42	11,4*	13,3	31,0*	36,5	50,0*		58,3*	
1942/43	15,1*	17,6*	14,4*	16,9*	34,5*		40,4	
1943/44	10,8*	12,6	8,1*	9,5*	19,5*		22,8	
1944/45	8,8*	10,2	7,9*	9,3*	19,1*		22,3	
1945/46	5,7	6,6	4,7*	5,5	12,1*		13,4	
1946/47	4,0*	4,7	3,5*	4,1	8,4		12,8	
1947/48	3,3	3,0	2,4	3,1	6,9	6,2	7,5	
1948/49	3,0	2,7	4,1	3,4	5,2	5,5	8,0	
1949/50	5,9*	6,9	11,3	11,1	19,2*		22,5	
1950/51	2,8	3,6	4,1	5,2	8,8*	10,1	9,8	
1951/52	2,0	2,3	3,7	3,5	5,5		6,9	
1952/53	2,2	2,5	3,4	3,5	6,1		15,0	
1953/54	5,4	6,3	6,9	5,9	12,2		13,4	19,3
1954/55	9,8	11,4	7,1	8,5	19,0		20,7	26,5
1955/56	3,8	4,9	5,0	5,9	10,6		11,8	7,3
1956/57	2,4	2,5	4,6	2,5	4,3		5,7	2,2
1957/58	2,3*	2,7	3,6	3,5	5,9		7,8	13,3
1958/59	4,0*	4,7	3,9	4,9	9,2	6,5	10,6	8,4
1959/60	2,4	2,9	3,0	2,9	4,8	7,7	7,8	14,5
1960/61	3,1	2,4	3,6	4,2*	11,5*	11,6	13,5	4,7
1961/62	2,9	3,1	2,4	2,4	4,3	4,4	10,2	27,0
1962/63	2,6	2,2	2,2	2,5	4,5	3,9	4,6	7,5
1963/64	2,7	2,7	3,9	3,5	5,6	16,3	11,0	
1964/65	4,8	5,3	5,0	4,8	11,1	10,5	12,5	8,2
1965/66	5,0	5,8	18,2	21,4	26,8	25,4	34,5	
1966/67	7,6	8,8	5,8	7,1	15,7		25,1	
1967/68	2,5	3,4	2,6	3,9	6,8		8,0*	
1968/69	1,7	2,6	2,0	1,7	3,8		4,4	
1969/70	1,5	2,3	1,5	1,0	2,6		3,3	

(Continuación Cuadro Nº A.1.1.9)

Año	T.H.	T.V.	C.M.	C.R.	E.Ag	E.G.	E.Am	E.P.P
1970/71	1,6	2,3	1,3	1,5	3,2		3,2	
1971/72	2,2	2,2	1,2	1,2	2,6		3,5	
1972/73	3,4	3,9	4,5	6,5	10,4*		8,5	
1973/74	8,9	10,4	4,8	4,8	15,2*		17,2	
1974/75	5,0	6,2	2,5	4,8	8,0		9,3	
1975/76	3,5	2,9	2,8	3,2	6,1		7,4	
1976/77	2,4	2,8	1,8	2,0	4,2		5,0	
1977/78	4,1	3,8	5,3	5,6	8,0		9,1	
1978/79	13,6	19,4	9,2*	10,8	19,5		23,9	
1979/80	6,4	7,4	5,6	6,1	14,3		15,0	
1980/81	8,1	19,7	29,0*	34,0*	56,0*		60,9	
$\bar{X}$	5,0	6,0	6,2	7,0	12,5		15,2	
S	3,4	4,8	6,5	7,7	11,7		13,2	

(*): Valores corregidos u obtenidos por correlación.

T.H. Río Turbio en Huanta

T.V. Río Turbio en Varillar

C.M. Río Claro en Montegrande

C.R. Río Claro en Rivadavia

E.Ag. Río Elqui en Algarrobal

E.G. Río Elqui en Gualliguaica

E.Am. Río Elqui en Almendral

E.P.P. Río Elqui en Punta de Piedra

C U A D R O N° A.1.1.10

SERIES ANUALES DE $\bar{Q}$Md DEL PERIODO DE DESHIELO
(Ampliadas y Corregidas)
(m^3/s)

Año	T.H.	T.V.	C.M.	C.R.	E.Ag	E.G.	E.Am	E.P.P
1941/42	56,0*	51,0*	39,0*	42,0*	76,0*		85,0*	
1942/43	18,5*	20,5*	15,5*	17,0*	30,0*		33,4	
1943/44	17,0*	19,0	9,4*	10,1*	18,4*		20,9	
1944/45	13,7*	15,0	8,7*	9,4	24,8*		27,1	
1945/46	6,6*	7,2	6,9*	7,4	7,1*		6,9	
1946/47	5,9*	6,5	1,8*	1,9	9,3	7,9	9,4	
1947/48	6,5	4,0	2,1	2,7	7,1	8,2	5,1	
1948/49	8,1	9,4	6,0	6,9	12,3	11,0	10,0	
1949/50	7,8	8,2	3,4	3,3	8,2	7,9	8,8	
1950/51	6,0	5,9	2,9	2,3	6,2	5,1	5,2	
1951/52	4,1*	4,5	1,5	1,7	4,2		4,6	
1952/53	5,9*	6,5	6,7	5,2	10,1		7,6	
1953/54	22,0*	24,2	19,3*	20,9	37,3*		41,2	
1954/55	13,7*	15,1	4,8	5,5	18,5		16,4	
1955/56	6,5	6,9	2,4	3,4	8,4		8,3	
1956/57	4,8	4,7	2,1	1,7	5,0		4,0	
1957/58	9,1	6,9	12,9	13,4	17,7	17,4	19,2	
1958/59	5,8	6,2	2,1	2,4	7,4	5,0	6,2	
1959/60	7,0	6,9	3,0	2,6	7,7	6,5	7,0	
1960/61	4,6	4,9	1,7	1,5	4,5	4,5	4,8	
1961/62	5,6	5,8	4,5	3,1	8,8	5,3	5,9	
1962/63	5,0	5,7	1,9	2,3	6,1	4,4	5,7	
1963/64	7,5*	8,2	18,2	19,8	26,6	25,4	30,0*	
1964/65	7,7*	8,5	2,7	2,5	8,3	8,6	8,0	
1965/66	21,6*	23,7	28,9*	31,2*	50,5		55,5	
1966/67	7,0*	7,7	2,9	3,2	8,7		9,0	
1967/68	5,5	5,4	1,7	3,1	5,4		6,0	
1968/69	2,7	3,3	1,4	1,2	3,1		3,1	
1969/70	4,8	4,8	1,2	0,9	4,4		3,9	
1970/71	3,6	3,6	1,1	1,2	3,6		3,1	

(Continuación Cuadro N° A.1.1.10)

Año	T.H.	T.V.	C.M.	C.R.	E.Ag.	E.G.	E.Am	E.P.P
1971/72	3,2	2,9	1,1*	1,2*	3,6*		3,0*	
1972/73	23,9*	26,3	36,0	39,0*	48,7*		54,2	
1973/74	10,1	12,0	1,8	2,6	10,1		9,9	
1974/75	8,6	6,8	1,5	2,2	7,9		7,5	
1975/76	6,2	4,8	1,8	1,5	6,5		5,7	
1976/77	4,9	5,4	1,8	1,6	6,7		4,9	
1977/78	13,4	14,7*	7,4	6,3	16,0		17,0*	
1978/79	36,5	38,3	19,4*	21,0	52,1		57,8*	
1979/80	10,5	6,9	2,4	3,2	8,8		8,1	
1980/81	19,3	18,9	15,7	10,0	32,7		38,7	
$\bar{X}$	10,9	11,2	7,6	8,0	16,0		16,7	
S	10,1	10,1	9,5	10,2	16,5		18,9	

(*): Valores corregidos u obtenidos por correlación.
Año 1941 estimado.

T.H. Río Turbio en Huanta
T.V. Río Turbio en Varillar
C.M. Río Claro en Montegrande
C.R. Río Claro en Rivadavia
E.Ag. Río Elqui en Algarrobal
E.G. Río Elqui en Gualliguaica
E.Am. Río Elqui en Almendral
E.P.P. Río Elqui en Punta de Piedra

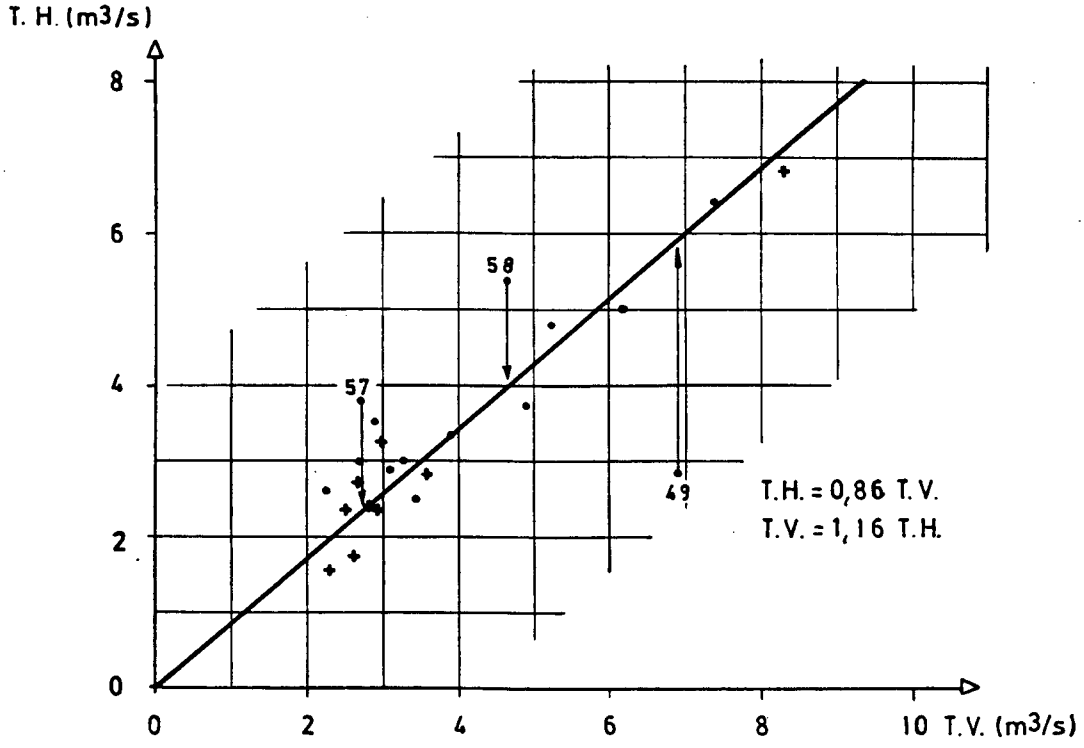
A N E X O XI. A.1.2

CORRELACIONES GRAFICAS

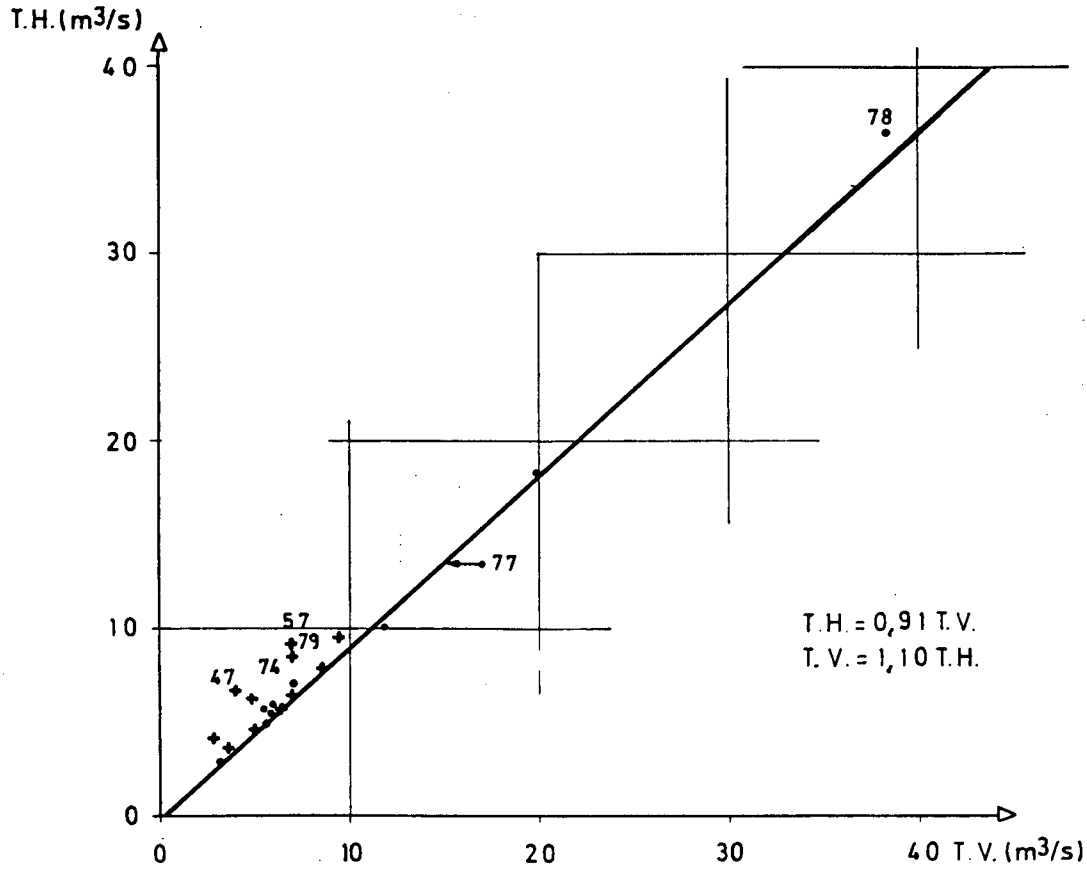
LAMINA A.1.2.1.

R. TURBIO EN VARILLAR - R. TURBIO EN HUANTA
CORRELACION GRAFICA DE $\bar{Q}Md$
(1946/47 - 1980/81)

PERIODO PLUVIAL

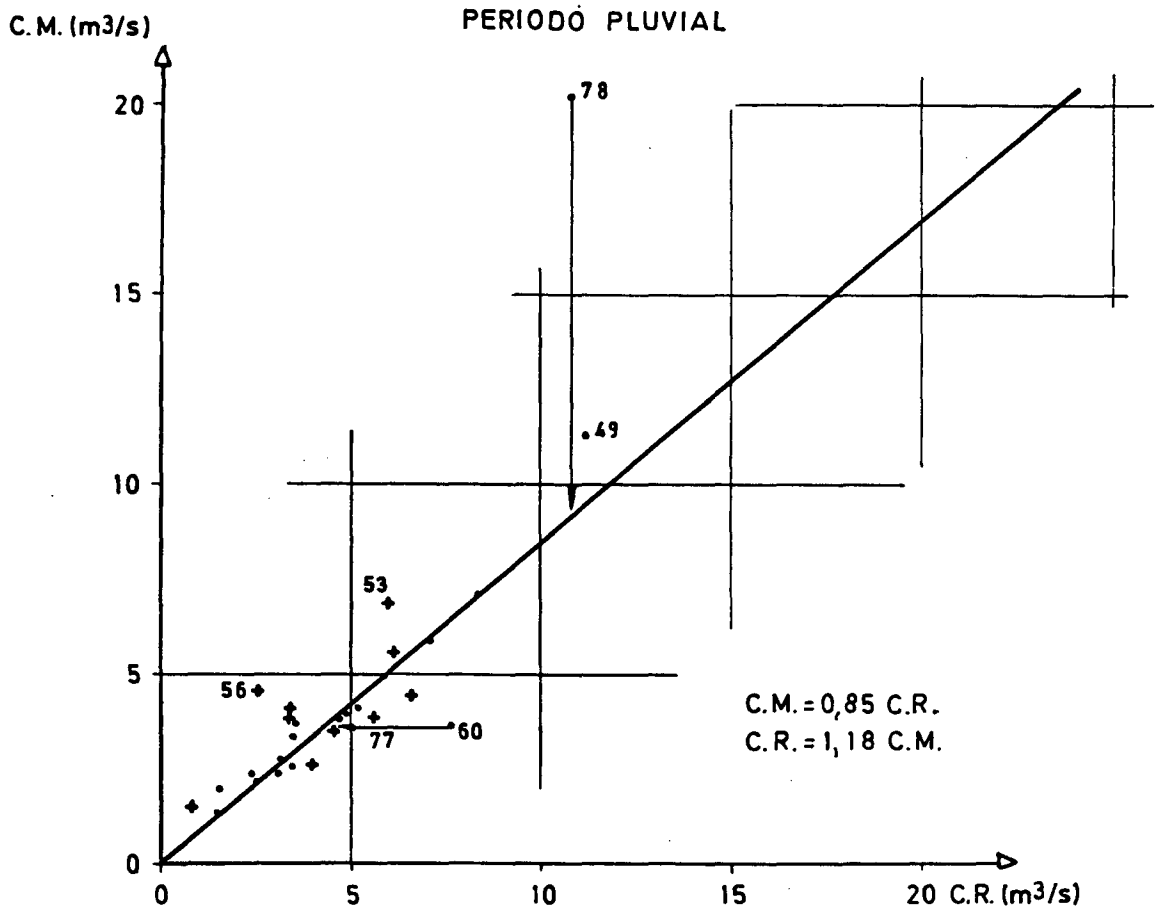


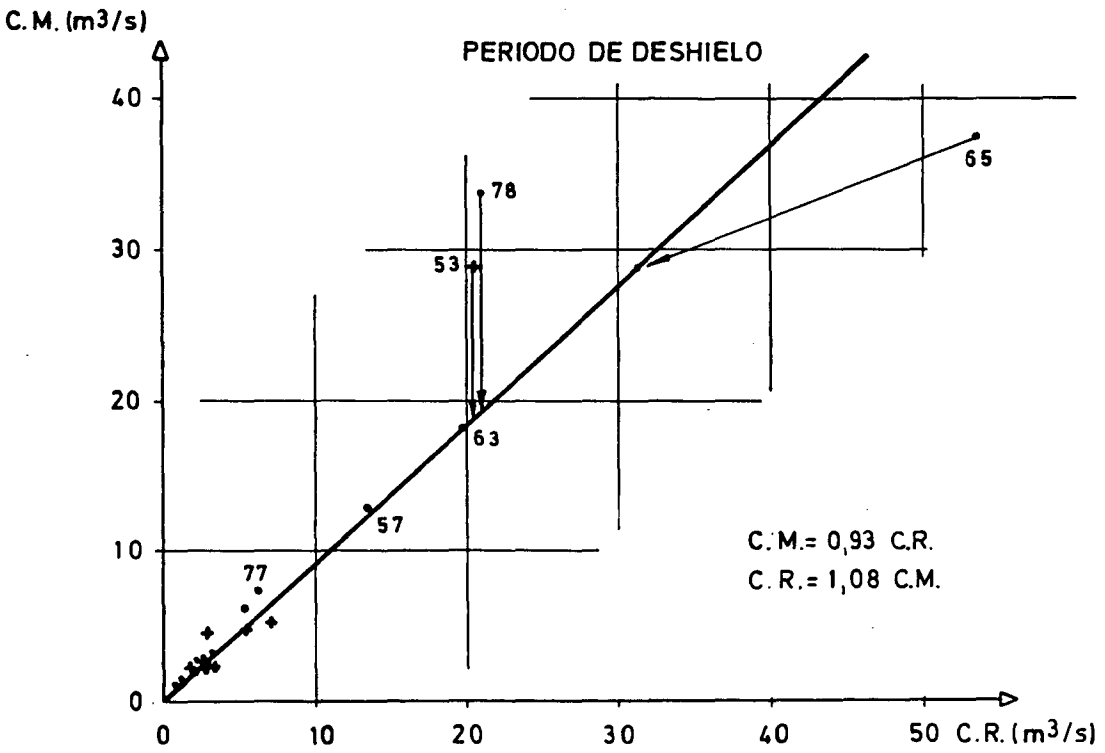
PERIODO DE DESHIELO



LAMINA A.1.2.2

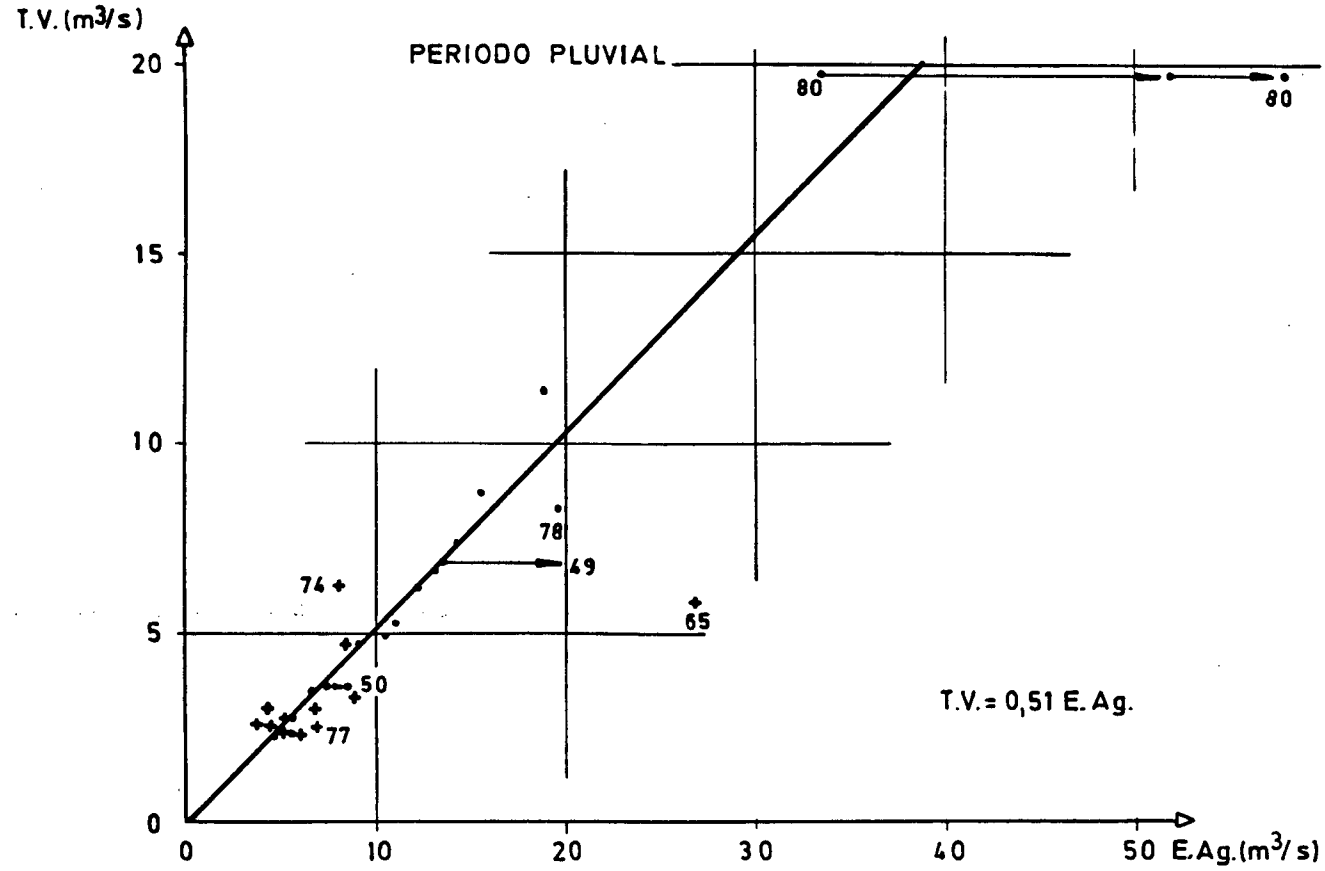
R. CLARO EN RIVADAVIA - R. CLARO EN MONTEGRANDE
CORRELACION GRAFICA DE $\bar{Q}Md$
(1947/48 - 1981/82)

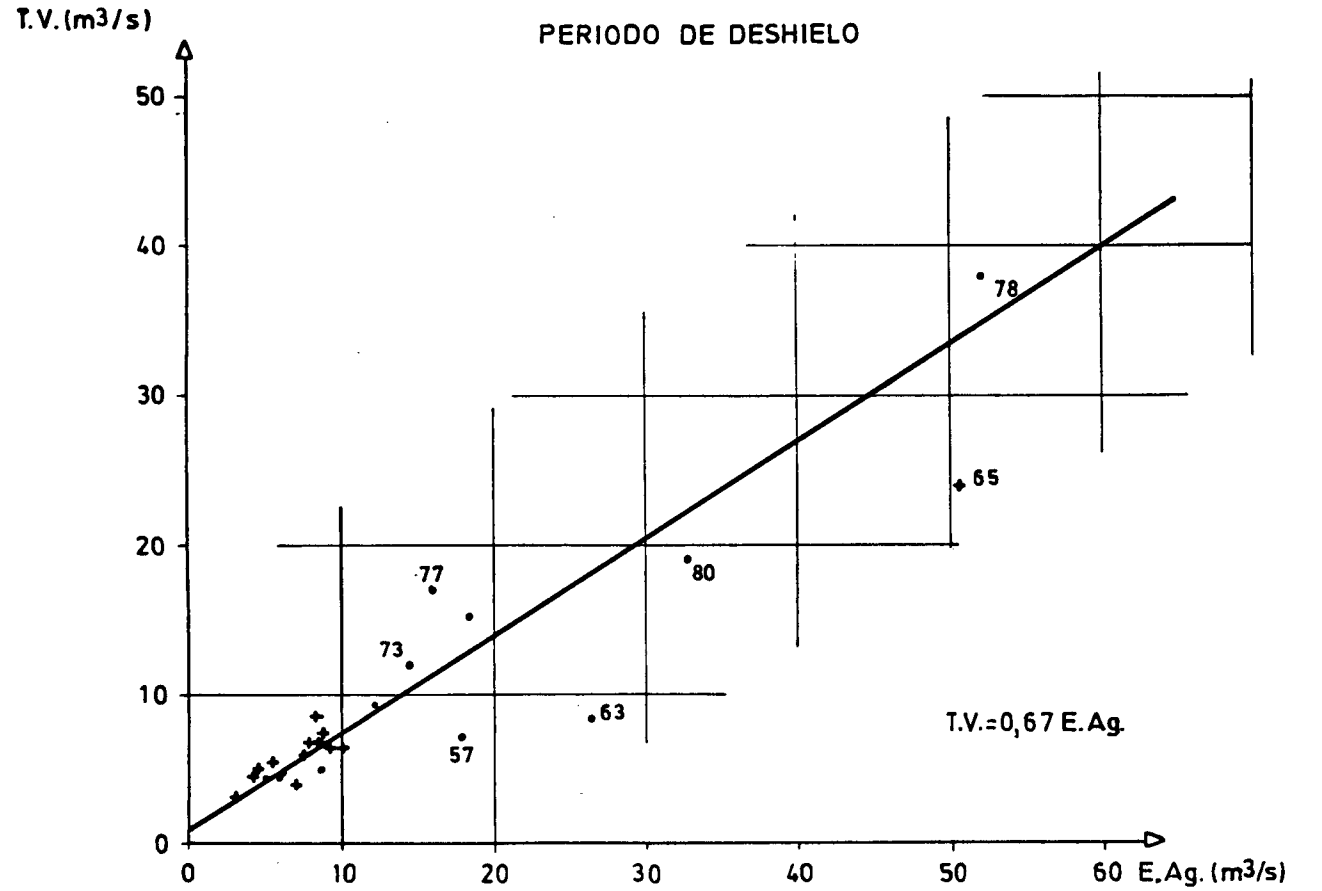




LAMINA A.1.2.3

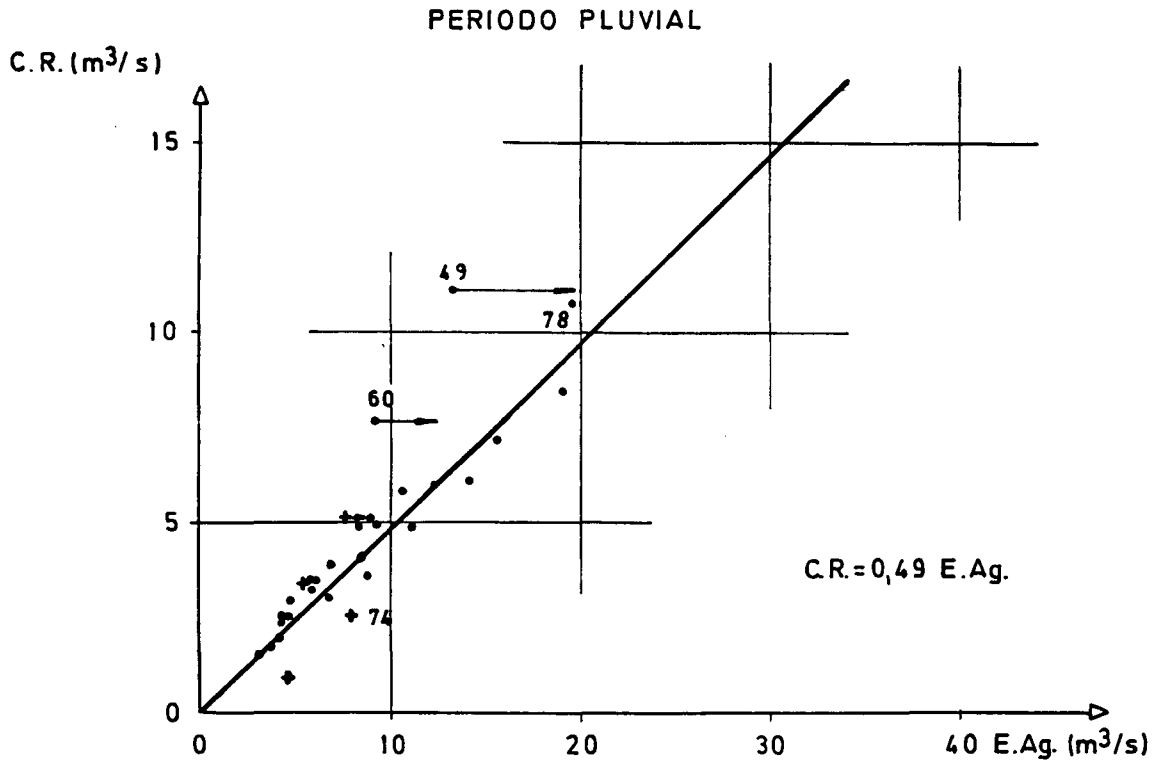
R. ELQUI EN ALGARROBAL - R. TURBIO EN VARILLAR
CORRELACION GRAFICA DE $\bar{Q}Md$
(1946/47 - 1980/81)

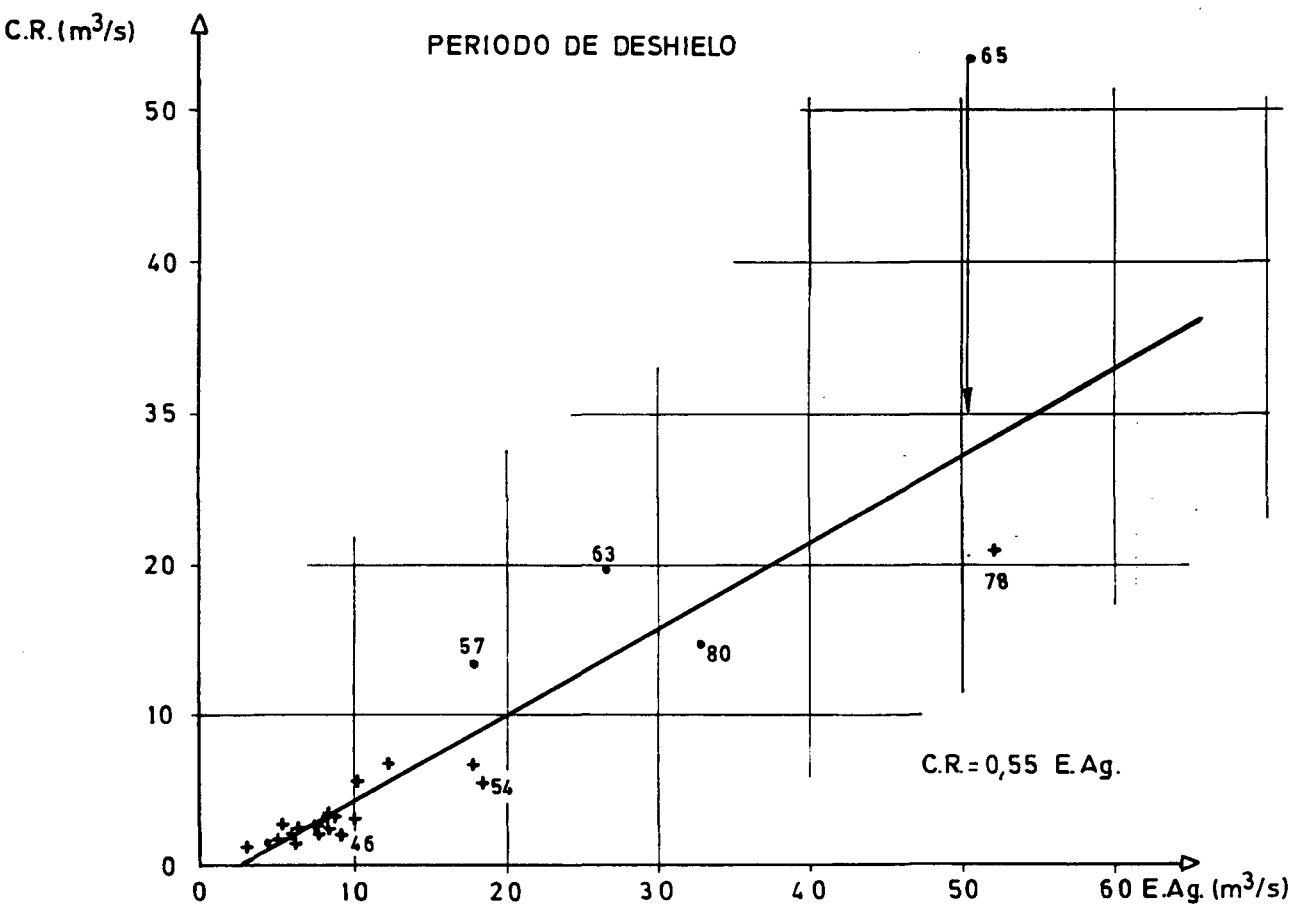




LAMINA A.1.2.4

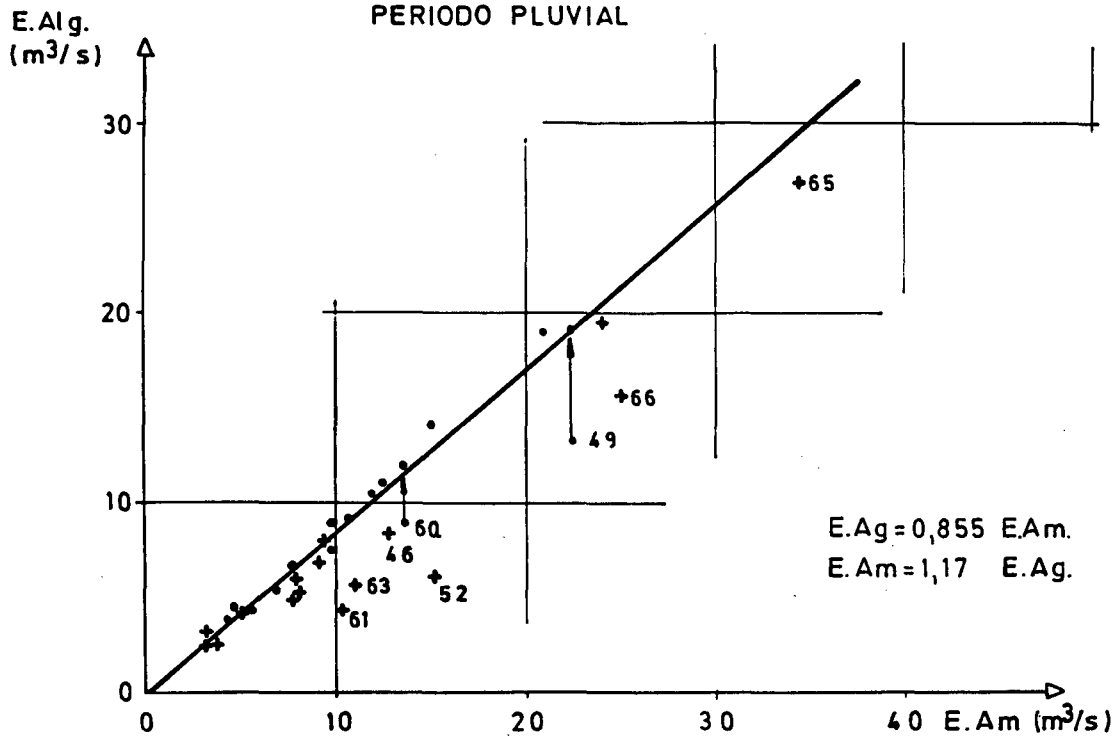
R. ELQUI EN ALGARROBAL - R. CLARO EN RIVADAVIA
CORRELACION GRAFICA DE $\bar{Q}$Md
(1946/47 - 1980/81)

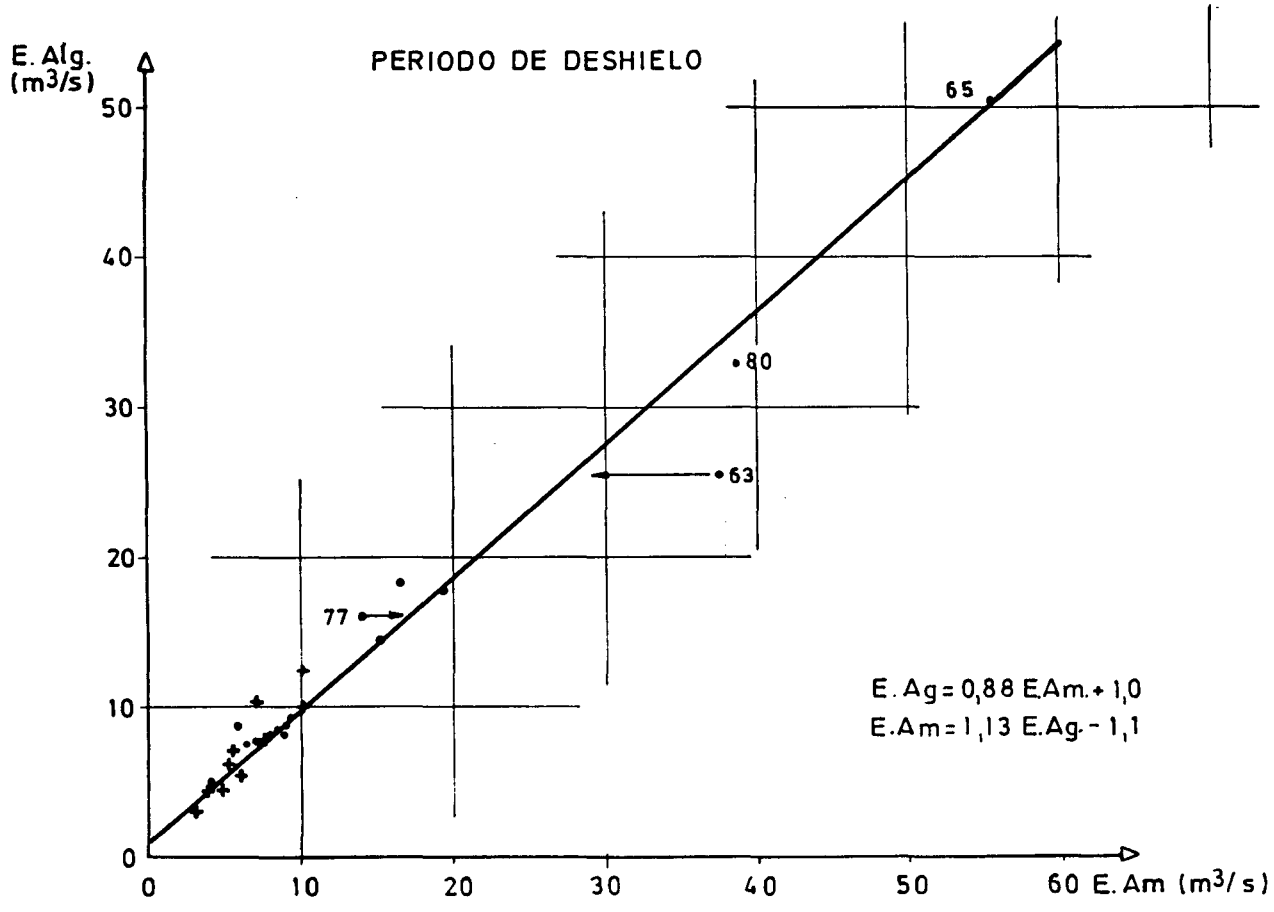




LAMINA A.1.2.5

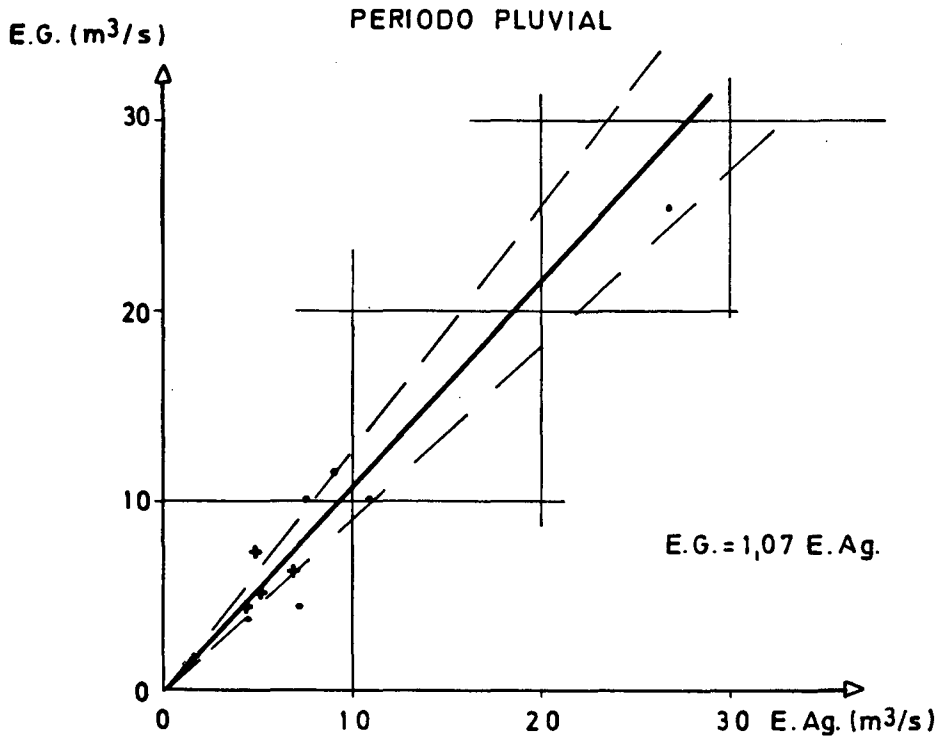
R. ELQUI EN ALGARROBAL - R. ELQUI EN ALMENDRAL
CORRELACION GRAFICA DE $\bar{Q}Md$
(1946/47 - 1980/81)

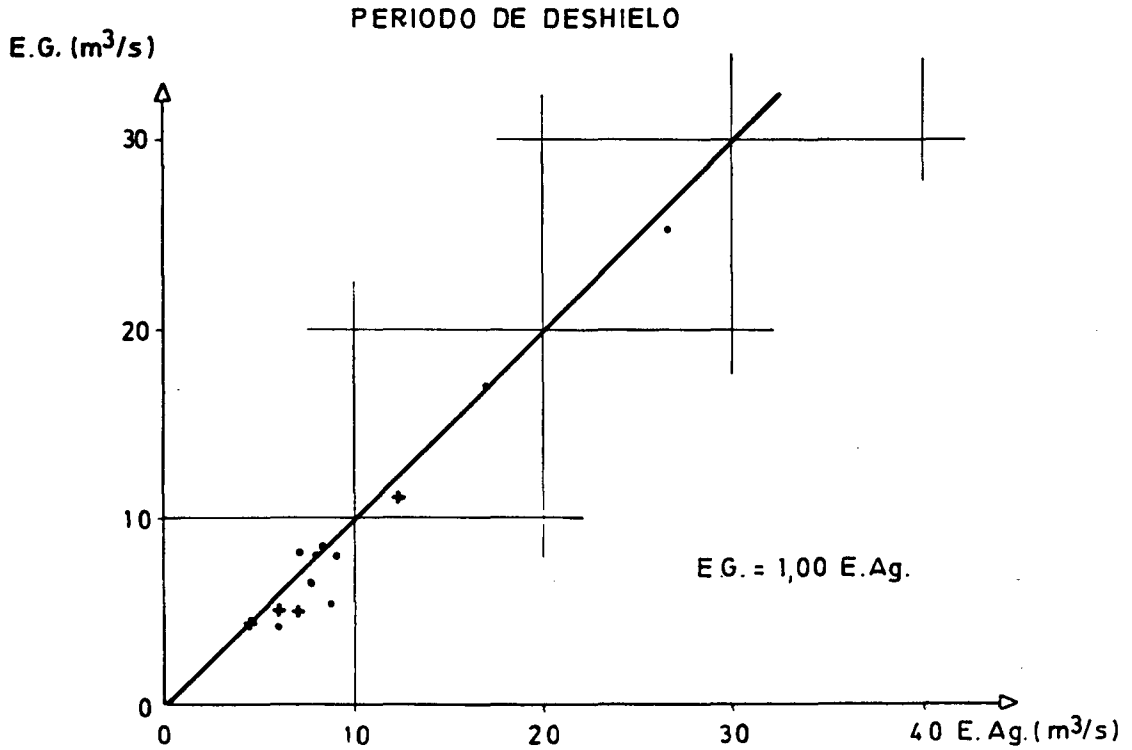




LAMINA A.1.2.6

R. ELQUI EN ALGARROBAL - R. ELQUI EN GUALLIGUAICA
CORRELACION GRAFICA DE $\bar{Q}Md$

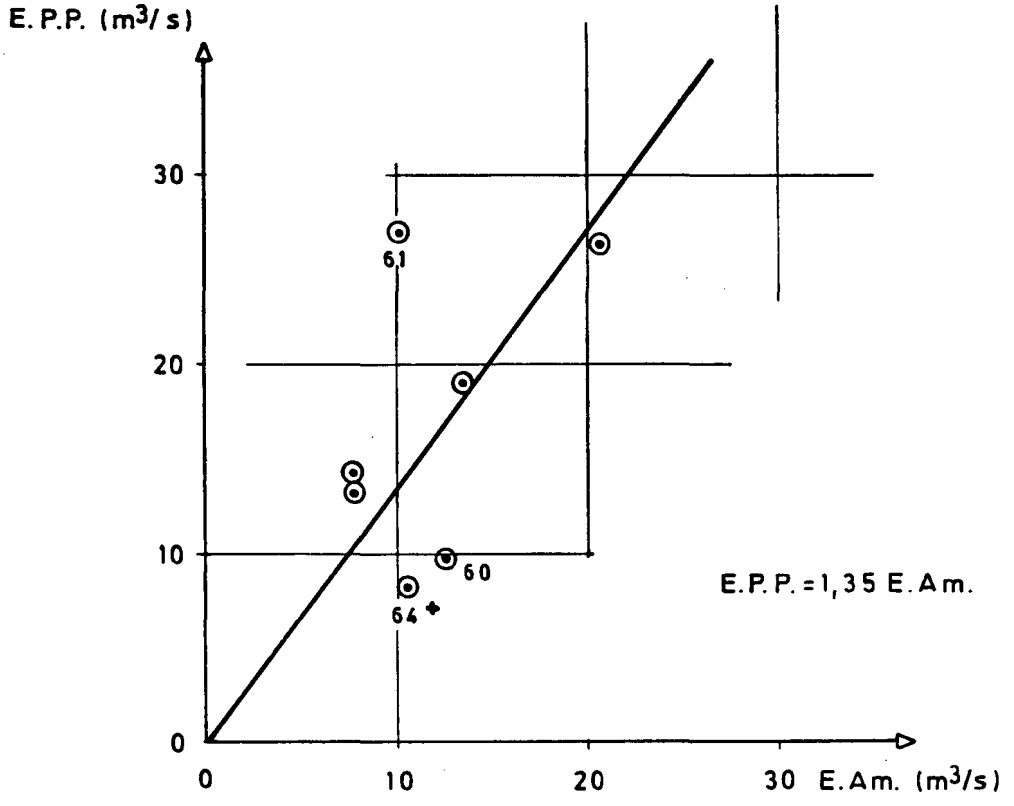




LAMINA A.1.2.7

R. ELQUI EN ALMENDRAL - R. ELQUI EN PUNTA DE PIEDRA

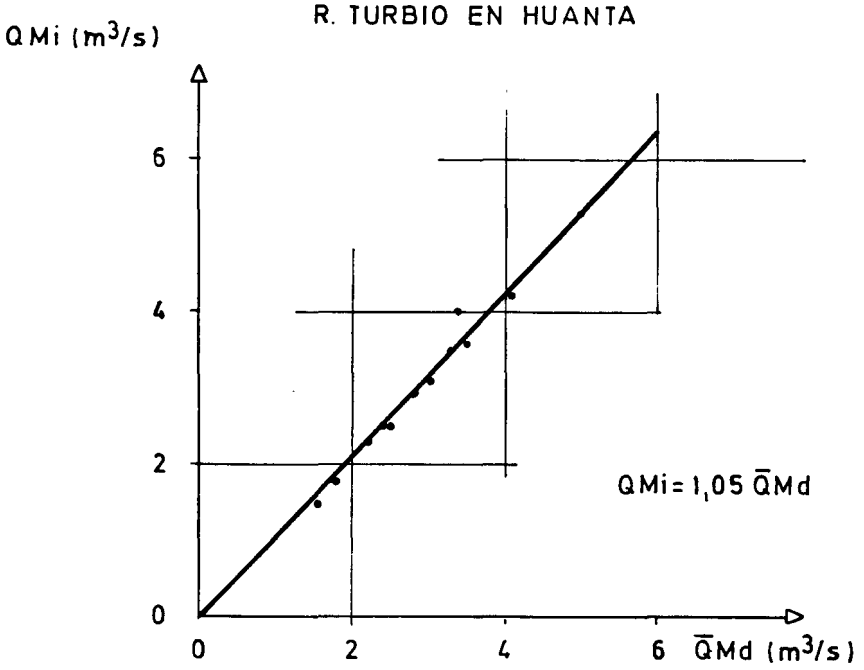
PERIODO PLUVIAL



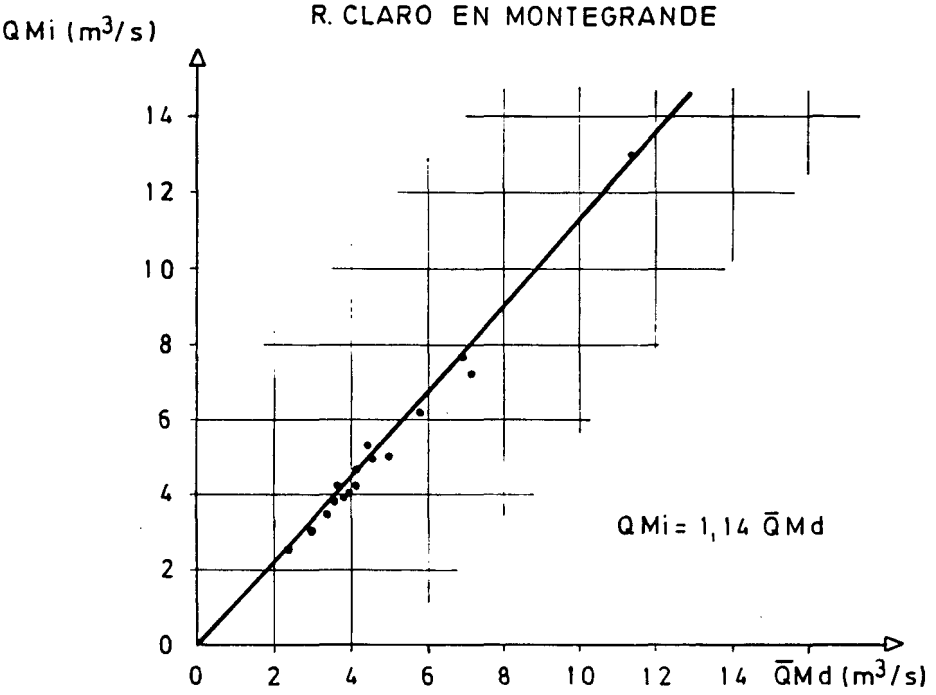
LAMINA A.1.2.8

CORRELACION DE QMi y $\bar{Q}$Md DEL PERIODO PLUVIAL

R. TURBIO EN HUANTA

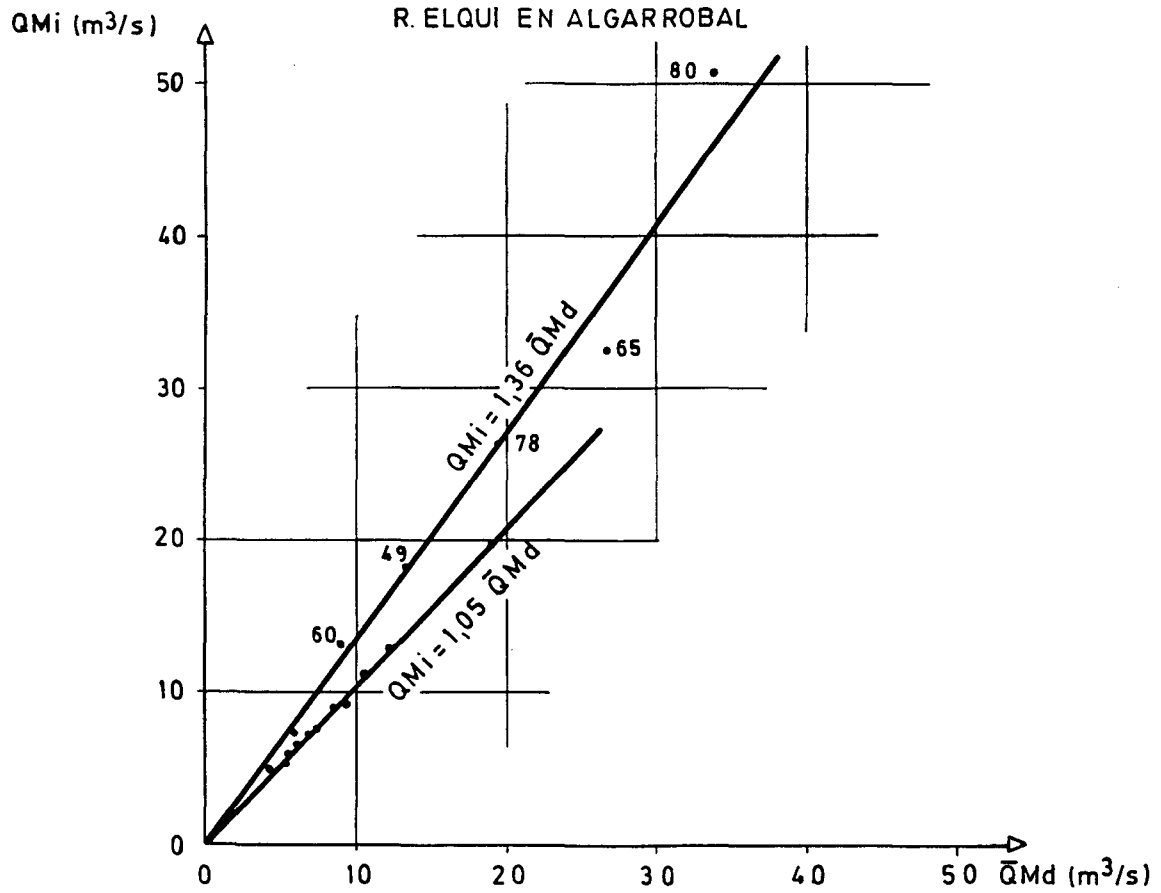


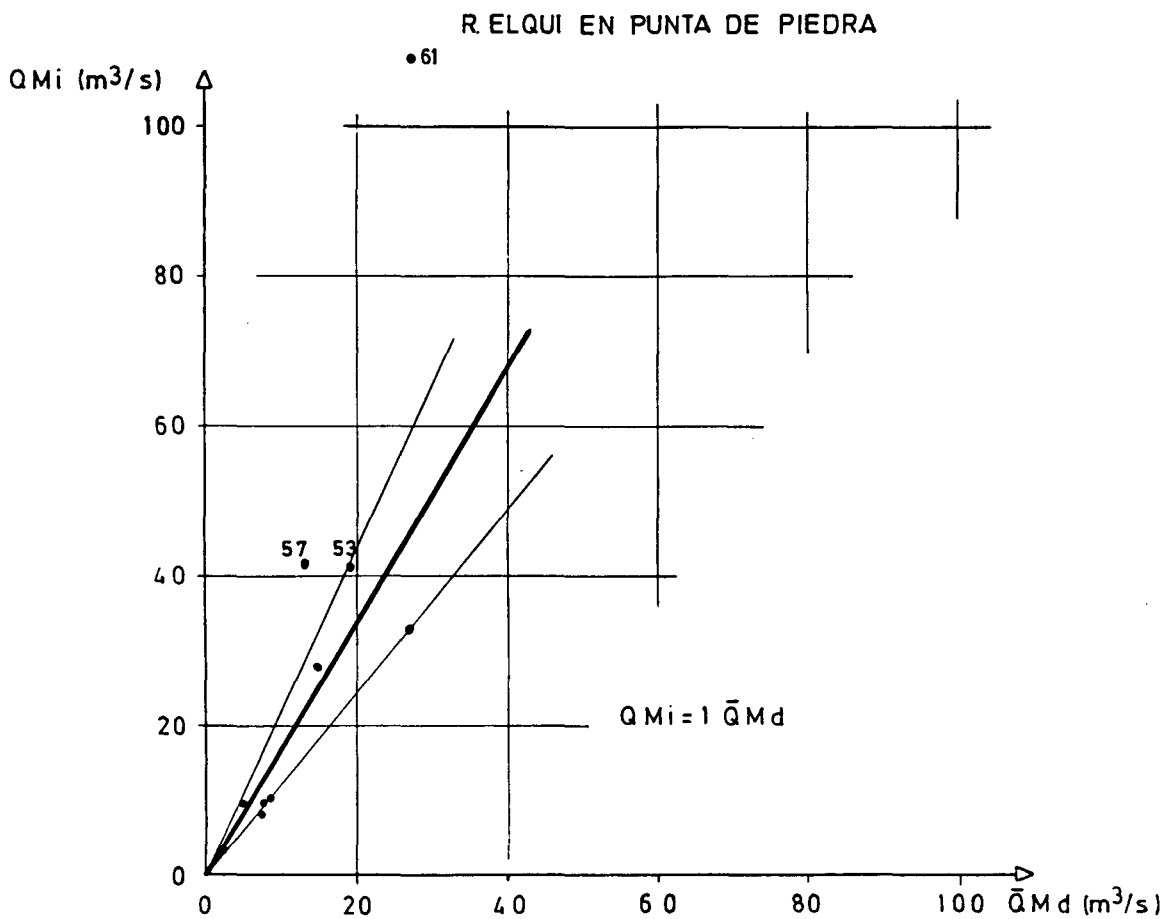
R. CLARO EN MONTEGRANDE



LAMINA A.1.2.9

CORRELACION ENTRE QMi y $\bar{Q}$Md DEL PERIODO PLUVIAL





A N E X O XI. A.1.3

SERIES ANUALES DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 y 48 HORAS

C U A D R O N° A.1.3.1

ESTACION HUANTA

LAT.: 29°50' LONG.: 70°23'

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS
(mm)

Año3	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1941	04	30	24	04	30	24
1942	05	16	37	05	16	37
1943	06	21	25	06	21	25
1944	05	22	23	06	22-23	25
1945	02	04	8	02	04	8
1946	05	06	29	05	06	29
1947	07	17	5	07	17	5
1948	07	24	18	07	24	18
1949	08	11	34	07	11-12	45
1950	05	19	17	05	19	17
1951	07	06	14	07	06	14
1952	06	23	32	06	23	32
1953	08	21	45	08	21	45
1954	06	03	18	06	3-4	24
1955	08	30	5	08	30	5
1956	03	11	20	03	11	20
1957	05	19	50	05	19-20	77
1958	06	02	42	06	02	42
1959	06	25	38	06	25	38
1960	06	22	19	06	22	19
1961	08	28	70	08	27-28	76
1962	10	02	17	10	02	17
1963	09	24	30	09	24	30
1964	06	10	13	06	9-10	14
1965	07	12	37	07	12-13	66
1966	06	14	21	06	14	21
1967	06	05	9	06	4-5	13
1968	06	17	10	06	17	10
1969	08	22	5	08	22	5

(Continuación Cuadro N° A.1.3.1)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1970	08	16	30	08	16-17	60
1971	06	09	54	06	09	54
1972	06	07	24	06	7-8	34
1973	06	14	21,5(1)	06	14	21,5(1)
1974	06	24	11,0	06	24	11,0
1975	05	01	26,5	05	01	26,5
1976	05	27	26,5	05	26/27	29,0
1977	07	22	9,0	07	22	9,0
1978	07	19	12,0	07	19/20	18,0
1979	03		0,5	03		0 ,5
1980	04	10	30,5(1)	04	10/11	35,4(1)

(1): Estimado a partir de Rivadavia.

C U A D R O N° A.1.3.2

FUNDO LOS NICHOS

LAT.: 30°09' LONG.: 70°34'

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS
(mm)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1941	08	10	55	08	10-11	72
1942	06	13	34	06	13-14	43
1943	06	29	45	06	28-29	57
1944	06	21	49	06	21-22	81
1945	02	04	30	02	04	30
1946	06	25	33	06	25	33
1947	08	30	25	08	30-31	37
1948	07	25	39	07	24-25	64
1949	08	12	53	08	12	53
1950	05	19	26	05	19	26
1951	07	06	20	07	06	20
1952	05	32	26	05	31	26
1953	08	21	64	08	20-21	100
1954	06	03	38	06	3-4	62
1955	05	11	08	05	11	08
1956	08	01	25	08	01	25
1957	05	20	49	05	19-20	88
1958	06	01	58	06	01	58
1959	06	25	40	06	25	40
1960	07	22	46	07	21-22	66
1961	08	27	25	08	27-28	44
1962	10	02	19	10	1-2	21
1963	09	24	34	09	24	34
1964	06	09	30	06	9-10	35
1965	08	15	65	07	9-10	82
1966	06	14	30	06	14	30
1967	09	11	26	09	11	26

(Continuación Cuadro N° A.1.3.2)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1968	06	16	09	06	16	09
1969	05	01	06	05	01	06
1970	07	29	26	07	29	26
1971	06	21	27	06	21	27
1972	06	29	44	06	7-8	78
1973	06	14	33,0	06	14/15	36,0
1974	06	24	25,7(1)	06	24	25,7(1)
1975	05	01	20,0	05	01	20,0
1976	08		20,0	08		20,0
1977	07	22	38,0	07	21/22	57,0
1978	07	19	75,0	07	19/20	120,0
1979	03		4,2	03		4,2
1980	04	10	98,0	04	10/11	117,0

(1): Estimado a partir de Paihuano.

C U A D R O N° A.1.3.3

RIO ELQUI

LAT.: 30°07' LONG.: 70°32'

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 y 48 HORAS(mm)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1941	08	10	51,6(1)	08	10/11	67,6(1)
1942	06	13	31,9(1)	06	13/14	40,4(1)
1943	06	29	42,2(1)	06	28/29	53,5(1)
1944	06	21	46,0(1)	06	21/22	76,0(1)
1945	02	04	35	02	04	35,0(1)
1946	06	25	31,0(1)	06	25	31,0(1)
1947	08	29	23	08	29/30	34,7(1)
1948	07	24	48	07	24/25	98,0
1949	07	11	60	07	11/12	60,0
1950	05	19	19	05	19	19,0
1951	07	06	13	07	06	13,0
1952	06	01	37	06	01	37,0
1953	08	21	65	08	20/21	81,0
1954	06	03	70	06	03	70,0
1955	05	11	14	05	11	14,0
1956	08	01	45	08	01	45,0
1957	05	19	50	05	19	77,0
1958	06	01	54,4(1)	06	01	54,4(1)
1959	06	25	37,5(1)	06	25	37,5(1)
1960	07	22	43,2(1)	07	21/22	61,9(1)
1961	08	28	70	08	27/28	76,0
1962	10	02	17,8(1)	10	1/2	19,7(1)
1963	09	24	31,9(1)	09	23/24	60,0
1964	06	09	33	06	09	33,0
1965	08	11	64	08	11	64,0
1966	06	14	30	06	14	30,0
1967	09	11	24,4(1)	09	11	24,4(1)
1968	06	17	10,0	06	16	10,0
1969	08	22	4	05	1/2	5,6(1)

(Continuación Cuadro N° A.1.3.3)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1970	07	29	24,4(1)	07	29	24,4(1)
1971	09	09	29,0	09	09	29,0
1972	06	29	54,5	06	7/8	58,0
1973	06	14	31,0(1)	06	14/15	33,8(1)
1974	06	24	43,0	06	24/25	44,0
1975	05	01	42,0	05	01	42,0
1976	05	27	46,6	05	27	46,6
1977	07	22	51,5	07	21/22	60,5
1978	07	19	129,0(2)	07	19/20	212,0(2)
1979	09	12	1,5	09	12	1,5
1980	04	10	57,0	04	10/11	74,0

(1): Estimado a partir de Fdo. Los Nichos.
(2): Valor dudoso. Valores estimados P24 = 90; P48 = 142.

C U A D R O N° A.1.3.4

PAIHUANO

LAT.: 30°02' LONG.: 70°30'

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS
(mm)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1919	05	17	46,7	05	16-17	96,8
1920	07	21	9,0	07	21	9,0
1921	05	10	105,0	05	10	105,0
1922	08	17	30,0	08	17-18	57,0
1923	07	09	34,5	07	09	34,5
1924	09	12	5,0	09	12	5,0
1925	07	04	17,8	07	04	17,8
1926	07	11	58,5	07	10-11	63,1
1927	06	02	37,2	06	2-3	58,7
1928	06	05	15,5	07	5-6	35,5(2)
1929	06	21	52,7	06	21/22	59,8
1930	08	31	45,0	08	30/31	56,5
1931	06	26	11,0	04	19/20	13,3
1932	06	24	26,0	06	24-25	36,0
1933	07	13	15,0	07	13/14	23,4
1934	05	20	70,0	05	20/21	116,0
1935	07	09	12,7	07	09	12,7
1936	07	21	20,0	07	20/21	21,0
1937	09	04	38,5	09	04	38,5
1938	05	21	50,0	05	20/21	75,0
1939	06	24	21,0	06	24	21,0
1940	07	13	44,0	07	13	44,0
1941	08	10	76,5	08	10	76,5
1942	06	13	45,0	06	13	45,0
1943	06		21,5	06		27,5
1944	06	21	58,0	06	21	58,0
1945	08	01	15,0	08	1-2	15,3
1946	06	25	24,0	06	25	24,0
1947	08	29	14,0	08	29-30	22,0
1948	07	12	37,0	07		44,0
1949	08	11	46,0	07		37,5

(Continuación Cuadro N° A.1.3.4)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1950	05	19	29,0	05		29,0
1951	07	06	18,0	07		18,0
1952	05	31	43,5(1)	05		43,5(1)
1953	08	21	33,5	08	21-22	52,0
1954	06	03	22,5(1)	06	3-4	33,8(1)
1955	08	30	17,4(1)	08	30	17,4(1)
1956	07	26	21,3(1)	07	26	21,3(1)
1957	05	20	36,9(1)	05	19-20	51,3(1)
1958	06	01	7,0 (1)	06	01	7,0(1)
1959	06	28	15,6(1)	06	28-29	25,4(1)
1960	06	22	12,3(1)	06	21-22	20,5(1)
1961	08	28	22,8(1)	08	26-27	30,2(1)
1962	10	02	20,0	10	02	20,0(1)
1963	07	19	44,3(1)	06		50,0
1964	06	09	18,0	06	9-10	17,5
1965	07	12	52,0	07	11-12	52,0
1966	06	14	14,7	06	13	14,7
1967	06		10,0	06		10,0
1968	06	17	6,0	06	17	6,0
1969	08	04	3,5	08	04	3,5
1970	07	29	20,5	07	29	20,5
1971	06		19,0	06		19,0
1972	06	27	22,5	06	27	22,5
1973	06	14	27,0	06	14	27,0
1974	06	24	17,0	06	24	17,0
1975	05	01	40,0	05	01	40,0
1976	05	27	42,2	05	27	42,2
1977	07	22	10,2	07	21-22	11,8
1978	07	19	50,0	07	19-20	81,0
1979	08		2,8	08		2,8
1980	04	10	37,8	04	10-11	47,9

(1): Estimado a partir de Rivadavia.
(2): Estimado a partir de Vicuña (DOS).

C U A D R O Nº A.1.3.5

RIVADAVIA

LAT.: 29°58' LONG.: 70°30'

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 y 48 HORAS

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1919	05	17	67,0	05	16/17	118,0
1920	07	20	15,5	08	20/21	23,0
1921	05	10	71,0	05	9/10	131,0
1922	08	17	71,0	08	17/18	105,5
1923	07	09	22,0	06	9/10	34,0
1924	09	12	6,0(1)	09	12	6,0(1)
1925	07	04	13,5	07	4/5	25,5
1926	07	06	59,0	07	06	59,0
1927	06	02	104,0	06	02	104,0
1928	06	05	50,0	06	05	50,0
1929	06	21	77,5	06	20/21	87,5
1930	07	10	59,5	08	30/31	94,0
1931	06	25	18,5	06	25	18,5
1932	06	24	52,0	06	24	52,0
1933	07	14	27,0	07	14	27,0
1934	05	19	105,0	05	19/20	187,0
1935	10	02	19,0	10	1/2	20,0
1936	07	21	30,0	07	21-22	47,0
1937	09	04	44,0	09	04	44,0
1938	03	04	46,0	05	20/21	62,5
1939	06	22	28,0	06	21/22	28,0
1940	07	12	63,0	07	12/13	63,0
1941	08	08	63,0	08	8/9	63,0
1942	06	13	54,5(1)	06	13/14	54,5(1)
1943	06	21	22,4	06	21/22	36,3
1944	06	21	70,2(1)	06	21/22	70,2(1)
1945	02	04	32,5	02	04	32,5
1946	05	06	22,0	05	06	22,0
1947	08	30	13,0	08	30	13,0
1948	07	12	48,0	07	11/12	51,3
1949	07	11	70,0	07	11	70,0
1950	05	19	35,1(1)	05	19/20	35,1(1)

(Continuación Cuadro Nº A.1.3.5)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1951	07	06	24,0	07	06	24,0
1952	05	31	53,0	05	31	53,0
1953	08	21	40,5(1)	08	21/22	62,9(1)
1954	06	03	27,4	06	3-4	41,2
1955	08	30	21,2	08	30	21,2
1956	07	26	26,0	07	26	26,0
1957	05	20	45,0	05	19/20	62,6
1958	06	01	8,5	06	01	8,5
1959	06	28	19,0	06	28/29	31,0
1960	06	22	15,0	06	21/22	25,0
1961	08	28	27,8	08	26-27	36,8
1962	10	02	20,0	10	02	20,0
1963	07	19	54,0	07	19	54,0
1964	06	09	18,5	06	9-10	22,5
1965	07	12	53,5	07	11-12	81,5
1966	06	13	31,0	06	13	31,0
1967	09	11	31,5	09	11	31,5
1968	06	16	8,5	06	16	8,5
1969	08	04	13,5	08	04	13,5
1970	07	28	16,5	07	28	16,5
1971	09	09	32,5	09	09	32,5
1972	06	27	22,0	06	5-6	27,5
1973	06	14	37,0	06	14	37,0
1974	06	24	22,0	06	24	22,0
1975	06	31	40,0	06	30-31	46,0
1976	05	27	35,0	05	26-27	39,5
1977	07	22	24,5	07	21-22	26,5
1978	07	19	50,0	07	19-20	63,0
1979	09	12	5,5	09	12	5,5
1980	04	10	52,5	04	10-11	61,0
1981	08	06	13,0	08	5-6	15,0

(1): Estimado a partir de Paihuano.

C U A D R O N° A.1.3.6

VICUÑA

LAT.: 30°02' LONG.: 70°44'

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS
(mm)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1919	05	17	64,1	05	16/17	109,3
1920	07	20	15,7	07	20	15,7
1921	05	09	68,0	05	9/10	125,7
1922	08	17	42,6	08	17/18	78,6
1923	07	08	33,0	07	7/8	39,5
1924	09	11	14,1	09	11	14,1
1925	07	04	15,8	07	04	15,8
1926	06	29	41,5	07	5/6	55,1
1927	06	03	64,0	06	2/3	118,5
1928	07	12	47,5	07	12/13	49,7
1929	06	21	66,0	06	21/22	73,1
1930	08	31	60,8	08	30/31	76,8
1931	04	20	25,0	08	2/3	30,0
1932	06	24	37,9	06	24/25	47,3
1933	05	28	25,8	05	27/28	34,8
1934	05	20	71,5	05	20/21	104,0
1935	10	02	27,0	10	2/3	28,0
1936	07	20	36,6	07	20/21	41,6
1937	09	04	49,4	09	4/5	52,3
1938	05	21	70,2	05	20/21	92,6
1939	06	24	43,2	06	24	43,2
1940	07	14	80,0	07	14	80,0
1941	08	10	55,0	08	10/11	72,0
1942	10	03	37,7	06	13/14	42,6
1943	06	29	45,0	06	29/30	57,0
1944	06	21	49,0	06	21	49,0
1945	02	04	30,0	02	4/5	30,4
1946	06	25	23,0	06	25	23,0
1947	08	29	26,0	08	29	26,0
1948	07	12	37,0	07	12	37,0

(Continuación Cuadro N° A.1.3.6)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1949	08	13	54,0	07	11/12	71,5
1950	05	19	16,0	05	19/20	21,3
1951	07	06	17,5	07	5/6	35,0
1952	05	31	30,0	07		48,0
1953	08	21	46,6(1)	08	21/22	72,3(1)
1954	06	03	21,9	06	3/4	29,9
1955	08	30	20,8	08	30	20,8
1956	03	11	22,0	07	26/27	29,9(1)
1957	05	20	51,8(1)	05	19/20	72,2(1)
1958	06	01	9,8(1)	06	01	9,8(1)
1959	04	14	31,2	04	13/14	31,5
1960	06	22	19,0	06	22	19,0
1961	08	28	45,0	08	26/27	88,5
1962	10	02	21,0	10	1/2	21,3
1963	07	19	44,5	07	19/20	44,5
1964	06	09	22,0	06	09	22,0
1965	07	12	75,5	07	11/12	79,0
1966	07	13	38,0	07	13	38,0
1967	09	11	35,0	09	11	35,0
1968	09	18	1,0	06	15/16	19,1
1969	08	22	5,0	06		6,8
1970	07	28	19,0(1)	07	28	19,0(1)
1971	09	09	32,5	09	09	32,5
1972	06	27	39,2	06	27	39,2
1973	06	14	25,0	06	14	25,0
1974	06	24	19,5	06	24	19,5
1975	05	31	52,5	05	30/31	62,8
1976	05	27	34,2	05	27	34,2
1977	07	22	15,0	07	22	15,0
1978	07	19	29,6	09	19/20	29,6
1979	09	12	6,3(1)	09	12	6,3(1)
1980	04	10	60,4(1)	04	10/11	70,2(1)

Suspendida en Junio de 1979.
(1): Estimado a partir de Rivadavia.

C U A D R O N° A.1.3.7

LA SERENA

LAT.: 29°54' LONG.: 71°15'

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 Y 48 HORAS
(mm)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1919	05	17	64,8	05	16-17	118,0
1920	05	17	3,0	05	17	3,0
1921	05	09	49,0	05	9-10	89,9
1922	08	17	39,9	03	17-18	58,8
1923	07	16	28,6	07	15-16	52,6
1924	08	08	4,8	10	6/7	10,0
1925	10	03	18,4	03	03	18,4
1926	07	11	23,2	07	11-12	43,7
1927	06	02	80,9	06	1-2	112,2
1928	06	01	51,8	06	01	51,8
1929	06	21	53,0	06	20-21	64,0
1930	07	10	43,0	08	29/30	56,0
1931	04	19	28,0	04	19	28,0
1932	06	23	37,0	06	23/24	42,0
1933	06	11	18,0	06	11	18,0
1934	05	19	49,0	05	19/20	68,0
1935	07	11	20,0	07	10/11	26,0
1936	07	20	13,0	07	20/21	21,0
1937	06	25	27,0	06	25/26	36,0
1938	05	20	89,0	05	19/20	95,0
1939	10	08	33,0	10	7/8	42,0
1940	07	13	57,0	07	13	57,0
1941	05	02	73,0	05	02	73,0
1942	06	13	28,0	06	12/14	29,0
1943	08	14	18,0	06	29/30	20,0
1944	06	21	36,0	06	21/22	44,0
1945	02	04	54,0	02	04	54,0
1946	06	25	26,0	06	25	26,0
1947	07	17	16,0	07	16/17	26,0
1948	07	12	24,0	07	12	24,0
1949	07	11	32,0	07	11/12	48,0

(Continuación Cuadro N° A.1.3.7)

Año	Mes	Día	P24	Mes	Día	P48
1950	05	13	26,0	05	13	26,0
1951	05	17	21,0	05	17	21,0
1952	06	23	45,0	06	22/23	53,0
1953	08	21	31,0	08	21	31,0
1954	06	15	21,0	06	15/16	28,0
1955	08	30	14,0	08	30/31	17,0
1956	03	11	28,0	03	10/11	32,0
1957	05	19	100,0	05	19/20	150,0
1958	06	01	43,0	06	01	43,0
1959	06	25	35,0	06	25	35,0
1960	06	22	7,0	06	22	7,0
1961	08	28	47,0	08	27/28	72,0
1962	10	02	19,0	10	02	19,0
1963	09	24	31,0	09	23/24	34,0
1964	07	06	8,0	07	06	8,0
1965	07	17	52,0	07	17	52,0
1966	06	21	35,0	06	21	35,0
1967	09	11	19,0	09	10/11	35,0
1968	06	16	28,0	06	16/17	33,0
1969	08	22	5,0	08	22/23	7,0
1970	08	12	14,0	08	11/12	15,0
1971	08	19	23,0	09	9/10	27,0
1972	08	24	67,0	08	24/25	70,0
1973	06	14	25,0	06	14	25,0
1974	06	24	21,6	06	23-24	22,3
1975	05	01	39,7	05	1-2	42,8
1976	08		18,7	08		18,7
1977	07	22	23,0	07	21/22	38,8
1978	09	19	30,0	09	19/20	30,0
1979	03		0,4	07		2,7
1980	04	10	24,8	04	10/11	43,3

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES

SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.1

EMBALSE PUCLARO

MEMORIA DE CALCULO DE LA PRESA

ANEXO XI.A.3.1

I N D I C E

	PAGINA
1. ANTECEDENTES	XI.A.3.1.1
1.1 GENERALES	XI.A.3.1.1
1.2 ANTECEDENTES GEOTECNICOS	XI.A.3.1.1
1.3 CONDICIONES DE FUNDACION	XI.A.3.1.2
1.4 MATERIALES DE CONSTRUCCION	XI.A.3.1.2
1.5 PARAMETROS DE DISEÑO	XI.A.3.1.7
2. DISEÑO DEL MURO	XI.A.3.1.9
2.1 TIPO DE MURO	XI.A.3.1.9
2.2 DISEÑO DE LAS FUNDACIONES	XI.A.3.1.9
2.3 DISEÑO DE LA PRESA	XI.A.3.1.11

APENDICES

N°1 ANALISIS ESTABILIDAD EMBALSE LLENO Y FIN CONSTRUCCION

N°2 ANALISIS ESTABILIDAD DESCENSO BRUSCO

N°3 ESTRATIGRAFIA Y ENSAYO DE LABORATORIO

1. ANTECEDENTES

1.1 GENERALES

Las características del embalse Puclaro serán las siguientes:

- Volumen embalsado total	325,7	millones de m3
- Volumen útil embalsado	320,0	millones de m3
- Nivel aguas máx. normales	521,00	m
- Nivel aguas máx. eventuales	524,73	m
- Nivel aguas mín. de operación	450,00	m
- Nivel aguas mín.	435,80	m
- Cota media actual del valle en la zona del muro	430,00	m
- Longitud máxima del lago a cota de aguas máx.	6,70	km

* Cotas referidas al datum

1.2 ANTECEDENTES GEOTECNICOS

Los antecedentes geotécnicos utilizados en este estudio se han obtenido del informe pertinente preparado por Salzgitter en el año 1972 - Proyecto Embalse Puclaro, Estudio de Factibilidad Física del Embalse en sus capítulos:

i) - III.3 Geología, incluido en el Tomo I Estudios Básicos, en especial en el subcapítulo III.3.4 denominado "Investigaciones especiales para el embalse".

La figura designada con el N°3-304 Anexo III.3-6 muestra los sondajes utilizados para definir las condiciones de fundación del muro de presa.

Adicionalmente, y a manera de corroboración de estos antecedentes, se perforó el Sondaje S-1, ubicado sobre el eje proyectado aproximadamente al centro del valle (ver plano N°2), de 50 m de profundidad. La estratigrafía y resultados de ensayos de laboratorio se incluyen en el Apéndice 3, los que son similares a los de los Sondajes N6 y N7 del estudio de Salzgitter.

ii) - IV.3 Materiales de Construcción, incluido en el Tomo II Proyecto del embalse. En los subcapítulos IV.3.2 y IV.3.3 se presentan los yacimientos de suelos impermeables (núcleo) y espaldones respectivamente.

1.3 CONDICIONES DE FUNDACION

El muro se apoyará en suelo en el valle y en roca en los empotramientos.

La roca en los empotramientos que aflora en casi toda el área (sólo en puntos locales está cubierta por escombreras de reducido espesor), corresponde a un paquete de rocas volcanoplásticas, en las que están presentes las andesitas, las brechas y tobas de origen volcánico. Los estratos muestran sólo leves inclinaciones (0 - 10°) en diferentes direcciones; observándose de preferencia buzamientos hacia el Este y el Oeste. La roca presenta sistemas de fisuramientos muy marcados; los dos principales forman entre sí un ángulo del orden de los 80°, uno de estos sistemas (el más importante) presenta una dirección Norte-Sur con un buzamiento próximo a la vertical, el otro sigue la dirección Este-Oeste con un buzamiento similar.

La roca hasta una profundidad cercana a los 15 m presenta una gran permeabilidad registrando valores superiores a los 50 Lugeon; bajo dicho nivel la permeabilidad disminuye pero sigue siendo elevada, registrándose por lo general, permeabilidades inferiores a los 30 Lugeon, aún cuando no están ausente niveles de roca donde éstas alcanzan valores mayores, situación que por lo menos se manifiesta hasta los 60 m de profundidad.

La roca en el valle, está cubierta por un potente depósito fluvial, que alcanza un espesor máximo del orden de 110 m y uno medio cercano a los 60 m. El valle tiene 300 m de ancho, pero la zona en que la roca está a más de 70 m de profundidad sólo tiene 60 m de ancho.

Los depósitos fluviales que cubren la roca están formados preferentemente por gravas gruesas arenosas limpias y con algo de fino. Las pruebas de infiltración efectuadas en los sondajes muestran suelos altamente permeables al menos hasta la cota 390, registrándose zonas con coeficientes de permeabilidad del orden de 10^{-3} m/s, bajo dicha profundidad de permeabilidad sería algo menor registrándose valores máximos próximos a 10^{-4} m/s.

Atendiendo a la naturaleza del suelo y a los resultados de las pruebas de infiltración que habitualmente subestiman el coeficiente de permeabilidad de estos suelos, se considera para los suelos sobre la cota 390 m un coeficiente de permeabilidad de 10^{-3} m/s, mientras que a los suelos que quedan bajo dicho nivel puede suponérseles un coeficiente de permeabilidad de 10^{-4} m/s.

Las gravas presentes en el fluvial tienen bolones con tamaños máximos que habitualmente superan los 300 mm. El depósito puede considerarse como de alta compacidad y de baja compresibilidad. Los sondajes no mostraron la presencia de depósitos de suelos finos, por lo que puede suponérseles a toda la formación una resistencia al corte pareja y propia de un suelo granular grueso y compacto como el investigado.

1.4 MATERIALES DE CONSTRUCCION

Los fluviales que cubren la caja actual del río Elqui, pueden proporcionar materiales de excelente calidad para la ejecución de rellenos permeables como también para drenes y filtros.

Estos materiales están formados por gravas gruesas arenosas con bolones y escasos finos, los que se ajustan a la siguiente banda granulométrica.

Tamiz U.S.Standard	% que pasa	Tamiz U.S.Standard	% que pasa
24"	100	4	19 - 34
12"	95 - 100	8	14 - 31
6"	76 - 96	16	11 - 28
3"	58 - 82	30	8 - 23
1½"	43 - 65	50	4 - 18
3/4"	34 - 53	100	2 - 10
3/8"	27 - 40	200	1 - 4

Estos materiales pueden usarse en la ejecución de rellenos permeables, compactándoles en capas cercanas a 1,0 m de espesor y aceptando en éstas piedras de hasta 24" lo que hace que el sobretamaño no exista.

Este material cortado en 3", entrega un material de transición de buena calidad y económico, que obedecería a la siguiente banda granulométrica:

Tamiz U.S.Standard	% que pasa	Tamiz U.S.Standard	% que pasa
3"	100	16	19 - 34
1½"	74 - 85	30	14 - 28
3/4"	58 - 70	50	7 - 22
3/8"	44 - 57	100	3 - 12
4	33 - 47	200	2 - 5
8	24 - 40		

La parte fina de estos suelos sería de carácter no plástico.

El rechazo que se obtendría de la preparación de estos materiales alcanzaría a una cifra no menor del 18% ni mayor del 42%. Se puede considerar una cifra media del orden del 35% de rechazo, el que puede usarse íntegramente como material de protección de taludes.

Finalmente, estos mismos suelos, pueden proporcionar arenas para los filtros de arena, los que pueden prepararse con la misma planta que se disponga para preparar los agregados de hormigón, los que pueden obtenerse íntegramente de esta fuente. El rechazo que se obtenga de la preparación de estos materiales es 100% usable en los rellenos de presa.

Las necesidades de materiales para todos estos rellenos como para los agregados de hormigón alcanzarían a una cifra cercana a los 10.000.000 m3.

Se estima que puede explotarse sin dificultad, los fluviales existentes en el río hasta 5,0 m de profundidad. Aguas abajo de la presa esta explotación se haría íntegramente en seco, dado que la napa está a dicha profundidad o más abajo, aguas arriba la explotación tendría que hacerse parcialmente bajo agua dado que la impermeabilización del fluvial del río en la zona de la presa peraltará el nivel de la napa, en todo caso esta explotación puede hacerse sin problemas bajo agua (con retroexcavadora) dada la naturaleza de los materiales (suelos muy permeables con escasos finos de carácter no plástico).

El ancho de la caja del río es del orden de los 500 m, luego la zona a explotar afectaría a unos 4,0 km de río. Se estima que es posible explotar al menos 1,0 km de caja de río aguas abajo del muro, zona que se verá afectada por la entrega del vertedero, el resto del área a explotar conviene centrarlo en la zona de aguas arriba, dado que los terrenos de yacimiento tendrían un costo nulo (es área inundada), que afectaría a los 3,0 km más próximos al muro.

En todo caso la potencialidades de este yacimiento es ilimitada para las necesidades de este proyecto, ya que el área inundada tiene casi 7 km de longitud la que de por si aseguraría un volumen de material útil de casi el doble de las necesidades.

En el área existen áreas de posibles yacimientos para la ejecución de rellenos semipermeables (conos de las quebradas Puclaro, Las Trancas, Porotal y La Polvada) que están bastante próximas al lugar donde se implantará el muro de presa. Estas áreas de yacimiento se han dejado de lado por las siguientes razones:

- El contenido de finos de los suelos, resta resistencia al corte y da impermeabilidad a estos rellenos, lo que obligaría a considerar taludes más tendidos para el muro de presa, lo que se traduciría en un volumen mayor de rellenos.

- Estos rellenos deberían efectuarse en capas de un espesor no superior a 0,4 m, con acondicionamiento de humedad y con un retiro de sobretamaño que alcanzaría a porcentajes importantes.

Este par de hechos llevarían a una presa significativamente más cara, que una que contemple ejecutarse con rellenos permeables efectuados con materiales del lecho del río.

Finalmente, para impermeabilizar el muro se requiere de rellenos efectuados con materiales impermeables, los que pueden obtenerse de dos posibles yacimientos, que se denominan Marquesa y Gualliguaica respectivamente. A continuación se entregan antecedentes de ambos yacimientos.

- Yacimiento Marquesa

Ubicado 14 km aguas abajo del muro y 1,5 km más al poniente de la estación de ferrocarril La Marquesa en el fundo del mismo nombre. Los materiales que proporcionarían este yacimiento están formados por arcillas limosas, en las que suelen aparecer con frecuencia estratos de arenas limosas generalmente de carácter no plástica. Las arcillas limosas se ajustan a la siguiente banda granulométrica.

Tamiz U.S.Standard	% que pasa	Tamiz U.S.Standard	% que pasa
3/8"	100	0.037	31 - 65
4	99 - 100	0.019	15 - 51
8	97 - 100	0.009	9 - 39
16	95 - 100	0.005	7 - 26
30	92 - 100	0.002	3 - 13
50	84 - 100		
100	65 - 95		
200	53 - 89		

El Indice de Plasticidad de estos suelos varía entre 4 y 17% y su límite líquido va de 21 a 34%, presentando valores medios de 10 y 29% respectivamente.

El yacimiento cubre una área del orden de 12 há y el espesor aprovechable sería de 10 m, luego el volumen del mismo llegaría a una cifra próxima a 1.200.000 m3.

- Yacimiento Gualliguaica

Ubicado 5 km aguas arriba del lugar elegido para implantar el muro y corresponde al cono de deyección de la quebrada Gualliguaica, el que está inmediatamente al poniente de la estación de ferrocarril del mismo nombre.

Los suelos presentes en este yacimiento corresponden a gravas arcillosas con abundantes bolones, que se encuadran dentro de la siguiente banda granulométrica.

Tamiz U.S.Standard	% que pasa	Tamiz U.S.Standard	% que pasa
24"	93 - 100	4	29 - 70
12"	81 - 100	8	26 - 64
6"	64 - 100	16	23 - 57
3"	46 - 100	30	20 - 50
1½"	37 - 90	50	17 - 42
3/4"	33 - 81	100	14 - 35
3/8"	31 - 75	200	9 - 30

El Indice de Plasticidad de estos suelos varía entre 5 y 25% y su límite líquido lo hace entre 21 y 44%, presentando valores medios de 10 y 25% respectivamente.

El aprovechamiento de estos materiales obligarían a eliminar de éstos el sobretamaño. Se estima que pueden obtenerse rellenos impermeables adecuados limitando el tamaño máximo en 5", lo que equivale a aceptar rechazos que van desde 0 a 39%; como valor medio pueden considerarse una cifra del orden de 12%. Los materiales que se obtendrían se ajustarían a la siguiente banda granulométrica.

Tamiz U.S.Standard	% que pasa	Tamiz U.S.Standard	% que pasa
5"	100	8	35 - 70
3"	80 - 100	16	28 - 62
1½"	63 - 95	30	23 - 55
3/4"	55 - 87	50	18 - 48
3/8"	45 - 80	100	15 - 42
4	40 - 75	200	10 - 34

Los materiales de rechazo podrían usarse en el muro como protección de taludes.

El yacimiento cubre una área del orden de 18 há, la exploración llegó hasta los 10 m de profundidad, por lo que el volumen de material estudiado alcanza a 1.800.000 m3. Es probable que el área a explotar puede extenderse más en profundidad.

La gran cantidad de piedras de sobretamaño que presentan los materiales en el yacimiento, obligan a considerar la eliminación de ésta en el yacimiento mismo para lo que puede recurrirse a plantas o a cargadores tipo Kolma o similares. En estas mismas plantas o cargadores puede hacerse el acondicionamiento de humedad que requeriría el material.

A pesar de requerirse planta de selección, se estima que el yacimiento Gualliguaica es más apropiado para el núcleo del muro de la presa Puclaro por las siguientes razones:

- Sus materiales presentan más compatibilidad con los que formaran los rellenos de la presa, que los que pueden obtenerse del yacimiento La Marquesa (deformabilidad).
- Las distancias de acarreo son menores.
- El 70% del yacimiento Gualliguaica queda bajo el nivel de aguas máximas, por lo tanto, su costo de adquisición es bastante menor que el de La Marquesa.

1.5 PARAMETROS DE DISEÑO

1.5.1 Suelo de Fundación

El suelo de fundación que podría verse comprometido por una falla corresponde a los fluviales del lecho del río, los que están formados por gravas gruesas limpias y densas, a las que pueden suponérsele los siguientes parámetros de diseño.

- Angulo fricción interna efectivo 40°
- Cohesión efectiva 0 t/m2
- Peso Unitario Saturado 2,2 t/m3

Valores propios de suelos de esta naturaleza sometidos a presiones de confinamiento alta.

1.5.2 Rellenos

Se contempla la ejecución de rellenos permeables e impermeables.

Los rellenos permeables se efectuarán con materiales similares a los que forman el fluvial de fundación, a los que se les dará un alto grado de compactación, por lo que pueden considerarse para éstos parámetros de diseño similares a los del suelo de fundación.

Los rellenos impermeables se harán con gravas y arenas arcillosas para los que pueden considerarse los siguientes parámetros de diseño, apoyándose en lo recomendado por el Bureau of Reclamation (Tabla 8, Cap. V, Design of Small Dams, 2ª Edición).

- Angulo fricción interna efectivo 30°
- Cohesión efectiva 1,0 t/m2
- Peso Unitario Saturado 2,1 t/m3

Para los filtros y drenes pueden considerarse parámetros similares a los de los rellenos permeables.

2. DISEÑO DEL MURO

2.1 TIPO DE MURO

Dada las condiciones del suelo de fundación y la altura que debe alcanzar la presa, sólo cabe la posibilidad de construir un muro de tierra o de enrocado.

En el área cercana a la obra, hay abundancia de materiales para rellenos permeables de fácil obtención, colocación y compactación, lo que da origen a rellenos de costo reducido, además, estos rellenos presentan una gran resistencia al corte lo que se traduce en un muro de taludes más abruptos.

En áreas algo más retiradas pueden obtenerse materiales para rellenos impermeables, los que deberán procesarse a fin de eliminar el sobretamaño que es importante y ajustarle su humedad.

Esta par de hechos conduce a la ejecución de rellenos permeables de costo reducido y a rellenos impermeables de costo sensiblemente mayor, razón que lleva a selección como muro el de una presa de tierra con núcleo central de rellenos impermeables de dimensiones mínimas, el que quedará alojado entre sendos espaldones de rellenos permeables, además, se contempla la construcción de filtros y transiciones para proteger el núcleo y enrocados, y empedrados para proteger los taludes exteriores de la presa.

2.2 DISEÑO DE LAS FUNDACIONES

La alta permeabilidad del suelo de fundación ($k = 10^{-3}$ m/s sobre cota 390 m y $k = 10^{-4}$ m/s bajo dicho nivel) obligan a considerar una impermeabilización total del mismo, dado que en otra forma se tendrían grandes pérdidas de agua y además los gradientes hidráulicos en el suelo de fundación serían muy alto poniendo en peligro la estabilidad de ésta, aún cuando se disponga de un eficiente sistema de drenaje.

Como elemento de impermeabilización del fluvial, se ha considerado la construcción de una pared moldeada que deberá alcanzar la roca y que además se empotrará en el núcleo del muro. Esta solución ha mostrado ser sensiblemente más económica que uno en base a cortina de inyección, en suelos de

esta naturaleza y además, su efectividad es muy superior.

El empotramiento de la pared en el núcleo tendrá una longitud de 9,0 m, lo que garantiza un gradiente entre pared y núcleo no mayor de 5 que sería aceptable, en todo caso, debe contemplarse un filtro entre la fundación y el núcleo en la zona próxima a la pared aguas abajo de ésta. Se contempla en dicha zona un filtro de dos capas de al menos 1,0 m de espesor cada uno.

Por razones constructivas el núcleo en la zona de la pared se alojará en una zanja que tendrá del orden de 5,0 m de profundidad (minimizar pérdidas de barro durante la excavación). Sería deseable alcanzar con esta zanja profundidades mayores pero lo impide la presencia de la napa de agua.

Sobre la cabeza de la pared moldeada se contempla colocar un colchón de material compresible a fin de permitir que la pared punzone el núcleo sin agrietar los rellenos que están sobre ésta. Los materiales compresibles a usar pueden ser los mismos materiales que se usen para los rellenos de núcleo, eliminando de éstos la grava y colocándolos con una humedad elevada a fin de obtener un relleno compresible y plástico.

En los empotramientos la presa se apoyará en la roca. Para el apoyo del núcleo se contempla la ejecución de una excavación que eliminará las rocas de gran permeabilidad existente en la superficie. En el fondo de esta excavación se contempla la ejecución de una inyección de consolidación y contacto que tiene por finalidad sellar grietas en todo el ancho del núcleo hasta los 6 m de profundidad, asegurando la estanqueidad de la roca de apoyo y por ende evitando en esta forma, una erosión retrograda en los rellenos de núcleo en contacto con la roca. Además, se contempla efectuar una cortina de inyección que se llevará hasta una profundidad (t) dada por la siguiente expresión; de acuerdo a recomendaciones del Bureau of Reclamation de U.S.A. para el caso de rocas que no reducen su permeabilidad significativamente con la profundidad.

$$t = \frac{1}{3} h + N \ (m)$$

En que h es la altura de agua embalsada y N un coeficiente que varía entre 8 y 25 según la naturaleza de la roca.

En este caso se ha considerado un N = 25 dada la permeabilidad significativa que presenta la roca. Se estima que aproximadamente el 50% de la pantalla sería de carácter monolineal y el resto sería de tipo trilineal.

2.3 DISEÑO DE LA PRESA

2.3.1 Coronamiento

A. Revancha

Para el cálculo de la revancha (R) se han seguido los criterios que establece H.H. Thomas en el punto 6.4 de la publicación "The Engineering of Large Dams".

$$R = H1 + H2 + H3 + H4$$

en que:

H1 = carga vertedero = 524,75 - 521,00 = 3,75 (m)

H2 = efecto marea viento

H3 = efecto olas

H4 = efecto sismo

i) Efecto Mareo Viento

$$H2 = \frac{V^2 \, F \cos A}{k \, D}$$

en que:

V = velocidad viento (km/hora)

F = fetch efectivo (km)

A = dirección viento respecto a dirección fetch

k = constante = 62.000

D = profundidad media (m)

El "fetch" efectivo se calcula considerando la condición de valle angosto siguiendo el procedimiento expuesto por Saville en la publicación "Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoirs"; con lo que se obtiene un F = 2.195 m.

El valor de A se lo toma igual a cero que es la condición más desfavorable.

La profundidad media del embalse se la considera igual a 45 m.

El viento máximo registrado en la zona desde el Este en dirección hacia el muro ha sido de 64,8 km/hora ≅ 40,3 millas/hora. Para un "fetch" efectivo de 2 km el viento sobre el agua tendría una velocidad igual a:

V = 1,16 x 64,8 = 75 km/hora

= 1,16 x 40,3 = 47 millas/hora

Por lo tanto, se tendrá:

$$H2 = \frac{75^2 \times 2{,}195 \times 1}{62.000 \times 45} = 0{,}004 \text{ m}$$

Valor que puede despreciarse.

ii) Efecto ola

H3 = 1,58 x Hs

en que Hs es la altura significativa de ola que se calcula con la expresión de Saville.

$$\frac{g\,H_s}{V^2} = 0{,}0026 \left(\frac{g\,F}{V^2}\right)^{0{,}47}$$

en que V es velocidad del viento en m/s y F es el "fetch" efectivo en m, es decir,

$V = 75 \times 1.000/3.600 = 20,8$ m/s

$F = 2.195$ m

luego:

$$Hs = \frac{20,8^2 \times 0,0026}{9,8} \left(\frac{9,8 \times 2.195}{20,8^2}\right)^{0,47}$$

$Hs = 0,721$ m

por lo tanto:

$H3 = 1,58 \times 0,721 = 1,14$ m

Verificando con fórmula de Stevenson modificada se tiene:

$$H3 = 0,75\, Hw + v^2/2g$$

en que:

$$Hw = 0,032 \sqrt{V\,F} + 0,76 - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

$v = 1,5 + 2\, Hw$ (velocidad aproximación de la ola)

$F = 2,195$ m $\qquad V = 75$ m/s

$$Hw = 0,032 \sqrt{75 \times 2,195} + 0,76 - 0,26 \sqrt[4]{2,195}$$

$Hw = 0,854$ m

$v = 1,5 + 2 \times 0,854 \qquad v = 3,208$ m/s

$$H3 = 0,75 \times 0,854 + \frac{3,208}{2 \times 9,8}$$

$H3 = 1,17$ m

Siendo este último valor similar al anterior, se considera finalmente, un valor de H3 = 1,2 m.

iii) Efecto Sismo

Dado la sismicidad del área, se ha decidido darle al muro de presa una revancha adicional por sismo igual a un 1% de la altura del muro, es decir, se considera un valor de HY del orden de 1,0 m.

En resumen, se tendrá:

- Cota Aguas Máximas Normales	521,00 m
- Carga Vertedero (H1)	3,75
- Efecto Marea Viento (H2)	0,00
- Efecto Ola (H3)	1,20
- Efecto Sismo (H4)	1,00
	526,95 m

Se adopta un nivel de coronamiento igual a la cota 527,00 m.

B. Ancho de Coronamiento

Para fijar el ancho de coronamiento, se ha empleado la fórmula que da el Código Japonés, que es aplicable a zonas de alta sismicidad.

$$w = 3{,}6 \sqrt[3]{h} - 3{,}0 \quad [m]$$

en que:

w = ancho de coronamiento (en m)

h = altura de la presa (en m)

h = 527 - 430 = 97 m

luego:

$$w = 3{,}6 \sqrt[3]{97} - 3{,}0 = 13{,}54 \text{ m}$$

Se adopta un ancho de 14,0 m.

C. Sobreelevación

A fin de precaverse contra asentamientos del muro post-construcción, se considera una sobreelevación del coronamiento de la presa igual a 0,3% de la altura del muro más el espesor de los rellenos fluviales que quedan bajo éste en el punto considerado, valor compatible con la calidad de los rellenos que formarán la presa y la de los suelos de fundación.

Esta sobreelevación se conseguirá dándole más pendiente a los taludes exteriores del muro que se extienden entre la cota 524,00 m y el coronamiento del muro.

2.3.2 Sección del Muro

Conforme a lo indicado en el punto 2.1 de esta memoria, el muro a construir corresponderá a una presa de tierra con un núcleo central y dos espaldones que se dispondrán aguas arriba y aguas abajo del núcleo separados de éste por zonas angostas de filtros y transiciones.

A. Núcleo

El núcleo se construirá con suelos provenientes del yacimiento Gualliguaica, él que proporcionará suelos formados por arenas arcillosas con abundante grava con tamaños máximos de 5", después de eliminar una cantidad considerable de sobretamaño.

El precio unitario de estos rellenos será significativo, dado que el yacimiento está retirado (5 km), y además se requiere de un proceso costoso para eliminar, al material del yacimiento, el sobretamaño y ajustarle su humedad, razón que lleva a considerar para el núcleo un volumen mínimo de material. Por otro lado la alta sismicidad del área aconsejan considerar núcleos anchos.

Se estima que un núcleo de un ancho igual o superior al 50% de la carga de agua es consecuente con lo indicado en el párrafo anterior. Se ha seleccionado además un núcleo central, dado que es el que ocupa menos volumen de material para satisfacer la exigencia señalada en el párrafo anterior y además porque los rellenos que lo formarán son relativamente incompresibles y no presentarían incompatibilidades significativas con los rellenos de espaldones.

El ancho mínimo de núcleo se ha fijado en 8,0 m, espesor que es algo considerable pero que resulta razonable en zonas de alta sismicidad.

B. Espaldones

El relleno más económico a efectuar y a la vez uno de los de mayor resistencia al corte, es el relleno permeable, dada la cercanía del yacimiento y su fácil explotación, además de lo sencillo que es la colocación y compactación de los materiales que los formarán.

Estas condiciones son las que llevan a considerar en la sección del muro el uso mayoritario de estos rellenos, formando con ellos sendos espaldones tanto aguas arriba como aguas abajo.

C. Filtros y Transiciones

Las granulometrías de los materiales de núcleo y espaldones son tan diferentes que obligan a considerar zonas de filtros y transiciones entre núcleo y espaldones a fin de evitar fenómenos de erosión interna y dar al núcleo una protección en caso de agrietamiento.

Entre el núcleo y el espaldón de aguas arriba se contempla colocar una zona de transición cuya finalidad principal será proporcionar seguridad al núcleo en caso de agrietamiento En efecto, si se produce una vía de agua a través del núcleo, el escurrimiento arrastrará la arena y la grava de la transición dado su carácter no cohesivo, que terminará sellando la grieta, además esta transición protege al núcleo contra la erosión interna que podría producirse por el flujo de agua que se generaría desde el núcleo al espaldón en una operación de descenso brusco.

Entre el espaldón de aguas abajo y el núcleo se contempla una zona de transición similar a la de aguas arriba y además una zona de filtro que sería de arena. El doble filtro o transición en esta zona obedece al hecho de que los gradientes de salida del agua que filtraría a través del núcleo son considerables.

Si bien, de acuerdo a la granulometría de los materiales para núcleo y espaldones no se requeriría una zona de transición entre ambos, dado que el último sería filtro del primero, la segregación que se producirá al colocar los materiales de espaldón hacé indispensable disponer de esa zona de transición.

El material de núcleo también tiene abundante grava, por lo tanto, habrá también una tendencia a la segregación del material, la que tratará de evitarse colocando el material de núcleo en capas delgadas (menos de 20 cm). A fin de precaverse de este fenómeno se dispone además,del filtro de arena.

En la figura N°A31-1 se muestran las curvas granulométricas de los materiales que formarán los diferentes rellenos.

2.3.3 Taludes Exteriores

A. Inclinaciones

El talud de aguas abajo del muro tendrá una inclinación de 2,0/1,0 (H:V) lo que garantiza un factor de seguridad a la falla por corte no inferior a 1,67. El talud de aguas arriba tendrá una inclinación de 2,25/1,0 (H:V) lo que asegura un factor de seguridad de 1,50 para las condiciones de descenso brusco (ver punto 2.3.5).

B. Protecciones

El talud de aguas abajo se protegerá contra la erosión proveniente de aguas lluvias o viento con un empedrado, que se efectuará con el rechazo que se obtenga de la preparación de las transiciones y filtros. Se estima que el rechazo que se obtendrá en la preparación de las transiciones y filtros alcanzarán a una cifra cercana a los 200.000 m3, cantidad que es suficiente para considerar una protección de 4,0 m de ancho (medido en horizontal), en todo caso, según las disponibilidades de material, esta protección puede aumentar o reducir su espesor. El costo de estos rellenos es menor que el de cualquier otro y por lo tanto, debe colocarse la totalidad de estos materiales.

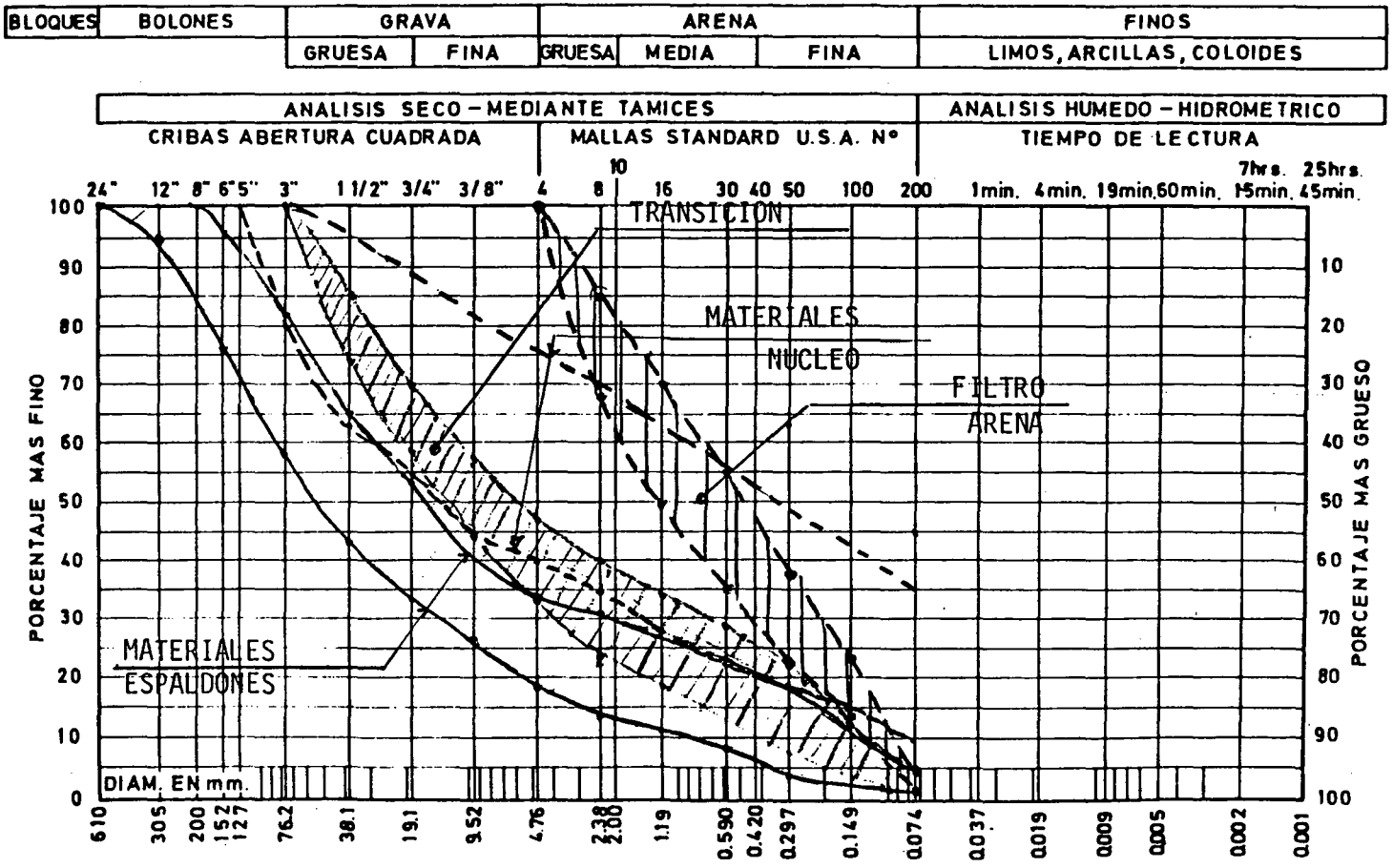
CURVA GRANULOMETRICA

PROYECTO PUCLARO OBRA MURO DE PRESA UBICACION

POZO N° MUESTRA N° COTA O PROFUNDIDAD m

OPERADOR CONTROLO INSPECTOR FECHA

OBSERVACIONES MATERIALES A UTILIZAR EN EL MURO



XI.A.3.1.18

FIGURA A31-1

El talud de aguas arriba debe protegerse contra la erosión que pueda causar el oleaje que se produciría en el embalse. Esta protección se hará en base a enrocado vertido, el que se calcula siguiendo los procedimientos que establece el Corps of Engineers (U.S.A.) en el Manual EM 1110-2-2300 (1.3.71).

Para el cálculo se supone:

Velocidad Viento	v = 47 millas/hora
"Fetch" efectivo	F = 1,4 millas
Duración viento	Indefinida

Lo que da una altura de ola de 3 pies (figura 5.5 del Manual).

Considerando además, un talud de 2,25/1(H:V) un peso específico de piedras de 2,5 t/m3 se obtiene (fig. 5.6 del Manual):

- Pedo Medio Piedras	W_A	= 100 lb	= 45 kg
- Espesor enrocados	T	= 18"	
- Peso Máximo Piedras	Wmáx	= 400 lb	= 180 kg
- Peso Mínimo Piedras	Wmín	= 12,5 lb	= 6 kg

Considerando para las piedras un tamaño característico D dado por la siguiente expresión, que considera un peso específico de la roca igual a 2,5 t/m3.

$$D = 0{,}81 \sqrt[3]{W} \quad (m)$$

se tiene:

Dmáx.	= 0,46 m	= 18"
Dmed.	= 0,29 m	= 12"
Dmín.	= 0,15 m	= 6"

Material que se estima que puede obtenerse del sobretamaño que debiera eliminarse de los materiales del yacimiento Gualliguaica que proporcionará los rellenos impermeables. Este rechazo alcanzará a un volumen del orden de 140.000 m3 y las necesidad de material de enrocado llegan a una cifra algo superior a los 70.000 m3, considerando un enrocado de 60 cm de espesor, valor que es superior a las necesidades mínimas.

2.3.4 Presiones de Poro

Durante la construcción de la obra sólo se desarrollarán presiones de poro en los rellenos de núcleo, las que dependerán de la humedad de compactación. Esta humedad debe quedar comprendida en el rango de humedad optima del ensayo Proctor Standard menos 2% a humedad óptima más 2%. Los suelos en el yacimiento presentan humedades inferiores a éstas, luego deberán adicionarseles agua. Como la adición de agua lleva implícito un costo que sería creciente con la cantidad de agua que se agregue, es dable suponer que en general estos rellenos se compactarán con humedades próximas a los límites inferiores que se especifiquen, luego puede suponerse que las presiones de poro que se desarrollarán serán mínimas; por lo tanto, considerar para estas condiciones, presiones de poro iguales a las dadas por un coeficiente "ru" de presión de poro (de Bishop) igual a 0,20, es conservador.

Para la condición de embalse lleno, se considera aceptable estimar un esquema de presiones de poro como el que se muestra en la figura N°A31-2.

El descenso del agua en este embalse no podrá producirse a una velocidad superior a 1,0 m/día, por otro lado, los materiales de espaldones son bastante permeables a los que puede estimárseles un coeficiente de permeabilidad del orden de 10^{-3} m/s, cifra que puede ser aún mayor si se tiene en cuenta que estos materiales se segregarán al colocarlos. Este par de condiciones llevan a afirmar que en el caso de un descenso brusco total del nivel del embalse (a razón de 1 m/día) la línea de saturación en el espaldón al final del descenso alcanza un nivel que equivale al 35% de la altura total de la presa, lo que genera presiones de poro reducidas que en ningún caso darían origen a coeficientes de presión de poros (de Bishop) superiores a 0,15.

2.3.5 Análisis de Estabilidad Estático

A. Condición fin de construcción

Para esta situación, la superficie de falla que presenta menor seguridad compromete sólo a los espaldones, para los que es válida la siguiente expresión para el factor de seguridad:

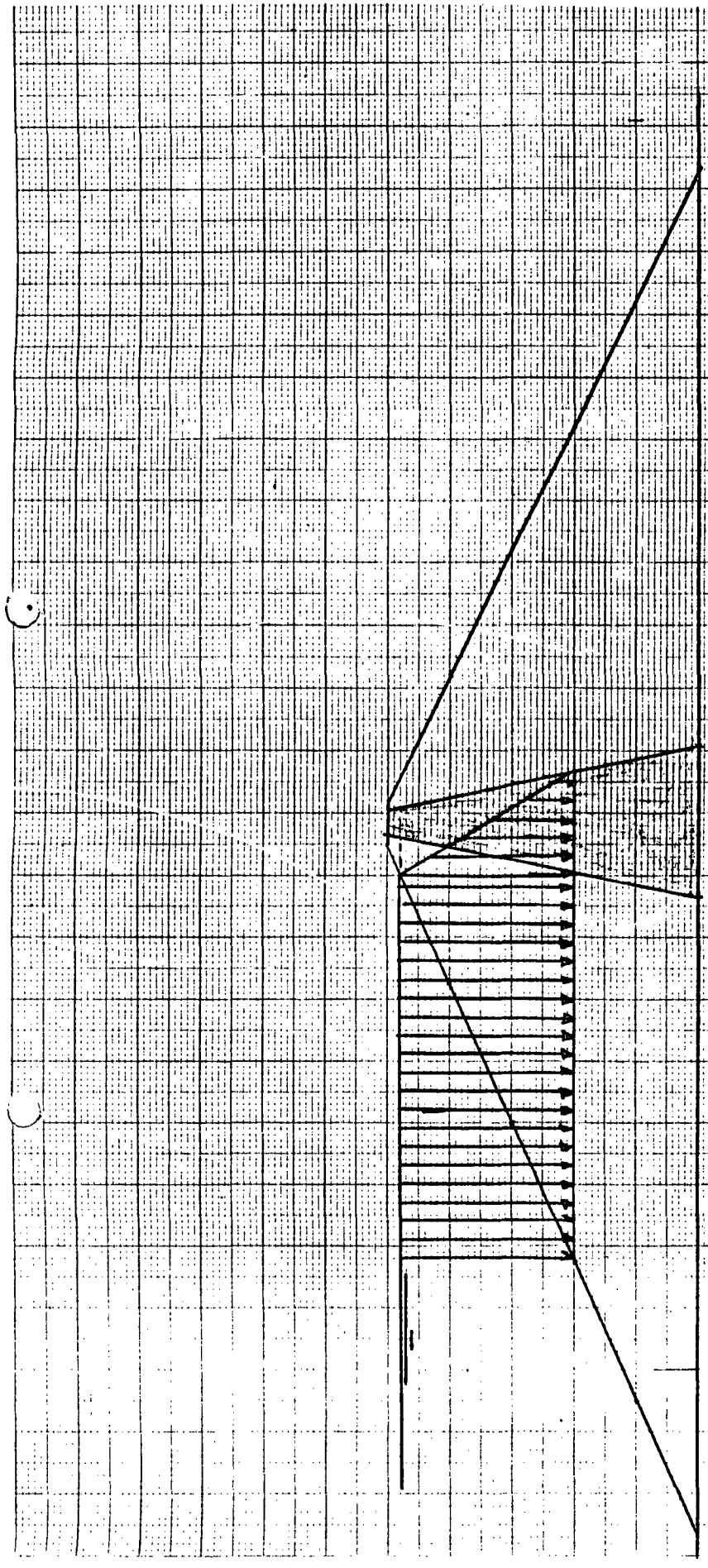
$$FS = tg\ \phi / tg\ \beta$$

FIGURA A31-2

EMBALSE PUCLARO

ESQUEMAS PRESIONES DE POROS

EMBALSE LLENO



En que β es la inclinación del talud y ϕ es el ángulo de fricción interna que se considera igual a 40°, por lo tanto, se tendrá:

- Talud Aguas Abajo FS = 1,68

Se han analizado además, superficies de falla que comprometen un volumen importante de los rellenos del espaldón de aguas abajo y otras que afectan materiales del núcleo, empleando el método sueco de las rebanadas que se describe en la publicación EM 1110-2-1902 del Corps of Engineers de U.S.A. En la figura N°A31-3 se muestran las superficies de falla estudiadas y en el Apéndice N°1 se incluyen los datos de entrada y los resultados obtenidos en cada una de éstas. Todos los factores de seguridad obtenidos son mayores que el recientemente calculado para el talud de aguas abajo.

En el caso del talud de aguas arriba la falla compromete al espaldón que es de rellenos permeables que presentan ángulos de fricción interna de 40° y por lo tanto, para el talud de inclinación 2,25/1 (H:V) se tendrá:

FS = 1,89

B. Embalse lleno

Para esta condición el talud de aguas arriba mantiene el factor de seguridad de fin de construcción.

La superficie crítica del talud de aguas abajo y su factor de seguridad sigue siendo el mismo de fin de construcción, es decir:

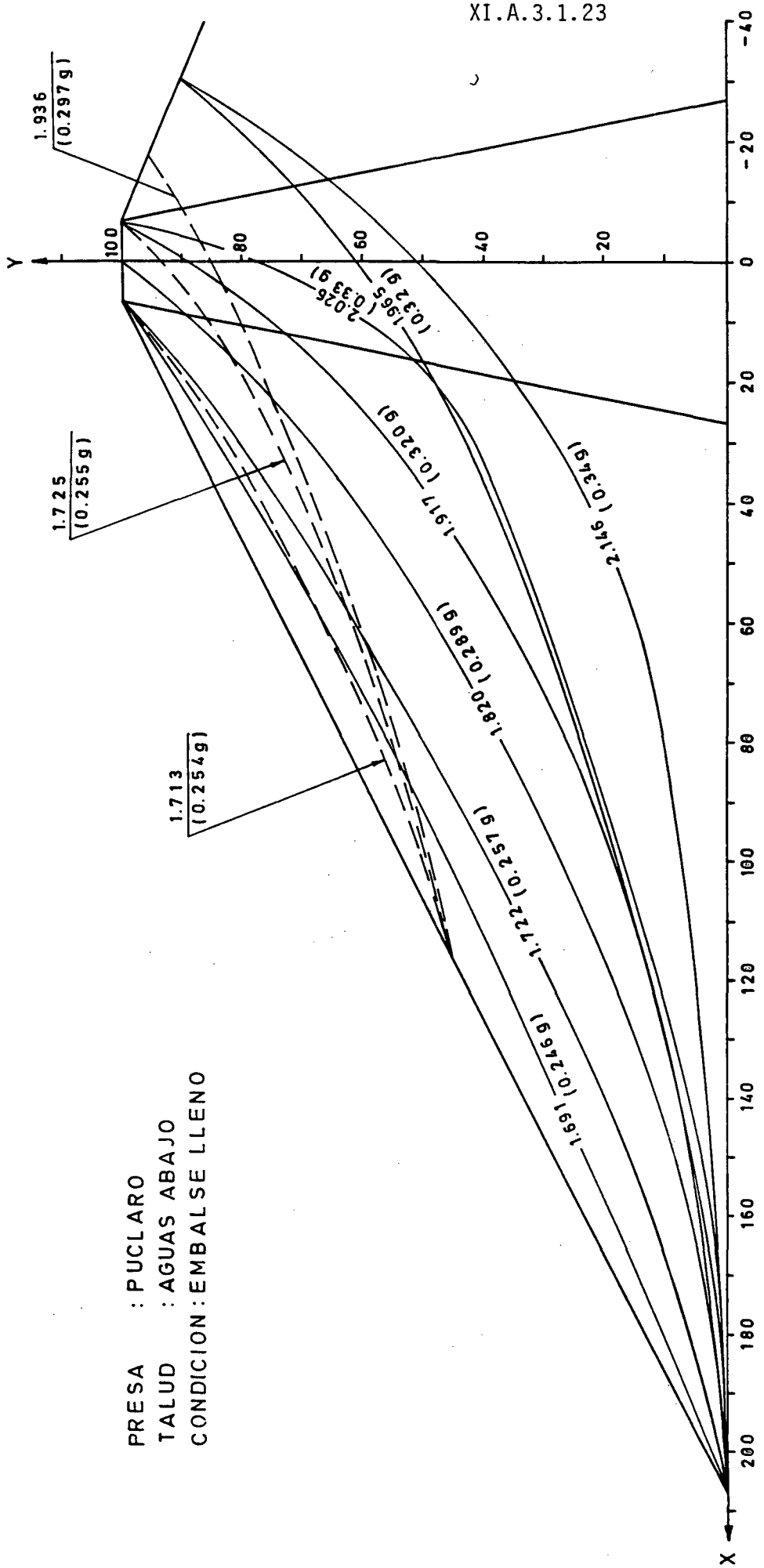
FS = 1,68

Se han analizado además varias otras superficies de falla que comprometen núcleo y también en algunos casos el talud de aguas arriba, empleando el mismo método de fin de construcción, obteniendo para todas, factores de seguridad mayores al recién indicado. En la figura N°A31-4 se muestran las superficies de falla estudiadas y en el Apéndice N°1 se incluyen los datos de entrada y los resultados obtenidos en cada una de éstas.

FIGURA A31-3

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES.

SUPERFICIES DE FALLA.

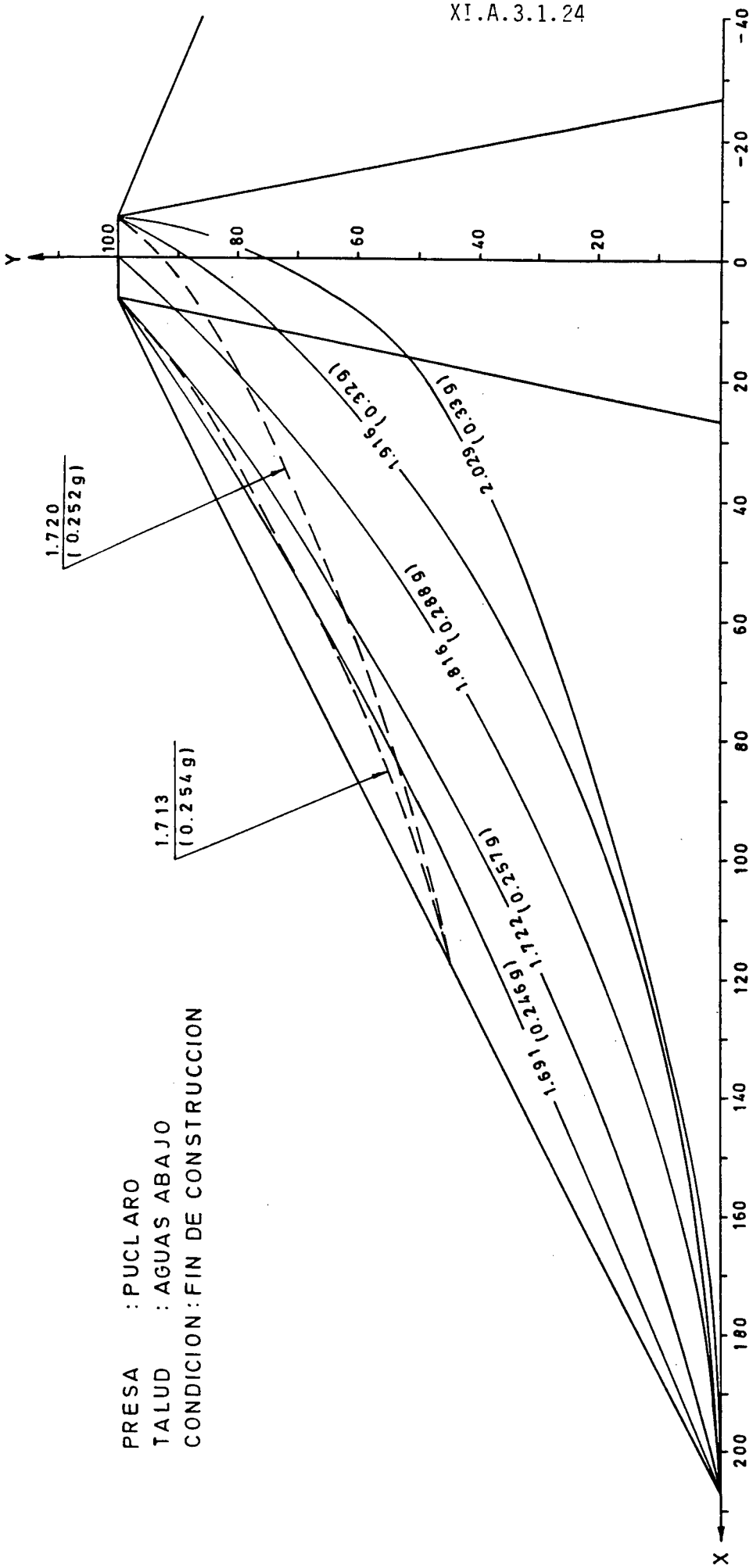


PRESA : PUCLARO
TALUD : AGUAS ABAJO
CONDICION : EMBALSE LLENO

FIGURA A31-4

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES.

SUPERFICIE DE FALLA.



C. Descenso brusco

Para la condición de descenso brusoo se han analizado varias superficies de falla usando el método empleado para el análisis de fin de construcción y embalse lleno. En la figura N°A31-5 se muestran las superficies de falla estudiadas y en el Apéndice N°2 se incluyen los datos de entrada y los resultados obtenidos en cada una de éstas. El factor de seguridad mínimo registrado alcanzó a:

$FS = 1,57$

También se ha calculado este factor de seguridad usando la expresión de Bishop que establece:

$$FS = \frac{tg\ \phi}{tg\ \beta}\ (1 - ru\ sec^2\ \beta)$$

que es representativo de superficies de fallas muy superficiales y en el que "ru" es el coeficiente de presión de poros de Bishop que se ha estimado en 0.15 (punto 2.3.4).

Considerando:

$\phi = 40°$ $\quad tg\beta = 1/2,25$ $\quad$ y $\quad ru = 0,15,$

se obtiene: $FS = 1,55$

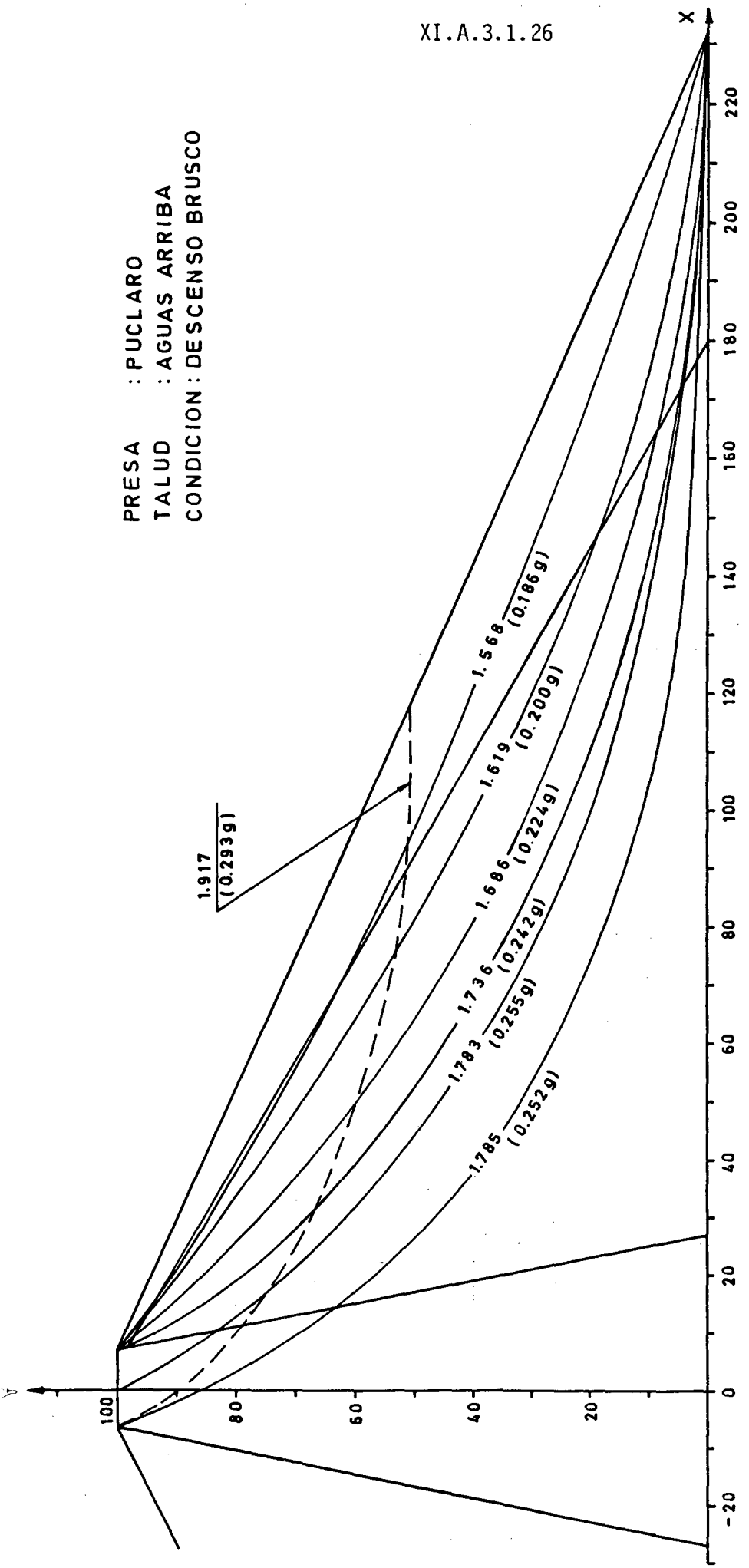
2.3.6 Análisis de Estabilidad Sísmico

Los rellenos del núcleo y espaldones de la presa como también los suelos de fundación presentan características granulométricas y de compacidad tales que permiten afirmar que la resistencia al corte de éstos no se verá sensiblemente alterada si son sometidos a solicitaciones sísmicas, razón que permite hacer el análisis de estabilidad sísmica siguiendo el procedimiento de análisis de Newmark propuesto por B. Seed en la publicación "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams" (Geotechnique 29 N°3 1979).

FIGURA A31-5

ANALISIS ESTABILIDAD DE TALUDES.

SUPERFICIE DE FALLA.



- Cálculo de las Aceleraciones de fluencia (ky)

Para el cálculo de las aceleraciones de fluencia (ky) se dispone de la siguiente relación que es aplicable a taludes de suelos granulares sin cohesión:

$$FS = \frac{tg\ \phi}{tg\ \beta}\ \left(\frac{1 - ru \cdot sec^2\beta - ky \cdot tg\beta}{ky \cdot ctg\ \beta + 1}\right) = 1{,}0$$

Para fin de construcción o embalse lleno, la condición crítica se produce en el talud de aguas abajo, por lo que procede considerar:

$\phi = 40°$ $\quad tg\beta = 1/2$ $\quad ru = 0$

luego:

$$\frac{0{,}84}{0{,}50}\ \left(\frac{1 - 0{,}5\ ky}{2{,}0\ ky + 1}\right) = 1$$

de donde: $ky = 0{,}24$

En el caso de descenso brusco, la condición crítica se produce en el talud de aguas arriba, por lo que procede considerar:

$\phi = 40°$ $\quad tg\ \beta = 1/2{,}25$ $\quad ru = 0{,}15$

luego:

$$\frac{0{,}84}{0{,}44}\ \left(\frac{1 - 0{,}15 \times 1{,}198 - 0{,}44 \times ky}{2{,}25 \times ky + 1}\right) = 1;$$

de donde: $ky = 0{,}18$

Se han calculado además las acelaraciones de fluencia para todas las superficies de falla estudiadas en el análisis de estabilidad estático, encontrándose siempre valores mayores que los recién deducidos.

- Cálculo del período de la presa

El período de la presa se estima a partir de la relación:

$$To = 2{,}61 \frac{H}{S}$$

(The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes" de Ambraseys y Sarma, Geotechnique 17, 1967).

En que:

H = altura de la presa, que es igual a 527 - 430 = 97 m.

S = velocidad de propagación de ondas de corte en los rellenos del muro Por tratarse de rellenos compactados de buena calidad puede considerarse una velocidad de propagación de 300 m/s.

Por lo tanto:

$$To = 2{,}61 \frac{97}{300} = 0{,}84 \text{ s}$$

- Aceleración máxima inducida por el sismo en el sitio de presa

Esta se estima a partir de las relaciones siguientes, que se debe a Saragoni y Goldsack.

$$a_{máx.} = \frac{4.920\, e^{(0{,}8\, M)}}{(R + 25)^2} \quad (cm/s2)$$

en que:

M = Magnitud Richter del sismo

R = Distancia hipocentral (km)

Se considera un sismo mangitud 8,25 a 20 km de la costa, frente al lugar de emplazamiento del muro, con una profundidad de foco del orden de 25 km. La distancia de la costa al lugar de la presa es de 45 km, por lo tanto, la distancia hipocentral R sería de 70 km, luego:

$$a_{máx.} = \frac{4.920 \ e^{(0,8x8,25)}}{(70 + 25)^2}$$

$$= 401 \text{ cm/s2}$$

$$= 0,41 \text{ g}$$

- Aceleración máxima inducida en la presa

Esta se produce próxima al coronamiento del muro de presa. Se calculan haciendo uso de la publicación de Ambraseys y Sarma mencionada anteriormente, considerando las aceleraciones máximas promedio que se registran en el cuarto superior del muro.

De acuerdo a la figura N°19 de la publicación se tiene que para un amortiguamiento del 20%, y un período del muro de 0,84 s, el factor de amplificación sería de 1,3, por lo tanto, la aceleración máxima inducida en el cuarto superior del muro de presa sería de:

$$k_{máx.} = 1,3 \times 0,41 = 0,53 \text{ g}$$

- Cálculo de las deformaciones

Estas se cálculan siguiendo el procedimiento de Makdisi y Seed ("A simplified procedure por estimating earthquake - induce deformations in dams and embankments").

Se tiene:

- Magnitud Richter M = 8,25
- Aceler. Máxima Ind. Kmáx = 0,53 g
- Período To = 0,84 s

- Aceler. fluencia

  * fin de construcción o embalse lleno ky = 0,24 g
  * descenso brusco ky = 0,18 g

En el caso de fin de construcción o embalse lleno, para el talud de aguas abajo se tiene:

ky/kmáx = 0,24/0,53 = 0,45

M = 8,25

Lo que de acuerdo a figura N°16 de la publicación recién mencionada, lleva a:

U/kmáx. x g x To = 0,15;

luego: U = 0,15 x 0,53 x 980 x 0,84 = 65 cm

En el caso de descenso brusco se tiene para el talud de aguas arriba:

ky/kmáx. = 0,18/0,53 = 0,34

M = 8,25

con lo que se tiene:

U/kmáx. x g x To = 0,26;

luego: U = 0,26 x 0,53 x 980 x 0,84 = 113 cm.

Las deformaciones que se producirían para la condición de fin de construcción, embalse lleno y descenso brusco, son tolerables por la estructura. Se ha considerado además, en la revancha del muro una altura adicional de 1,0 m para absorber este efecto.

2.3.7 Ataguía

Para desviar las aguas del río durante la construcción será necesario construir una ataguía que permita formar un embalse que para crecidas con períodos de retorno de 1 en 20 años llevaría un nivel de agua a la cota 454,00 m el que se mantendría por algunas horas para posteriormente vaciarse o quedar con un nivel de aguas bajo. Lo normal es que el embalse creado por la ataguía esté prácticamente vacío o con un nivel reducido de agua.

El valle en la zona de la ataguía, presenta un ancho suficiente para permitir la construcción de gran parte de ésta, sin que se tengan interferencias con las aguas que escurren por el río. Además, el río presenta estiajes que permitirían desviar las aguas al túnel con preataguías mínimas que a su vez permitirían la construcción en buena forma de aquella parte de la ataguía que ocupa la zona donde el río corría antes de su desvío.

Como los rellenos que formarán la ataguía pueden construirse en buena forma, se ha estimado conveniente dejar esta obra incorporada a la presa misma.

El muro proyectado como ataguía es una presa con núcleo central ligeramente inclinado aguas arriba, el que se une con una alfombra impermeable que se extiende hasta 10 m aguas arriba del pie de la presa. Los taludes exteriores dados a este muro son similares a los de la presa misma.

El gradiente hidráulico máximo que se produciría en el suelo de fundación es de 0,5 para la condición de embalse lleno, valor que es elevado pero que se estima puede aceptarse dado los tipos de materiales existentes en el suelo de fundación y el reducido tiempo que se mantendrá esta condición crítica.

A P E N D I C E N°1

EMBALSE PUCLARO

ANALISIS ESTABILIDAD

EMBALSE LLENO Y FIN CONSTRUCCION

PUCLARO(A. ABAJO)
E. LLENO, FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

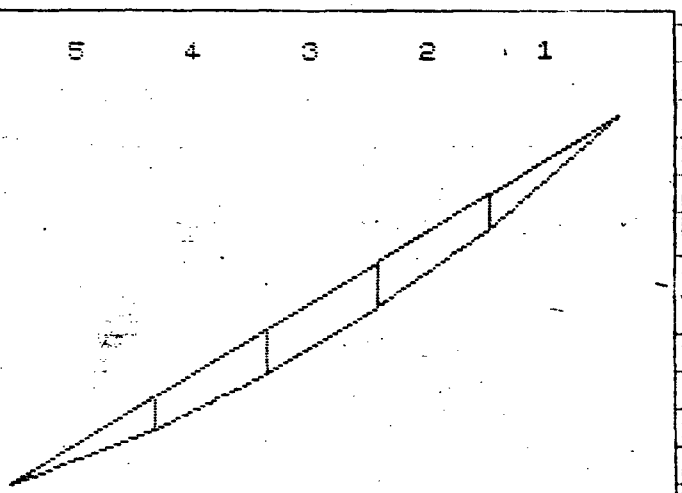
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	30.00	88.50	30.00	83.50
3	50.00	78.50	50.00	72.00
4	70.00	68.50	70.00	62.00
5	90.00	58.50	90.00	54.00
6	116.00	45.50	116.00	45.50

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb, #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.20
2	40.00	0.00	2.20
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.713

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.356

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.103

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.913

PUCLARO(A. ABAJO)
E. LLENO, FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

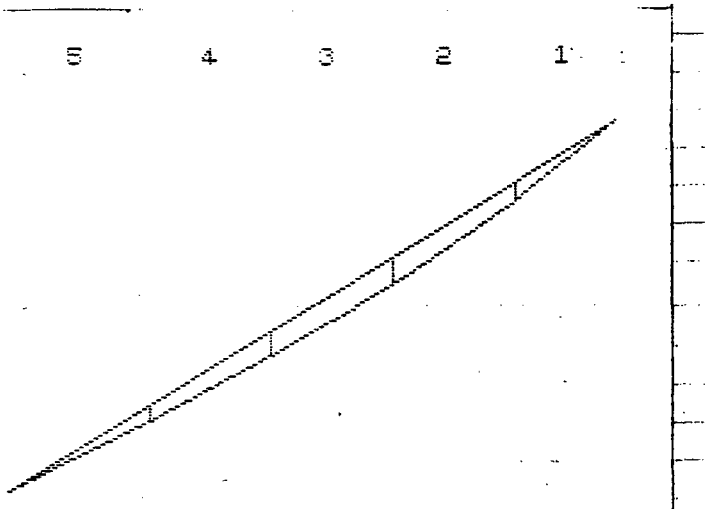
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	40.00	83.50	40.00	76.50
3	80.00	83.50	80.00	56.00
4	120.00	43.50	120.00	37.00
5	160.00	23.50	160.00	19.00
6	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.20
2	40.00	0.00	2.20
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.691

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.339

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.087

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.899

PUCLARO(A. ABAJO)
E.LLENO, FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

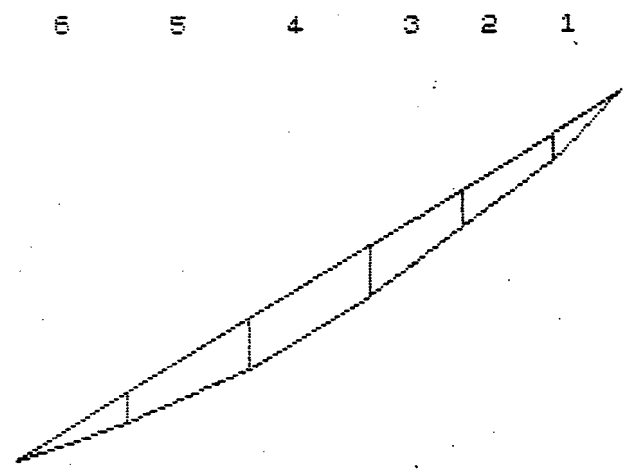
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	30.00	88.00	30.00	81.00
3	60.00	73.00	60.00	53.00
4	90.00	58.00	90.00	45.00
5	130.00	38.00	130.00	25.00
6	170.00	18.00	170.00	10.00
7	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.20
2	40.00	0.00	2.20
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.722

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.363

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.109

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.918

PUCLARO(A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

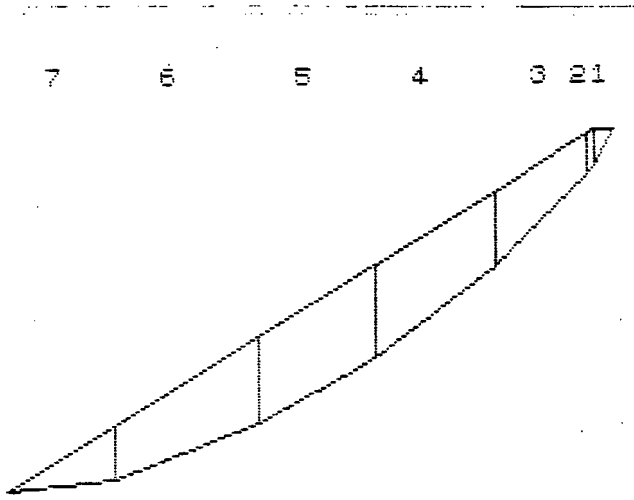
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	0.00	100.00	0.00	100.00
2	7.00	100.00	7.00	90.00
3	9.00	99.00	9.00	88.00
4	40.00	63.00	40.00	62.00
5	80.00	63.00	80.00	37.00
6	120.00	43.00	120.00	19.00
7	170.00	18.00	170.00	3.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	1.20	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.10
2	30.00	1.00	2.15
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.820

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.441

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.175

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.979

PUCLAFO(A. ABAJO)
LENO

COORDENADAS

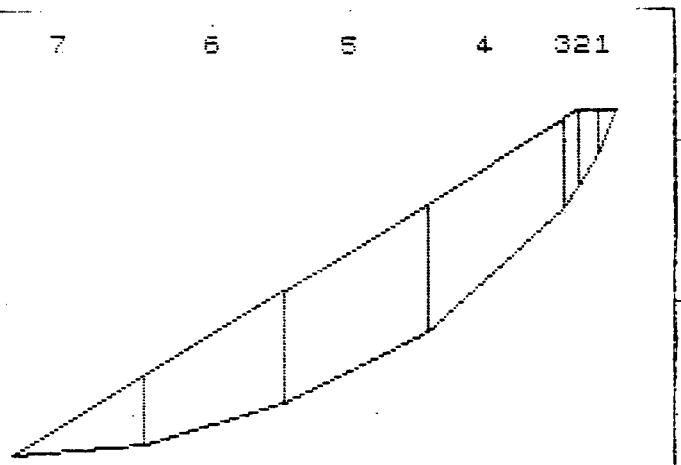
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	87.00
3	7.00	100.00	7.00	78.00
4	12.00	97.50	12.00	72.00
5	60.00	73.00	60.00	36.00
6	110.00	48.00	110.00	15.00
7	160.00	23.00	160.00	3.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	6.50	0.00
3	0.00	3.80	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.10
2	30.00	1.00	2.10
3	30.00	1.00	2.15
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
FF. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.917

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
FF. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.515

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
FF. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.236

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
FF. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 1.000

PUCLARO(A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

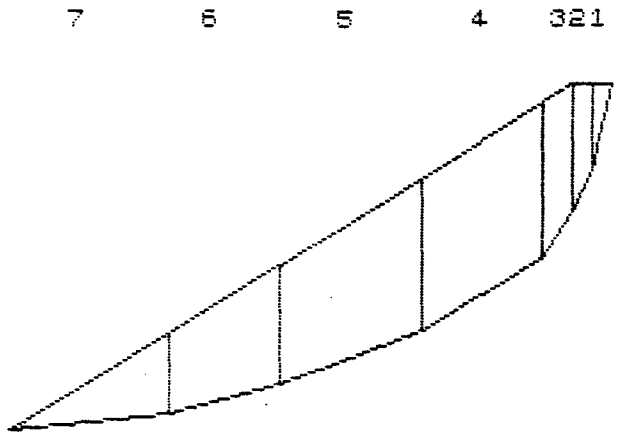
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	75.00
3	7.00	100.00	7.00	63.00
4	17.00	95.00	17.00	50.00
5	60.00	73.00	60.00	29.00
6	110.00	48.00	110.00	14.00
7	150.00	28.00	150.00	5.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	12.50	0.00
3	0.00	9.30	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.10
2	30.00	1.00	2.10
3	30.00	1.00	2.15
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 2.026

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.594

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.299

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 1.084

PUCLARO(A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

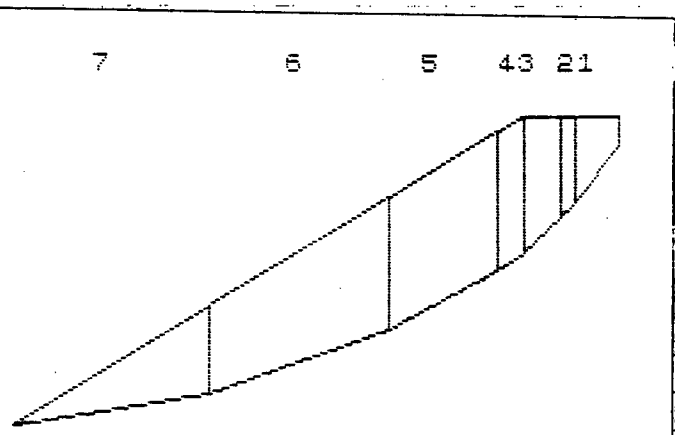
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-30.00	100.00	-30.00	90.00
2	-13.00	100.00	-13.00	72.00
3	-7.00	100.00	-7.00	67.00
4	7.00	100.00	7.00	56.00
5	17.00	95.00	17.00	50.00
6	60.00	73.50	60.00	31.00
7	130.00	38.50	130.00	10.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	10.00	0.00
2	0.00	28.00	0.00
3	0.00	24.60	0.00
4	0.00	10.60	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.00
2	30.00	1.00	2.15
3	30.00	1.00	2.10
4	30.00	1.00	2.15
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.965

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.530

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.239

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 1.032

ALGARROBA (A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

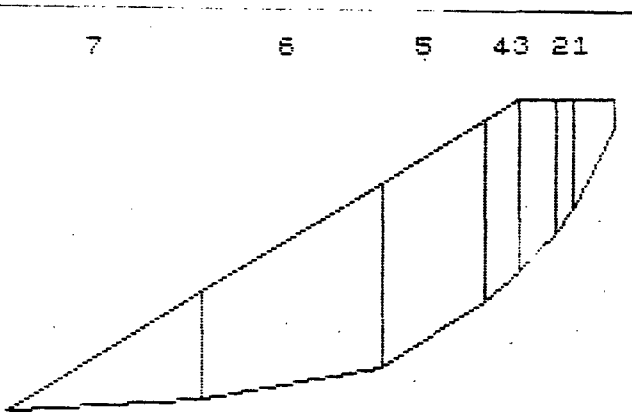
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-30.00	100.00	-30.00	90.00
2	-14.00	100.00	-14.00	65.00
3	-7.00	100.00	-7.00	57.00
4	7.00	100.00	7.00	45.00
5	20.00	93.50	20.00	35.00
6	60.00	73.50	60.00	15.00
7	130.00	38.50	130.00	4.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	10.00	0.00
2	0.00	35.00	0.00
3	0.00	31.50	0.00
4	0.00	16.80	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	37.00	0.00	2.00
2	30.00	1.00	2.10
3	30.00	1.00	2.00
4	30.00	1.00	2.10
5	37.00	0.00	2.20
6	37.00	0.00	2.20
7	37.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.960

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.001(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.522

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.234

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 1.031

PUCLARO(A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

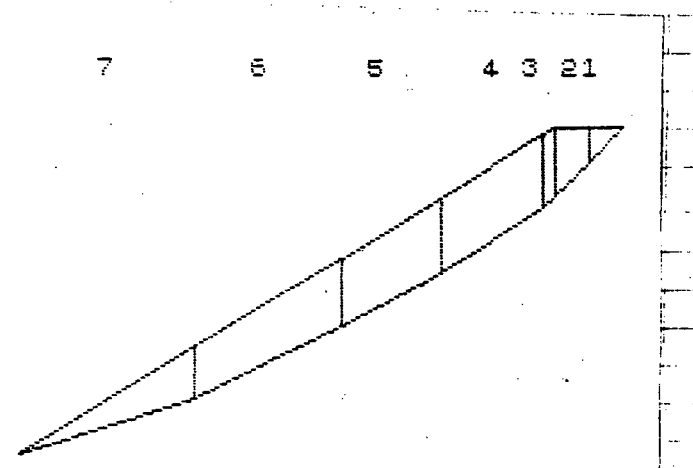
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	94.00
3	7.00	100.00	7.00	89.00
4	9.00	99.00	9.00	87.00
5	30.00	88.50	30.00	76.00
6	50.00	78.50	50.00	67.00
7	80.00	63.50	80.00	55.00
8	116.00	45.50	116.00	45.50

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	3.00	0.00
3	0.00	1.20	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.00
2	30.00	1.00	2.15
3	30.00	1.00	2.10
4	30.00	1.00	2.15
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.725

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.357

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.102

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.915

PUCLARO(A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

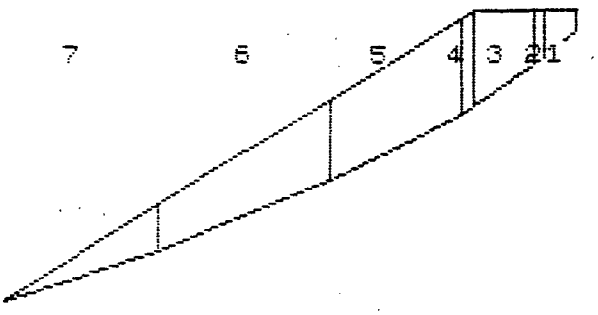
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-16.50	100.00	-16.50	95.00
2	-9.00	100.00	-9.00	91.00
3	-7.00	100.00	-7.00	90.00
4	7.00	100.00	7.00	82.00
5	10.00	98.50	10.00	80.50
6	40.00	83.50	40.00	66.00
7	80.00	63.50	80.00	55.00
8	116.00	45.50	116.00	45.50

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	4.00	0.00
2	0.00	9.00	0.00
3	0.00	6.90	0.00
4	0.00	2.60	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.00
2	30.00	1.00	2.15
3	30.00	1.00	2.10
4	30.00	1.00	2.15
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.936

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.497

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.204

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.994

PUCLARO(A. ABAJO)
FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

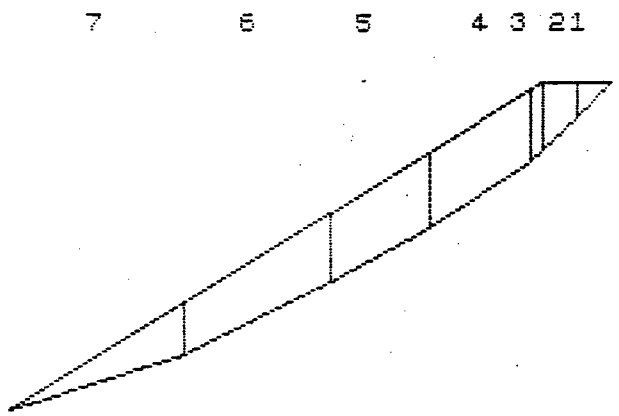
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	94.00
3	7.00	100.00	7.00	89.00
4	9.00	99.00	9.00	87.00
5	30.00	88.50	30.00	76.00
6	50.00	78.50	50.00	67.00
7	80.00	63.50	80.00	55.00
8	116.00	45.50	116.00	45.50

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	2.50	0.00
3	0.00	4.60	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.00
2	30.00	1.00	2.15
3	30.00	1.00	2.10
4	30.00	1.00	2.15
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.720

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.352

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.098

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.911

PUCLARO(A.ABAJO)
FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

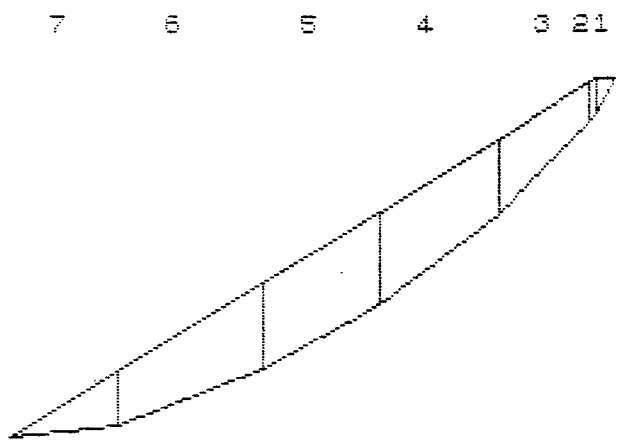
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	0.00	100.00	0.00	100.00
2	7.00	100.00	7.00	90.00
3	9.00	99.00	9.00	88.00
4	40.00	80.00	40.00	62.00
5	80.00	60.00	80.00	37.00
6	120.00	40.00	120.00	19.00
7	170.00	18.00	170.00	3.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	4.20	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.10
2	30.00	1.00	2.15
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.818

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.438

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.172

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.977

PUCLARO(A. ABAJO)
FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

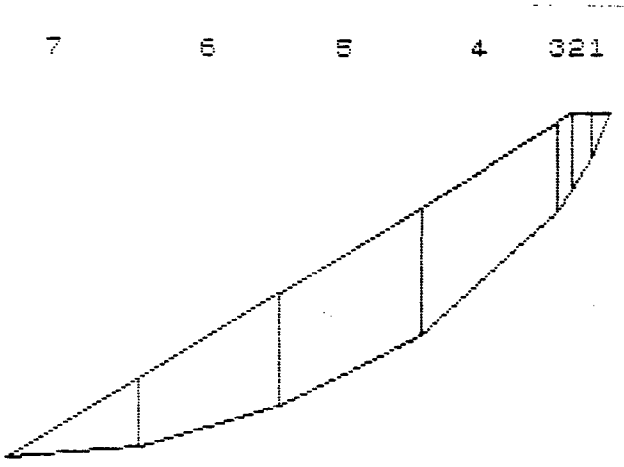
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	87.00
3	7.00	100.00	7.00	78.00
4	12.00	97.50	12.00	72.00
5	60.00	73.00	60.00	36.00
6	110.00	48.00	110.00	15.00
7	160.00	23.00	160.00	3.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	5.50	0.00
3	0.00	9.20	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.10
2	30.00	1.00	2.10
3	30.00	1.00	2.15
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.918

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.513

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.234

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 1.031

PUCLHRO(A. ABAJO)
FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

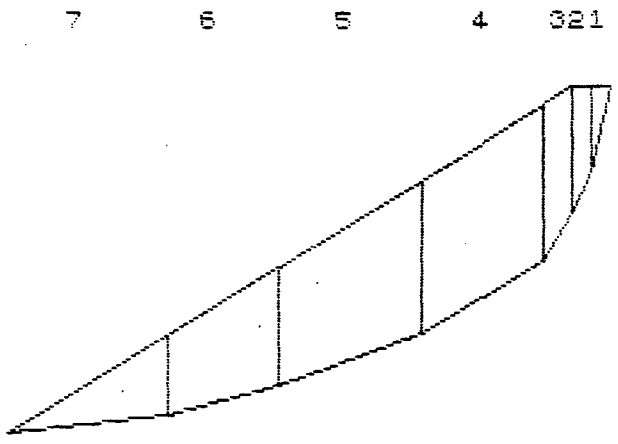
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	75.00
3	7.00	100.00	7.00	63.00
4	17.00	95.00	17.00	50.00
5	60.00	73.00	60.00	29.00
6	110.00	48.00	110.00	14.00
7	150.00	28.00	150.00	5.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	10.50	0.00
3	0.00	15.50	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.10
2	30.00	1.00	2.10
3	30.00	1.00	2.15
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 2.029

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.595

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.298

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 1.083

A P E N D I C E N°2

EMBALSE PUCLARO

ANALISIS ESTABILIDAD

DESCENSO BRUSCO

PUCLARO(A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

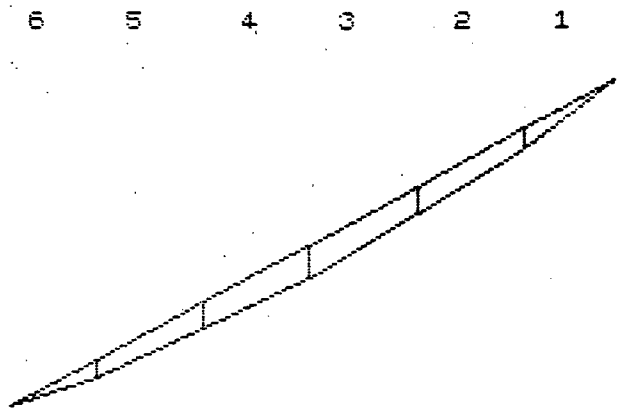
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	40.00	85.30	40.00	79.00
3	80.00	67.60	80.00	59.00
4	120.00	49.80	120.00	40.00
5	160.00	32.00	160.00	24.00
6	200.00	14.20	200.00	9.00
7	232.00	0.00	232.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	2.10	0.00
3	0.00	2.80	0.00
4	0.00	3.20	0.00
5	0.00	2.60	0.00
6	0.00	1.70	0.00
7	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.20
2	40.00	0.00	2.20
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.568

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.211

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 0.966

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.001(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.786

PUCLARO(A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	40.00	85.30	40.00	76.00
3	80.00	67.60	80.00	51.00
4	120.00	49.80	120.00	30.00
5	150.00	36.40	150.00	17.00
6	190.00	18.70	190.00	5.00
7	232.00	0.00	232.00	0.00

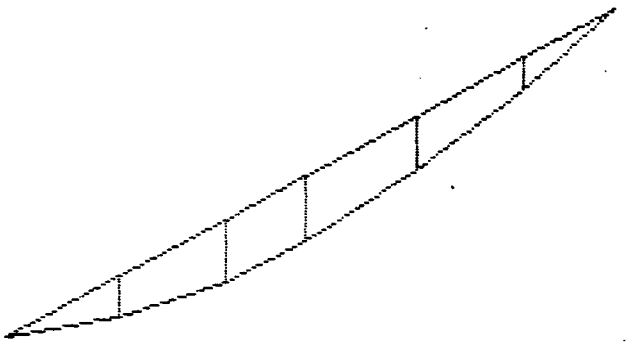
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	3.00	0.00
3	0.00	5.60	0.00
4	0.00	6.60	0.00
5	0.00	6.50	0.00
6	0.00	4.20	0.00
7	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.20
2	40.00	0.00	2.20
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20

6 5 4 3 2 1



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.619

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.252

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.002

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.821

0.82125594 .000032361835
0.213 -109.83489
0.21134 151.04901
0.21132 19.8386619
0.21318 8.803084
0.21317 0.29090575

PUCLARO(A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

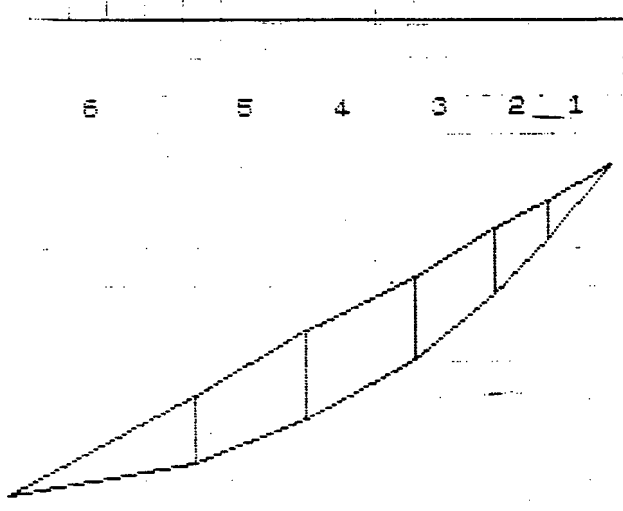
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	30.00	89.50	30.00	77.00
3	50.00	81.00	50.00	61.00
4	80.00	57.00	80.00	41.00
5	120.00	50.00	120.00	23.00
6	162.00	31.00	162.00	10.00
7	232.00	0.00	232.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	4.40	0.00
3	0.00	6.60	0.00
4	0.00	8.30	0.00
5	0.00	8.60	0.00
6	0.00	6.90	0.00
7	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.200
2	40.00	0.00	2.200
3	40.00	0.00	2.200
4	40.00	0.00	2.200
5	40.00	0.00	2.200
6	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.686

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.303

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.045

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.859

PUCLARO(A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

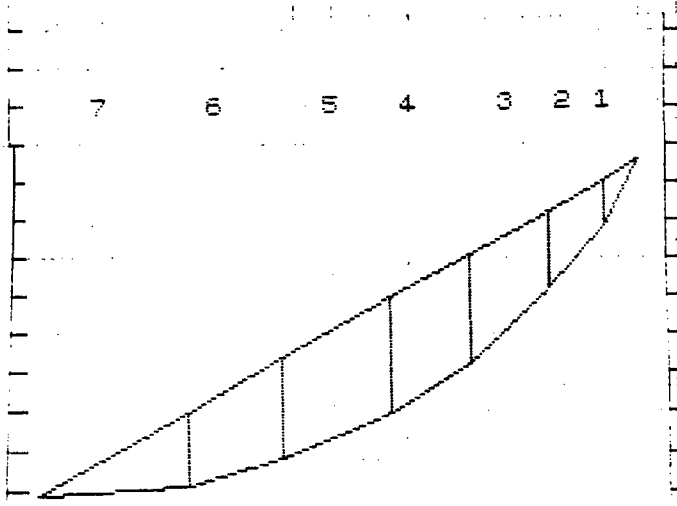
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	20.00	94.00	20.00	80.00
3	40.00	85.00	40.00	61.00
4	70.00	72.00	70.00	39.00
5	100.00	59.00	100.00	24.00
6	140.00	41.00	140.00	11.00
7	175.00	25.00	175.00	3.00
8	232.00	0.00	232.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	6.00	0.00
3	0.00	8.30	0.00
4	0.00	10.50	0.00
5	0.00	11.30	0.00
6	0.00	9.90	0.00
7	0.00	7.20	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	2.20
2	40.00	0.00	2.20
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.736

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.343

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.079

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.891

PUCLARO(A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

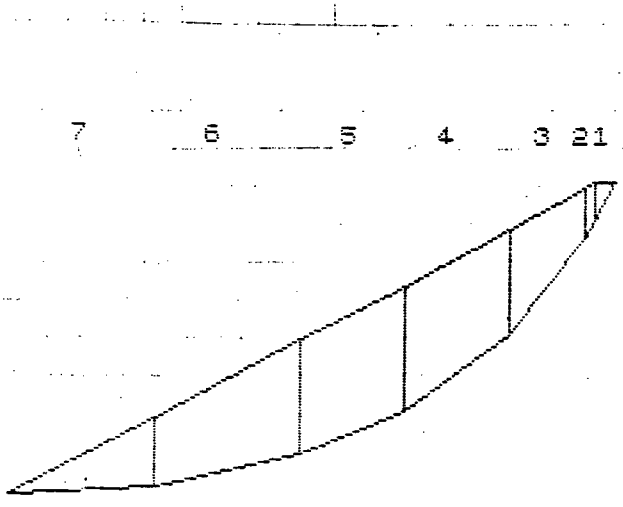
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	0.00	100.00	0.00	100.00
2	7.00	100.00	7.00	88.00
3	11.00	98.20	11.00	83.00
4	40.00	85.00	40.00	52.00
5	80.00	67.00	80.00	23.00
6	120.00	50.00	120.00	14.00
7	175.00	25.00	175.00	3.00
8	232.00	0.00	232.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	12.60	0.00
3	0.00	5.00	0.00
4	0.00	10.50	0.00
5	0.00	12.90	0.00
6	0.00	11.90	0.00
7	0.00	7.20	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.10
2	30.00	1.00	2.15
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.783

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.377

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.105

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.913

PUCLARO(A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

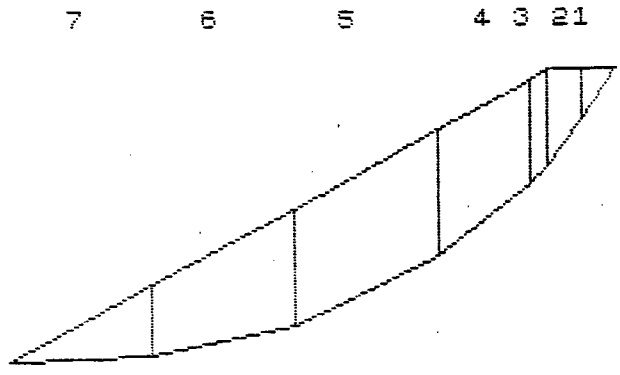
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	91.00
3	7.00	100.00	7.00	83.00
4	11.00	98.00	11.00	80.00
5	30.00	89.50	30.00	68.00
6	60.00	76.00	60.00	56.00
7	90.00	63.00	90.00	51.00
8	120.00	50.00	120.00	50.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	9.00	0.00
3	0.00	17.00	0.00
4	0.00	6.00	0.00
5	0.00	7.20	0.00
6	0.00	6.60	0.00
7	0.00	3.90	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.00
2	30.00	1.00	2.00
3	30.00	1.00	2.10
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.785

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.372

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.100

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.909

PUCLARO(A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

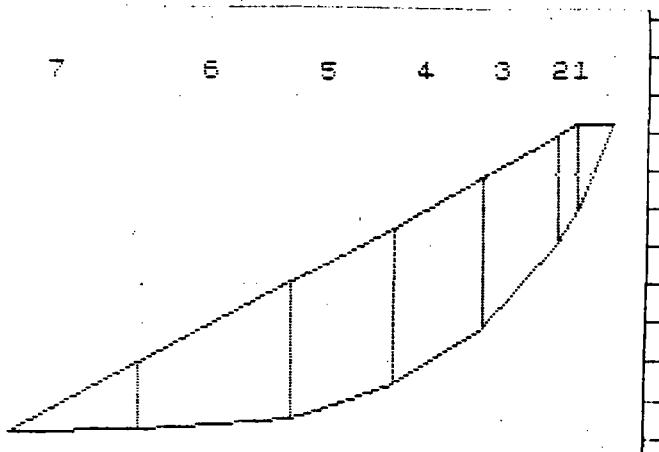
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	7.00	100.00	7.00	73.00
3	15.00	96.40	15.00	62.00
4	45.00	83.00	45.00	34.00
5	80.00	67.00	80.00	16.00
6	120.00	50.00	120.00	5.00
7	180.00	23.00	180.00	1.00
8	232.00	0.00	232.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	26.00	0.00
3	0.00	10.50	0.00
4	0.00	16.50	0.00
5	0.00	15.80	0.00
6	0.00	15.00	0.00
7	0.00	7.50	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.00
2	30.00	1.00	2.10
3	40.00	0.00	2.20
4	40.00	0.00	2.20
5	40.00	0.00	2.20
6	40.00	0.00	2.20
7	40.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.917

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.001(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.475

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.186

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.985

APENDICE N°3

EMBALSE PUCLARO

SONDAJE S-1

ESTRATIGRAFIA Y ENSAYOS DE LABORATORIO

1. GENERALIDADES

El sondaje S-1 se perforó en un punto de coordenadas (UTM) N-6.680.824 y E-320.630 y cota (IGM) 435,7 m. Esta ubicación prácticamente coincide con el eje de la presa y centro del valle. El contratista fue la firma Hipólito Zañartu y Cía., supervisada técnicamente por G. Noguera y Asoc.

2. ESTRATIGRAFIA

Las figuras A31-6, 7 y 8 adjuntas muestran la columna estratigráfica correspondiente.

3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los resultados de ensayos de laboratorio ejecutados sobre muestras obtenidas del sondaje, mediante tubos de pared gruesa y seleccionadas previamente por un ingeniero especialista, se incluyen en el certificado N°0334 de TESTING Ltda.

SONDAJE	PROYECTO:	EJECUCION: H.ZAÑARTU Y CIA.	UBICACION: LECHO RIO, EJE	COORD. N (m) 6.680.824	COTA (m): 435,7	
Nº S-1	EMBALSE PUCLARO	SUPERVISION: NOGUERA Y ASOC.	PROSPECCIONES, DERECHA	COORD. E (m) 320.630	FECHA: NOV. 85	HOJA 1 DE 3

COTA (m)	PROF. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION	Ø PERF. (PULG.)	PROF. NAPA (m)	MUEST. Y RESULT. LABORAT. PROF. Y TIPO (m)	G/A/F (%)	Lw/Ip (%)	COEF. PERMEABILIDAD "K" (m/s) PROF. (m)	RECUP.	GASTO CTE.	DES-CENSO	PRUEBA DE PENETRACION PROF. (m)	TIPO	GOLPES N_1 N_2 N_3
433,7	2,0		GRAVA ARENOSA, COLOR GRIS-CAFE, CANTOS SUBREDONDEADOS, ORIGEN FLUVIAL.	PERCUSION Ø 12"	4,30	3,00 – 3,25 P.Gr Ø6"	47/36/17	18,4/3,6	3,00 – 5,00		2x10⁻⁴		3,00 – 3,25	CONO	30-50/10
430,0	5,0		GRAVA ARENOSA, COLOR GRIS CAFE, CON CONTENIDO VARIABLE DE FINOS LIMOSOS (8 – 17 %), CANTOS SUBANGULARES A SUBREDONDEADOS; MAL GRADUADO, ORIGEN FLUVIAL; ENTRE LOS 10,2 Y 12,0 m SE PERFORAN NUMEROSOS BOLONES.			6,00 – 6,25 P. Gr. Ø 6"							6,00 – 6,10	CONO	50 / 10
						9,00 – 9,40 P.Gr. Ø6"	66/26/8	24,7/3,0	8,40 – 10,00		1x10⁻⁴	1x10⁻⁵	9,00 – 9,40	CONO	40-45-50/10
422,2	13,5		GRAVA CON ABUNDANTE ARENA Y CONTENIDO VARIABLE DE FINOS LIMOSOS, COLOR CAFE, CANTOS SUBANGULARES A SUBREDONDEADOS, ORIGEN FLUVIAL. (13,5 – 29.0)			12,00 – 12,15 P. Gr. Ø 6"	NO RECUPERO MUESTRA		11,80 – 15,00	6x10⁻⁵	7x10⁻⁵	8x10⁻⁶	12,00 – 12,10	CONO	50 / 10
420,0	20,0			PERCUSION Ø 10"		15,00 – 15,25 P. Gr. Ø 6"	35/45/20	19,6/4,1					15,00 – 15,30	CONO	43-50
						18,00 – 18,30 P. Gr. Ø 6"			18,70 – 20,00	1x10⁻⁵	3x10⁻⁵	1x10⁻⁵	18,00 – 18,40	CONO	32-45-50/10
						21,00							21,00		

XI.A.3.1.54

FIGURA A31-6

SONDAJE	PROYECTO:	EJECUCION: H. ZAÑARTU Y CIA.	UBICACION: LECHO RIO, EJE	COORD. N (m) 6.680.824	COTA (m): 435,7
Nº S-1	EMBALSE PUCLARO	SUPERVISION: NOGUERA Y ASOC.	PROSPECCIONES, DERECHA	COORD. E (m) 320.630	FECHA: NOV. 85 HOJA 2 DE 3

COTA (m)	PROF. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION	ϕ PERF. (PULG.)	PROF. NAPA (m)	MUEST. Y RESULT. LABORAT. PROF. Y TIPO (m)	G/A/F (%)	Lw/Ip (%)	COEF PERMEABILIDAD "K" (m/s) PROF. (m)	RECUP.	GASTO CTE.	DES-CENSO	PRUEBA DE PENETRACION PROF. (m)	TIPO	GOLPES N_1 N_2 N_3
				PERCUSION ϕ 10"		21,30 P. Gr. ϕ 6"	57/33/10	24,2/1,9					21,30	CONO	48-50
						24,00			23,00				24,00		
						24,20 P. Gr. ϕ 6"				6×10^{-5}	8×10^{-5}	2×10^{-5}	24,12	CONO	50/12
	25,0								25,00						
410,0															
						27,00							27,00		
						27,30 P. Gr. ϕ 6"	NO RECUPERO MUESTRA						27,27	CONO	40-50/12
									28,50						
406,7	29,0		GRAVA ARENOSA CON FINOS DE PLASTICIDAD MEDIA A BAJA (CL-ML), COLOR CAFE, CANTOS SUBANGULARES A SUBREDONDEADOS, MAL GRADUADO, ORIGEN FLUVIAL.							6×10^{-7}	9×10^{-6}	7×10^{-7}			
						30,00							30,00		
	30,0					30,20 P. Gr. ϕ 6"	45/38/17	22,8/5,4	30,00				30,28	CONO	38-50/13
						33,00							33,00		
						33,20 P. Gr. ϕ 6"	53/38/9	26,2/5,3					33,25	CONO	42-50/10
401,7	34,0								33,80						
	35,0		ARENA LIMOSA, CON ABUNDANTE GRAVA, COLOR CAFE, CANTOS SUBANGULARES A SUBREDONDEADOS, ORIGEN FLUVIAL.							4×10^{-6}	3×10^{-6}	5×10^{-7}			
				PERCUSION ϕ 8"					35,00						
400,0						36,00							36,00		
						36,25 P. Gr. ϕ 6"	27/50/23	21,2/3,9					36,30	CONO	35-50
														SE SUPRIME A PARTIR DE LOS 36,00 m	
						39,00			38,50						
						39,20 P. Gr. ϕ 6"	40/45/15	18,8/2,1		3×10^{-6}	3×10^{-6}	1×10^{-7}			
395,7	40,0		GRAVA ARENOSA CON FINOS LIMOSOS CONTENIDO VARIABLE, CANTOS SUBANGULARES A SUBREDONDEADOS, COLOR CAFE VETEADO A MORADO, PARTICULAS DESCOMPUESTAS, ORIGEN FLUVIAL. (40,0 – 50,1)						40,00						
						42,00									

XI.A.3.1.55

FIGURA Nº A31-7

SONDAJE Nº S-1	PROYECTO: EMBALSE PUCLARO	EJECUCION: H. ZAÑARTU Y CIA.	UBICACION: LECHO RIO, EJE	COORD. N (m) 6.680.824	COTA (m): 435,7
		SUPERVISION: NOGUERA Y ASOC.	PROSPECCIONES, DERECHA	COORD. E (m) 320.630	FECHA: NOV. 85 HOJA 3 DE 3

COTA (m)	PROF. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION	ϕ PERF. (PULG.)	PROF. NAPA (m)	MUEST. Y RESULT. LABORAT. PROF. Y TIPO (m)	G/A/F (%)	Lw/Ip (%)	COEF. PERMEABILIDAD "K" (m/s) PROF. (m)	RECUP.	GASTO CTE.	DES-CENSO	PRUEBA DE PENETRACION PROF. (m)	TIPO	GOLPES N_1 N_2 N_3
				PERCUSION ϕ 8"		42,15 P.Gr.ϕ6"	NO RECUPERO MUESTRA		43,20						
	45,0					45,00	59/31/10	19,6/3,1	45,00	$1x10^{-5}$	$5x10^{-6}$	$8x10^{-7}$			
390,0						45,25 P.Gr.ϕ6"			45,60						
						48,00	NO RECUPERO MUESTRA			$4x10^{-6}$	$6x10^{-6}$	$2x10^{-6}$			
						48,10 P.Gr.ϕ6"									
385,6	50,1					50,00	NO RECUPERO MUESTRA		50,00						
			FIN SONDAJE			50,12 P.Gr.ϕ 6"									

XI.A.3.1.56

FIGURA Nº A31-8

testing ltda. LABORATORIO DE INGENIERIA
MANUEL MONTT 1660 - SANTIAGO
FONOS 746928 - 2255491

CERTIFICADO Nº 0334.

1. INTRODUCCION.

El presente certificado tiene por objetivo informar los resultados de los ensayos de laboratorio, realizados por TESTING LTDA., a 9 muestras de suelo, provenientes del Sondaje Nº 1 del proyecto **Embalse Puclaro**, ubicado en la IV Región.

Los ensayos fueron solicitados por la oficina Guillermo Noguera y Asociados, Ingenieros Consultores Ltda., con domicilio en Santiago, Av. 11 de Septiembre # 1480, piso 12.

At. Sr. Fernando Castro M.

2. ANTECEDENTES.

De acuerdo a instrucciones proporcionadas por el ingeniero especialista en mecánica de suelos, Sr. Fernando Castro M., se realizaron los ensayos de clasificación a 9 muestras de suelo provenientes del Sondaje Nº 1.

3. RESULTADOS.

En la tabla adjunta se informan los resultados de los ensayos realizados. La nomenclatura utilizada se explica por sí sola.

testing ltda.
p. TESTING LTDA.
LABORATORIO DE INGENIERIA

Santiago, Enero 29 de 1986.

testing ltda.

ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO EMBALSE PUCLARO. **Nº** 85-251 **FECHA** Dic.85.

Muestra		1	3	5	7	10	11	12A	13	15
Pozo/Sondaje Nº		S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1
Profundidad m		3,00	9,00	15,00	21,00	30,00	33,00	36,00	39,00	45,00
		3,25	9,40	15,25	21,30	30,20	33,20	36,15	39,15	45,15
	tamaño max. cm.									
	%del total > 3"									
	3"	100	100		100					100
	2"	-	-		-					-
Granulometria	1½"	92	87	100	82	100	100	100	100	87
% en peso que pasa	1"	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	¾"	80	66	89	65	91	67	96	97	62
Malla ASTM	⅜"	62	46	77	50	67	56	81	82	50
	Nº 4	53	34	65	43	55	47	73	60	41
	Nº 8	44	27	54	37	45	38	62	50	33
	Nº 16	37	21	47	32	38	30	54	41	27
	Nº 30	31	17	39	25	32	23	45	32	21
	Nº 50	23	12	28	16	24	15	34	21	14
	Nº 100	18	9	22	11	18	10	25	16	11
	Nº 200	17	8	20	10	17	9	23	15	10
	limite liquido %	18,4	24,7	19,6	24,2	22,8	26,2	21,2	18,8	19,6
Limites Atterberg	limite plástico %	14,8	21,7	15,5	22,3	17,4	20,9	17,3	16,7	16,5
	indice plasticidad %	3,6	3,0	4,1	1,9	5,4	5,3	3,9	2,1	3,1
	< Nº 4	-	2,71		-	2,70	-	-	2,70	-
Densidad de Solidos	> Nº 4	-	2,66		-	2,68	-	-	2,68	-
Dens. Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										

Observaciones

XI.A.3.1.58

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES
SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.2

EMBALSE PUCLARO

MEMORIA DE CALCULO DEL EVACUADOR DE CRECIDAS

I N D I C E

	PAGINA
1. DISEÑO DE LAS OBRAS DE EVACUACION DE CRECIDAS	XI.A.3.2.1
1.1 CRECIDA DE DISEÑO	XI.A.3.2.1
1.2 CONCEPCION DE LAS OBRAS DE CONTROL DEL EVACUADOR DE CRECIDAS	XI.A.3.2.1
1.3 DETERMINACION DEL CAUDAL PEAK EFLUENTE	XI.A.3.2.6
1.4 DISEÑO DEL VERTEDERO LATERAL Y DEL CANAL COLECTOR	XI.A.3.2.9
1.5 DISEÑO DEL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL CANAL COLECTOR Y EL RAPIDO DE DESCARGA	XI.A.3.2.26
1.6 DISEÑO DEL RAPIDO DE DESCARGA Y DEL SALTO DE SKI	XI.A.3.2.28
1.7 CANAL DE RESTITUCION	XI.A.3.2.36

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 1 de .....

PROYECTO EMBALSE PUCLARO

MATERIA .....

1. DISEÑO DE LAS OBRAS DE EVACUACION DE CRECIDAS

1.1 CRECIDA DE DISEÑO

Las obras de excedencia del embalse Puclaro se diseñarán para evacuar la crecida originada por el hidrograma de una lluvia con período de retorno de 500 años, según el estudio hidrológico efectuado por la empresa consultora Salzgitter.

El hidrograma de esta crecida es el siguiente (la hora cero corresponde al inicio de la lluvia):

Tiempo (horas)	Caudal (m^3/s)	Tiempo (horas)	Caudal (m^3/s)
0	0	38	720
2	0	40	950
4	0	42	1.315
6	0	44	1.460
8	6	46	1.580
10	8	48	2.060
12	20	50	2.090
14	35	52	1.980
16	55	54	1.800
18	80	56	1.590
20	105	58	1.390
22	145	60	1.225
24	175	62	1.065
26	225	64	920
28	275	66	770
30	325	68	660
32	390	70	580
34	470	72	500
36	585	74	430

El hidrograma de la lluvia que origina la crecida de diseño tiene una duración de 48 horas.

1.2 CONCEPCION DE LAS OBRAS DE CONTROL DEL EVACUADOR DE CRECIDAS

Al igual que en los diseños que se han realizado anteriormente, las obras de evacuación de crecidas se ubicarán en el estribo derecho del muro de presa, aprovechando así las favorables condiciones topográficas que presenta esa ribera. Aquí puede proyectarse un vertedero de cresta libre, como también uno controlado por compuertas.

A continuación se analizará brevemente la concepción de estas obras para las dos alternativas planteadas y posteriormente se calculará la diferencia de costos entre ambas soluciones.

El nivel máximo normal de las aguas en el embalse se ha fijado en la cota 521,00 m, con lo cual se logra almacenar un volumen útil de 320 millones de metros cúbicos.

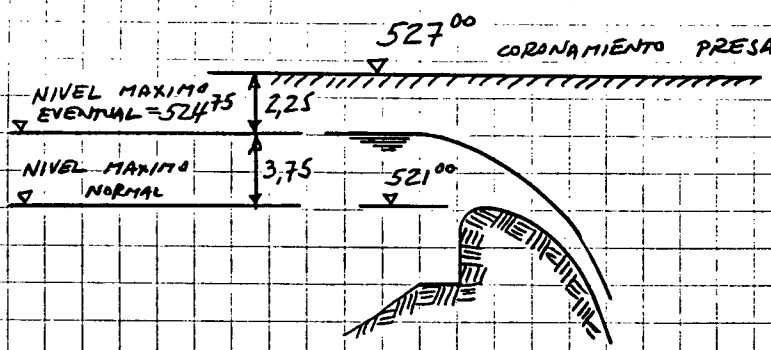
GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 2 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

En la solución con vertedero de cresta libre, el umbral de esa estructura deberá ubicarse entonces a la cota 521,00 m. Si se acepta una carga del orden de 3,75 m para evacuar el caudal pico producto de la creciente de diseño (la carga de diseño indicada corresponde a la adoptada en el proyecto efectuado por la empresa Salzgitter) y una revancha al coronamiento de la presa de 2,25 m sobre el nivel máximo eventual, se tiene:



Para efectuar una predisseño de las obras se consideró una longitud de vertedero de 115,00 m. A continuación se estudió el tránsito de la creciente de diseño a través de las obras del embalse. Como primera aproximación al problema, se analizó el efecto regulador del embalse mediante un procedimiento gráfico. De esta forma se determinó un nivel máximo eventual en el embalse igual a 524,74 m y un caudal pico evacuado de 1850 m^3/s (pico creciente afluente = 2.090 m^3/s). Más adelante, cuando se estudian las dimensiones definitivas de las obras, se verá que al pie de este vertedero lateral se dispondrá un canal colector, de sección trapecial (talud izquierdo con inclinación en la parte inferior = 1:2, H:V y talud derecho con inclinación 1:3), con una ancho basal variable entre 5 y 30 m.

En la solución con vertedero controlado por compuertas se considerará una sección de control formada por 3 compuertas de 10 m de ancho, separadas por machones de 2,50 m de espesor. En este caso debe fijarse una norma de operación para maniobrar las compuertas durante una creciente. Normalmente en este tipo de obras se acepta un peralte máximo de las aguas en el embalse de 0,25 m sobre el nivel máximo normal (cota 521,00 m) antes de abrir las compuertas. Una vez que se ordena abrir compuertas, como es imposible saber cual es la magnitud de la creciente que se está evacuando, es habitual que la norma de operación recomiende botar un caudal igual al afluente al embalse. La corrección de la apertura de las compuertas se hace cada cierto intervalo de tiempo (cada 15 minutos o media hora, por ejemplo). Es decir, se trata de operar el embalse de tal forma que el nivel de las aguas coincida en todo momento

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

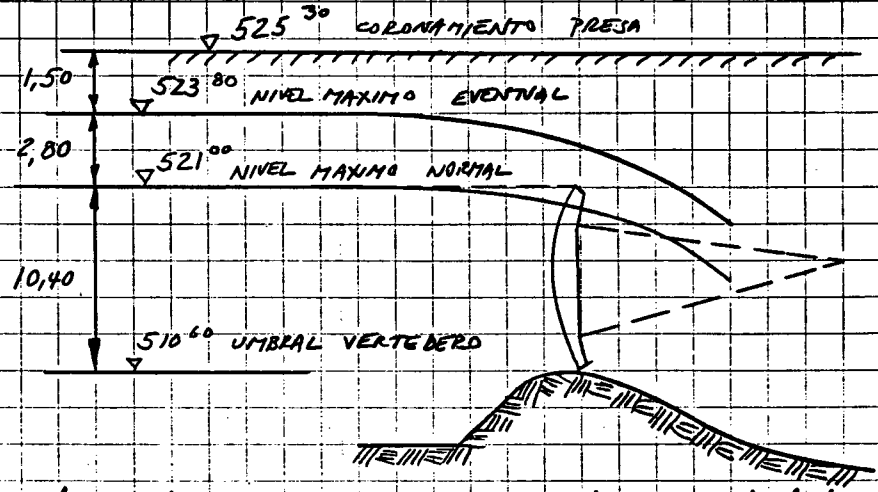
Calculado ..... Fecha ..... Hoja 3 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

con el nivel máximo normal (cota 521,00 m). De esta forma, si el caudal efluente se ajusta constantemente para que sea igual al afluente se tiene que el caudal máximo evacuado coincide con el caudal peak de la crece de diseño : 2.090 m3/s. Para evacuar este caudal a través de las 3 compuertas se obtiene una carga sobre el umbral del vertedero de 10,40 m, valor que corresponde al alto que tendrán las compuertas.

Además de la situación anterior parece razonable que para fijar la cota del coronamiento de la presa se considere la situación que se produce al quedar una de las compuertas fuera de servicio durante la evacuación de la crece de diseño. En este caso la carga requerida sobre el umbral de la sección de control resulta de 13,20 m. Si se acepta que en esta situación se tenga una resguarda mínima de 1,50 m respecto al coronamiento de la presa, las cotas resultantes son las siguientes :



Esa decir, la solución con un vertedero controlado por compuertas permite reducir la altura de la presa en 1,70 m.

En la página siguiente se detalla el presupuesto de las dos alternativas analizadas. Estos presupuestos corresponden a las obras y equipos ubicados aguas arriba del rápido de descarga. En la solución con vertedero de cresta libre se han incluido los costos derivados del peralte de 1,70 m del muro del embalse. En la solución con vertedero controlado por compuertas se han incluido las partidas correspondientes al ensanche del rápido de descarga, que en su sección inicial tendrá un ancho de 35,00 m a diferencia del de la solución con vertedero a cresta libre, en que este ancho será de 30,00 m.

Los presupuestos se han expresado en dólares equivalentes y el nivel de precios corresponde al vigente en Febrero de 1985. En ellos se han considerado los ítemes más relevantes.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 4 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

PRESUPUESTO SOLUCION VERTEDERO CONTROLADO POR COMPUERTAS
(US$ equivalentes) Nivel de precios: Febrero 1985

ITEMES	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL (US$)
Canal de Aproximación y Sección de Control			
Excavación en roca	158.987 m³	10,37	1.648.695
Hormigón estructural	15.007 m³	100,98	1.515.407
Moldaje	11.500 m²	38,43	441.945
Fierro	402.200 kg	1,23	494.706
Cáncamos ϕ 28; L = 4,50 m	790 c/u	143,00	112.970
Equipo Hidromecánico			
Suministro (CIF)			
- 3 compuertas de segmento	gl	-	725.000
- partes empotradas	gl	-	60.000
- elevadores hidráulicos	gl	-	485.000
- compuertas emergencia	gl	-	165.000
- partes empotradas	gl	-	35.000
- viga izamiento	gl	-	10.000
- grúa portal (20 ton)	gl	-	150.000
Derechos internación (25% valor CIF)			407.500
Impuesto valor agregado (20% valor equipo internado)			407.500
Flete y bodegaje (6% valor CIF)			97.800
Montaje equipos			
- elementos en primer hormigón	gl	-	10.000
- parte fija compuertas segmento	gl	-	19.500
- compuertas segmento y mecanismos	gl	-	198.800
- parte fija compuertas emergencia	gl	-	31.000
- tableros compuertas emergencia y viga izamiento	gl	-	27.100
- grúa portal	gl	-	30.000
Rápido de Descarga (Ensanche variable 5,0 a 0 m)			
Excavación en roca	11.375 m³	10,37	117.959
Hormigón estructural	137 m³	100,98	13.834
Moldaje	457 m²	38,43	17.563
Fierro	7.535 kg	1,23	9.268
Cáncamos	114 c/u	143,00	16.302
TOTAL SOLUCION VERTEDERO CON COMPUERTAS			7.247.849

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 5 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

PRESUPUESTO SOLUCION VERTEDERO CON CRESTA LIBRE
(US$ equivalentes) Nivel de precios: Febrero 1985

ITEMES	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL (US$)
Rellenos interior del embalse (1,70 m mayor altura)	272.000 m^3	5,25	1.428.000
Obras Vertedero, Canal Colector y Transición			
Excavación en roca	210.259 m^3	10,37	2.186.608
Hormigón estructural	3.682 m^3	100,98	371.808
Moldaje	8.622 m^2	38,43	331.343
Fierro	150.000 kg	1,23	184.500
Cáncamos ϕ 28 ; L = 4,50 m	1.765 c/u	143,00	225.395
TOTAL SOLUCION VERTEDERO SIN CONTROL			4.754.654

Adicionalmente, en la solución con compuertas habría que considerar los gastos de mantención y operación de los equipos hidromecánicos. Si se supone que estos ascienden a 50.000 US$ anuales, al actualizar esta cifra durante un período de 50 años (vida útil de las obras), con una tasa de interés de un 10 % anual, los gastos de mantención y operación actualizados serían los siguientes:

$$\text{factor de recuperación del capital} = f.r.c. = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

Gastos de O. y M. actualizados = G. de O. y M. anuales / f.r.c.

$i = 10\%$, $n = 50$ años $\Rightarrow$ f.r.c. = 0,10086

Luego, Gastos de O. y M. actualizados = 495.740 US$

Es decir, el costo total de la solución de vertedero con compuertas sería de 7.247.849 + 495.740 = 7.743.589 US$. El costo de la solución con vertedero de cresta libre es de 4.754.654 US$, que corresponde a un 61 % del costo de la solución con compuertas. Si se considera además que la solución con compuertas ofrece una menor seguridad de operación, que tiene mayores gastos financieros, que el diseño es más complejo (mayor costo) y que la adquisición de los equipos hidromecánicos significa un mayor gasto de divisas, no caben dudas que para el caso de las obras de evacuación del embalse Puclaro es más conveniente la solución que contempla un vertedero natural sin compuertas de control.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 6 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

1.3 DETERMINACION DEL CAUDAL PEAK EFLUENTE

Para determinar el caudal peak efluente, con el cual se diseñarán las obras de evacuación de crecidas, es necesario estudiar el efecto regulador que ejerce el embalse sobre la onda de crecida afluente. Para ello se establece una ecuación volumétrica, que establece que en un cierto intervalo Δt el volumen afluente al embalse debe ser igual al volumen que se embalsa en ese intervalo más el volumen efluente, evaluado a través de las obras de excedencia. Es decir, entre los tiempos t_1 y t_2 se cumple:

$$Q_{AFL\ 1-2}\ (t_2-t_1) = Q_{EFL\ 1-2}\ (t_2-t_1) + V_{EMBALSADO}$$

Introduciendo la simplificación que los caudales medios afluentes y efluentes son iguales al promedio de los valores extremos, se tiene:

$$\left(\frac{Q_{AFL\ 1} + Q_{AFL\ 2}}{2}\right)\Delta t = \left(\frac{Q_{EFL\ 1} + Q_{EFL\ 2}}{2}\right)\Delta t + V_{EMBALSADO}$$

donde $\Delta t = t_2 - t_1$

Para determinar el caudal efluente y el volumen embalsado en el tiempo (fluctuación del nivel de las aguas), se deben conocer las condiciones iniciales para $t=0$, la curva de embalse (relación entre la cota del agua en el embalse y el volumen almacenado), la crecida afluente y la curva de descarga del vertedero de la obra de rebose.

De los antecedentes contenidos en el informe realizado por la empresa Salzgitter se tiene:

CURVA DE EMBALSE

NIVEL AGUA EN EL EMBALSE	VOLUMEN EMBALSADO
520,00 m	315,56 millones de m³
521,00 m	325,00 " "
522,00 m	334,70 " "
523,00 m	344,70 " "
524,00 m	355,00 " "
525,00 m	365,60 " "
526,00 m	376,50 " "

La crecida afluente de diseño ya se presentó en el punto 1.1, Crecida de Diseño.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 7 de .....

PROYECTO .....

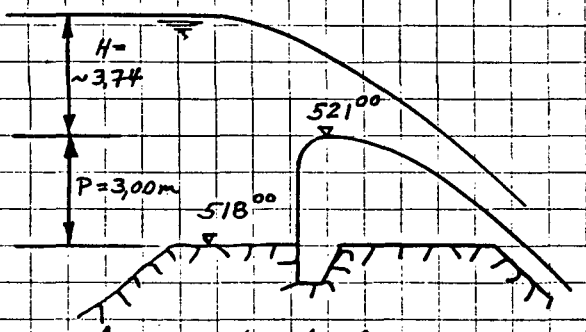
MATERIA .....

Para determinar la curva de descarga del vertedero se seguirán las recomendaciones contenidas en el libro Diseño de Presas Pequeñas. El caudal evacuado por el vertedero está dado por:

$$Q = C\,L\,H^{3/2} \qquad (m^3/s)$$

C = coeficiente de gasto
L = longitud vertedero = 115 m
H = carga sobre el vertedero

De acuerdo a lo señalado en el punto 1.2, la carga máxima sobre el vertedero es aproximadamente de 3,74m. En esa situación se tiene:



Para P/H = 3,0/3,74 se obtiene
$C_o = 2,136$

Se proyectará un vertedero de paramento deprimido, con lo cual se logra minimizar el costo de la estructura y se mejora el coeficiente de gasto. Para cargas de diseño del paramento del vertedero iguales a 3/4 de la carga máxima real ($3/4 \times 3,74 = 2,80$ m) las presiones negativas que se producen en la cresta del vertedero no alcanzan valores absolutos que puedan producir cavitación.

Para una carga real máxima igual a 1,33 veces la carga de diseño del paramento, el valor de C debe aumentarse en un 4,1%, luego,

$$Q = C\,L\,H^{3/2} = 2,136 \times 1,041 \times 115\,H^{3/2} = 255,74\,H^{3/2}$$

La carga H queda dada por la cota z de las aguas en el embalse menos la cota 521,00 m, correspondiente al umbral del vertedero. En consecuencia, la curva de descarga del vertedero será,

$$Q = 255,74\,(z - 521,00)^{3/2}$$

Para t = 0, que corresponde al inicio del temporal de diseño, se ha supuesto que el embalse está lleno, es decir las aguas alcanzan la cota 521,00 m.

El proceso de cálculo de Q_E y de z para distintos tiempos t se efectuó con ayuda de un minicomputador. Los resultados obtenidos del proceso de regulación de la crecida son los si-

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 8 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

siguientes

EMBALSE PUCARA
CRECIDA 1:500

$Lv = 115\,m \qquad Q_E = 255{,}74\,(Z-521)^{1.5}$

T hrs	QA m3/s	QE m3/s	Z m
6.00	0.00	0.00	521.00
8.00	6.00	0.03	521.00
10.00	8.00	0.16	521.01
12.00	20.00	0.59	521.02
14.00	35.00	1.82	521.04
16.00	55.00	4.54	521.07
18.00	80.00	9.69	521.11
20.00	105.00	18.11	521.17
22.00	145.00	31.14	521.25
24.00	175.00	49.48	521.33
26.00	225.00	73.92	521.44
28.00	275.00	106.02	521.56
30.00	325.00	145.13	521.69
32.00	390.00	191.89	521.83
34.00	470.00	248.64	521.98
36.00	565.00	315.93	522.15
38.00	720.00	403.36	522.35
40.00	950.00	527.78	522.62
42.00	1315.00	716.97	522.99
44.00	1460.00	938.85	523.38
46.00	1580.00	1143.69	523.71
48.00	2060.00	1393.78	524.10
50.00	2090.00	1653.98	524.47
52.00	1980.00	1804.59	524.68
54.00	1800.00	1838.83	524.73
56.00	1590.00	1781.27	524.65
58.00	1390.00	1666.23	524.49
60.00	1225.00	1527.43	524.29
62.00	1065.00	1383.12	524.08
64.00	920.00	1237.74	523.86
66.00	770.00	1094.89	523.64
68.00	660.00	961.41	523.42
70.00	580.00	845.65	523.22

VOL AFL-VOL EFL (m3) =21961098

VOL FIN-VOL INIC(m3) =21961138

En la tabla anterior T es el tiempo, Q_A el caudal afluente, Q_E el caudal efluente y z el nivel de las aguas en el embalse. Al final se ha efectuado una verificación para comprobar que la diferencia entre el volumen afluente y efluente es igual al volumen embalsado durante las 70 horas analizadas.

Se observa que el caudal peak efluente es de $1838{,}83\ m^3/s$ ($z = 524{,}73\ m$) y que este máximo se alcanza en la hora 54, es decir, 4 horas después de producirse el peak de la crecida afluente. En los cálculos que siguen se ha redondeado el valor anterior y se ha trabajado con un caudal máximo o de diseño de las obras de evacuación de $1.850\ m^3/s$.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 9 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

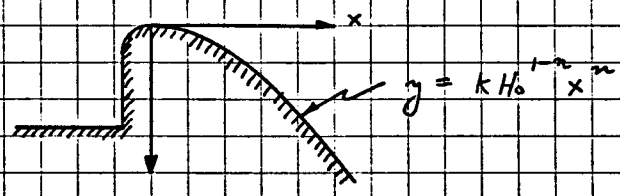
1.4 DISEÑO DEL VERTEDERO LATERAL Y DEL CANAL COLECTOR

Si consideramos una carga de diseño del vertedero H_o igual a 0,75 $H_{real\ máximo}$, tendremos:

$$H_o = 3/4 \times 3,73 = 2,7975 m = 2,80 m$$

La ecuación del paramento de aguas abajo del vertedero será (perfil Creager):

$$\frac{y}{H_o} = k\left(\frac{x}{H_o}\right)^n$$, donde x e y se definen en la figura



Los valores de n y k dependen del cociente h_a/H_o, donde h_a es la altura de velocidad inmediatamente aguas arriba del vertedero. Para una carga real de 3,73 m y un caudal $Q = 1850\ m^3/s$, se obtiene un valor de $h_a = 0,321 m \Rightarrow h_a/H_o = 0,115$, de donde resulta:

$$K = 0,508$$
$$n = 1,83$$
$$H_o = 2,80 m$$

Luego,

$$y = 0,216 x^{1,83}$$

En el cuadrante de aguas arriba se considerará un arco de círculo, con radio = 0,80 m.

La parte inferior del paramento de aguas abajo del vertedero se continuará posteriormente en una recta con inclinación 0,5:1 (H:V). El punto de tangencia entre la recta indicada y el perfil Creager es:

$$\frac{dy}{dx} = 0,216 \times 1,83\, x^{0,83} = (1/0,5) \Rightarrow x_T = 7,053 m$$

$$y_T = 7,708 m$$

Con respecto al diseño del canal colector, se analizaron diversas posibilidades. En primer lugar, se estudiaron dos formas de imponer un escurrimiento de río en la sección del extremo de aguas abajo del colector. La primera de ellas consiste en imponer crisis en una sección situada aguas abajo del colector mediante un angostamiento de las paredes laterales. Se ha considerado

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 10 de .....

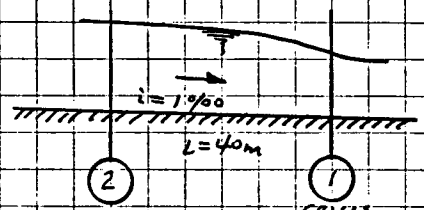
PROYECTO .....

MATERIA .....

una sección de control de paredes verticales, de 30 m de ancho. El extremo de aguas abajo del canal colector consistirá en una sección trapecial de 35 m de ancho basal. El talud izquierdo de esta sección estará formado por el paramento de aguas abajo del vertedero lateral. El talud derecho de la sección indicada estará formado por un paramento con inclinación 1:3 (H:V). Para simplificar los cálculos se ha supuesto que el talud izquierdo del canal colector está formado por un paramento con inclinación 1:2 (H:V). Esta hipótesis está por el lado de la seguridad, pues considera una sección de escurrimiento menor que la real.

Adoptando una pendiente de fondo de un 1 °/₀₀ en la transición entre la sección de aguas abajo del canal colector y la sección de control (crisis), una longitud de 40 m entre ambas secciones y suponiendo que se produce una pérdida de carga igual a $0{,}10\,\Delta v^2/2g$ entre ambas secciones, se puede establecer:

PERFIL LONGITUDINAL



$$B_1 + (0{,}10\,\Delta v^2/2g) = B_2 + 0{,}001 \times 40$$

$Q = 1850\ m^3/s$

$B_1 = B_{c_1} = 10{,}934\ m$

$h_{c_1} = 7{,}289\ m$

$v_{c_1} = 8{,}460\ m/s$

$v_{c_1}^2/2g = 3{,}645\ m$

$\Delta = 0{,}251\ m$

$B_2 = 11{,}145\ m$

$h_2 = 10{,}010\ m$

$v_2 = 4{,}718\ m/s$

$v_2^2/2g = 1{,}135\ m$

Para verificar si el escurrimiento en la sección 2 está suficientemente alejado de la crisis, se ha calculado el escurrimiento crítico en esa sección:

$B_{c_2} = 9{,}419\ m$

$h_{c_2} = 6{,}420\ m$

$v_{c_2} = 7{,}668\ m/s$

$v_{c_2}^2/2g = 2{,}999\ m$

Luego, $B_2 / B_{c_2} = 11{,}145 / 9{,}419 = 1{,}183$ O.K. ✓

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

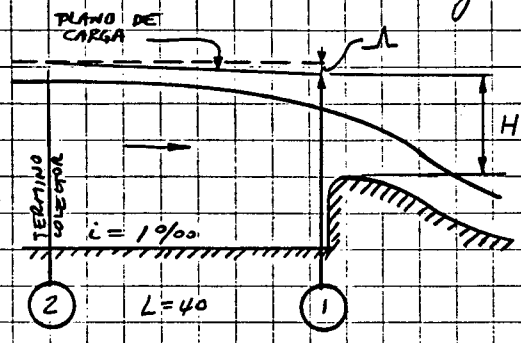
Calculado ..... Fecha ..... Hoja 11 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Es decir, si aguas abajo del colector se impone la crisis con un angostamiento de 30 m de ancho, en el extremo de aguas abajo del colector se tendrá una altura de 10,01 m para el caudal de diseño.

También se analizó la posibilidad de imponer un escurrimiento de río en el extremo de aguas abajo del colector mediante una grada de control. Esta grada de fondo se ubicará 40 m aguas abajo del término del colector. La altura de la grada se calculará de tal forma que en la sección final del colector el Bernoulli sea un 20% superior al crítico. La sección final del colector será similar a la del caso analizado en párrafos anteriores, pero de un ancho basal de sólo 30 m. Se adoptará una pendiente de fondo en la transición entre estas dos secciones de un 1‰. Se supondrá que la grada de aguas abajo será del tipo Creager y que la pérdida de carga entre la sección de la grada y la del término del colector es de $0{,}20\ v^2/2g$, donde la velocidad de aguas abajo corresponde a la que existe inmediatamente aguas arriba de la grada de control.



$$B_1 + (0{,}20\, v^2/2g) = B_2 + 0{,}001 \times 40$$

El escurrimiento crítico en la sección 2 está dado por:

$B_{c2} = 10{,}286$ m
$h_{c2} = 7{,}048$ m
$v_{c2} = 7{,}967$ m/s, luego, si se impone la condición $B_2 = 1{,}2\, B_{c2}$, se tiene $B_2 = 12{,}343$ m ($h_2 = 11{,}180$ m; $v_2 = 4{,}774$ m/s; $v_2^2/2g = 1{,}163$ m)

Suponiendo un alto de grada $P = 2{,}45$ m y una carga $H = 9{,}82$ m, es decir, $P/H = 0{,}249$, se obtiene $C = 2{,}004$.

Como el caudal evacuado por el vertedero queda dado por

$Q = C\, L\, H^{3/2}$, donde $L = 30$ m, para $Q = 1850$ m³/s resulta,

$H = 9{,}820$ m $\Rightarrow B_1 = H + P = 12{,}27$ m
$h_1 = 10{,}520$ m
$v_1 = 5{,}862$ m/s
$v_1^2/2g = 1{,}752$

y la pérdida de carga h resulta ser $0{,}2(1{,}752 - 1{,}163) = 0{,}118$.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 12 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

luego, verificando la ecuación $B_1 + \Delta = B_2 + 0,04$, se tiene:

$B_1 + \Delta = 12,270 + 0,118 = 12,388$ m

$B_2 + 0,04 = 12,343 + 0,040 = 12,383$ m

Es decir, $P = 2,45$ m satisface las condiciones planteadas ($B_2 = 1,2\ B_{c2}$). Por consiguiente, en esta situación $h_2 = 11,18$ m.

Resumiendo, para el caso $b = 35$ m en la sección 2 se tiene $h_2 = 10,01$ m y para el caso $b = 30$ m en la sección 2, $h_2 = 11,18$ m.

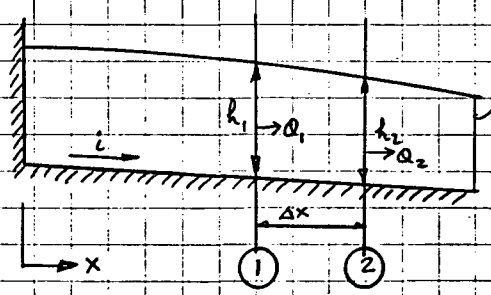
Además de estas 2 situaciones se analizarán las siguientes:

- ancho inicial colector (extremo aguas arriba) igual a 5 y 10 m. Esta sección es de tipo trapecial, con taludes laterales iguales a los de la sección denominada 2.
- pendientes de fondo del colector de un 1‰, 5‰ y 2 %.

La combinación de estas variables da origen a 12 casos, que se analizarán a continuación. El cálculo del eje hidráulico en el canal colector se inicia desde aguas abajo, en que se conoce la altura del escurrimiento y el caudal. La variación de nivel Δh entre dos secciones de cálculo queda dada por:

$$\Delta h = \frac{2\,Q_2\,(Q_2 - Q_1) - (i - J)\,g\,A_2^2\,\Delta x}{\frac{Q_2^2\,l_2}{A_2} - g\,A_2^2}$$

(Hidráulica, F.J. Domínguez)



$\Delta h = h_1 - h_2$

A = Area

l = ancho superficial

J = promedio pérdida de carga unitaria friccional entre las dos secciones de cálculo (Manning, $n = 0,015$)

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 13 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

El cálculo del eje hidráulico en los distintos canales colectores se efectuó con ayuda de un microcomputador. Como resultado de los cálculos se entrega la altura de agua H en distintas secciones, identificadas por el valor de X (X = 115 corresponde a extremo de aguas abajo). El computador entrega además como resultado el valor de la pendiente crítica, necesaria para tener escurrimiento crítico en el canal colector. Es decir, si la pendiente real existente en el fondo del colector supera esta pendiente máxima o crítica, existirá un resalto hidráulico en el interior del canal colector. La sección más desfavorable corresponde al extremo de aguas abajo. Por tal motivo esta pendiente máxima se calcula tomando en cuenta las condiciones del escurrimiento existentes en esa sección. Si no hay problemas en esa sección ($i_{MAX} > i_{REAL}$), tampoco los habrá hacia aguas arriba. La pendiente crítica queda dada por

$$i_c = \frac{2 A_c}{l_c X} + J \quad , \text{ donde}$$

A_c = Area de escurrimiento crítico
l_c = ancho superficial crítico
J = perdida de carga unitaria por frotamientos (en este caso se evalúa para $X = 115$ m)
X = 115 m en el caso en análisis

Además se calcula la pendiente transversal de la superficie libre del agua en las distintas secciones estudiadas. Esta pendiente transversal P queda dada, según el Manual de Diseño de Obras Civiles, Obras de Excedencia, de la Comisión Federal de Electricidad de México, por:

$$P = \frac{q \sqrt{2g \Delta z}}{g H (b + (K_1 + K_2) H)} \quad , \text{ donde}$$

q = gasto por unidad de longitud de vertedero = Q/L
Δz = desnivel entre el agua en el embalse y la elevación de la superficie del agua en la sección en estudio. Para estos efectos se supone que el radier del canal colector para $X = 0$ se ubica a una cota tal, que la superficie del agua en esa sección tiene una cota igual a la del umbral del vertedero (cota 521 m) más 2/3 de la carga máxima ($2/3 \times 3{,}73 = 2{,}49$ m). Para estos efectos es necesario dar como dato al computador la carga máxima del vertedero.
H = altura de agua en la sección de cálculo
b = ancho basal sección

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 14 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

K = inclinación taludes colector (K:1 ; H:V)
Debe cumplirse $P \leq 0.08$ (8 %)
A continuación se entregan los resultados obtenidos para las distintas situaciones analizadas.

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=5(m)
ANCHO FINAL=35(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.001
PENDIENTE MAX=.087171657
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	10.010	0.035
103.500	10.365	0.034
92.000	10.704	0.034
80.500	11.032	0.034
69.000	11.353	0.033
57.500	11.669	0.033
46.000	11.980	0.034
34.500	12.283	0.034
23.000	12.569	0.034
11.500	12.810	0.035
0.000	12.918	0.040

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=5(m)
ANCHO FINAL=35(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.005
PENDIENTE MAX=.087171657
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	10.010	0.035
103.500	10.308	0.035
92.000	10.597	0.035
80.500	10.881	0.035
69.000	11.163	0.035
57.500	11.443	0.035
46.000	11.721	0.035
34.500	11.994	0.035
23.000	12.252	0.036
11.500	12.464	0.037
0.000	12.536	0.042

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 15 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=5(m)
ANCHO FINAL=35(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.02
PENDIENTE MAX=.087171657
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	10.010	0.036
103.500	10.092	0.037
92.000	10.191	0.038
80.500	10.308	0.039
69.000	10.442	0.040
57.500	10.593	0.041
46.000	10.756	0.042
34.500	10.928	0.042
23.000	11.093	0.043
11.500	11.213	0.044
0.000	11.156	0.051

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=10(m)
ANCHO FINAL=35(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.02
PENDIENTE MAX=.087171657
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	10.010	0.035
103.500	10.124	0.035
92.000	10.241	0.035
80.500	10.360	0.035
69.000	10.480	0.035
57.500	10.598	0.035
46.000	10.708	0.035
34.500	10.804	0.035
23.000	10.868	0.035
11.500	10.871	0.036
0.000	10.743	0.040

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 16 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=10(m)
ANCHO FINAL=35(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.005
PENDIENTE MAX=.087171657
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	10.010	0.034
103.500	10.338	0.033
92.000	10.641	0.032
80.500	10.924	0.031
69.000	11.192	0.031
57.500	11.443	0.030
46.000	11.677	0.030
34.500	11.888	0.029
23.000	12.065	0.029
11.500	12.188	0.030
0.000	12.206	0.033

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=10(m)
ANCHO FINAL=35(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.001
PENDIENTE MAX=.087171657
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	10.010	0.033
103.500	10.394	0.032
92.000	10.746	0.031
80.500	11.073	0.030
69.000	11.380	0.030
57.500	11.668	0.029
46.000	11.936	0.028
34.500	12.181	0.028
23.000	12.391	0.028
11.500	12.548	0.029
0.000	12.607	0.031

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 17 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=5(m)
ANCHO FINAL=30(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.001
PENDIENTE MAX=.095407071
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	11.180	0.034
103.500	11.549	0.033
92.000	11.900	0.033
80.500	12.238	0.032
69.000	12.556	0.032
57.500	12.854	0.031
46.000	13.131	0.031
34.500	13.383	0.031
23.000	13.749	0.031
11.500	13.962	0.032
0.000	14.052	0.035

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=5(m)
ANCHO FINAL=30(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.005
PENDIENTE MAX=.095407071
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	11.180	0.034
103.500	11.493	0.034
92.000	11.795	0.033
80.500	12.089	0.033
69.000	12.378	0.033
57.500	12.657	0.033
46.000	12.931	0.033
34.500	13.199	0.032
23.000	13.427	0.032
11.500	13.610	0.033
0.000	13.661	0.036

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 18 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=5(m)
ANCHO FINAL=30(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.02
PENDIENTE MAX=.095407071
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	11.180	0.035
103.500	11.281	0.036
92.000	11.395	0.037
80.500	11.521	0.037
69.000	11.659	0.038
57.500	11.807	0.038
46.000	11.961	0.038
34.500	12.112	0.038
23.000	12.246	0.038
11.500	12.323	0.039
0.000	12.237	0.044

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=10(m)
ANCHO FINAL=30(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.001
PENDIENTE MAX=.095407071
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	11.180	0.033
103.500	11.282	0.031
92.000	11.397	0.030
80.500	12.523	0.029
69.000	12.593	0.028
57.500	12.879	0.027
46.000	13.140	0.026
34.500	13.371	0.026
23.000	13.562	0.026
11.500	13.699	0.026
0.000	13.747	0.027

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 19 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=10(m)
ANCHO FINAL=30(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.005
PENDIENTE MAX=.095407071
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	11.160	0.033
103.500	11.526	0.032
92.000	11.843	0.031
80.500	12.135	0.030
69.000	12.406	0.029
57.500	12.654	0.028
46.000	12.879	0.027
34.500	13.075	0.027
23.000	13.232	0.027
11.500	13.332	0.027
0.000	13.339	0.029

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=10(m)
ANCHO FINAL=30(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=1850(m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.73(m)
PENDIENTE=.02
PENDIENTE MAX=.095407071
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	11.160	0.034
103.500	11.316	0.034
92.000	11.448	0.033
80.500	11.576	0.033
69.000	11.697	0.033
57.500	11.808	0.032
46.000	11.905	0.032
34.500	11.978	0.031
23.000	12.013	0.031
11.500	11.985	0.032
0.000	11.839	0.034

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 20 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

De los resultados presentados se observa que la pendiente crítica o pendiente máxima es de 8,72% para el caso $b = 35$ m y de 9,54% para el caso $b = 30$ m. Es decir, no habrán problemas de resalto para el caudal de diseño. Ello en realidad es obvio, pues la sección final del colector se diseñó para que exista un escurrimiento alejado de la crisis para el caudal de diseño. Más adelante se dan otros antecedentes respecto a la pendiente crítica para caudales inferiores al de diseño.

También se observa que no hay problemas con la pendiente transversal de la superficie del agua, pues ella queda comprendida entre valores extremos de un 2,6 y un 5,1%.

Para analizar en mejor forma los ejes hidráulicos obtenidos, ellos se han graficado en la página siguiente. Para que todos los ejes hidráulicos calculados quepan en una página, a las alturas de agua se les ha restado 10 m. Es decir, se ha graficado la cota de radier del colector + ($h_{calculado}$ − 10,00 m). Los ejes hidráulicos se han agrupado en tres gráficos, uno para cada pendiente analizada (1‰; 5‰ y 2%). En cada uno de estos gráficos hay 4 ejes hidráulicos: los dos ejes superiores corresponden al caso $b_{final} = 30$ m y los dos ejes inferiores corresponden al caso $b_{final} = 35$ m. De los dos ejes superiores y de los dos inferiores hay un eje para $b_{inicial} = 5$ m (eje hidráulico superior en los gráficos) y un eje para $b_{inicial} = 10$ m.

Observando los resultados obtenidos es difícil decir cuál de todas las combinaciones es la más económica. Por consiguiente, es necesario estimar la diferencia de costo entre las distintas soluciones. Para ello subdivideremos las partidas de obra que varían de una solución a otra. Sólo se considerarán 2 ítemes: excavación en roca y hormigón armado. El precio unitario de la excavación en roca es de 10,37 US$/m³. En el precio unitario del hormigón armado se considerarán las siguientes partidas (se supone que el revestimiento tiene 0,30 m de espesor):

ITEM	CUBICACION	PRECIO UNITARIO	TOTAL (US$)
− Hormigón	1,00 m³	100,98	100,98
− Moldaje	3,33 m²	38,43	127,97
− Fierro	55 Kg	1,23	67,65
− Cáncamos ϕ28 L=4,5 m	0,83 c/u	143.00	118,69
Precio unitario antes cúbico hormigón armado			415,29 US$

De los gráficos de los ejes hidráulicos se observa que en todos los casos para X = 0 se tiene el mayor nivel de la agua en el canal colector. Para que este nivel no influencie al vertedero lateral, se acepta que en la sección más desfavorable la superficie del agua en el canal colector no debe quedar a una altura mayor que 2/3 H sobre el umbral del vertedero lateral. En consecuencia, la sección que fija la cota del

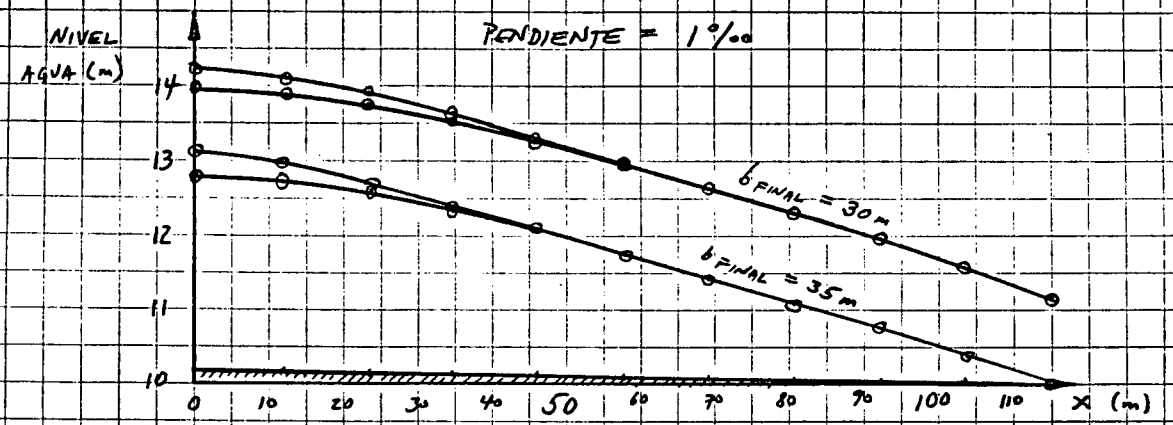
GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

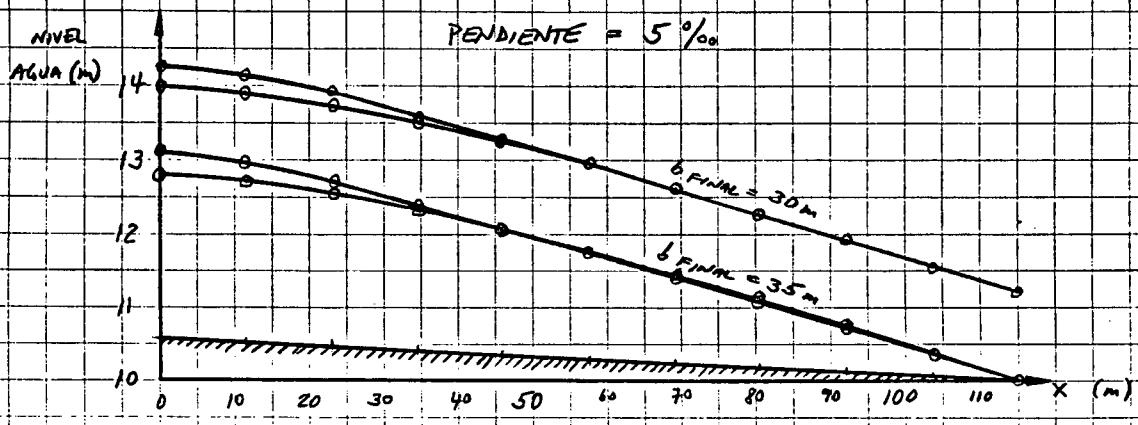
Calculado ..... Fecha ..... Hoja 21 de .....

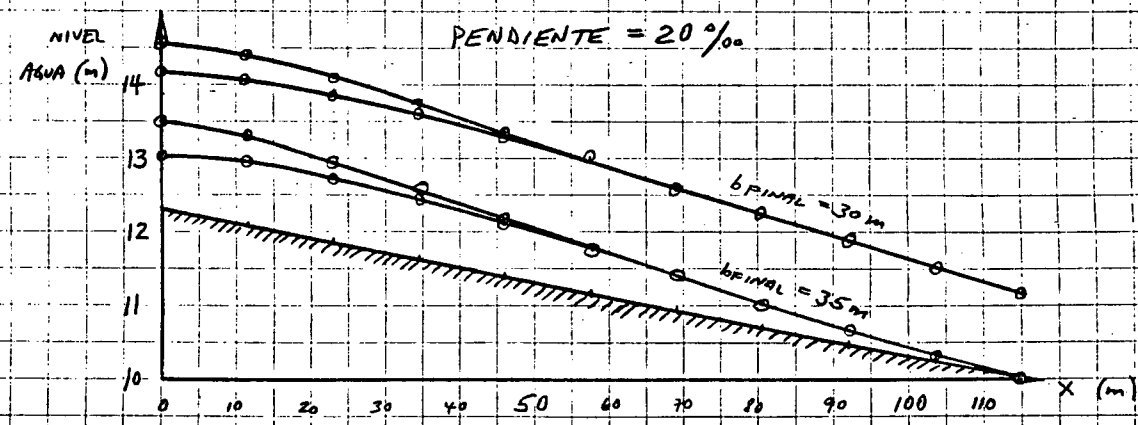
PROYECTO .....

MATERIA .....

EJES HIDRAULICOS CANAL COLECTOR







GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 22 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

radier del canal colector corresponde a $x = 0$. Es decir, para evaluar las diferencias de enterramiento que tendrán los distintos colectores calculados es necesario comparar los valores de $i \cdot L + h$ para $x = 0$, es decir, $115\,i + h_{x=0}$.

Supongamos a priori que la solución más económica (menor costo) corresponde a $b_{FINAL} = 30$ m y $b_{INICIAL} = 5$ m. Veamos para esa situación cuál es la pendiente óptima. Calculemos entonces el valor de $115\,i + h_{x=0}$ para las 3 pendientes estudiadas.

$i = 1‰ \Rightarrow 115\,i + h_{x=0} = 115 \times 0{,}001 + 14{,}052 = 14{,}167$ m
$i = 5‰ \Rightarrow = 115 \times 0{,}005 + 13{,}661 = 14{,}236$ m
$i = 20‰ \Rightarrow = 115 \times 0{,}020 + 12{,}237 = 14{,}537$ m

Si se comparan las soluciones $i = 5‰$ con $i = 2\%$ se ve que en este último caso toda la estructura del canal colector debe enterrarse $14{,}537 - 14{,}236 = 0{,}301$ m más que la solución $i = 5‰$. El enterrar la estructura en 0,301 m tiene el siguiente costo:

Δ excavación en roca :	1343 m³ × 10,37 US$/m³	=	13.927
Δ hormigón armado :	28,44 m³ × 415,29 "	=	11.811
TOTAL		US$	25.738

Por otra parte, si se mira el perfil longitudinal de los dos canales colectores ($i = 5‰$; $i = 2\%$), se ve que en el segundo caso se puede ahorrar una cuña de excavación en roca y de hormigón de revestimiento. Este ahorro tiene el siguiente costo:

Δ excavación en roca :	2628 m³ × 10,37 US$/m³	=	27.253
Δ hormigón armado :	63,14 m³ × 415.29 "	=	26.221
TOTAL		US$	53.474

Es decir, al adoptar $i = 2\%$ significa un encarecimiento de US$ 25.738 y simultáneamente un ahorro de US$ 53.474.- respecto al costo de la solución $i = 5‰$. En consecuencia, la solución $i = 2\%$ es 27.736 US$ más barata. Si se compara la solución $i = 2\%$ con la solución $i = 1‰$, esta diferencia de costos será aun mayor, favoreciendo a la primera de ellas. Por consiguiente, se adoptará $i = 2\%$.

Veamos ahora el ancho final óptimo del colector. Si para $i = 2\%$ y $b_{INICIAL} = 5$ m se comparan las soluciones $b_{FINAL} = 30$ y 35 m, se tiene:

$b_{FINAL} = 30$ m $\Rightarrow 115\,i + h_{x=0} = 115 \times 0{,}02 + 12{,}237 = 14{,}537$ m
$b_{FINAL} = 35$ m $\Rightarrow = 115 \times 0{,}02 + 11{,}156 = 13{,}456$ m

En este caso la solución $b_{FINAL} = 30$ m debe enterrarse $14{,}537 - 13{,}456 = 1{,}081$ m más que el colector de la solución $b_{final} = 35$ m. Veamos cuanto cuesta enterrar la solución $b_{FINAL} = 30$ m en 1,081 m.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 23 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Δ excavación en roca	:	4199 m³ x 10,37 US$/m³	= 43.544
Δ hormigón armado	:	102,06 m³ x 415,29 US$/m³	= 42.384
TOTAL		US$	85.928

Por otra parte, si se mira la planta de ambas soluciones se ve que en la solución $b_{FINAL} = 30$ m se puede ahorrar una cuña de hormigón y excavación en roca, que tiene el siguiente costo:

Δ excavación en roca	:	11.500 m³ x 10,37 US$/m³	= 119.255
Δ hormigón armado	:	116,25 m³ x 415,29 "	= 48.277
TOTAL		US$	167.532

Se ve entonces que es más económica la solución b_{FINAL} = 30 m. Se adoptará $b_{FINAL} = 30$ m.

Finalmente, veamos el ancho $b_{INICIAL}$. Para estas soluciones se tiene:

$b_{INICIAL} = 5$ m $\Rightarrow$ $115 i + h_{x=0} = 115 \times 0,02 + 12,237 = 14,537$

$b_{INICIAL} = 10$ m $\Rightarrow$ $= 115 \times 0,02 + 11,839 = 14,139$

Es decir, la solución $b_{INICIAL} = 5,0$ m debe enterrarse adicionalmente en 0,398 m. Este encarecimiento cuesta:

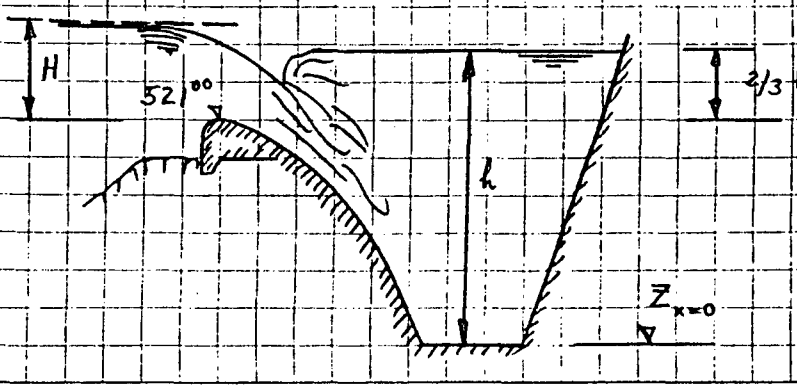
Δ excavación en roca	:	1.785 m³ x 10,37 US$/m³	= 18.510.-
Δ hormigón armado	:	37,80 m³ x 415,29 US$/m³	= 15.698
TOTAL		US$	34.208

Por otra parte, si se observan la planta de ambas soluciones se ve que en la solución $b_{INICIAL} = 5$ m se puede ahorrar una cuña de excavación y hormigón, que cuesta:

Δ excavación en roca	:	8.625 m³ x 10,37 US$/m³	= 89.441
Δ hormigón armado	:	86,25 m³ x 415,29 "	= 35.819
			125.260

En consecuencia, se adoptará $b_{INICIAL} = 5,0$ m.

Veamos a continuación las cotas del radier del canal colector. Para $x = 0$ se tendrá



GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 24 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Como $H = 3{,}73$ m, la cota máxima de agua en el embalse será $521{,}00 + 3{,}73 = 524{,}73$ m, y la cota máxima del agua en el colector será $521{,}00 + 2/3\,H = 523{,}487$ m. Como para $X = 0$, $h = 12{,}237$ m, $Z_{X=0} = 523{,}487 - 12{,}237 = 511{,}25$ m. Redondeando este valor, se adoptará $Z_{INICIAL\ COLECTOR} = 511{,}30$ m. La cota del radier al término del colector será $511{,}30 - i \times L = 511{,}30 - 0{,}02 \times 115 = 509{,}00$ m.

Finalmente, para estudiar la posibilidad de formación de un resalto en el canal colector para caudales inferiores al de diseño ($1850\ m^3/s$), se analizó el caso Q evacuado $= 500\ m^3/s$. El cálculo del eje hidráulico se efectuó para $b_{FINAL} = 35$ m (control por aguas abajo producido mediante angostamiento) y para $b_{FINAL} = 30$ m (control ejercido por grada o vertedero). Después de calcular el escurrimiento al término del colector mediante las mismas bases antes explicadas (para el caudal de diseño), se tiene para $X = 115$ m:

$b_{FINAL} = 35$ m : $h_{X=115} = 4{,}05$ m
$b_{FINAL} = 30$ m : $h_{X=115} = 6{,}46$ m

El resultado del cálculo del eje hidráulico se muestra en la página siguiente: Se observa que para el caudal de $500\ m^3/s$ aún no se produce un resalto en el colector y que para el caso $b = 35$ m se está más cerca de que ello suceda ($i_{MAX} = 3{,}75\%$). Para $b = 30$ m se tiene $i_{MAX} = 4{,}46\%$. Este hecho también indicaría que es más adecuada la solución $b = 30$ m, que considera una grada por aguas abajo.

Respecto a la altura de los muros del colector, las cotas de la superficie del agua son las siguientes (valores medios teóricos):

INICIO COLECTOR $= 511{,}30 + 12{,}237 = 523{,}537$ m
TERMINO COLECTOR $= 509{,}00 + 11{,}180 = 520{,}180$ m

Considerando estos valores, la pendiente transversal del escurrimiento (pendiente P varía entre 3,5 y 4,4 % (aguas arriba)) y la turbulencia que existirá en el canal colector, se optó por hacer variar la cota del coronamiento del muro derecho entre los valores 525 y 522 m.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 25 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=5(m)
ANCHO FINAL=35(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=500(m3/s)
CARGA VERTEDERO=1.56(m)
PENDIENTE=.001
PENDIENTE MAX=.03749179
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	4.050	0.018
103.500	4.229	0.018
92.000	4.396	0.018
80.500	4.557	0.018
69.000	4.715	0.018
57.500	4.871	0.019
46.000	5.028	0.019
34.500	5.187	0.020
23.000	5.343	0.021
11.500	5.486	0.022
0.000	5.555	0.026

E.H CANAL COLECTOR

ANCHO INICIAL=5(m)
ANCHO FINAL=30(m)
TG1=0.5(H/V) TG2=0.333(H/V)
LONG VERTEDERO=115(m)
CAUDAL TOTAL=500(m3/s)
CARGA VERTEDERO=1.56(m)
PENDIENTE=.001
PENDIENTE MAX=.0446627116
COEF RUGOSIDAD=.015

X m	H m	P -
115.000	5.460	0.010
103.500	6.529	0.010
92.000	6.601	0.011
80.500	6.677	0.011
69.000	6.756	0.012
57.500	6.840	0.012
46.000	6.927	0.013
34.500	7.018	0.013
23.000	7.107	0.014
11.500	7.186	0.015
0.000	7.220	0.018

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

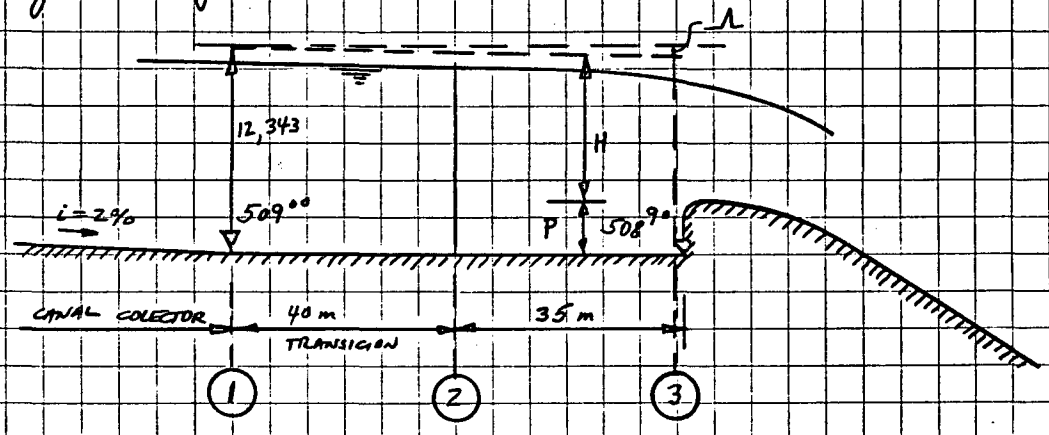
Calculado ..... Fecha ..... Hoja 26 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

1.5 DISEÑO DEL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL CANAL COLECTOR Y EL RAPIDO DE DESCARGA

En el diseño del canal colector se concluyó que esta estructura tendrá en su sección final un ancho basal de 30,0 m. El Bernoulli en esa sección y para el caudal de diseño debe cumplir $B/B_c = 1,2 \Rightarrow B = 12,343$ m. Este Bernoulli se impondrá por aguas abajo mediante una grada de control. La ubicación óptima para esta grada no corresponde a la indicada en el punto 1.4 (40 m aguas abajo del Término del colector), pues para que la grada no quede influenciada por aguas abajo habría que enterrarla en 7m al canal que sigue a continuación. Es más económica una disposición de obras que contemple la grada ubicada 75 m aguas abajo del término del colector:



Consideraremos $\Delta_{1-2} = 0,2\,(v_2^2/2g - v_1^2/2g) \approx 0,2\,(v_2^2/2g - v_1^2/2g)$ (Diseño Presas Pequeñas)

$$\Delta_{2-3} = J_{2-3}\, L_{2-3} \approx J_3\, L_{2-3}$$

Si $P = 2,50$ y $H = 9,82 \Rightarrow P/H = 0,255 \Rightarrow C = 2,004$

$$Q = C\, L\, H^{3/2} \quad ; \quad L = 30\text{ m} \text{ y } Q = 1850\text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow H = 9,82\text{ m}$$

Luego, $B_3 = P + H = 12,32$ m
$h_3 = 10,591$ m
$v_3 = 5,823$ m/s
$v_3^2/2g = 1,729$ m

$$J_3 = \left(\frac{v_3\, n}{R_3^{2/3}}\right)^2 = \left(\frac{5,823 \times 0,014}{3,378}\right)^2 = 5,825 \times 10^{-4}$$

$L_{2-3} = 35$m $\Rightarrow J_3\, L_{2-3} = 0,020$ m

$\Delta_{1-2} \approx 0,2\,(1,729 - 1,163) = 0,113$ m
↳ ver punto 1.4

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 27 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

De acuerdo al principio de la conservación de la energía, se tiene:

$$z_1 + B_1 = z_3 + B_3 + h_{1-3}$$

$z_1 = 509{,}00$ m
$B_1 = 12{,}343$ m
$z_3 = 508{,}90$
$B_3 = 12{,}32$ m
$h_{1-3} = 0{,}113 + 0{,}020 = 0{,}133$ m, reemplazando estos valores en la ecuación anterior, se obtiene

$521{,}343 \approx 521{,}353$, es decir, se puede aceptar el valor $P = 2{,}50$ m para la grada de control.

En la sección 1 el coronamiento de los muros laterales se encuentra a la cota 522,0 m. Como el ensanchamiento se acelera y se ordena al pasar a la sección 2, adoptaremos para los muros de esta sección la cota 520,5 m (coronamiento). Esta cota se mantendrá constante hasta la sección 3 (revancha en secciones 2 y 3 = 1,00 m).

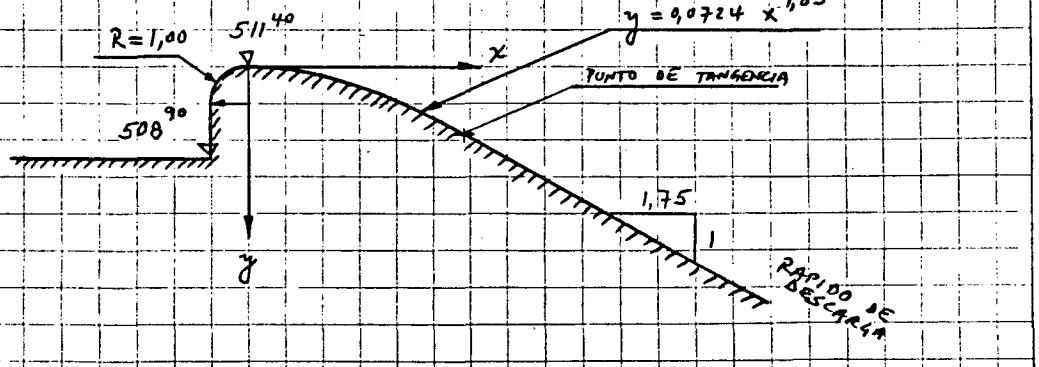
A continuación calcularemos la forma del paramento de la grada de control. Considerando una ecuación del tipo $y/H_o = k\,(x/H_o)^n$, para $h_a/H_o = v_3^2/2g/H_o = 1{,}729/9{,}82 = 0{,}176 \Rightarrow K = 0{,}482$ y $n = 1{,}83$, con lo que se obtiene

$$y = 0{,}0724\, x^{1{,}83}$$

Si el rápido que se desarrolla aguas abajo de la grada de control tiene una pendiente 1:1,75 (V:H), el punto de tangencia entre esta recta y el paramento curvo del vertedero se puede obtener diferenciando la ecuación del perfil Creager e igualándola a la pendiente del rápido:

$$\frac{dy}{dx} = 0{,}0724 \times 1{,}83\, x^{0{,}83} = 1/1{,}75 \quad \Rightarrow x_T = 5{,}820 \text{ m}$$
$$y_T = 1{,}817 \text{ m}$$

Aguas arriba del umbral del vertedero se dispondrá un arco de círculo de radio $R = 1{,}00$ m.



GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 28 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

1.6 DISEÑO DEL RAPIDO DE DESCARGA Y DEL SALTO DE SKI

Considerando que el rápido de descarga quedará fundado en roca en toda su longitud, se ha proyectado una estructura terminal del tipo salto de ski. Esta estructura tiene un costo muchísimo más bajo que el de una cubeta disipadora. En realidad, el salto de ski aprovecha las grandes velocidades que se desarrollan en el rápido de descarga y lanza las aguas lo suficientemente lejos como para no causar daños en las estructuras que interesa proteger. Por consiguiente, la disipación de la energía no se realiza en la estructura lanzadora propiamente tal, sino que en el aire y en el lecho fluvial del río, donde se pueden esperar fuertes erosiones.

Con el objeto de disminuir el costo del rápido de descarga (y por ende del salto de ski), éste se proyectó de ancho variable en planta, entre 30 y 20 m (al término del salto de ski). De esta forma se tiene un caudal por unidad de ancho de $1850/20 = 92{,}5\ m^3/s/m$ a la salida de la cuchara de lanzamiento. Este caudal se puede considerar como plenamente normal para este tipo de estructuras, en las que habitualmente se pueden encontrar caudales unitarios de $200\ m^3/s/m$, con velocidades de 50 m/s.

El eje hidráulico en el rápido de descarga y en la cuchara de lanzamiento se calculará de acuerdo al procedimiento descrito por Frank Campbell en su artículo "Boundary Layer Development and Spillway Energy Losses" (Journal of the Hydraulics Division, Proceedings May, 1965). De acuerdo a lo indicado por Campbell, la altura de agua real en cualquier sección del rápido queda dada por

$$h_{real} = h_{potencial} + 0{,}18\,\delta$$

$h_{potencial}$ = altura de agua calculada suponiendo pérdidas de carga = 0.

δ = espesor capa límite

La variable δ puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\delta = 0{,}08\,L\left(\frac{K}{L}\right)^{0{,}233}, \text{ donde}$$

K = rugosidad absoluta = 0,6 mm para el hormigón = 0,0006 m

L = distancia entre el umbral del vertedero y la sección en que se quiere calcular el eje hidráulico.

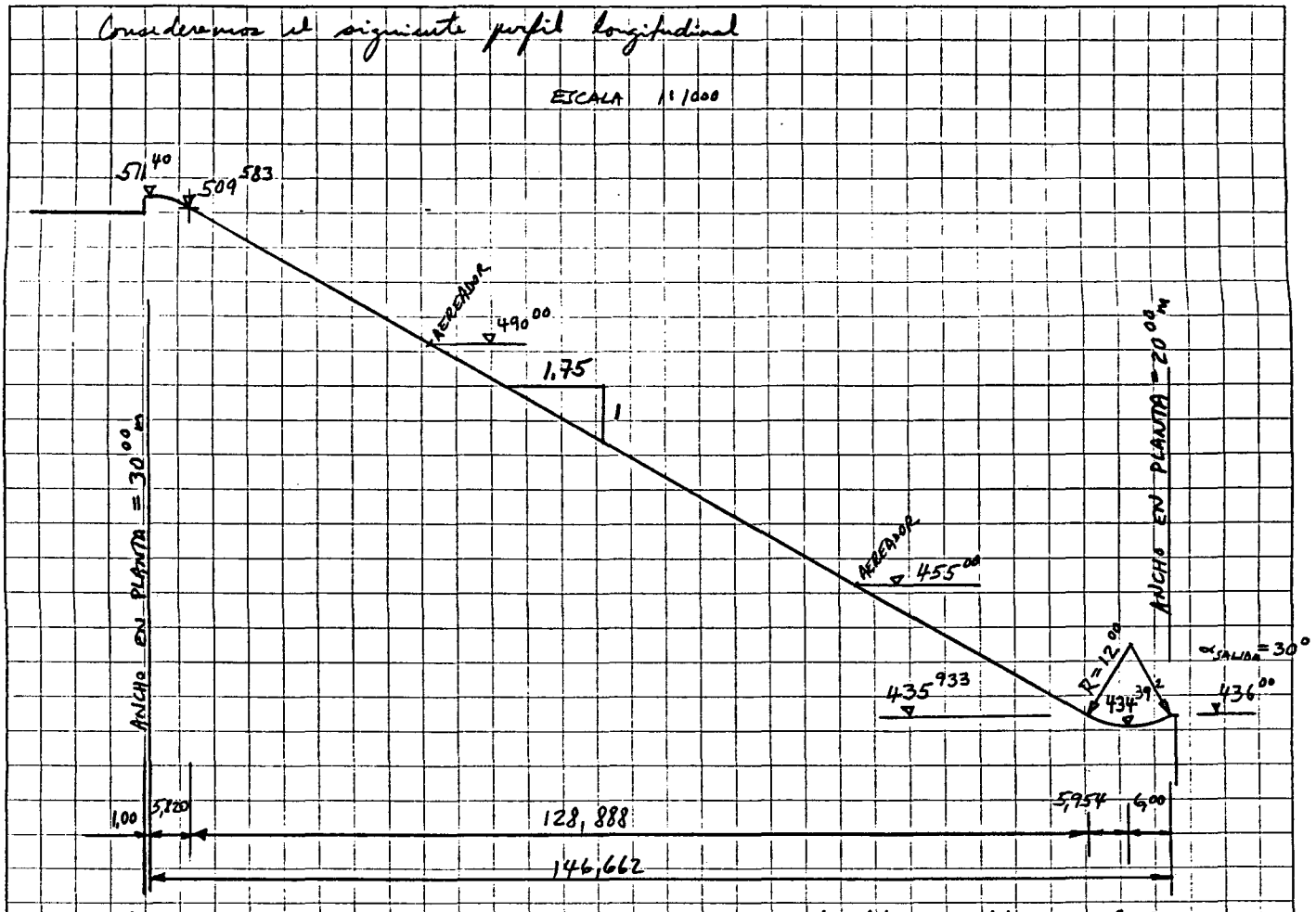
GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 29 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Consideremos el siguiente perfil longitudinal



Calcularemos las características del escurrimiento al término del perfil Creager, inicio curva vertical y término curva vertical.

El plano de carga sobre el umbral del vertedero es:

$$E = z + H = 571{,}40 + 9{,}820 = 521{,}22\ m$$

Veamos la altura h potencial a cota radier 509,73 ($b = 29{,}603$). Por Bernoulli se tiene

$$E = 521{,}22 = z + h\cos\theta + v^2/2g \qquad (h = h_{potencial})$$

$$z = 509{,}583$$

$$\theta = \arctg 1/1{,}5 \Rightarrow \cos\theta = 0{,}868$$

luego, $0{,}868\, h_{por} + v^2/2g = 11{,}637\ m$, de donde:

$$h_{por} = 5{,}330\ m$$

$$v = 11{,}725\ m/s$$

$$v^2/2g = 7{,}011\ m$$

Para calcular δ consideraremos $L = 6{,}20$ m. Se obtiene $\delta = 0{,}058$ m $\Rightarrow$

$0{,}18\,\delta = 0{,}010 \Rightarrow h_{real} = 5{,}330 + 0{,}010 = 5{,}340$ ($v = 11{,}703$ m/s; $v^2/2g = 6{,}985$ m; $E = 521{,}203$ m)

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 30 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Veamos el escurrimiento a la entrada a la curva vertical ($z = 435,933$ m y $b = 20,815$ m) de la cuchara.

$$E\,(\text{umbral}) = 521,22 = (z = 435,933) + h_{pot}\cos\theta + v^2/2g$$

Se obtiene $h_{pot} = 2,191$ m
$v = 40,565$ m/s
$v^2/2g = 83,922$

Para el cálculo de δ tomaremos $L = 154,65$ m $\Rightarrow \delta = 0,679 \Rightarrow 0,18\,\delta = 0,122$ m
$h_{real} = 2,191 + 0,122 = 2,313$ m ($v = 38,423$ m/s; $v^2/2g = 75,293$; $E = 513,233$ m)

De acuerdo al libro Diseño de Presas Pequeñas el radio mínimo de la cuchara de lanzamiento debe ser de $5\,h_{TORRENTE}$. En nuestro caso el torrente de entrada a la cuchara tiene una altura de 2,313 m. Por consiguiente el radio mínimo del salto de ski debiera ser de 11,565 m. Redondeando se adoptará $R = 12$ m (literatura más reciente y especializada recomienda considerar $R \geq 4\,h_{TORRENTE}$). A la salida del salto de ski se le dará un ángulo de 30°.

El labio de salida del salto de ski no debe quedar sumergido durante una crecida, pues en ese caso se ha observado que se produce cavitación. Por tal motivo se adoptará para el labio la cota 436 m (cota fondo río en esa sección = 430 m).

A continuación calcularemos el escurrimiento en el labio de salida

$$E\,(\text{umbral}) = 521,22 = (z = 436,00) + h_{pot}\cos\theta + v^2/2g$$

En este caso $\theta = 30° \Rightarrow \cos\theta = 0,866$ y $b = 20,00$ m

Se obtiene $h_{pot} = 2,290$ m
$v = 40,411$ m/s
$v^2/2g = 83,284$ m

Para el cálculo de δ tomaremos $L = 167,15$ m $\Rightarrow \delta = 0,720 \Rightarrow 0,18\,\delta = 0,130$ m
$h_{real} = 2,290 + 0,130 = 2,420$ m ($v = 38,223$ m/s; $v^2/2g = 74,511$; $E = 512,607$ m)

De acuerdo a Kawakami (libro Developments in Hydraulics Engineering-2; Edited by P. Novak), para una velocidad de salida del torrente de 38,2 m/s la distancia real que alcanza el lanzamiento es $\approx$ un 71% de la distancia teórica (lanzamiento proyectiles).

La trayectoria teórica queda dada por:

$$y = x\,tg\,\theta - \frac{g x^2}{2 v_0^2 \cos^2\theta}, \text{ donde}$$

$\theta = 30°$
$v_0 = 38,223$ m/s

Para distintos valores de x se tiene

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 31 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

X (m)	y (m)	y + 436,00
10	5,33	441,33
20	9,76	445,76
30	13,29	449,29
40	15,93	451,93
50	17,68	453,68
60	18,53	454,53
70	18,48	454,48
80	17,54	453,54
90	15,70	451,70
100	12,97	448,97
110	9,34	445,34
120	4,82	440,82
130	−0,60	435,40
140	−6,91	429,09

Suponiendo que la superficie del agua en la zona de impacto del chorro se encuentra aproximadamente a la cota 433,00 m ⇒

$y_{máx\ teórico} = 133{,}98$ m

$y_{máx\ real} \approx 95$ m

De acuerdo a la publicación indicada en la página anterior, la socavación máxima que producirá el impacto del agua en el cauce fluvial del río "d_s", medida desde la superficie del agua es:

$$q = 1850/20 = 92{,}5\ m^3/s/m$$

$$H = \underbrace{(511{,}40 + 9{,}82)}_{\text{E aguas arriba}} - \underbrace{435}_{\text{L nivel agua aguas abajo}} = 86{,}22\ m$$

$$\Rightarrow d_s = 36\ m$$

Si se supone que el agua sale del hoyo que forma por un perímetro de 100 m de longitud y lo hace con altura crítica, se tiene $h_c = 3{,}25$ m ⇒ socavación del lecho original = $d_s - h_c \approx 33$ m

El argentino Vernet da la siguiente ecuación para calcular d_s:

$$d_s = 2{,}5\ H \left(\frac{q}{\sqrt{g H^3}} \right)^{1/2},$$ con la que se obtiene $d_s = 41{,}40$ m, lo que significaría que la socavación del lecho original sería de ≈ 38 m.

Es decir, la socavación máxima, para el caudal de diseño, estaría comprendida entre 33 y 38 m.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 32 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

A continuación verificaremos el ángulo de convergencia del rápido de descarga. Según el U.S.B.R. el ángulo máximo α de convergencia de las paredes del rápido no debe superar el valor dado por la expresión:

$$tg\,\alpha = 1/3F, \text{ donde } F = \text{Froude del torrente}$$

La situación más desfavorable se produce en la zona inferior del rápido, donde el Froude es mayor. A la entrada a la cuchara de lanzamiento se tiene

$$F = \frac{v}{\sqrt{gL}} = \frac{38,423}{\sqrt{g \times 2,313}} = 8,066$$

$$1/3F = 0,0413 \Rightarrow \alpha = 2,366°$$

El ángulo α en realidad es algo menor que el ángulo de convergencia en planta (pues α en realidad se mide en el sentido del escurrimiento).

$$tg\,\alpha'(\text{en planta}) = \frac{30-20}{2 \times 146,662} = 0,0341 \Rightarrow \alpha' = 1,953°$$

Luego, el ángulo de convergencia de las paredes del rápido cumple las condiciones requeridas.

Veamos el caudal para el cual se produce el lanzamiento del chorro (rechazo del resalto). Calculemos el escurrimiento para $Q = 50\ m^3/s$. El cálculo del eje hidráulico del torrente no se puede efectuar por el método de Campbell, pues dicho método no se puede usar si la capa límite alcanza la superficie del agua, cosa que sucede para todo caudal. En consecuencia, el eje hidráulico se calculará según Manning, para $n = 0,014$.

Suponiendo que hay crisis sobre la grada de control a cota 511,70 m, se tiene en esa sección (sección 1)

$$Q = 50\ m^3/s$$
$$h_{c1} = 0,656\ m$$
$$v_{c1} = 2,539\ m/s$$
$$B_{c1} = 0,984\ m$$
$$E_1 = 512,384\ m$$
$$J_1 = \left(\frac{vn}{R^{2/3}}\right)^2 = \left(\frac{2,539 \times 0,014}{0,734}\right)^2 = 2,3469 \times 10^{-3}$$

Para determinar si el torrente es capaz de desplazar hacia aguas abajo al río que se forma en la cuchara de lanzamiento, se debe calcular la altura conjugada (de río) del torrente que ingresa a la cuchara. Si la altura conjugada de río es mayor que la altura real del río formado por el labio de salida, ello significa que se producirá el rechazo del río y saltará el chorro desde el lanzado. En caso contrario se producirá un resalto en el interior de la cuchara.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 33 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Si se considera la sección correspondiente al punto más bajo de la cuchara de lanzamiento (sección 2), se tiene:

$$E_1 = E_2 + J_m L_{1-2}$$

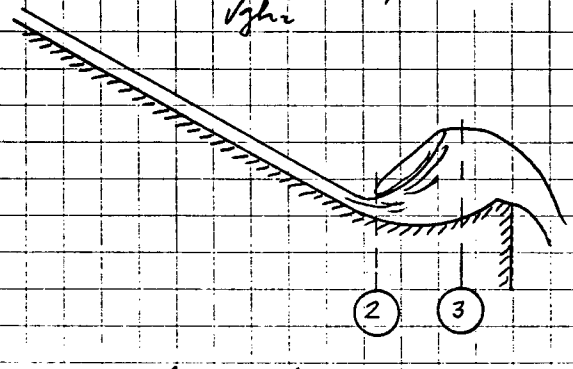
$$J_m = \frac{J_1 + J_2}{2}$$

$$L_{1-2} = 161\ m$$

De la ecuación de la energía se obtiene:

$h_2 = 0,143\ m \quad (b = 20,409\ m)$
$v_2 = 17,132\ m/s$
$v_2^2/2g = 14,969$
$B_2 = 15,112$
$E_2 = z_2 + B_2 = 434,392 + 15,112 = 449,504$
$J_2 = 0,783698$
$J_m = 0,39302$
$J_m L_{1-2} = 63,277$
$E_2 + J_m L_{1-2} = 512,781\ m \quad (E_1 = 512,384\ m)$

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g h_2}} = 14,465 \quad \text{(Froude)}$$



Si bien el torrente en 2 no corresponde exactamente al mostrado en la figura, ellos son prácticamente idénticos. La altura conjugada del torrente queda dada por:

$$h_{\text{RIO CONJUGADO}} = \frac{h_{\text{TORRENTE}}}{2}\left(\sqrt{1 + 8 Fr^2_{\text{torrente}}} - 1\right)$$

$$= \frac{0,143}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times 14,465^2} - 1\right)$$

$$h_{\text{RIO CONJUGADO}} = 2,855\ m$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 34 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

El río en la sección 3 queda determinado por la cresta sobre el labio de salida

$B_c = 1,290$ m ($b = 20,0$ m)

$E_{labio} = (z = 436,00) + 1,290 = 437,290$

Si $E_{labio} = E_3 = z_3 + h_3 + v^2/2g$, $b_3 \approx 20,30$ m. y suponemos

$z_3 \approx 434,392$ m (fondo cuchara) $\Rightarrow$ $B_3 = 2,898$ m

$h_3 = 2,860$ m

$v_3 = 0,861$ m/s

$v_3^2/2g = 0,038$ m

Esto dicen, para 50 m³/s el torrente que se genera en el rápido tiene, en la zona del salto de ski, una altura conjugada igual a 2,85 m y el río en la sección (3) tiene una altura de 2,86 m, valor prácticamente coincidente con el conjugado. Por consiguiente, se puede establecer que para $Q = 50$ m³/s se producirá el rechazo del resalto. Para caudales inferiores se formará un resalto en la cuchara y el agua verterá sobre el labio. Para evitar socavaciones al pie de la cuchara, producidas por caudales ≤ 50 m³/s, se dispondrá una protección a base de un macizo de hormigón (sólo en el costado izquierdo de la salida).

Si se calcula el alcance del chorro para $Q = 50$ m³/s, se tiene

$$y = x \operatorname{tg}\theta - \frac{g x^2}{2 v_0^2 \cos^2\theta}$$, donde

$\theta = 30°$

$v_0 = v_2 = 17,132$ m/s

x (m)	y (m)	y + 436,00 (m)
5	2,32	438,32
10	3,51	439,51
15	3,58	439,58
20	2,51	438,51
25	0,31	436,31
30	−3,02	432,98
35	−7,47	428,53

$\Rightarrow$ alcance máximo teórico ≈ 31 m

Para una velocidad del torrente de salida de 17 m/s, el alcance real del chorro es de un 98% del teórico. En consecuencia, para caudales comprendidos entre 50 y 1850 m³/s el chorro tendrá un alcance real que variará $\approx$ entre 30 y 95 m.

Para $Q = 50$ m³/s, con la fórmula de Vernet se obtiene un valor para $d_3 = 6,70$ m.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 35 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

La revancha de los muros del rápido puede calcularse como (USBR):

$$r = 0{,}60 + 0{,}037\, v \sqrt[3]{h} \quad (m)$$

En la zona del inicio del rápido (término perfil Creager) se tiene $h = 5{,}34$ m; $v = 11{,}703$ m/s $\Rightarrow r = 1{,}357$ m $\Rightarrow r + h = 6{,}697$ m.

En la zona del término del rápido (inicio curva vertical del salto de ski) se tiene $h = 2{,}313$ m; $v = 38{,}423$ m/s $\Rightarrow r = 2{,}48$ m $\Rightarrow r + h = 4{,}79$ m. Se adoptará una altura de muros constante para todo el rápido de 6,00 m.

Veamos la revancha de los muros de la cuchara. Para el caso del resalto a punta de ser rechazado ($Q = 50$ m³/s) se tiene:

COTA SUPERFICIE DE AGUA DEL RIO DEL RESALTO $= Z + h_3 = 434{,}39 + 2{,}86 = 437{,}25$ m

La revancha que se le debe dar a los muros de la estructura que contiene el resalto queda dada por (USBR): $r = 0{,}1\,(v_{TORR.} + h_{RIO}) = 0{,}1\,(v_2 + h_3) = 0{,}1\,(17{,}132 + 2{,}86) = 2{,}00$ m. Por consiguiente, la cota del coronamiento de los muros debiera ser: $437{,}25 + 2{,}00 = 439{,}25$. Por otra parte, para $Q = 1850$ m³/s la cota de la superficie del agua a la salida de la cuchara (en el labio) es: $436{,}00 + 2{,}42 = 438{,}42$ m. Considerando que el esponjamiento del agua debido al aire incorporado se traducirá en mayores alturas de escurrimiento que las calculadas suponiendo no existe incorporación de aire, se adoptará como cota de coronamiento de esos muros el valor 440,00 m.

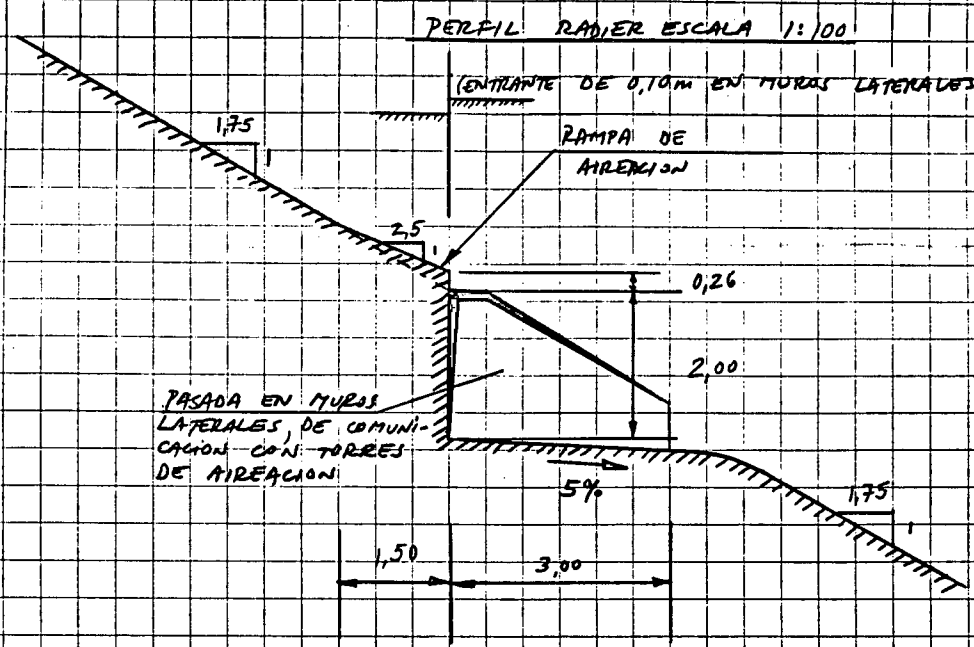
Para evitar los daños que la cavitación ocasiona en los rápidos de descarga que operan con altas velocidades, como es el caso del embalse Tucapel, se han dispuesto 2 rampas de aireación del escurrimiento. Siguiendo las recomendaciones dadas por Nelson S. Pinto, el primer aireador se dispuso a la cota 488 m, donde para el caudal de diseño se alcanzan velocidades del orden de 25 m/s (para caudales menores la velocidad también es menor). El segundo aireador se colocará a la cota 453,00 m, es decir, aproximadamente a 70 m del anterior y a unos 35 m del inicio del salto de ski. En esta etapa de los estudios no corresponde analizar el diseño del diseño de los aireadores, por lo cual la dimensión de éstos se ha definido teniendo a la vista otros diseños. En la página siguiente se muestra el perfil del radier del rápido de descarga en la zona de las rampas de aireación.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 36 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....



1.7 CANAL DE RESTITUCION

La zona de impacto de las aguas descargadas por el salto de ski está situada a unos 350 a 400 m del cauce que normalmente ocupa el río Elqui. En consecuencia, si al operar las obras de evacuación de crecidas no se guían las aguas hasta el río, ellas inundarán diversos sectores al buscar un camino hacia el cauce del Elqui. Por otra parte, para la construcción de los espaldones de la presa se requerirían grandes volúmenes de material fluvial. Es decir, cualquier material que se extraiga de un canal de restitución tendrá colocación en el muro del embalse.

En consecuencia, se ha diseñado un canal de restitución de 50 m de ancho basal, con taludes 2:1 (H:V), y cota de radier = 425 m. Este canal permitirá evitar inundaciones cada vez que opere el vertedero. Evidentemente que el canal de restitución cumplirá adecuadamente el propósito planteado para crecidas máximas del orden de 1:50 años, pues para crecidas mayores el río Elqui inunda toda la caja del valle.

Como la napa freática se encuentra aproximadamente a 6m de profundidad, se evitó efectuar excavaciones en el fluvial a profundidades mayores que la señalada, pues el costo del agotamiento haría subir excesivamente el costo de la excavación.

Para el caudal peak de la crecida producida por la lluvia 1:20 años se tiene $Q_{PEAK} = 330 m^3/s$ (SIN REGULAR). Para este caudal la velocidad media en el canal de restitución será de aproximadamente 1,4 m/s.

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES
SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.3

EMBALSE PUCLARO

MEMORIA DE CALCULO OBRAS DE DESVIACION, DESAGUE DE FONDO Y OBRAS DE ENTREGA RIBERA IZQUIERDA

I N D I C E

		PAGINA
1.	GENERALIDADES	XI.A.3.3.1
2.	OBRAS DE DESVIACION	XI.A.3.3.2
3.	DESAGUE DE FONDO	XI.A.3.3.11
4.	OBRAS DE ENTREGA	XI.A.3.3.22
5.	ENERGIA PRODUCIDA POR LA CENTRAL HIDROELECTRICA	XI.A.3.3.36
6.	RENTABILIDAD DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA	XI.A.3.3.42

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 1 de .....

PROYECTO EMBALSE PUCLARO

MATERIA .....

DISEÑO OBRAS DE DESVIACION, DESAGUE DE FONDO Y OBRAS DE ENTREGA EN RIBERA IZQUIERDA

1.- GENERALIDADES

En la ribera izquierda se han proyectado 2 túneles: uno de desviación, que posteriormente se habilitará como desagüe de fondo, y otro de entrega. Cabe señalar que cualquier solución que se considere deberá contemplar la construcción de dos túneles en paralelo. En efecto, debe recordarse que en la zona del río Elqui se riega a lo largo de todo el año, por lo que no puede interrumpirse en ningún momento el suministro de líquido hacia aguas abajo de las obras del embalse. Por otra parte, la cota de captación de las obras de entrega deberá ubicarse sobre el nivel del volumen muerto del embalse. En consecuencia, no puede considerarse un esquema de obras que contemple cerrar el túnel de desviación para iniciar el primer llenado del embalse, pues en ese caso los regantes no dispondrán de agua hasta que el nivel en el embalse haya alcanzado la cota a la que se ubica la estructura de toma de las obras de entrega. Como el volumen muerto que se dejará en el embalse es de 5 millones de metros cúbicos y además se extraerán para la presa del orden de 8 millones de metros cúbicos desde empréstitos ubicados aguas arriba del muro del embalse, se tiene que el volumen que debe almacenarse durante el primer llenado para alcanzar la cota de la obra de toma de la entrega es de 13 millones de metros cúbicos. Suponiendo que durante el primer llenado (que normalmente se realiza en la época de estiaje) el caudal afluente medio al embalse es del orden de 2 a 4 m^3/s, el tiempo que los regantes quedarían sin agua fluctuaría entre 75 y 38 días, situación que es inaceptable.

Para subsanar el problema planteado debe contemplarse la implantación de un desagüe de fondo, que además de permitir entregar a los regantes los caudales requeridos durante la primera fase del llenado del embalse, servirá para control el vaciamiento de las aguas durante todo el tiempo que demore el primer llenado antes indicado. También permitirá vaciar el embalse en una situación de emergencia.

Tal como se señaló anteriormente, el túnel de desviación se habilitará como desagüe de fondo. Para ello es necesario cerrar el túnel de desviación por aguas arriba, para implantar las obras de regulación (compuertas) en su interior. Esta faena normalmente se realiza en la temporada anterior al llenado del embalse, cuando la presa ya se encuentra terminada o a cotas muy altas. Durante el período en que el túnel de desviación permanecerá cerrado, para su habilita-

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 2 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

ción como desagüe de fondo, las aguas se desviarán por el túnel de entrega. Esta condición muy rara vez fija las dimensiones del túnel de entrega, pues en caso de una crecida ésta podría embalsarse casi en su totalidad, dada la gran capacidad de almacenamiento que tendrá la presa en esa etapa de la construcción.

Por otra parte, dado el gran ancho que tiene el valle del río Elqui y la magnitud relativamente poco relevante de sus crecidas, durante el primer tiempo de construcción de la presa las aguas del río podrían desviarse hacia uno de los estribos. Posteriormente la secuencia del manejo de las aguas sería el siguiente:

- desvío de las aguas a través de las obras de desviación
- cierre temporal túnel de desviación y desvío por túnel de entrega
- habilitación desagüe de fondo
- cierre túnel de entrega y descarga a través del desagüe de fondo
- llenado controlado del embalse, usando desagüe de fondo. Paralelamente se finiquita construcción obras de entrega
- puesta en servicio de las obras.

2. OBRAS DE DESVIACION

Considerando la importancia de las obras del embalse (H=100m) y el hecho de que aguas abajo de la presa se sitúa la ciudad de La Serena se ha decidido diseñar las obras de desviación para que sean capaces de soportar el paso de una crecida producida por una lluvia con un intervalo de repetición de 20 años. De acuerdo al informe elaborado por la empresa consultora Salzgitter, el intervalo de repetición de una crecida que resulta de una precipitación que ocurre cada 20 años, deberá encontrarse considerablemente encima de 20 años, es decir aproximadamente entre 50 y 100 años.

Por otra parte, también se ha impuesto como limitante que durante la ocurrencia de la crecida de diseño el nivel de las aguas embalsadas por la ataguía de aguas arriba sea tal que no exista una carga superior a los 20 m. Ello debido a que el sistema de drenaje de la ataguía, que se extiende hasta el terraplén desde el que se excava la pared moldeada, se encarece sustancialmente para cargas mayores a la indicada. Igualmente, la capacidad instalada del sistema de bombeo que permite agotar las filtraciones, así como su costo de operación, también se incrementa fuertemente para cargas sobre la ataguía mayores a la considerada. En consecuencia, el diámetro del túnel de desviación debe ser tal que durante el paso de la

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 3 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

crecida de diseño el nivel de las aguas embalsadas por la ataguía de aguas arriba no supere la cota 454 m (nivel fondo lecho del río en zona de la ataguía: 434 m).

Para estudiar el efecto regulador que el embalse (formado en este caso sólo por la ataguía de aguas arriba) ejercerá sobre la crecida de diseño de las obras de desviación se deben conocer los siguientes antecedentes:

- hidrograma de la crecida afluente (provocado por lluvia 1:20)
- curva del embalse
- curva de descarga de las obras de desviación

El hidrograma de la crecida afluente de diseño es el siguiente (ver informe Salzgitter):

CRECE DISEÑO OBRAS DESVIACION (LLUVIA 1:20 AÑOS)

Tiempo (horas)	Caudal (m^3/s)
0	0
2	25
4	55
6	95
8	140
10	187
12	230
14	260
16	290
18	310
20	322
22	330
24	333
26	333
28	328
30	320
32	310
34	293
36	264
38	236
40	210
42	188
44	161
46	146
48	130
50	114

La curva de embalse también corresponde a la dada gráficamente en el informe Salzgitter:

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 4 de .....

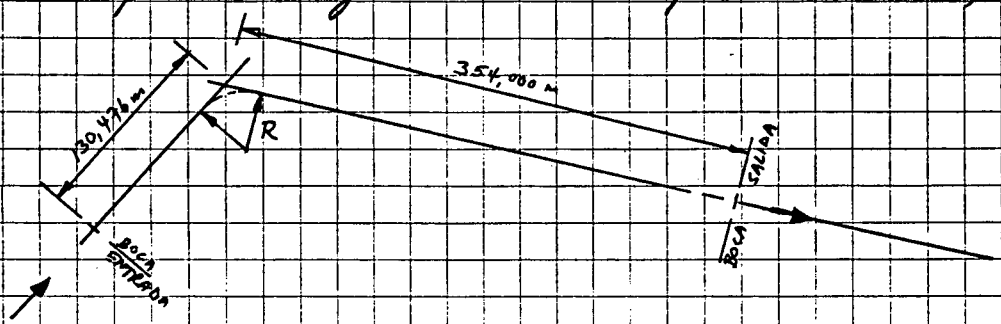
PROYECTO .....

MATERIA .....

Z = NIVEL ETIDALSE (m)	VOLUMEN (MILLONES m^3)
435	0,00
440	0,80
445	2,75
448,60	5,00 (VOLUMEN MUERTO)
450	6,15
455	11,45
460	18,40
465	27,10
470	37,70

Para definir la curva de descarga de las obras de desviación se debe conocer la geometría de ellas: longitud, diámetro, forma de la sección, curvas en planta, forma embudo de entrada, etc. Se hará un cálculo de verificación, es decir, se adoptará un cierto túnel de desviación (de geometría conocida) y se verificará que al transitar la crece de diseño por el embalse el nivel máximo de las aguas no supere la cota 454,0 m, que fue la condición impuesta originalmente.

Se adoptará el siguiente trazado en planta (ESC 1:5000)



CURVA : $R = 40,00$ m

$\Delta = 67,5^g = 60,75°$

$T = 23,444$ m

$D = 42,412$ m

Luego, la longitud del túnel en planta será:

$$L = 130,476 + 354,000 - 2T + D = 480,00 \text{ m}$$

Respecto a este trazado cabe destacar lo siguiente:

- El portal de entrada se ubicó lo más cerca posible del pie de aguas arriba de la presa, cuidando que el túnel tenga siempre un techo de roca adecuado.
- Es muy importante que aguas abajo de la zona en que se irá a colocar las compuertas del desagüe de fondo el trazado del túnel sea recto en planta. Ello debido a que durante la operación del desagüe de fondo, con niveles altos en el embalse, escurrirá un torrente de alta velocidad por el interior del túnel.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 5 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

El radier de la boca de entrada del túnel de desviación se ubicará a la cota 435,80 m y el de la boca de salida a la cota 431,00 m, con lo que la pendiente resulta ser de un 1%.

Para el túnel se adoptará una sección del tipo herradura, de 5,00 m de diámetro. El túnel se revistirá en hormigón en toda su longitud. Aun cuando la sección herradura no presenta características óptimas desde el punto de vista estructural, presenta ventajas evidentes para la implantación de las obras correspondientes al desagüe de fondo. Cabe señalar que durante la etapa de desviación las presiones interiores del túnel serán bajas y fluctuarán entre el nivel del embalse (formado por la ataguía) y la presión atmosférica en el extremo de aguas abajo. La presión interior en la primera mitad del túnel de desviación se compensará con el nivel de agua en el embalse. Esa decir, durante la etapa de desviación por el túnel, no habrán presiones descompensadas de importancia. Algo similar sucederá durante el funcionamiento del túnel como desagüe de fondo (presión interior túnel aguas arriba compuertas similar o igual a nivel del embalse. Presión interior aguas abajo compuertas = presión atmosférica. Sólo deberá dimensionarse por presión exterior). En realidad la condición más crítica puede presentarse mientras se desvía el agua por el túnel de entrega y se construye el tapón y se montan las compuertas del desagüe de fondo en el túnel de desviación. En esas circunstancias el túnel de desviación se cerrará provisionalmente por aguas arriba (presión interior túnel de desviación = presión atmosférica). Si en ese período (de unos 6 m de duración) se produce una crecida importante el túnel de entrega de dimensiones más reducidas que el túnel de desviación, no será suficiente como para evacuar los caudales afluentes. En esas circunstancias se embalsaría la crecida, produciéndose así presiones exteriores sobre el túnel de desviación. Por este motivo es importante que el cierre provisional del túnel de desviación por aguas arriba se realice en un período en que la probabilidad de producirse una crecida sea mínima. Aun cuando en esta etapa del proyecto se considerará una sección del tipo herradura para el túnel de desviación, en etapas posteriores del diseño del embalse Pudaro deberá analizarse la posibilidad de adoptar una sección del tipo herradura en el tramo del túnel que se desarrolla aguas arriba de la cámara de compuertas.

Veremos entonces la curva de descarga del túnel de desvío. En esta curva de descarga se pueden distinguir 2 condiciones distintas de funcionamiento:

- túnel operando como acueducto. El caudal que ingresa al túnel queda limitado por la boca de entrada, en la cual habrá escurrimiento crítico (en el interior del túnel hay torrente)
- túnel operando en presión. En este caso el plano de

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 6 de .....

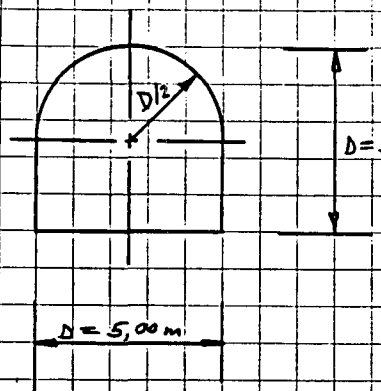
PROYECTO .....

MATERIA .....

carga en el extremo de aguas arriba ($= z_{EMBALSE}$) quedará dado por:

$$z_{EMBALSE} = z_{RADIER\ SALIDA} + D + v^2/2g + h_{SINGS.} + h_{FRICCIONALES}$$

SECCION TUNEL DESVIO



En primer lugar analizaremos el escurrimiento del túnel como acueducto. En este caso la sección de control será la del túnel, inmediatamente aguas abajo del embudo de entrada. El nivel en el embalse será entonces:

$$z_{EMBALSE} = z_{RADIER\ ENTRADA} + B_c + h_{SINGULARES}$$

Las pérdidas singulares se producen por la contracción del flujo en la boca de entrada y por las guías de las compuertas provisionales. Para la boca de entrada, según Levin (Formulaire des Conduites Forcées Oléoducs et Conduites D'Aeration), ábaco N°14, para $r/d = 0,2$ se tiene $K = 0,03$ (sólo se producirá contracción en 2 paredes laterales). Para las ranuras de las compuertas planas se considerará $K = 0,05$. Luego, $h_{SINGS} = 0,08\ v^2/2g$. Para escurrimiento crítico en la sección arriba mostrada se tiene:

CURVA DESCARGA TUNEL OPERANDO COMO ACUEDUCTO

h_c (m)	Q_c (m³/s)	$v^2/2g$ (m)	B_c (m)	h_{SINGS} (m)	$z_{EMBALSE}$ (m)
0,50	5,53	0,25	0,75	0,02	436,57
1,50	28,76	0,75	2,25	0,06	438,11
2,50	61,87	1,25	3,75	0,10	439,65
3,50	105,80	1,89	5,39	0,15	441,34
4,50	177,62	3,55	8,05	0,28	444,13
4,75	218,07	5,04	9,79	0,40	445,99

A continuación veremos el escurrimiento en presión en el túnel de desviación. Calcularemos en primer lugar las pérdidas de carga singulares. En la boca de entrada, para $r/d = 0,2$, según la publicación anteriormente citada $K = 0,04$. En las ranuras de las guías de compuertas $K = 0,05$. Veamos la pérdida de carga en la curva en planta. Según el libro Internal Flow Systems se tiene:

$$\left.\begin{array}{l}\theta = 60,75° \\ R/d = 40/5 = 8\end{array}\right\} \Rightarrow K_b = 0,164$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 7 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

La pérdida de carga en la curva vale

$$h = K v^2/2g \text{, donde } K = K_b \times C_{RE} \times C_o \times C_f$$

$C_{RE} = 1$

$C_o = 1$

$C_f = f_{RUGOSO} / f_{LISO}$

Si la rugosidad absoluta del túnel ε es de 1 mm, ⇒ Según Moody:

$\varepsilon/d = 0,0002$

$f_{rugoso} = 0,0137$

$f_{liso} = 0,0066$

$Re = \frac{vd}{D}$; para $Q = 200 m^3/s \Rightarrow Re = 800.000 \times 10,186 \times 5 = 40,7 \times 10^6$

Luego, $C_f = 0,0137/0,0066 = 2,076$

$K = 0,164 \times 2,076 = 0,340$

En consecuencia las pérdidas singulares para el caso del túnel en presión serán

$h = 0,43 v^2/2g$, donde v = velocidad en el túnel

Para el cálculo de las pérdidas por fricción se usará la fórmula de Manning, con $n = 0,015$.

A = área $= 5 \times 2,5 + \pi 5^2/8 = 22,318 m^2$

P = perímetro $= \frac{5\pi}{2} + 5 + 2 \times 2,5 = 18,854 m$

$R^{2/3} = (A/P)^{2/3} = 1,160$, luego,

$J = (5,792125 \times 10^{-4} Q)^2$

$L = 480 m$

A continuación se calcula la curva de descarga.

CURVA DE DESCARGA TUNEL OPERANDO EN PRESION

$Q (m^3/s)$	J	$JL (m)$	$v (m/s)$	$v^2/2g (m)$	$h_{SINGS} (m)$	$E_{salida} (m)$	$Z_{EMBALSE} (m)$
175	0,010274	4,93	7,84	3,14	1,35	439,14	445,42
190	0,012111	5,81	8,51	3,70	1,59	439,70	447,10
205	0,014099	6,77	9,19	4,30	1,85	440,30	448,92
220	0,016238	7,79	9,86	4,96	2,13	440,96	450,88
235	0,018527	8,89	10,53	5,66	2,43	441,66	452,98
250	0,020968	10,07	11,20	6,40	2,75	442,40	455,22

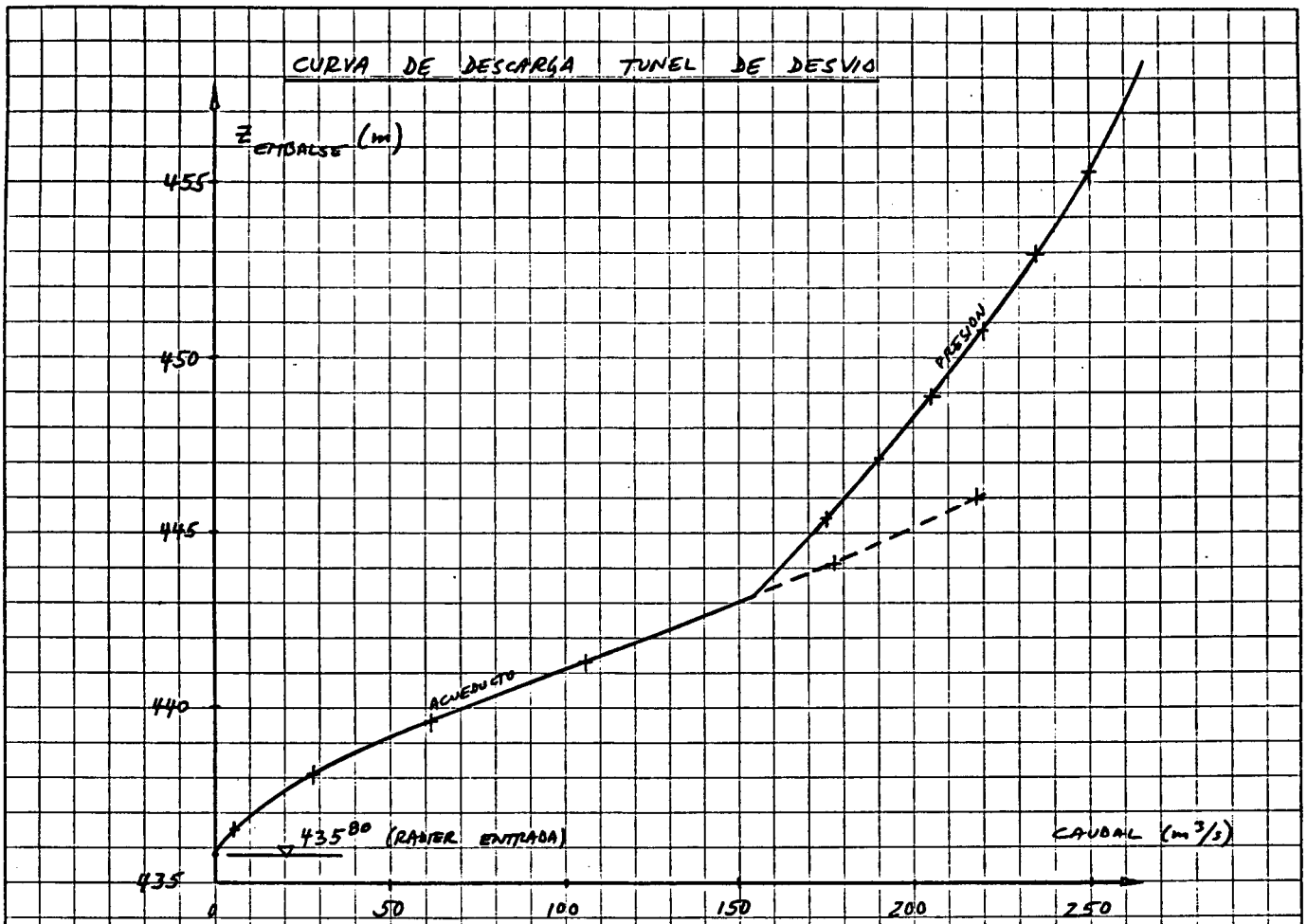
En la página siguiente se han graficado ambas curvas de descarga.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 8 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....



Ahora bien, respecto al tránsito de la crecida por el embalse, para dos instantes t_1 y t_2 se puede escribir:

$$\frac{(Q_{E1}+Q_{E2})}{2}(t_2-t_1)+(V_2-V_1)=\frac{(Q_{A1}+Q_{A2})}{2}(t_2-t_1)\text{, donde}$$

Q_{Ei} = caudal efluente en t_i
Q_{Ai} = caudal afluente en t_i
V_i = volumen embalsado en t_i

Esta ecuación se resolvió para distintos instantes t_i, para $t_{i+1}-t_i = 2$ horas, con ayuda de un computador de escritorio. Para $t_i = 0$ (instante inicial) se consideró: $Q_E = 0$
$Q_A = 0$
$Z = 435,80$ m ($V = 0$ m^3)

Los resultados de los cálculos efectuados se muestran en la página siguiente.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 9 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Z m	QE m3/s	V m3*10↑6
435.60	0.00	0.130
437.50	19.00	0.400
440.00	67.00	0.800
443.30	156.00	2.090
445.00	173.00	2.750
448.50	202.00	5.000
450.00	213.00	6.150
455.00	249.00	11.450
457.00	262.00	14.230

EMBALSE PUCLARO
CARRETERA L-30 DESVIACION D=5.0

T hrs	QA m3/s	QE m3/s	Z m
0.00	0.00	0.00	435.60
2.00	25.00	5.05	436.25
4.00	55.00	19.27	437.51
6.00	95.00	52.89	439.27
8.00	140.00	83.40	440.61
10.00	187.00	115.28	441.79
12.00	230.00	152.37	443.17
14.00	260.00	170.17	444.72
16.00	290.00	180.82	445.97
18.00	310.00	191.39	447.28
20.00	322.00	202.33	448.64
22.00	330.00	210.56	449.69
24.00	333.00	217.03	450.56
26.00	333.00	222.56	451.33
28.00	328.00	227.72	452.04
30.00	320.00	232.31	452.68
32.00	310.00	236.26	453.23
34.00	293.00	239.37	453.66
36.00	264.00	241.24	453.92
38.00	235.00	241.55	453.98
40.00	210.00	240.77	453.80
42.00	188.00	238.78	453.53
44.00	161.00	235.71	453.15
46.00	146.00	231.78	452.61
48.00	130.00	227.31	451.99
50.00	114.00	222.28	451.29

VOL AFL-VOL EFL (m3) =7385951.6

VOL FIN-VOL INIC (m3) =7385951.5

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 10 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Observando los resultados obtenidos se ve que para T= 38 horas se alcanza el máximo nivel en el embalse: 453,98 m. El caudal peak evacuado, correspondiente a este nivel, es de 241,66 m^3/s.

Es decir, el túnel de desviación de 5 m de diámetro cumple la condición impuesta inicialmente, en el sentido de que el nivel máximo en el embalse durante la evacuación de la crecida de diseño no supere la cota 454,00 m. En consecuencia, se confirma la adopción de un diámetro D = 5,00m para el túnel de desvío.

En las paredes laterales y en la parte superior de la boca de entrada se han diseñado aproximaciones elípticas del tipo $(x/2,5)^2 + (y/4,0)^2 = 1$. Inmediatamente aguas abajo de esta curva se han dejado los espacios para la colocación de una compuerta plana (cierre provisional). A continuación existirá una transición L=5m para enlazar gradualmente la sección cuadrada con la sección medio punto del túnel.

En el otro extremo (boca de salida) se ha diseñado una estructura del tipo difusor, que se situará inmediatamente aguas abajo del término del túnel. Para ello se han seguido las indicaciones dadas en el artículo Obras de Salida de los Túneles de Desviación de la Presa Colbún, presentado en el IV Colloquio Nacional de Ingeniería Hidráulica. Este difusor permite reducir el caudal por unidad de ancho a la salida del túnel, lográndose así una mejor disipación de la energía del torrente de salida. Este difusor tendrá una sección rectangular, de ancho variable entre 5 y 15 m. La longitud del difusor será de 20 m y quedará íntegramente fundado en roca. El radier a la salida del difusor se dispondrá a la cota 432,0m.

La socavación máxima que se producirá aguas abajo del difusor puede estimarse con los criterios que se indican en el libro Developments in Hydraulics Engineering, Vol 2. En la figura 16 del libro indicado puede obtenerse la profundidad d_s de la socavación, medida desde la superficie del agua, en función de $q^{0,6} H^{0,1}$, donde

q = caudal por unidad de ancho = 241,66 m^3/s / 15 m = 16,11 $\Rightarrow q^{0,6} = 5,30$

H = altura de la caída, desde el nivel de aguas arriba hasta la altura del escurrimiento de aguas abajo.

Suponiendo que el lecho en la zona de impacto tendrá aproximadamente la cota 431,0 m y que el agua escurrirá con crisis al salir del hoyo que produzca, y por un ancho de 30 m, se tendrá:

$B_c = 2,80$

Nivel aguas abajo $\approx 431 + B_c = 431 + \sqrt[3]{1,5 \times 0,467 (241,66/30)^2} = 433,80$ m.

Luego, $H = 453,98 - 433,80 \approx 20$ m $\Rightarrow H^{0,1} = 1,35$

$q^{0,6} H^{0,1} = 7,155 \Rightarrow d_s = 10,9$ m $\rightarrow$ SOCAVACION $\approx 10,9 - B_c = 8,10$ m

En estas circunstancias el chorro tendrá un alcance máximo de 15 a 20 m.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 11 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

3 DESAGÜE DE FONDO

Como se ha dicho anteriormente, el desagüe de fondo se implementará en el túnel de desviación. El desagüe de fondo permitirá efectuar las siguientes funciones:

- llenado controlado del embalse durante el período en que se ponen por primera vez bajo agua las obras.
- entrega a regantes durante este primer llenado, cuando el nivel de las aguas en el embalse sea insuficiente para alimentar a la torre de toma de las obras de entrega
- entrega a regantes en situaciones de emergencia (obras de entrega fuera de servicio o problemas en la línea de alta tensión que nacerá desde la central hidroeléctrica de las obras de entrega).
- vaciado de emergencia del embalse

Esta última situación es la más exigente para el diseño de las obras del desagüe. En consecuencia, el problema que debe resolverse se refiere a las dimensiones que deberá tener la compuerta del desagüe de fondo para que el tiempo que se demore en vaciar el embalse sea razonable. Se analizarán tres compuertas, cuyas dimensiones serán tales que con el nivel máximo del embalse (cota 521,0 m) se puedan extraer caudales de ≈ 60, 80 y 100 m³/s a través de ellas. En cualquier solución que se adopte se dispondrán 2 compuertas, una de emergencia (aguas arriba) y otra de servicio (aguas abajo). Estas compuertas serán planas, del tipo Bureau accionadas por servomecanismo.

El caudal que descarga una de estas compuertas queda dado por (caudal a través de un orificio):

$$Q = m\, A \sqrt{2g\,(H - P/\gamma)}\,, \text{ donde}$$

Q = caudal descargado

m = coficiente de gasto. Para compuerta plenamente abierta $m = 1$.

A = área orificio. Para compuerta plenamente abierta: $A = a\,b$, donde b = alto compuerta y b = ancho compuerta.

H = Bernoulli aguas arriba de la compuerta. Si se despreciam las pérdidas de carga $H = Z_{EMBALSE}$

P/γ = cota piezométrica aguas abajo de la compuerta = $m\,a + Z_{RADIER} = a + Z_{RADIER}$

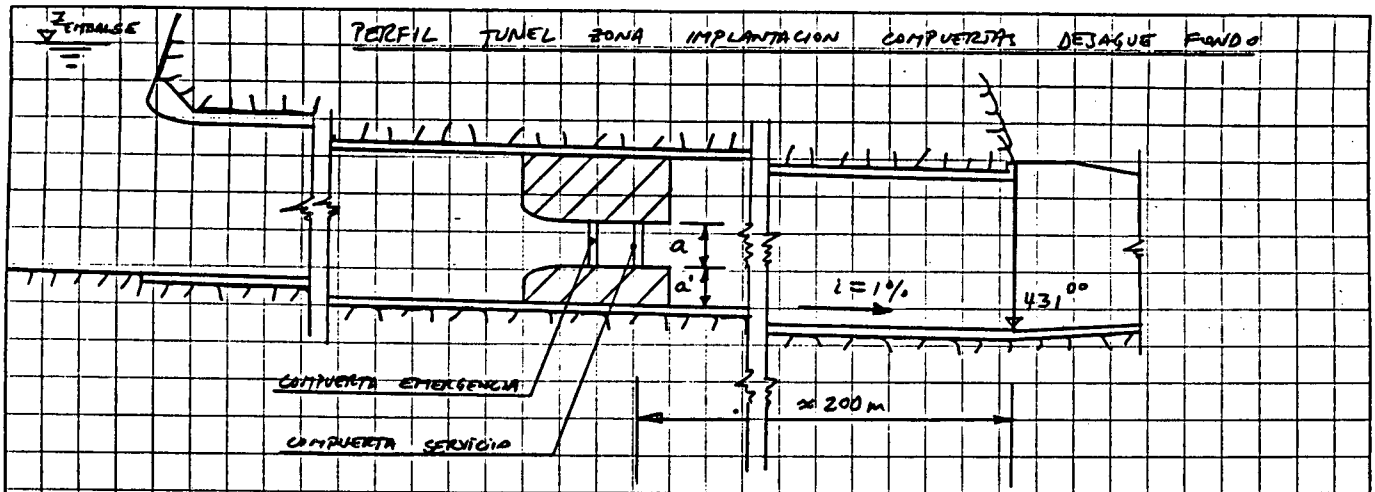
Veamos la cota de radier en la zona de la compuerta del desagüe de fondo. Para ello consideremos el siguiente esquema tentativo (no corresponde a la geometría de la solución finalmente adoptada):

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 12 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....



La cota del radier del túnel en la zona de las compuertas es aproximadamente $431 + 200 \times 0{,}01 = 433{,}0$ m. Considerando para a y para a' valores estimados de 1,20 m, resulta $p/\gamma = a + z_{RADIER} = 1{,}20 + (433{,}00 + 1{,}20) = 435{,}40$ m. Luego,

$$Q = a\, b \sqrt{2g\,(z - 435{,}40)}$$

Se analizará el vaciado de emergencia del embalse para 3 compuertas de las siguientes dimensiones:

a (m)	b (m)
1,00	1,40
1,20	1,60
1,30	1,80

Si se introducen estos valores en la expresión deducida para Q y se considera $z = 521{,}0$ m (embalse lleno), se tiene $Q = 57{,}37$; $78{,}68$ y $95{,}90$ m³/s respectivamente.

Para calcular el tiempo que se demora en vaciarse el embalse con cada una de las compuertas indicadas, debe trabajarse con la ecuación presentada anteriormente, en el punto 2:

$$\frac{(Q_{E1} + Q_{E2})}{2}(t_2 - t_1) + (V_2 - V_1) = \frac{(Q_{A1} + Q_{A2})}{2}(t_2 - t_1)$$, donde ahora

Q_{Ei} corresponde al caudal descargado por la compuerta. Se supondrá Q_{Ai} = constante = 10 m³/s. El intervalo $\Delta t = t_2 - t_1$ se tomará igual a 1 día = 86.400 s. La curva de embalse es la siguiente (obtenida del gráfico dado en el informe Salzgitter):

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 13 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

CURVA DE EMBALSE

Z (m)	V (millones m³)
435	0,00
440	0,80
445	2,75
450	6,15
455	11,45
460	18,40
465	27,10
470	37,70
475	51,10
480	68,90
485	88,90
490	112,20
495	135,80
500	164,10
505	198,30
510	230,80
515	270,30
520	315,60
521	325,00

La resolución de la ecuación que permite calcular el proceso de vaciado del embalse se hizo con ayuda de un computador de escritorio. Para una compuerta de 1,00m de ancho x 1,40 m de alto se obtuvieron los siguientes resultados:

EMBALSE RUCUARO
VACIADO : T 0 : 1.4 QA = 10 m3/s

T ds	QA m3/s	QE m3/s	Z m
0.00	10.00	57.30	520.98
1.00	10.00	57.20	520.57
2.00	10.00	57.05	520.13
3.00	10.00	56.90	519.69
4.00	10.00	56.75	519.24
5.00	10.00	56.60	518.80
6.00	10.00	56.45	518.35
7.00	10.00	56.30	517.91
8.00	10.00	56.15	517.47
9.00	10.00	56.00	517.03
10.00	10.00	55.85	516.59
11.00	10.00	55.70	516.16
12.00	10.00	55.55	515.72
13.00	10.00	55.40	515.29
14.00	10.00	55.24	514.84
15.00	10.00	55.07	514.34
16.00	10.00	54.90	513.85
17.00	10.00	54.73	513.36
18.00	10.00	54.55	512.87
19.00	10.00	54.38	512.38
20.00	10.00	54.21	511.90

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 14 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

T de	Q_A m^3/s	Q_E m^3/s	Z m
21.00	10.00	54.04	511.42
22.00	10.00	53.87	510.94
23.00	10.00	53.70	510.46
24.00	10.00	53.53	509.98
25.00	10.00	53.32	509.40
26.00	10.00	53.11	508.83
27.00	10.00	52.90	508.25
28.00	10.00	52.70	507.68
29.00	10.00	52.49	507.12
30.00	10.00	52.28	506.56
31.00	10.00	52.08	505.99
32.00	10.00	51.87	505.44
33.00	10.00	51.67	504.89
34.00	10.00	51.47	504.36
35.00	10.00	51.28	503.84
36.00	10.00	51.08	503.32
37.00	10.00	50.89	502.80
38.00	10.00	50.69	502.29
39.00	10.00	50.50	501.77
40.00	10.00	50.30	501.26
41.00	10.00	50.11	500.76
42.00	10.00	49.91	500.25
43.00	10.00	49.70	499.69
44.00	10.00	49.45	499.09
45.00	10.00	49.23	498.49
46.00	10.00	49.00	497.89
47.00	10.00	48.76	497.30
48.00	10.00	48.53	496.71
49.00	10.00	48.30	496.12
50.00	10.00	48.07	495.54
51.00	10.00	47.83	494.95
52.00	10.00	47.55	494.26
53.00	10.00	47.28	493.58
54.00	10.00	47.00	492.90
55.00	10.00	46.72	492.22
56.00	10.00	46.45	491.55
57.00	10.00	46.17	490.89
58.00	10.00	45.89	490.23
59.00	10.00	45.62	489.57
60.00	10.00	45.34	488.91
61.00	10.00	45.06	488.26
62.00	10.00	44.79	487.61
63.00	10.00	44.51	486.97
64.00	10.00	44.23	486.33
65.00	10.00	43.96	485.70
66.00	10.00	43.68	485.07
67.00	10.00	43.37	484.36
68.00	10.00	43.05	483.64
69.00	10.00	42.73	482.93
70.00	10.00	42.41	482.23
71.00	10.00	42.10	481.53
72.00	10.00	41.78	480.84
73.00	10.00	41.47	480.16
74.00	10.00	41.12	479.42
75.00	10.00	40.77	478.67
76.00	10.00	40.42	477.93
77.00	10.00	40.07	477.19
78.00	10.00	39.72	476.47
79.00	10.00	39.37	475.76
80.00	10.00	39.02	475.04
81.00	10.00	38.57	474.13
82.00	10.00	38.11	473.21
83.00	10.00	37.66	472.31
84.00	10.00	37.20	471.43
85.00	10.00	36.75	470.56
86.00	10.00	36.26	469.63
87.00	10.00	35.70	468.57
88.00	10.00	35.13	467.50
89.00	10.00	34.58	466.52
90.00	10.00	34.02	465.53

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 15 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

T ds	Q_A m^3/s	Q_E m^3/s	Z m
91.00	10.00	33.42	464.47
92.00	10.00	32.75	463.32
93.00	10.00	32.09	462.21
94.00	10.00	31.44	461.13
95.00	10.00	30.79	460.08
96.00	10.00	30.00	458.83
97.00	10.00	29.21	457.61
98.00	10.00	28.43	456.44
99.00	10.00	27.66	455.32
100.00	10.00	26.74	454.02
101.00	10.00	25.77	452.69
102.00	10.00	24.83	451.45
103.00	10.00	23.90	450.27
104.00	10.00	22.64	448.74
105.00	10.00	21.31	447.22
106.00	10.00	20.05	445.86
107.00	10.00	18.63	444.44
108.00	10.00	16.78	442.73
109.00	10.00	15.19	441.40
110.00	10.00	13.86	440.40
111.00	10.00	12.27	439.32

VOL AFL-VOL EFL (m3) =-3.2430852E
+8

VOL FIN-VOL INIC(m3) =-3.2430852E
+8

Veamos a continuación los resultados para una compuerta de 1,20 x 1,60 m (a x b).

EMBALSE RUCLARO
VACIADO a=1.2 x b=1.6 QA=10 m3/s

T ds	QA m3/s	QE m3/s	Z m
0.00	10.00	78.64	520.98
1.00	10.00	78.35	520.37
2.00	10.00	78.06	519.73
3.00	10.00	77.76	519.09
4.00	10.00	77.46	518.44
5.00	10.00	77.16	517.80
6.00	10.00	76.86	517.16
7.00	10.00	76.56	516.52
8.00	10.00	76.26	515.89
9.00	10.00	75.96	515.26
10.00	10.00	75.64	514.58
11.00	10.00	75.29	513.86
12.00	10.00	74.95	513.15
13.00	10.00	74.61	512.44
14.00	10.00	74.27	511.74
15.00	10.00	73.93	511.04
16.00	10.00	73.58	510.34
17.00	10.00	73.21	509.57
18.00	10.00	72.79	508.73
19.00	10.00	72.38	507.90
20.00	10.00	71.96	507.07
21.00	10.00	71.55	506.25
22.00	10.00	71.14	505.44
23.00	10.00	70.73	504.65
24.00	10.00	70.34	503.88
25.00	10.00	69.95	503.12
26.00	10.00	69.56	502.37
27.00	10.00	69.17	501.62
28.00	10.00	68.78	500.87
29.00	10.00	68.39	500.13
30.00	10.00	67.93	499.27

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 16 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

T da	Q_A m^3/s	Q_E m^3/s	z m
31.00	10.00	67.46	498.39
32.00	10.00	66.99	497.52
33.00	10.00	66.53	496.65
34.00	10.00	66.06	495.79
35.00	10.00	65.58	494.93
36.00	10.00	65.02	493.92
37.00	10.00	64.46	492.91
38.00	10.00	63.91	491.92
39.00	10.00	63.35	490.94
40.00	10.00	62.79	489.97
41.00	10.00	62.23	488.99
42.00	10.00	61.67	488.03
43.00	10.00	61.11	487.08
44.00	10.00	60.55	486.14
45.00	10.00	59.99	485.20
46.00	10.00	59.36	484.17
47.00	10.00	58.71	483.11
48.00	10.00	58.06	482.06
49.00	10.00	57.42	481.03
50.00	10.00	56.78	480.01
51.00	10.00	56.05	478.89
52.00	10.00	55.34	477.78
53.00	10.00	54.62	476.69
54.00	10.00	53.90	475.61
55.00	10.00	53.09	474.41
56.00	10.00	52.15	473.04
57.00	10.00	51.21	471.69
58.00	10.00	50.27	470.38
59.00	10.00	49.17	468.86
60.00	10.00	48.00	467.29
61.00	10.00	46.84	465.76
62.00	10.00	45.56	464.13
63.00	10.00	44.17	462.40
64.00	10.00	42.79	460.74
65.00	10.00	41.24	458.94
66.00	10.00	39.55	457.05
67.00	10.00	37.88	455.26
68.00	10.00	35.82	453.16
69.00	10.00	33.72	451.14
70.00	10.00	31.25	448.92
71.00	10.00	28.20	446.41
72.00	10.00	24.66	443.82
73.00	10.00	20.22	441.06
74.00	10.00	14.94	438.49

VOL AFL-VOL EFL (m3) =-3.2444168E
+8

VOL FIN-VOL INIC(m3) =-3.2444168E
+8

Finalmente, los resultados obtenidos para una compuerta de 1,30 x 1,80 m (a x b) se muestran en la página siguiente:

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 17 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

EMBALSE PUCLARO
VACIADO 1.3+1.8 QA=10 m3/s

T ds	QA m3/s	QE m3/s	Z m
0.00	10.00	95.85	520.98
1.00	10.00	95.41	520.21
2.00	10.00	94.95	519.41
3.00	10.00	94.49	518.60
4.00	10.00	94.04	517.80
5.00	10.00	93.58	517.00
6.00	10.00	93.12	516.20
7.00	10.00	92.67	515.41
8.00	10.00	92.18	514.57
9.00	10.00	91.66	513.68
10.00	10.00	91.13	512.79
11.00	10.00	90.61	511.90
12.00	10.00	90.09	511.02
13.00	10.00	89.57	510.15
14.00	10.00	88.95	509.13
15.00	10.00	88.32	508.08
16.00	10.00	87.69	507.05
17.00	10.00	87.06	506.02
18.00	10.00	86.43	505.00
19.00	10.00	85.83	504.04
20.00	10.00	85.23	503.08
21.00	10.00	84.63	502.14
22.00	10.00	84.03	501.20
23.00	10.00	83.44	500.26
24.00	10.00	82.75	499.20
25.00	10.00	82.03	498.10
26.00	10.00	81.31	497.01
27.00	10.00	80.59	495.92
28.00	10.00	79.86	494.82
29.00	10.00	79.00	493.55
30.00	10.00	78.14	492.29
31.00	10.00	77.29	491.05
32.00	10.00	76.43	489.83
33.00	10.00	75.57	488.61
34.00	10.00	74.70	487.40
35.00	10.00	73.84	486.21
36.00	10.00	72.98	485.03
37.00	10.00	71.99	483.69
38.00	10.00	70.99	482.36
39.00	10.00	70.00	481.05
40.00	10.00	68.98	479.74
41.00	10.00	67.87	478.32
42.00	10.00	66.76	476.93
43.00	10.00	65.65	475.56
44.00	10.00	64.34	473.98
45.00	10.00	62.89	472.25
46.00	10.00	61.43	470.57
47.00	10.00	59.74	468.65
48.00	10.00	57.92	466.66
49.00	10.00	56.07	464.69
50.00	10.00	53.89	462.46
51.00	10.00	51.73	460.33
52.00	10.00	49.19	457.90
53.00	10.00	46.51	455.55
54.00	10.00	43.31	452.88
55.00	10.00	39.99	450.30
56.00	10.00	35.22	446.96
57.00	10.00	29.43	443.47
58.00	10.00	22.10	439.95

VOL AFL-VOL EFL (m3) =-3.2420805E +8

VOL FIN-VOL INIC(m3) =-3.2420801E +8

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 18 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Basándonos los resultados obtenidos a continuación se indica el tiempo de vaciado del embalse (cota 521 → 440 m) para las distintas compuertas analizadas y suponiendo $Q_A = 10\ m^3/s$:

TIEMPOS DE VACIADO

COMPUERTA a x b (m)	TIEMPO (días)	TIEMPO (meses)
1,00 x 1,40	110	3,6
1,20 x 1,60	74	2,4
1,30 x 1,80	58	1,9

Como se han despreciado las pérdidas de carga en realidad estos tiempos serán algo mayores que los calculados. Sin embargo, en un rápido análisis para la compuerta de 1,20 x 1,60 se puede ver que las pérdidas de carga para el caudal máximo (cota 521 m) son del orden de 1 m. En consecuencia, el caudal máximo debiera reducirse en aproximadamente 0,5%. Como este porcentaje de reducción del caudal se mantiene más o menos constante para caudales inferiores al señalado se puede decir, sin mayor error, que los tiempos reales de vaciado serán del orden de 0,5% mayores a los calculados. Es decir, para efectos prácticos los valores calculados pueden tomarse como exactos.

Se ha estimado que el tiempo de vaciado asociado a la compuerta de 1,20 x 1,60 m es un valor razonable. Por consiguiente, definitivamente se adoptará una compuerta de esas dimensiones.

Normalmente el diseño del desagüe de fondo queda definido en último término por los resultados que entrega un modelo hidráulico. Estos modelos se construyen para ver la forma en que se expande el chorro a la salida de la compuerta, para estudiar los problemas de incorporación de aire al escurrimiento, para definir la ubicación de las rampas de aireación, etc. En esta etapa del diseño se han definido las estructuras de la zona de compuertas a base de la experiencia del consultor.

Para efectuar un cálculo aproximado del torrente que se desarrolla aguas abajo de las compuertas se supondrá que el plano de carga a la salida de la compuerta de servicio corresponde a la cota 520,0 m ($z_{EMBALSE} = 521,0$ m). Veamos cual es el caudal máximo descargado en esas condiciones.

$$E = z_{RADIER} + h + v^2/2g$$

$z_{RADIER} = 434,60$ m

$h = ma = a = 1,60$ m $\Rightarrow$ $520,0 = 434,60 + 1,60 + v^2/2g \Rightarrow v = 40,548$ m/s

$Q = v\,A = 40,548 \times 1,20 \times 1,60 = 77,85\ m^3/s$ (caudal diseño desagüe de fondo)

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 19 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

A simple vista parece que en la sección de inicio del túnel de descarga no habría suficiente espacio entre el chorro descargado por la compuerta y la clave del túnel como para que ingresara adecuadamente el aire a esa sección. De acuerdo al artículo Características de la Demanda de Aire en un Desagüe de Fondo, presentado al XI Congreso Latinoamericano de Hidráulica (Buenos Aires, noviembre 1984), para un número de Froude $= v/\sqrt{gh} = 40,548/\sqrt{1,6g} = 10,23$, la demanda de aire requerido por el chorro es aproximadamente: $Q_{aire} \approx 0,9\, Q_{agua} = 70,07\ m^3/s$. En el mismo artículo se indica que para una obra similar a la estudiada, en caso de existir la posibilidad de entrada de aire a través del túnel de acceso a la caverna de compuertas, se puede estimar que éste se distribuye de la siguiente forma:

- ingresa aire a través túnel acceso cav. compuertas : 35%
- ingresa aire a través túnel de descarga : 65%

Luego, el caudal de aire que podría ingresar desde la caverna de compuertas sería:

$$Q_{aire\ cav.\ comps} = 0,35 \times 70,07 = 24,52\ m^3/s$$

Considerando dos tuberías de alimentación de aire entre la caverna y la zona ubicada a la salida de las compuertas, con una velocidad del aire de 40 m/s, se tiene:

$$\text{Area tuberías} = \frac{Q}{2\cdot v} = \frac{24,52}{2\times 40} = 0,307\ m^2\ c/u \Rightarrow \emptyset = 0,62\ m$$

Adoptaremos dos tuberías $\emptyset$ 700 mm.

Veamos el alcance del chorro que sale de la compuerta. La ecuación de la parábola teórica del chorro es:

$$y = x\,tg\,\theta - \frac{g x^2}{2 v_0^2 \cos^2\theta}$$

$\theta = 0^\circ \Rightarrow tg\,\theta = 0$
$\cos\theta = 1$

$v_0 = 40,548\ m/s$, luego, $y = -2,9833\times 10^{-3} x^2$

x (m)	y (m)	
5	-0,075	
10	-0,298	
15	-0,671	
20	-1,193	⇒ imparto x para x = 20 m
25	-1,865	

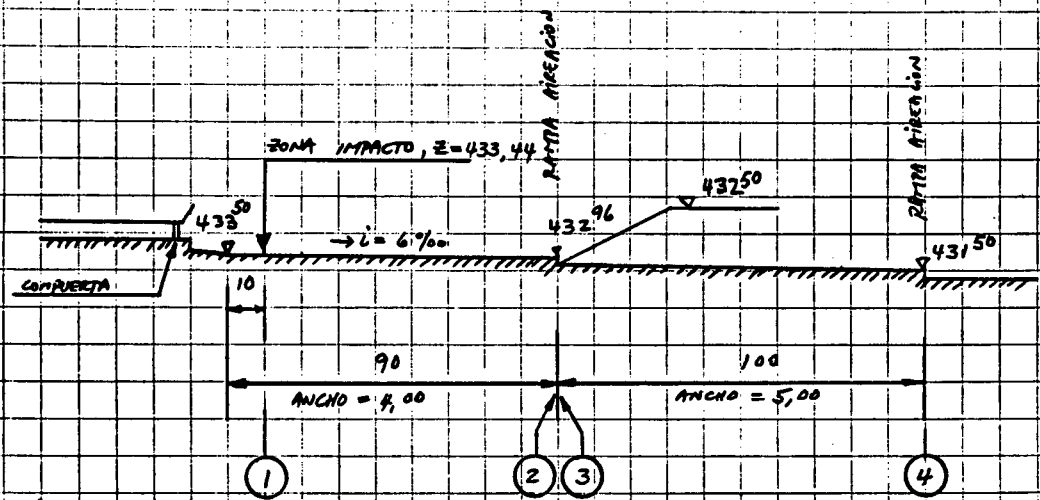
GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 20 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Supondremos que entre la salida del chorro desde la compuerta y el punto de impacto se tiene una pérdida de carga igual a $0,1\ v^2/2g$, donde v = velocidad en zona compuerta. Esta pérdida se produce debido a la incorporación de aire, al impacto del chorro contra el radier, a la expansión del chorro en planta y en general a la alta turbulencia que caracteriza al escurrimiento en esta zona. Consideremos el siguiente perfil del túnel del desagüe de fondo.



Por hipótesis

$$E_1 = 520 - 0,1\ v^2/2g = 520 - 0,1 \times 83,85 = 511,645\ m$$

$$E_1 = z_1 + h_1 + v_1^2/2g \ ;\ z_1 = 433,44\ m$$

Veamos el escurrimiento en ① para $Q = 77,85\ m^3/s$. Resolviendo la ecuación planteada para la sección ① se tiene (se supondrá el escurrimiento ocupa toda la canalización de ancho = 4,00 m):

$h_1 = 0,499\ m \quad (b = 4,00\ m)$

$v_1 = 39,003\ m/s$

$v_1^2/2g = 77,583\ m$

$E_1 = 511,522$

Si $n_{MANNING} = 0,014$ se tiene: $A_1 = 1,996\ m^2$, $P_1 = 4,998\ m$ $\Big\}\ R^{2/3} = 0,542$

$$J_1 = 1,01383$$

Entre las secciones ① y ② se tendrá

$$E_1 = E_2 + J_{1-2}\, L_{1-2}$$

$$511,522 = 432,96 + h_2 + v_2^2/2g + \left(\frac{J_1 + J_2}{2}\right) 80$$

. Resolviendo esta ecuación se obtiene:

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 21 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

$h_2 = 0,826$ m ($b = 4,00$ m)
$v_2 = 23,562$ m/s
$v^2/2g = 28,314$
$E_2 = 462,10$
$A_2 = 3,304\ m^2$, $P_2 = 5,652$ m $\Rightarrow R_2^{2/3} = 0,699 \Rightarrow J_2 = 0,222619$

$J_{1-2} = 0,618224$
$J_{1-2} L_{1-2} = 49,458$ m
$E_2 + J_{1-2} L_{1-2} = 511,558$ ✓ O.K.

Para calcular el escurrimiento en la sección ③ se supondrá que $E_2 = E_3$. Se obtiene:

$h_3 = 0,653$ m ($b = 5,00$ m)
$v_3 = 23,844$ m/s
$v_3^2/2g = 29,995$ m
$E_3 = 462,148$ m
$A_3 = 3,265\ m^2$, $P_3 = 6,306$ m $\Rightarrow R_3^{2/3} = 0,645 \Rightarrow J_3 = 0,268025$

Veamos el escurrimiento en ④. Se supondrá se cumple $E_3 = E_4 + J_{3-4} L_{3-4}$. Luego,

$h_4 = 0,995$ m ($b = 5,00$ m)
$v_4 = 15,648$ m/s
$v_4^2/2g = 12,488$ m
$E_4 = 444,983$
$A_4 = 4,975\ m^2$, $P_4 = 6,990$ m $\Rightarrow R_4^{2/3} = 0,797 \Rightarrow J_4 = 0,075242$
$J_{3-4} = 0,17177$
$J_{3-4} L_{3-4} = 17,177$ m
$E_4 + J_{3-4} L_{3-4} = 462,160$ m ✓ O.K.

Calculemos la altura de los muros laterales en el tramo $b = 4,00$ m. La altura de estos muros queda dada por $H = h + r$, donde r = revancha. De acuerdo al U.S.B.R.:

$$r = 0,60 + 0,037 v^3 \sqrt{h}$$

SECCION	h (m)	v (m/s)	r (m)	$h + r$ (m)
1	0,499	39,003	1,745	2,244
2	0,826	23,562	1,418	2,244

Se adoptará $H_{muros} = 2,25$ m

Finalmente, cabe señalar que el diseño de las rampas de aireación mostradas en los planos corresponde aproximadamente al de otras obras similares que han mostrado un eficiente comportamiento.

4 OBRAS DE ENTREGA

Las obras de entrega permitirán extraer controladamente las aguas desde el embalse para su posterior uso. Los análisis efectuados respecto a las demandas que se deberán abastecer desde el embalse han permitido determinar que el mes más crítico corresponde a enero, en que se debe entregar un caudal medio mensual de 12,89 m^3/s. Para los efectos del diseño hidráulico de las obras de entrega supondremos que el caudal máximo que se debe extraer desde el embalse es del orden de un 15% superior al valor medio mensual máximo indicado anteriormente. Por consiguiente, redondeando cifras, se adoptará:

$$Q_{DISEÑO\ OBRAS\ ENTREGA} = 15\ m^3/s$$

Las obras de entrega, además de permitir extraer los caudales demandados por los regantes cumplirán otros 2 propósitos:

- mientras se construye el desagüe de fondo en el túnel de desviación servirán como túnel de desvío.
- servirán como acceso definitivo a la cámara de compuertas del desagüe de fondo.

Las obras de entrega se ubicarán en el estribo izquierdo del embalse y consistirán en lo fundamental en una estructura de toma, un conducto para conducir las aguas hasta el extremo de aguas abajo del embalse y en los elementos que permitirán controlar el caudal que se extraiga.

El trazado en planta de las obras de entrega es paralelo al del túnel de desviación. El primer tramo de las obras de entrega se situará a 40 m de distancia del túnel de desviación (distancia entre ejes) y se ubicará a la izquierda de éste. La posición señalada para el túnel de entrega permitirá la colocación de una compuerta inclinada, que correrá sobre rieles apoyados contra el cerro. Al cerrar esta compuerta (compuerta cierre con aguas muertas, es decir, sin escurrimiento) se podrá inspeccionar el primer tramo del túnel de entrega. Considerando que este túnel también servirá provisionalmente como túnel de desvío, la cota del radier de la entrada se ha dejado al nivel 435,80 m, igual a la cota de entrada del túnel de desviación.

Como se verá más adelante, en el extremo de aguas abajo de las obras de entrega se instalará una pequeña central hidroeléctrica. Las dos turbinas de esta central servirán como elementos de control (válvulas) para efectuar la entrega de las aguas desde el embalse.

En consecuencia, el primer tramo de las obras de entrega

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 23 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

(entre la compuerta inclinada y el tapón desde el cual nace la tubería libre o exterior), corresponde al túnel de una central hidroeléctrica. El diámetro de este túnel (de sección circular) puede determinarse preliminarmente de acuerdo a los ábacos dados en la publicación Dimensiones Económicas de Obras de Adducción con Flujo a Sección Llena de Centrales Hidroeléctricas, Oficina de Evaluación de Proyectos Hidroeléctricos, ENDESA. Para un túnel excavado en roca poco alterada, que conduzca un caudal máximo de 15 m^3/s se obtiene $D = 2{,}68$ m, valor que se ha redondeado a 2,70 m. Así, para el caudal máximo (15 m^3/s) se obtiene:

$A = 5{,}726\ m^2$
$v = 2{,}620\ m/s$
$P = 8{,}482$
$R^{2/3} = 0{,}769$, para $n_{MANNING} = 0{,}014 \Rightarrow J = 2{,}272 \times 10^{-3}$

Aguas arriba del túnel se ha dispuesto una compuerta plana de 2,00 m de ancho por 3,20 m de alto. Esta compuerta cerrará una sección de 2,00 m de ancho por 2,50 m de alto. La hoja de la compuerta se accionará mediante un servomecanismo, ubicado a la cota 527,90 m, al cual estará unido mediante un sistema de barras. Cada barra tendrá una longitud igual a la de la compuerta (3,20 m) y a la de la carrera del servomecanismo. Así, quitándole o agregándole barras al sistema se podrá llevar la compuerta a la cota 527,0 m para su inspección o se podrá bajar la compuerta hasta cerrar el túnel para su inspección. Dado que este sistema de barras articuladas sólo trabajará a la tracción, no se podrá cerrar la compuerta contra escurrimiento. El elemento de cierre bajará por peso propio, por lo que a lo más podrá cerrar contra un pequeño escurrimiento (algunas decenas de l/s). Durante la operación del embalse la compuerta normalmente permanecerá en un recinto cerrado ubicado inmediatamente sobre el túnel. Aguas abajo de la compuerta deberá proveerse una aireación.

Aguas arriba de la compuerta se ha dispuesto una transición para pasar de una sección cuadrada de 2,50 m a la sección de la compuerta. Es decir, el túnel ubicado aguas arriba de la compuerta (túnel falso o canal cubierto) tendrá una sección cuadrada de 2,5 x 2,5 m. En el extremo de aguas arriba de este conducto se ha dispuesto una bocina, con paredes laterales y parte superior de forma elíptica que permitirá el adecuado ingreso de las aguas al túnel durante el período en que funcionará como obra de desvío (elipses de 1,50 m de semieje mayor y 0,50 m de semieje menor). Cabe señalar de que durante la etapa de desvío a través del túnel de entrega las aguas se descargarán al río por el túnel que servirá posteriormente como acceso al desagüe de fondo. Es decir, durante esa etapa habrá que

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 24 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

cerrar provisionalmente el túnel de entrega mediante un muro, para que las aguas no inunden las fases de la casa de máquinas, sino que continúen por el futuro túnel de acceso.

Cuando el túnel de entrega deje de operar como túnel de desvío se deberá clausurar su entrada. Para ello se colocará una compuerta plana en la zona de término de la bocina de entrada. Aguas abajo de esta compuerta se hormigonará posteriormente un tapón, que permitirá enlazar adecuadamente la torre de captación con el túnel de entrega.

La torre de toma de las obras de entrega debe disponerse por sobre la cota máxima que pueden alcanzar los sedimentos en el embalse. Según el informe de la firma consultora Salzgitter, el volumen anual de sedimentos que llegará al embalse se estima alcanzará a 113.500 m^3 en promedio. En 50 años se acumularán entonces 5.675.000 m^3. Se adoptará esta cifra como volumen muerto del embalse. La verdad es que la mayor parte de los materiales que se utilizarán para la construcción de la presa provendrán de la zona inundada por el embalse, por lo cual el volumen muerto antes indicado más que se duplicará. Es decir, se tendrá un factor de seguridad algo superior a 2 para la acumulación de sedimentos durante la vida útil de las obras, que puede estimarse en 50 años.

Entrando a la curva de embalse con un volumen de $5{,}7 \times 10^6$ m^3 se obtiene la cota 449,5 m. Redondeando cifras se dispondrá el umbral de la estructura de toma a la cota 450 m. La torre de toma consistirá en un pique o conducto circular de eje vertical en cuyo extremo superior se colocará una estructura de rejas. Considerando que el conducto vertical tendrá seguramente un mayor costo por metro lineal que el del túnel de entrega, se adoptó para este conducto un diámetro de 2,50 m, es decir algo inferior al del túnel de entrega.

Si se acepta una velocidad en las rejas de 0,5 m/s para el caudal máximo de 15 m^3/s, se tiene

$$\text{Area rejas} = 15/0{,}5 = 30\,m^2$$

$$\text{Area rejas} = (\pi D - 4c)H, \text{ donde}$$

D = diámetro cilindro de rejas
c = espesor de los pilares que sostienen la losa o tapa superior = 0,5 m (son 4 pilares)
H = altura barrotes de rejas = 3,0 m

Se obtiene $D = 3{,}82$ m, que se redondeará a 3,80 m.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

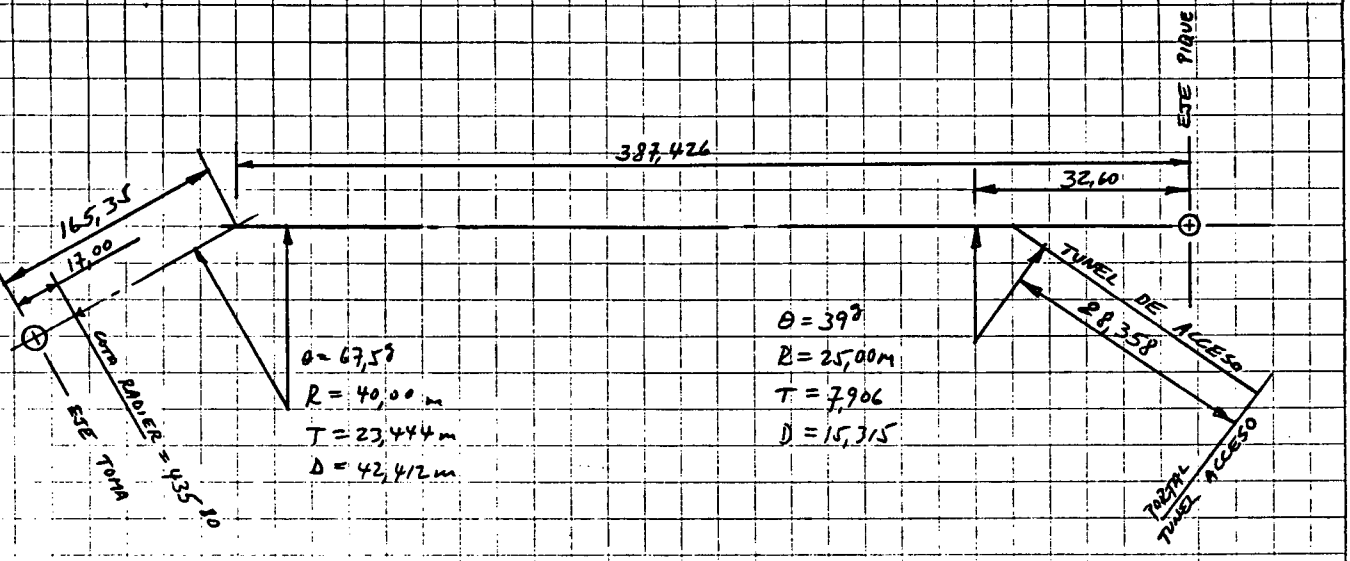
Calculado ..... Fecha ..... Hoja 25 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

El túnel ϕ 2,70 m que se desarrolla aguas abajo de la estructura de toma tiene una curvas con $\alpha_{CENTRAL} = 67,5°$ y $R = 40,00$ m. Este radio queda dado por el equipo constructivo, en este caso camiones, pues la pendiente $i = 1\%$ del túnel de desvío seguramente no permitirá el empleo de equipos sobre rieles. Aguas abajo de la curva mencionada el túnel de entrega se desarrolla paralelo al túnel de desviación y a una distancia de 50 m de éste. Esa distancia quedó fijada por la disposición de las obras en el extremo de aguas abajo del túnel de entrega (casa de máquinas y túnel de acceso).

Para determinar la pendiente del radier del túnel se debe conocer la cota de la salida. Como la plataforma de acceso a la casa de máquinas se dejará a la cota 435,00 m, la pendiente del túnel quedará determinada por la diferencia de cotas entre el inicio del túnel ϕ 2,70 m (cota 435,80 m) y la cota del radier de la salida del túnel de acceso (cota 435,00 m) y la distancia entre ambos puntos. El trazado de las obras de entrega en planta es el siguiente:



Luego, la distancia entre el eje de la toma y el eje del pique de la zona de caída es:

$$\text{PIQUE TOMA A PIQUE CAIDA} = 165,35 + 387,426 - 2 \times 23,444 + 42,412 \text{ m} = 548,30$$

La distancia entre el inicio del túnel ϕ 2,70 (cota radier = 435,80 m) y el pique de la zona de caída es:

$$\text{INICIO TUNEL } \phi 2,70 \text{ A PIQUE CAIDA} = 548,30 - 17,00 = 531,30$$

Finalmente, la distancia entre el inicio del Túnel ϕ 2,70 m y el portal del túnel de acceso (cota 435,00 m) es:

$$\text{INICIO TUNEL } \phi 2,70 \text{ A PORTAL ACCESO} = 531,30 - 32,60 + 15,315 + 28,358 = 542,373 \text{ m}$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 26 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Y la pendiente del túnel será:

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{435,80 - 435,00}{542,373} = 1,475 \times 10^{-3}$$

Aproximadamente a 138,5 m aguas abajo del fin de curva R=40 m del túnel de entrega existirá un tapón de hormigón que será atravesado por una tubería metálica que conducirá las aguas hacia la central. El inicio de este tapón coincidirá en planta con el inicio del tapón correspondiente al desagüe de fondo. La idea es que la cortina de inyecciones de la presa, que viene por el eje del coronamiento, se quiebre para seguir la dirección definida por el inicio de los tapones del desagüe de fondo y túnel de entrega. De esta forma la inyección que se haga desde estos tapones y la que se haga desde la superficie coincidirán en un mismo plano. Aguas abajo de este plano vertical de contención de filtraciones los túneles no funcionarán en presión (en realidad, la tubería de la obra de entrega operará en presión, pero estará libre dentro del túnel).

El diámetro de la tubería en presión que se desarrolla aguas abajo del tapón se ha determinado utilizando los gráficos de la publicación antes citada, que permite calcular dimensiones económicas de conductos en presión de centrales hidroeléctricas. El diámetro económico se da en función del caudal máximo (15 m³/s en nuestro caso) y la presión máxima que deberá soportar la tubería. La carga estática máxima vale aproximadamente:

CARGA ESTATICA MAXIMA = NIVEL MAX. NORMAL EMBALSE − COTA EJE TUBERIA
$= 521,00 - 436,50 = 84,5$ m

Suponiendo un golpe de ariete positivo de un 40%, se tiene:

$H_{máximo} = 1,4 \times 84,5 = 118,3$ m, dejamos 120 m.

Para $Q_{máx} = 15$ m³/s, $H_{máx} = 120$ m.c.a. $\Rightarrow D_{económico} = 2,087$ m

Redondeando adoptaremos 2,10 m (se redondeó hacia arriba, pues es probable que hagan problemas de golpe de ariete o de sobrevelocidad en las máquinas durante un rechazo de carga).

Hemos dicho anteriormente que el túnel de entrega permitirá el acceso a la cámara de compuertas del desagüe de fondo. Por consiguiente, la sección típica del túnel de entrega en la zona en que la tubería metálica quedara a la vista será la siguiente:

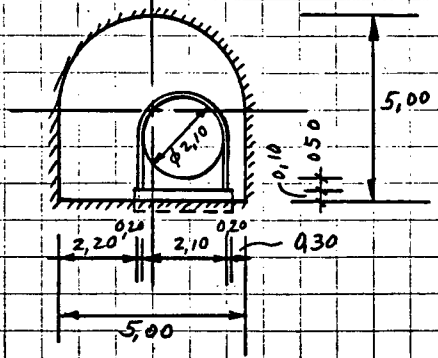
GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 27 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

SECCION TUNEL DE ENTREGA ZONA TUBERIA LIBRE
ESC 1:200



El espesor mínimo requerido por transporte para la tubería queda dado por:

$$e_{transp}(pulgadas) = \frac{D'' + 20}{400} = \frac{(2,10/0,0254) + 20}{400} = 0,2567''$$

$$e\,(mm) = 6,52\ mm$$

El espesor mínimo requerido para resistir la presión interior puede calcularse como (sólo se considera la presión interior y no el esfuerzo por flexión):

$$e\,(cm) = \frac{p\,D}{2\,(0,6\,\sigma_{fluencia})}$$

p = presión interior máxima = 120 m.c.a = 12 kg/cm²
D = diámetro = 210 cm
$0,6\sigma_{fl.}$ = fatiga admisible (se ha castigado en 0,6, pues no se está considerando la flexión). Si σ_{fl} = 2 500 kg/cm², se obtiene $0,6\sigma_{fl}$ = 1500 kg/cm²

Resulta e = 0,84 cm = 8,4 mm. Se adoptará e = 10 mm

Inmediatamente aguas abajo del tapón de hormigón desde el cual nace la tubería se instalarán una válvula mariposa, una ventosa y una entrada de hombre. Por el alto costo que tiene la válvula mariposa, se adoptará un diámetro de tubería de 1,60 m (v = 7,46 m/s para Q = 15 m³/s) entre su inicio en la zona del tapón y la entrada de hombre. Si por algún motivo se llega a romper la tubería, la válvula mariposa deberá cerrarse contra escurrimientos. Para ello se deberá contar con un sistema que permita telecomandar su accionamiento desde el exterior del túnel, es decir, desde la zona

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 28 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

de casa de máquinas. Para evitar el colapso de la tubería en caso de cierre brusco de la válvula se ha dispuesto una ventosa. Este elemento también operará durante el llenado de la tubería, expulsando el aire que vaya siendo desplazado por el agua.

En el extremo de aguas abajo del túnel de entrega se diseñó un pique vertical que permitirá enlazar adecuadamente a la tubería con las turbinas que alimentarán. En los extremos superior e inferior de este pique se han dispuesto curvas verticales con un radio $R = 3{,}15$ m. Aguas abajo de la curva inferior la tubería ϕ 2,10 m se bifurcará en dos tuberías. El diámetro de estas tuberías se calculará de tal forma que se conserve la velocidad de la tubería de mayor diámetro.

$\phi = 2{,}10$ m
$A = 3{,}464$ m²
$v = 4{,}331$ (para $Q = 15$ m³/s)

Luego, área tubería de menor diámetro $= 3{,}464/2 = 1{,}732$ m², de donde $\phi = 1{,}485$ m. Adoptaremos $\phi = 1{,}45$ m. Cada uno de los ramales de la bifurcación formará, en planta, un ángulo de 30° con el eje de esta pieza.

Aguas abajo de la bifurcación cada tubería tendrá una curva $\theta = 30°$ y $R = 2{,}90$ m.

Los elementos de control, que permiten regular el caudal que se extrae del embalse a través de las obras de entrega podrían estar constituidos por una o más válvulas del tipo Howell Bunger (válvulas de cono hueco, que descargan a la atmósfera), por una o más turbinas o por una combinación de válvulas y turbinas.

Como seguramente el mayor costo inicial que significa adquirir una o más grupos turbogeneradores se recuperará rápidamente a futuro al vender la energía generada, en esta etapa de los estudios se ha supuesto que es más rentable instalar elementos generadores como mecanismos de control del caudal entregado desde el embalse. Es decir, se descartará la solución con válvulas de entrega.

Ahora bien, debe determinarse el número de unidades a instalar. Para estos efectos debe considerarse que una turbina normalmente no es recomendable que trabaje con caudales muy pequeños, pues al alejarse la turbina de su rango de diseño baja el rendimiento y hay tendencia a producirse cavitación. Suponiendo que para rendimientos en la turbina inferiores a aproximadamente un 70% se producirá cavitación, puede deducirse que el caudal turbinado debe mantenerse dentro del siguiente rango para que opere en buenas

forma:

- Para el nivel máximo de operación de la turbina (cota 521,0 m en el embalse), $Q_{MINIMO} \geq 0,22\ Q_{MAXIMO}$
- Para el nivel mínimo de operación de la turbina (aún no definido), $Q_{MINIMO} \geq 0,69\ Q_{MAXIMO}$.

Se ve entonces que si se dispone una sola turbina, con $Q_{MAXIMO} = 15\ m^3/s$, los caudales mínimos con que debe operarse, dependiendo del nivel del embalse, fluctuarán entre $0,22 \times 15 = 3,3\ m^3/s$ y $0,69 \times 15 = 10,35\ m^3/s$. Estos caudales imponen restricciones de operación muy importantes, pues durante varios meses las demandas podrían variar aproximadamente entre 2,5 y 7,0 m^3/s (meses de abril, mayo, junio, julio, agosto, septiembre, octubre y noviembre). Por consiguiente, para tener mayor flexibilidad de operación se instalarán dos turbinas.

Para el diseño de las turbinas y demás elementos de la casa de máquinas se seguirán las indicaciones y recomendaciones dadas en las siguientes publicaciones:

- Selecting Hydraulic Reaction Turbines, USBR
- Transformers and Generators for Power Systems. Langlois-Berthelot
- Unit Spacing for Hydroelectric Machines (Water Power oct 1969)
- Modern Trends in Selecting and Designing Francis Turbines, de Siervo y de Leva (Water Power, dic 1978).

Al igual como existe una limitante para operar con caudales demasiado pequeños, la altura de caída también conviene que se aleje mucho de la de diseño. Llamando 100 a la altura de diseño, en general se recomienda que la altura neta de caída se encuentre en el rango 65 a 125.

Adoptando como cota máxima normal de operación de la turbina el nivel 521,0 m y suponiendo que la cota de descarga es de 431,0 m y que las pérdidas de carga máximas se pueden estimar como del orden de 2 m, se tiene la siguiente altura de caída máxima

$$\text{alt. de caída máxima} = 521,0 - 431,0 - 2,0 = 88\ m$$

Luego, la altura de caída mínima aceptable sería del orden de

$$\text{alt. de caída mínima} = \frac{88}{1,25} \times 0,65 = 45,76\ m,$$

que corresponde aproximadamente a la cota 478,8 m en el embalse. Redondeando, supondremos que las turbinas no podrán operarse para niveles inferiores a la cota 475,0 m en el embalse. Cuando no se puedan

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 30 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

operar las turbinas, ya sea por restricción de caudal o de altura de caída, deberá entregarse los caudales demandados a través del desagüe de fondo. En etapas posteriores del proyecto, cuando se disponga de mayores antecedentes, deberán revisarse las hipótesis básicas adoptadas.

Se supondrá entonces que se dispondrán dos turbinas, cada una capaz de turbinar un caudal máximo de 7,5 m³/s. La potencia máxima que puede entregar el grupo turbogenerador queda dada por:

$$P = K\,Q\,H$$

P = potencia en KW
K = constante, que para centrales de tamaño mediano, es decir, de menos de 50.000 KW vale aproximadamente 8,2.
Q = caudal máximo aprovechado, 7,5 m³/s.

H = altura neta de caída = $Z_{EMBALSE} - Z_{DESCARGA} - \Delta$

Z embalse = nivel máximo embalse = 521,00 m
Z descarga : se supondrá que la cota en la descarga queda determinada por una grada de control, de sección rectangular de 8 m de ancho, ubicada a la cota 430,0 m. La cota en la descarga quedará dada por el Bernoulli crítico en esta sección para Q = 15 m³/s.
$B_{crítico} = 1{,}5 \times 0{,}467\,(15/8)^{4/3} = 1{,}065$, con lo que se obtiene $Z_{descarga} = 431{,}07$ m.

Δ = pérdidas de carga en la aducción para Q = 15 m³/s. Se supondrán iguales a 2 m.

Luego, $H = 521{,}0 - 431{,}07 - 2{,}00 = 87{,}93$ m, de donde

P = 5408 KW (2 unidades de esta potencia cada una)

Suponiendo que la turbina será del tipo Francis, se puede calcular la velocidad de rotación como:

$$N = 3470\,\frac{H^{5/8}}{\sqrt{KW}} = \frac{3470 * 87{,}93^{5/8}}{\sqrt{5408}} = 774 \text{ rpm}$$

Si se supone que el generador será sincrónico y que estará acoplado a la turbina por su eje, para que el generador tenga un número par de polos debe cumplirse además ($f = 50$ ciclo/seg):

$N = 6000\,f/p$, donde

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 31 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

P= número de polos.

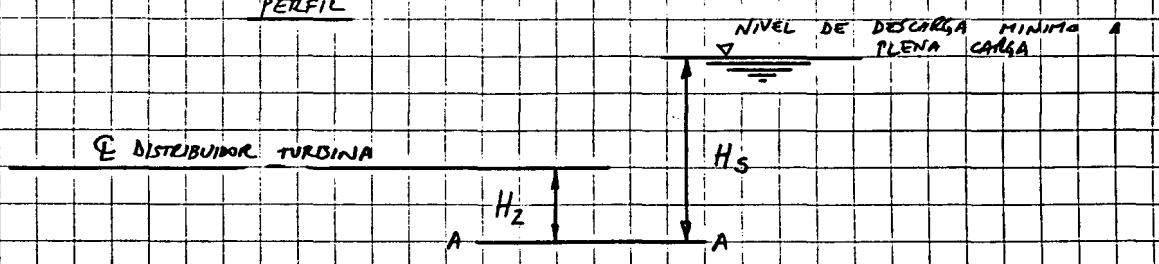
Se considerará una generadora de 8 polos, con lo cual N= 750 rpm

El número específico N_s de una turbina Francis puede calcularse como:

$$N_s = \frac{N\sqrt{KW}}{H^{5/4}} = \frac{750\sqrt{5408}}{87,93^{5/4}} = 204,8$$

Veamos la cota de implantación del eje de la turbina.

PERFIL



Al fijar la cota del distribuidor de la turbina (y con el todo el edificio de casa de máquinas), es necesario comprobar que el tubo difusor de la turbina no quede sujeto a presiones menores que la presión de vapor de agua, ya que en tal caso se produciría la cavitación.

La presión mínima que existe en el tubo difusor (esquematizado como recta A-A) ocurre en la sección de menor superficie que esta aproximadamente a la salida del rodete. La altura de presión en esa sección vale:

$$H_{min} = H_{at} - H_s - \sigma H$$

H_{min} = mínima altura de presión en el difusor (A-A)
H_{at} = altura de presión atmosférica
H_s = altura de aspiración estática (ver figura)
σ = coficiente característico de la turbina (adimensional)
H = alt. neta en la turbina

La situación límite se tiene cuando $H_{min} - H_{vap} = H_{at} - H_s - \sigma_c H$, donde $\sigma_c = \sigma$ críticos,

$$H_s = H_{at} - H_{vap} - \sigma_c H$$

Se acostumbra definir

$$H_{bar} = H_{at} - H_{vap}, \text{ con lo cual } H_s = H_{bar} - \sigma_c H$$

Para una altura de 430 m.s.n.m y agua a 15,6°C, H_{bar} = 9,67 m.c.a.

Para $N_s = 240,8 \Rightarrow \sigma_c = 0,14$, con lo cual se obtiene:

$$H_s = 9,67 - 0,14 * 87,93 = -2,640 \text{ m}$$ (signo menos indica H_s

debe medirse hacia abajo del nivel de descarga)

H_2 = distancia característica de la turbina

$H_2 = D_3 / (3{,}16 - 0{,}0013\, N_s)$, donde D_3 = diámetro de la descarga del rodete

$D_3 = (26{,}2 + 0{,}211\, N_s)\sqrt{H} / N = 0{,}868$ m, con lo que

$H_2 = 0{,}30$

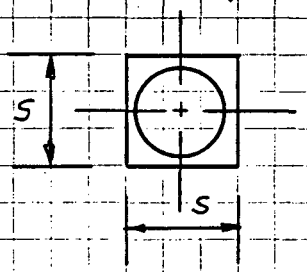
El nivel en la descarga queda dado por Bc para 7,5 m³/s

$Z_{descarga} = 430 + B_c = 430{,}671$ m

Luego, cota $\mathcal{E} = 430{,}671 - 2{,}640 + 0{,}30 = 428{,}331$ m. Como el valor calculado de H_s y por ende del $\mathcal{E}$ es tal que la cavitación va comienza a producir, normalmente se entierra la turbina adicionalmente en unos 0,30 m. Redondiando

Cota $\mathcal{E} = 428{,}00$ m.

Para fijar el tamaño de la casa de máquinas es necesario determinar el espacio que ocupa un grupo turbogenerador en planta. Esta magnitud que tiene dimensión de longitud, se denomina módulo de la unidad o del grupo y se indica en la figura como S (unit spacing)



Se ha estimado que dentro de este módulo quedan comprendidos los servicios auxiliares de la unidad, de tal manera que la magnitud S representa la distancia entre ejes de unidades, con turbinas Francis de eje vertical.

Si $N \leq 375$ r.p.m. ⇒ S queda dado por la turbina
Si $N > 375$ r.p.m. ⇒ S " " " el generador

Luego, en nuestro caso, en que $N = 750$ rpm., S queda dado por el tamaño del generador.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 33 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

De los gráficos se obtienen aproximadamente las siguientes cifras:

$S_{turbina} = 8{,}50\,m$

$S_{generador} = 9{,}00\,m$

Es decir, en esta etapa del proyecto se supondrá que el ancho de la casa de máquinas será de 9,00 m. La longitud de la casa de máquinas será aproximadamente 2,65 S (se considera un espacio del patio de montaje igual a 0,65 S). Luego,

$$L = 2{,}65\ S = 23{,}85 \approx 24{,}0\,m$$

Junto a la casa de máquinas se dispondrá un edificio anexo de $9 \times 8\ m^2$ de superficie en planta, de dos pisos (subterráneo y primer piso), que albergará el centro de control y comando, sala de celdas, oficinas, bodegas, servicios auxiliares, etc.

A continuación se calculan las pérdidas de carga en las obras de entrega. Ello se hará siguiendo básicamente las recomendaciones dadas en las siguientes publicaciones:

- I. E. Idel'cik, Mémento des Pertes des Charges
- Internal Flow Systems
- Levin, Formulaire des Conduits Forcés, Oléoducs et Conduits d'Aération

Las pérdidas de carga, desde aguas arriba hacia abajo, son las siguientes:

Torre de captación: $h = 0{,}15\ v^2/2g$, donde v = velocidad pigue

$$h = 3{,}173 \times 10^{-4}\ Q^2$$

Conducto vertical: $\phi = 2{,}5\,m$; $n = 0{,}015$

$$J = \left(\frac{vn}{R^{2/3}}\right)^2 = \left(\frac{Q\ 0{,}015}{4{,}909 \times 0{,}625^{2/3}}\right)^2 = 1{,}747 \times 10^{-5}\ Q^2$$

$$L \approx 6\,m$$

$$JL = 1{,}048 \times 10^{-4}\ Q^2$$

Transición ϕ a $\#$: $h = 0{,}08\ v^2/2g$

$$h = 1{,}692 \times 10^{-4}\ Q^2$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 34 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Curva $R = 3,75\ m\ (\theta = 90°)$: $\Delta = 0,25\, v^2/2g$ v = velocidad ϕ 2,5m

$\Delta = 3,262 \times 10^{-4}\, Q^2$

Zona compuerta $\Delta = 0,1\, v^2/2g$ v = vel. zona compuerta

$\Delta = 2,039 \times 10^{-4}\, Q^2$

Transición a túnel ϕ 2,7m $\Delta = 0,06\, v^2/2g$ v = idem anterior

$\Delta = 1,223 \times 10^{-4}\, Q^2$

Túnel ϕ 2,7m ; $L = 305,82\ m$; $n = 0,015$

$$J = \left(\frac{Q \times 0,015}{5,726 \times 0,675^{2/3}}\right)^2 = 1,15898 \times 10^{-5}\, Q^2$$

$JL = 3,5444 \times 10^{-2}\, Q^2$

Entrada a tubería ϕ 1,60m; zona tapón

$\Delta = 0,12\, v^2/2g$ v = vel. tubería ϕ 1,60m

$\Delta = 1,5129 \times 10^{-3}\, Q^2$

Válvula mariposa $\Delta = 0,20\, v^2/2g$ v = idem anterior

$\Delta = 2,5215 \times 10^{-3}\, Q^2$

Ventosa y entrada hombre $\Delta = 0,06\, v^2/2g$ v " "

$\Delta = 0,7564 \times 10^{-3}\, Q^2$

Frotamientos tubería ϕ 1,60 m $L = 12\ m$; $n = 0,011$

$$J = \left(\frac{Q \times 0,011}{2,011 \times 0,4^{2/3}}\right)^2 = 1,01558 \times 10^{-4}\, Q^2$$

$JL = 1,2187 \times 10^{-3}\, Q^2$

Transición ϕ 1,60 a 2,10 $\Delta = 0,15\, v^2/2g$ v = idem anterior

$\Delta = 1,8911 \times 10^{-3}\, Q^2$

Frotamientos tubería ϕ 2,10 m ; $L = 210\ m$; $n = 0,011$

$$J = \left(\frac{Q \times 0,011}{3,464 \times 0,525^{2/3}}\right)^2 = 2,38095 \times 10^{-5}\, Q^2$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 35 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

$JL = 5,0000 \times 10^{-3} Q^2$

Codos 90° (con dos) $\Lambda = 2 \times 0,20\ v^2/2g$ v= idem anteriores

$\Lambda = 1,6994 \times 10^{-3} Q^2$

Bifurcación (2 turbinas operando con igual caudal = Q/2)

$\Lambda = 0,12\ v^2/2g$ v= idem anterior

$\Lambda = 5,097 \times 10^{-4} Q^2$

Curvas tuberías ϕ 1,45 m (2 curvas de 30° en c/tubería)

$\Lambda = 2 \times 0,065\ v^2/2g$ v= vel. en tubería

$\Lambda = 6,075 \times 10^{-4} Q^2$

Válvula mariposa ϕ 1,10 m

$\Lambda = 0,20\ v^2/2g$ v= vel en válvula

$\Lambda = 2,8218 \times 10^{-3} Q^2$

Pérdida salida difusores $\Lambda = v^2/2g$ v= velocidad salida difusores (se supondrá v= 2,5 m/s para Q = 7,5 m³/s)

$\Lambda = 5,6632 \times 10^{-3} Q^2$

Sumando se obtiene

$$\Lambda = 0,0289903\ Q^2 \quad (m)$$

Para $Q = 15\ m^3/s$; $\Lambda = 6,52$ m

Para $Q = 7,5\ m^3/s$; $\Lambda = 1,63$ m

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 36 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

5 ENERGIA PRODUCIDA POR LA CENTRAL HIDROELECTRICA

Para los efectos de calcular la energía producida por la central hidroeléctrica se efectuó un estudio de simulación de la operación del embalse Pudaro. Para ello se consideraron los caudales medios mensuales afluentes al embalse entre los meses de mayo de 1941 y abril de 1981 (40 años de estadística). Se supuso que las demandas de riego a satisfacer desde el embalse son las siguientes (caudales medios mensuales):

MES	CAUDAL (m^3/s)
mayo	3,2
junio	2,4
julio	3,0
agosto	3,1
septiembre	4,7
octubre	6,2
noviembre	5,2
diciembre	9,5
enero	12,9
febrero	10,9
marzo	8,9
abril	4,6

Se supuso que al inicio de la operación del embalse éste estaba vacío. Se consideró además la siguiente curva de embalse

COTA (m)	VOLUMEN (millones m^3)
435	0,00
440	0,80
445	2,75
450	6,15
455	11,45
460	18,40
465	27,10
470	37,70
475	51,10
480	68,90
485	88,90
490	112,20
495	135,80
500	164,10
505	198,30
510	230,80
515	270,30
520	315,60
521	325,00
525	365,60

En la página siguiente se muestra la hidrología histórica (caudales afluentes) utilizada en el proceso de simulación. Respecto a estos valores, cabe destacar que el año más húmedo de la estadística corresponde al año hidrológico 1941/42 y que el año más seco corresponde al período 1971/72.

En la página subsiguiente (pág 39) se muestran los primeros resultados del proceso de simulación y ellos se refieren a los caudales efluentes del embalse. Estos caudales corresponden a la suma de los caudales entregados al sector riego más los caudales descargados a través de las obras de evacuación. Cabe señalar que las obras de evacuación sólo descargarán agua cuando el nivel del embalse supere la cota 521,00 m. En el listado de los caudales efluentes mensuales se han destacado los meses en que se producirán fallas, es decir, no se puede entregar el caudal demandado pues el embalse se encuentra vacío (se alcanza la cota 450,00 m correspondiente al nivel mínimo normal de operación del embalse). En ese caso sólo se entregará a los regantes el caudal afluente al embalse.

En la página 40 se muestran los niveles medios mensuales que alcanza el embalse durante el período simulado. En este cuadro también se han destacado los meses de falla, que como se dijo, corresponden a los meses durante los cuales el nivel medio en el embalse alcanza la cota 450,00 m.

Para los efectos de calcular la energía que se generaría en la central hidroeléctrica, asociada a las obras de entrega del embalse, se analizaron diversas situaciones:

- UNA CENTRAL CON 2 UNIDADES GENERADORAS DE 4.500 KW CADA UNA. CAUDAL MAXIMO POR UNIDAD = 6,5 m^3/s.
- UNA CENTRAL CON 1 UNIDAD GENERADORA DE 4.500 KW. CAUDAL MAXIMO UNIDAD = 6,5 m^3/s.
- UNA CENTRAL CON 2 UNIDADES GENERADORAS DE 3.900 KW CADA UNA. CAUDAL MAXIMO POR UNIDAD = 5,5 m^3/s.

La operación simulada de la central hidroeléctrica se realizó considerando una serie de condicionantes. Ellas son las siguientes:

- Se aceptó que la central hidroeléctrica pueda operar sólo en el siguiente rango de niveles en el embalse:

$$475,00 \leq Z_{EMBALSE} \leq 522,00 \text{ m}$$

Si el nivel del embalse se encuentra fuera del rango indicado, los caudales demandados por los regantes deben

CAUDALES EFLUENTES
MEDIOS MENSUALES (m3/s)

AÑO	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR

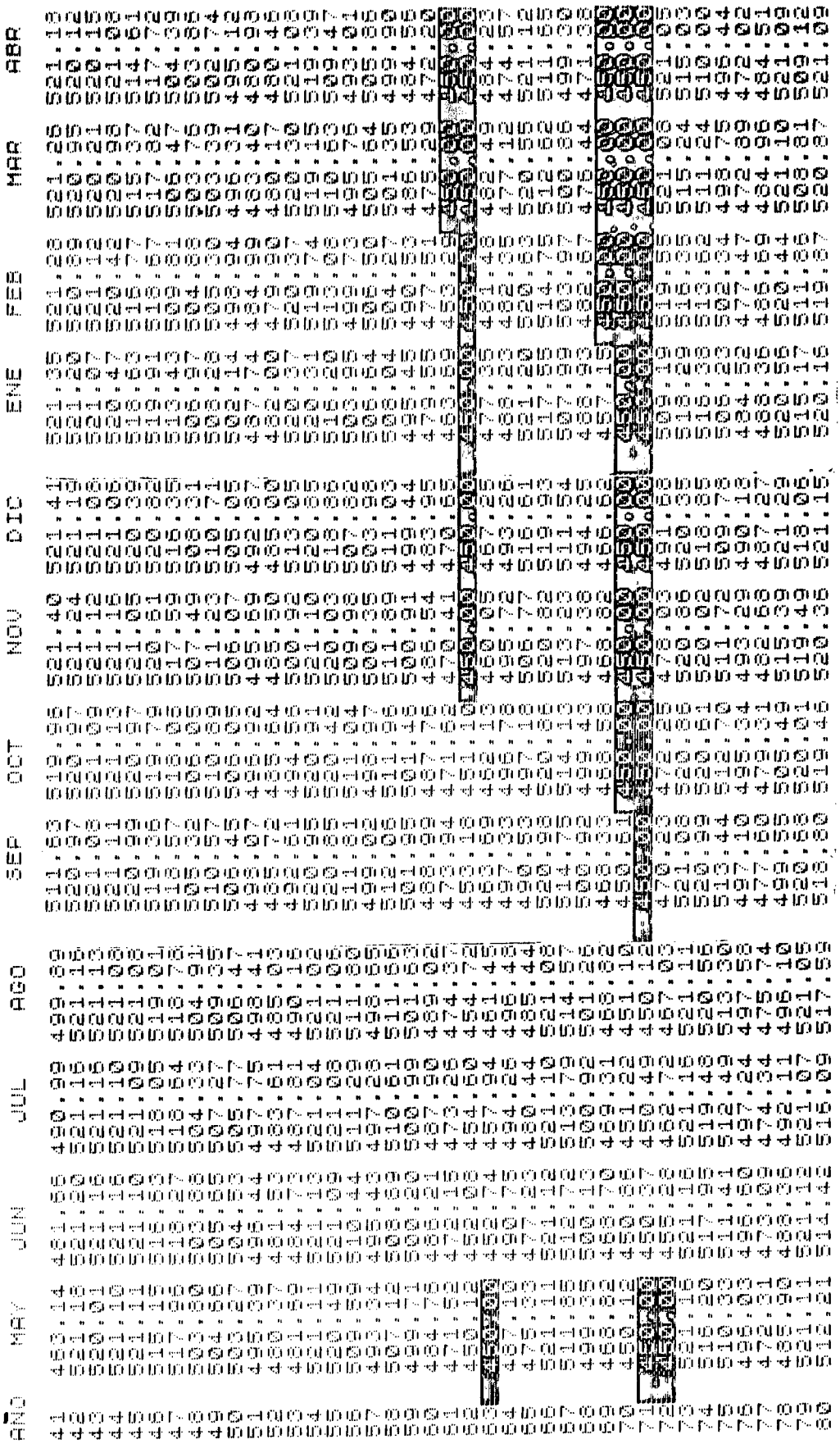
COTA VERTEDERO(m) =521
LONGITUD VERTEDERO(m) =115
COEF GASTO VERTEDERO=0.5

COTA OBRA ENTREGA(m) =430
COEF GASTO O. ENTREGA(m2) =2.3

COTA MINIMA OPERACION(m) =450

CAUDALES EFLUENTES
MEDIOS MENSUALES (m3/s)

AÑO	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR
41	3.2	2.4	3.0	3.1	4.7	49.9	71.1	77.1	70.0	50.3	44.5	25.0
42	20.4	20.1	21.1	21.9	21.3	22.9	36.3	31.4	36.3	25.8	35.2	30.9
43	9.7	10.2	18.9	15.0	11.6	14.0	15.6	15.2	17.3	22.8	18.8	6.4
44	11.9	10.0	13.2	10.8	14.8	19.4	21.2	14.9	13.0	10.9	10.9	10.7
45	10.9	10.9	9.5	8.9	7.4	7.0	8.9	12.9	12.9	10.9	8.9	4.6
46	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	10.5	12.9	10.9	8.9	4.6
47	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
48	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
49	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
50	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
51	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
52	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
53	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
54	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
55	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
56	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
57	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
58	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
59	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
60	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
61	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
62	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
63	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
64	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
65	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
66	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
67	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
68	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
69	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
70	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
71	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
72	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	25.0	24.0	14.2
73	19.0	10.4	19.1	12.9	10.3	8.3	7.4	11.7	12.9	10.9	8.9	4.6
74	.4	.4	.0	3.1	4.9	6.4	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
75	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
76	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
77	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.6
78	.4	.4	.0	3.1	4.7	6.2	14.3	51.2	45.5	19.7	18.3	12.7
79	10.4	10.8	10.7	7.3	8.9	6.2	5.2	9.5	12.9	10.9	8.9	4.5
80	.2	.4	.0	3.1	4.7	6.2	7.5	26.3	27.5	10.9	11.7	11.0


NIVELES
MEDIOS MENSUALES (m)
ENE
FEB
MAR
ABR
MAY
JUN
JUL
AGO
SEP
OCT
NOV
DIC
ANO

entregarse a través del desagüe de fondo. Como se explicó anteriormente, esta limitante para la operación de las turbinas se impone para evitar la cavitación en este elemento.

- Se impuso la condición de que el caudal mínimo que debe circular por la turbina queda dado por:

PARA NIVEL $Z_{MAX} = 522{,}00\,m$; $Q_{MIN} = 0{,}22\ Q_{MAX}$

PARA NIVEL $Z_{MIN} = 475{,}00\,m$; $Q_{MIN} = 0{,}69\ Q_{MAX}$

Entre ambos valores se aceptó una variación lineal del caudal mínimo con el nivel del embalse. Para los casos simulados, Q_{MAX} es igual a 6,5 o 5,5 m^3/s.

Esta condición también impide que se produzca cavitación en la turbina. Si el caudal que se debe entregar a los regantes es menor que Q_{MIN}, será necesario abrir el desagüe de fondo.

- Desde el punto de vista hidráulico la turbina corresponde a un orificio de tamaño regulable. El caudal máximo (Q_{MAX}) que puede pasar a través de este orificio obviamente sólo se puede alcanzar cuando el nivel del embalse es máximo. Para niveles de embalse distintos a Z_{MAX}, se ha supuesto que el caudal máximo que puede pasar a través de la turbina queda dado por una relación del tipo

$$Q = Q_{MAX} \frac{\sqrt{Z - Z_{DESCARGA}}}{\sqrt{Z_{MAX} - Z_{DESCARGA}}}$$

Si el caudal Q así calculado es menor que el necesario para satisfacer a los regantes se generará el caudal Q (sólo si Q cumple con $Q \geq Q_{MIN}$) y el resto debe entregarse a través del desagüe de fondo.

El no cumplimiento de una de las dos primeras condiciones enunciadas (Z dentro del rango $475\,m \leq Z \leq 522\,m$ y $Q \geq Q_{MIN}$) se traduce en que se debe detener la central hidroeléctrica y se debe efectuar la entrega de las aguas a través del desagüe de fondo.

La potencia entregada por la central se supuso constante durante todo el mes e igual a:

$$P = 8{,}2\ Q\ H_N\ (KW), \text{ donde}$$

Q = caudal generado (constante durante todo el mes)
H_N = altura neta de caída correspondiente al caudal Q

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 42 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

La energía mensual se calculó como:

$$E = 24 \times 30 \times P / 10^6 \quad (GWh)$$

(24 horas del día, 30 días del mes)

La energía mensual se expresó en $GWh = 10^3 MWh = 10^6 KWh$.

En las páginas 43, 44 y 45 se indican las energías mensuales producidas por la central, los promedios mensuales y el promedio anual. La energía media anual producida en los distintos casos analizados es la siguiente:

		ENERGIA MEDIA ANUAL (GWh)
2 TURBINAS	4,5 MW c/u	34,24
1 TURBINA	4,5 MW	22,48
2 TURBINAS	3,9 MW c/u	32,35

En los cuadros indicados se han destacado los meses durante los cuales debe detenerse la central y abrirse el desagüe de fondo. No se destacaron los meses durante los cuales a pesar de estar operando la central, debe abrirse el desagüe de fondo, pues el caudal máximo que puede turbinar la central no alcanza para satisfacer las demandas de los regantes.

Analizando los resultados obtenidos puede concluirse que en un gran porcentaje de los meses debe abrirse el desagüe de fondo. Como esto no parece muy conveniente, en una etapa más avanzada del diseño de las obras deberá analizarse la posibilidad de instalar una(s) válvula(s) de entrega del tipo Howell-Bunger, o de adquirir turbinas que tengan un rodete de mayor tamaño, de tal forma que para niveles altos en el embalse se trabaje con aperturas parciales del distribuidor (o de los álabes) y que para niveles bajos se trabaje a plena apertura.

6. RENTABILIDAD DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA

Para analizar la rentabilidad de la central hidroeléctrica se calculará el valor actualizado de los beneficios netos (VABN) y la tasa interna de retorno (TIR) de esta instalación. Se considerará la solución que contempla dos grupos generadores de 4,5 MW cada uno.

El valor actualizado de los beneficios netos se puede calcular como:

$$VABN = BBA - I - O, \text{ donde}$$

NIVEL MAXIMO(m) =522
NIVEL MINIMO(m) =475
NIVEL DESCARGA(m) =430

NUMERO UNIDADES=2
POTENCIA POR UNIDAD(KW) =4500
CAUDAL MAX. UNIDAD(m3/s) =6.5

ENERGIAS MENSUALES
(GWH)

AÑO	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR
41	0.00	0.00	0.00	1.27	2.23	6.38	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48
42	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.41
43	4.90	6.48	6.48	6.48	5.91	6.48	6.48	6.48	6.48	6.48	6.42	3.32
44	6.00	6.48	6.48	5.52	6.48	6.48	6.48	6.48	6.45	5.54	5.58	5.51
45	6.34	5.59	4.96	4.64	3.85	3.68	4.45	6.06	6.28	5.31	4.33	2.27
46	1.69	1.22	1.55	1.62	2.46	3.22	3.20	5.38	6.36	5.43	4.45	2.35
47	1.65	1.24	1.56	1.61	2.43	3.16	6.65	4.65	5.70	4.66	3.66	1.99
48	1.38	0.00	1.31	1.36	2.06	2.72	2.34	4.20	5.05	4.54	3.72	1.98
49	1.40	0.00	1.36	1.44	2.20	2.90	2.45	4.34	5.18	4.57	3.70	1.95
50	1.37	0.00	1.33	1.39	2.09	2.72	2.30	4.02	4.58	4.16	3.32	1.74
51	1.22	0.00	0.00	1.24	1.86	2.39	1.98	3.34	3.87	3.04	2.65	1.35
52	0.00	0.00	0.00	0.00	1.51	1.97	1.66	2.89	2.79	2.63	2.48	1.34
53	0.00	0.00	0.00	0.00	1.71	2.30	2.14	4.47	5.43	6.44	4.63	6.28
54	6.48	6.48	6.48	5.34	6.08	4.34	6.48	6.48	6.43	5.50	4.52	2.40
55	3.17	4.97	4.63	3.65	3.66	3.25	2.72	4.79	5.99	5.07	4.08	2.13
56	1.48	1.13	1.43	1.49	2.24	2.90	2.42	4.17	4.76	4.21	3.30	1.68
57	0.00	0.00	0.00	1.24	1.88	2.46	2.12	3.96	5.02	4.65	3.81	2.03
58	1.44	1.11	1.42	1.48	2.25	2.94	2.47	4.35	5.16	4.50	3.59	1.87
59	1.30	0.00	1.25	1.30	1.97	2.55	2.14	3.70	3.96	3.52	2.81	1.45
60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.81	2.05	1.70	2.83	2.60	2.44	2.22	0.00
61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.43	2.75	2.60	1.44
64	0.00	0.00	0.00	1.20	1.84	2.38	1.96	3.36	3.32	2.82	2.32	0.00
65	0.00	0.00	0.00	0.00	1.65	2.40	2.32	6.04	6.48	6.46	6.45	6.48
66	6.45	6.35	6.10	4.75	4.52	3.26	2.75	4.85	6.13	5.18	4.18	2.19
67	1.53	1.17	1.47	1.54	2.32	3.02	2.51	4.38	5.15	4.48	3.56	1.85
68	1.30	0.00	1.25	1.29	1.94	2.48	2.03	3.41	3.38	2.85	2.28	0.00
69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.43	3.27	5.27	6.35	6.48	6.48
73	6.48	6.48	6.48	6.48	5.30	4.31	3.87	5.91	6.21	5.28	4.32	2.28
74	1.62	1.24	1.57	1.65	2.60	3.36	2.72	4.79	6.01	5.10	4.11	2.14
75	1.50	1.15	1.45	1.51	2.28	2.98	2.47	4.28	4.98	4.38	3.45	1.77
76	1.23	0.00	0.00	1.23	1.83	2.33	1.90	3.18	3.00	2.43	0.00	0.00
77	0.00	0.00	0.00	0.00	1.29	1.74	1.58	3.02	3.33	3.18	2.73	1.45
78	0.00	0.00	0.00	0.00	1.90	2.70	5.91	6.48	6.46	6.44	6.48	6.41
79	6.48	6.45	5.51	3.81	4.59	3.23	2.71	4.75	5.89	4.99	3.98	2.12
80	1.54	1.19	1.51	1.59	2.43	3.21	3.69	6.48	6.41	5.51	5.96	5.61
PR	1.91	1.67	1.85	1.86	2.45	2.79	2.75	4.10	4.61	4.21	3.62	2.43

ENERGIA MEDIA ANUAL= 34.24(GWH)

NIVEL MAXIMO(m) =522
NIVEL MINIMO(m) =475
NIVEL DESCARGA(m) =430

NUMERO UNIDADES=1
POTENCIA POR UNIDAD(KW) =4500
CAUDAL MAX. UNIDAD(m3/s) =6.5

ENERGIAS MENSUALES
(GWH)

AÑO	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR
41	0.00	0.00	0.00	0.00	1.27	2.23	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24
42	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24
43	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24
44	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24
45	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.17	3.09	2.27
46	1.60	1.62	1.60	1.62	2.45	3.22	3.24	3.24	3.24	3.24	3.23	2.36
47	1.65	1.24	1.58	1.61	2.43	3.18	2.65	3.15	2.99	2.79	2.62	1.99
48	1.38	0.00	1.31	1.36	2.06	2.60	2.34	2.72	2.65	2.54	2.48	1.98
49	1.40	0.00	1.36	1.44	2.20	2.85	2.45	2.84	2.71	2.56	2.46	1.95
50	1.37	0.00	1.31	1.39	2.09	2.60	2.30	2.55	2.40	2.24	2.11	1.74
51	1.22	0.00	0.00	1.24	1.86	2.14	1.98	1.95	1.72	1.59	1.53	1.35
52	0.00	0.00	0.00	0.00	1.51	1.62	1.62	1.60	1.47	1.38	1.39	1.34
53	0.00	0.00	0.00	0.00	1.71	2.03	2.14	2.97	3.24	3.24	3.24	3.24
54	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	2.40
55	3.17	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	2.72	3.24	3.14	2.97	2.84	2.13
56	1.49	1.13	1.43	1.49	2.24	2.86	2.42	2.69	2.49	2.28	2.09	1.68
57	0.00	0.00	0.00	1.24	1.88	2.24	2.12	2.49	2.63	2.62	2.58	2.03
58	1.44	1.11	1.42	1.48	2.25	2.91	2.47	2.86	2.70	2.51	2.36	1.87
59	1.30	0.00	1.25	1.30	1.97	2.37	2.14	2.27	2.07	1.84	1.66	1.45
60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.61	1.72	1.66	1.55	1.36	1.28	1.19	0.00
61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.27	1.44	1.49	1.44
64	0.00	0.00	0.00	1.20	1.84	2.14	1.98	1.97	1.74	1.48	1.26	0.00
65	0.00	0.00	0.00	0.00	1.85	2.16	2.02	3.16	3.24	3.24	3.24	3.24
66	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	2.75	3.24	3.21	3.06	2.94	2.19
67	1.53	1.17	1.47	1.54	2.32	3.02	2.51	2.89	2.70	2.49	2.34	1.85
68	1.30	0.00	1.25	1.29	1.94	2.27	2.03	2.02	1.77	1.49	1.24	0.00
69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	1.90	2.76	3.24	3.24	3.24
73	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.15	3.09	2.28
74	1.62	1.24	1.57	1.65	2.60	3.24	2.72	3.24	3.15	3.00	2.87	2.14
75	1.50	1.15	1.45	1.51	2.28	2.95	2.47	2.79	2.61	2.41	2.23	1.77
76	1.23	0.00	0.00	1.23	1.83	2.07	1.90	1.83	1.57	1.28	1.23	0.00
77	0.00	0.00	0.00	0.00	1.28	1.38	1.49	1.70	1.74	1.67	1.59	1.45
78	0.00	0.00	0.00	0.00	1.90	2.57	3.09	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24
79	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.23	2.71	3.24	3.08	2.90	2.74	2.12
80	1.54	1.19	1.51	1.59	2.43	3.21	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24	3.24
PR	1.30	0.99	1.22	1.40	1.99	2.30	2.19	2.39	2.38	2.30	2.20	1.82

ENERGIA MEDIA ANUAL= 22.48(GWH)

NIVEL MAXIMO(m) =522
NIVEL MINIMO(m) =475
NIVEL DESCARGA(m) =430

NUMERO UNIDADES=2
POTENCIA POR UNIDAD(KW) =3900
CAUDAL MAX. UNIDAD(m3/s) =5.5

ENERGIAS MENSUALES
(GWH)

AÑO	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR
41	0.00	0.00	1.07	1.27	2.23	5.50	5.62	5.62	5.62	5.62	5.62	5.62
42	5.61	5.62	5.61	5.61	5.59	5.59	5.62	5.62	5.62	5.59	5.59	5.52
43	4.93	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.60	5.61	5.52	3.32
44	5.61	5.61	5.61	5.52	5.61	5.61	5.61	5.60	5.55	5.54	5.58	5.51
45	5.61	5.59	4.92	4.64	3.69	3.68	4.46	5.04	5.38	5.21	4.33	2.27
46	1.60	1.22	1.55	1.62	2.45	3.22	3.20	5.08	5.50	5.38	4.45	2.35
47	1.65	1.24	1.56	1.61	2.43	3.16	2.65	4.65	4.91	4.59	3.86	1.90
48	1.38	1.04	1.31	1.36	2.05	2.76	2.34	4.20	4.38	4.17	3.72	1.98
49	1.40	1.07	1.36	1.44	2.20	2.90	2.45	4.34	4.46	4.21	3.70	1.95
50	1.37	1.05	1.33	1.39	2.09	2.72	2.30	4.02	3.94	3.68	3.32	1.74
51	1.22	0.00	1.19	1.24	1.86	2.39	1.98	3.21	2.82	2.62	2.51	1.35
52	0.00	0.00	0.00	0.00	1.51	1.97	1.60	2.62	2.41	2.26	2.28	1.34
53	0.00	0.00	0.00	1.09	1.71	2.30	2.14	4.47	5.54	5.54	4.63	5.61
54	5.61	5.61	5.60	5.34	5.59	4.34	5.61	5.58	5.53	5.48	4.52	2.40
55	3.17	4.97	4.63	3.65	3.66	3.25	2.72	4.79	5.18	4.88	4.08	2.13
56	1.49	1.13	1.43	1.49	2.24	2.90	2.42	4.17	4.10	3.75	3.30	1.68
57	1.18	0.00	1.16	1.24	1.88	2.46	2.12	3.96	4.32	4.31	3.81	2.03
58	1.44	1.11	1.42	1.48	2.25	2.94	2.47	4.36	4.44	4.12	3.59	1.87
59	1.30	0.00	1.25	1.30	1.97	2.55	2.14	3.70	3.41	3.03	2.73	1.45
60	0.00	0.00	0.00	1.07	1.61	2.05	1.70	2.54	2.24	2.10	1.95	0.00
61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.09	2.37	2.44	1.44
64	1.07	0.00	1.13	1.20	1.84	2.38	1.98	3.24	2.88	2.43	2.07	0.00
65	0.00	0.00	0.00	0.00	1.65	2.40	2.32	5.20	5.62	5.56	5.56	5.61
66	5.61	5.61	5.61	4.75	4.52	3.26	2.75	4.85	5.28	5.03	4.18	2.19
67	1.53	1.17	1.47	1.54	2.32	3.02	2.51	4.38	4.44	4.10	3.56	1.85
68	1.30	0.00	1.25	1.29	1.94	2.48	2.03	3.31	2.91	2.45	2.03	0.00
69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.43	3.11	4.54	5.46	5.61	5.60
73	5.61	5.61	5.61	5.61	5.30	4.31	3.87	5.54	5.35	5.17	4.32	2.28
74	1.62	1.24	1.57	1.65	2.60	3.36	2.72	4.70	5.18	4.93	4.11	2.14
75	1.50	1.15	1.45	1.51	2.28	2.96	2.47	4.28	4.29	3.96	3.45	1.77
76	1.23	0.00	1.18	1.23	1.83	2.33	1.90	3.00	2.59	2.10	0.00	0.00
77	0.00	0.00	0.00	0.00	1.23	1.74	1.58	2.79	2.87	2.74	2.62	1.45
78	1.04	0.00	1.09	1.20	1.90	2.70	5.09	5.62	5.56	5.55	5.61	5.61
79	5.61	5.61	5.51	3.81	4.59	3.23	2.71	4.75	5.07	4.77	3.98	2.12
80	1.54	1.19	1.51	1.59	2.43	3.21	3.89	5.61	5.52	5.49	5.59	5.61
PR	1.85	1.60	1.90	1.88	2.38	2.70	2.62	3.86	3.97	3.84	3.44	2.30

ENERGIA MEDIA ANUAL= 32.35(GWH)

BBA = Beneficios brutos actualizados
I = Inversión inicial
O = gastos de operación y mantención, actualizados

El cálculo del VABN se hará en US$ equivalentes, al nivel de precios existente al 1° de junio de 1985. Se trabajará con precios de mercado, con una tasa anual de actualización de un 10% y se supondrá una vida útil de las obras de 50 años.

Los beneficios brutos anuales provienen de la valorización de la energía anual producida por la central. Para ello se considerará que el precio de la energía puesta en la subestación Pan de Azúcar del Sistema Interconectado de la ENDESA es de 0,0528 US$/KWh. Este valor corresponde al costo marginal promedio de la energía puesta en la subestación indicada, en una tensión de 220 KV. Para un voltaje de 66 KV (tensión de transmisión de la energía producida por la central Pudaro) el costo de la energía deberá ser algo mayor. Sin embargo, se valorizará la energía a este precio, con lo que se estará por el lado conservador. Luego, se tiene:

Energía media anual = $34,24 \times 10^6$ KWh
Precio energía = 0,0528 US$/KWh

$$B.B_{ANUALES} = 34,24 \times 10^6 \times 0,0528 = 1.807872 \text{ US\$}$$

Dividiendo este valor por el factor de recuperación del capital correspondiente a $i = 10\%$ y $n = 50$ años, se tiene

$$B.B.A. = \frac{B.B._{ANUALES}}{f.r.c.} = \frac{1.807.872}{0,100859} = 17.924.746 \text{ US\$}$$

La inversión inicial asociada a la central hidroeléctrica corresponde al costo marginal de las obras de entrega. Es decir, la inversión inicial que se considerará es la de las siguientes obras o equipos

- casa de máquinas
- equipos de generación
- patio de alta tensión
- línea de transmisión

A estos costos deberá restársele el costo de los equipos y obras de entrega de remplazo, en caso de no existir la central hidroeléctrica.

Es decir, se supondrá que el costo de la torre de captación, túnel de entrega y tubería de entrega serán los mismos cualquiera

ra sea el elemento de control de las obras de entrega. Además, al costo de las obras de la central deberá deducírsele el costo de las obras a las que está reemplazando (válvulas del tipo Howell-Bunger).

Para calcular el costo de la central se considerará, de acuerdo a la experiencia que se tiene de obras similares, que el costo del KW instalado para una central con una potencia comprendida entre 5 y 10 MW es de 840 US$/KW. Este costo incluye:

- edificio de casa de máquinas
- obras civiles patio de alta tensión
- válvulas mariposa
- puente grúa
- equipos de generación
- equipos patio alta tensión
- montaje
- ingeniería de proyecto
- inspección y administración construcción
- derechos internación equipos
- gastos portuarios y fletes
- imprevistos
- gastos generales
- utilidades

En consecuencia, el costo de la central será

COSTO CENTRAL = 9.000 KW x 840 US$/KW = 7.560.000 US$

El costo de una línea de alta tensión, de 66 KV, puede estimarse en 78.000 US$/Km (incluye los mismos ítemes antes indicados). Luego el costo de la línea de alta tensión entre la central hidroeléctrica y la ciudad de La Serena será:

Longitud línea 66 KV Emb. Puclaro - La Serena: 36 Km

COSTO LINEA = 36 Km x 78.000 US$/Km = 2.808.000 US$

A estos valores debe sustraérsele el costo del edificio que albergaría a las válvulas Howell Bunger y el costo de estos equipos y del sistema de control y fuerza. Se estima que el costo de estas instalaciones ascendería a un millón de dolares.

Suponiendo que el período de construcción de las obras antes indicadas es de 3 a 3,5 años (período de estudio y construcción de 4,5 a 5 años) y una tasa anual de interés de un 10%, se tiene que los gastos financieros (intereses du-

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 48 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

ante la construcción) son de aproximadamente un 20%. Entonces,

$I = (\text{COSTO CENTRAL} + \text{COSTO LÍNEA} - \text{COSTO SISTEMA VALVULAS ENTRADA}) + \text{G. FINS.}$

$I = (7.560.000 + 2.808.000 - 1.000.000) \times 1,2 = 11.241.600$ US$

Los gastos anuales de operación y mantención de las obras de la central hidroeléctrica pueden estimarse, de acuerdo a la experiencia que se tiene de obras similares, en un 3% de I.

Gastos anuales de operación y mantención $= 0,03\, I = 337.248$ US$

El valor actualizado de los gastos de operación y mantención (O) puede obtenerse dividiendo el gasto anual por el factor de recuperación del capital:

$$O = \frac{0,03I}{f.r.c.} = \frac{337.248}{0,100859} = 3.343.757 \text{ US\$}$$

Luego, $VABN = BBA - I - O$

$VABN = 17.924.746 - 11.241.600 - 3.343.757 = 3.339.389$ US$

Se observa que el VABN es positivo (algo superior a tres millones de dólares), por lo cual la inversión en la central hidroeléctrica tiene una rentabilidad positiva.

Por otra parte, la tasa interna de retorno (TIR) corresponde a aquella tasa de interés que hace nulo el VABN. Es decir,

$$\text{Para } i = TIR,\quad VABN = 0 = BBA - I - O$$

Si suponemos que los gastos financieros se mantienen constantes ($i = 10\%$), pues corresponden a un préstamo bancario, se tiene:

$$BBA = I + O$$

$$\frac{BB_{ANUALES}}{f.r.c.} - \frac{O_{ANUALES}}{f.r.c.} = I = 11.241.600 \text{ US\$}$$

$$\frac{1.807.872 - 337.248}{f.r.c.} = 11.241.600$$

$$f.r.c = 0,13082 \Rightarrow TIR = 13,1\%$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado ..... Fecha ..... Hoja 49 de .....

PROYECTO .....

MATERIA .....

Esta tasa de interés es mayor que la que se ofrece hoy en el mercado y también es superior a la que se estima a futuro, por lo cual puede concluirse que la inversión asociada a las obras de la central hidroeléctrica tiene una rentabilidad muy ventajosa. En consecuencia, en el esquema de desarrollo para las obras del embalse Pueblano deberá contemplarse la implantación de una central hidroeléctrica. Sus características definitivas deberán definirse en una etapa más avanzada de los estudios.

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES

SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.4

EMBALSE ALGARROBAL

ESTUDIO GEOTECNICO

ANEXO XI.A.3.4.

I N D I C E

	PAGINA
1. OBJETIVOS Y ALCANCE	XI.A.3.4.1
2. PROSPECCIONES	
2.1 EXISTENTES	XI.A.3.4.2
2.2 POZOS DE RECONOCIMIENTO	XI.A.3.4.2
2.3 SONDAJE	XI.A.3.4.3
2.4 GEOFISICA	XI.A.3.4.10
2.5 ENSAYOS DE LABORATORIO	XI.A.3.4.10
3. UNIDADES GEOTECNICAS	XI.A.3.4.12
4. FUNDACION DEL MURO DE PRESA	XI.A.3.4.15
5. YACIMIENTOS PARA MATERIALES DE CONSTRUCCION	XI.A.3.4.16

1. OBJETIVOS Y ALCANCE

El presente informe se refiere a las características geotécnicas tanto del área de implantación del muro del embalse Algarrobal como de las zonas destinadas a yacimientos de materiales de construcción. Las conclusiones de este informe deben considerarse suficientes como para llevar adelante un anteproyecto y deberán ser confirmadas en etapas posteriores del proyecto.

Para la elaboración de este informe se ha dispuesto de una serie de antecedentes recopilados en esta oportunidad, los que se resumen en el Anexo XI.A.3.5 - Prospecciones.

Como conslución de estos estudios se tiene que el área de implantación del muro de presa es adecuada desde el punto de vista geotécnico no presentando accidentes o anomalías de importancia.

En lo que se refiere a los yacimientos de materiales de relleno, existen en abundancia materiales del tipo permeable o semipermeable. Los materiales impermeables son escasos y se ubican a cierta distancia del muro de presa, pero en todo caso son suficientes para cubrir las necesidades del proyecto.

2. PROSPECCIONES

2.1 EXISTENTES

En el área de la Quebrada Algarrobal, la Dirección de Riego investigó las condiciones de fundación para la implantación de un muro de presa entre los años 1947 y 1952, según varias alternativas de ejes. Una de las alternativas estudiadas coincide con la elegida en este estudio y en ella se ejecutaron 3 sondajes con una profundidad máxima de 56 m sin haber alcanzado la roca.

Las prospecciones realizadas incluyeron también una serie de calicatas de hasta 25 m de profundidad, muchas de ellas aún abiertas, que se centraron en la exploración del cono de deyección de la Quebrada Algarrobal.

Finalmente, se debe citar el estudio de aguas subterráneas realizado por el Bureau of Reclamation (U.S.A.) por encargo de la Dirección de Riego, relacionado con los rellenos o acuíferos del río Elqui. El punto superior del valle estudiado prácticamente coincide con la Quebrada Algarrobal. Como conclusiones de este informe se tiene que los rellenos del valle son de alta permeabilidad y que la roca basal se ubicaría a profundidades del orden de 100 m.

2.2 POZOS DE RECONOCIMIENTO

La exploración mediante pozos de reconocimiento se destinó a los siguientes aspectos:

- prospección de yacimientos para materiales de rellenos del muro de presa.
- estudio del terreno de fundación existente en el área de implantación del muro de presa.

Los pozos (calicatas) excavados para el estudio fueron los siguientes:

- Pozos zona del muro:

Cinco pozos en la zona del empotramiento izquierdo, con profundidades máximas de 6 m. Tres pozos en la caja del río, con profundidades máximas de 2,0 m. Un pozo en la escombrera del empotramiento derecho de 4,0 m de profundidad. Todos estos pozos se muestran en el plano de Ubicación de Prospecciones escala 1:2.000 (plano N°7). En los cuadros adjuntos se incluyen los resultados de ensayos de laboratorio realizados sobre muestras provenientes de estos pozos.

- Pozos del estudio de yacimientos:

Cuatro pozos con profundidades máximas de 4,0 m.

Los pozos (o calicatas) fueron registrados en terreno por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos. De ellos se tomaron muestras representativas para ensayos de laboratorio.

Los registros estratigráficos de los pozos se incluyen en el Anexo XI.A.3.5 Prospecciones - Sección 3 y los certificados correspondientes a los ensayos de laboratorio se incluyen en la Sección 5 del mismo anexo mencionado anteriormente.

2.3 SONDAJE

Se ha realizado un sondaje a percusión aproximadamente en el centro del valle del río Elqui, en el eje de la presa.

La ubicación en planta del sondaje se muestra en el plano de Ubicación de Prospecciones, escala 1:2.000.

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO ALGARROBAL - POZOS ZONA DEL MURO

OPERADOR TESTING FECHA JULIO 85

POZO/	P-19	P-31	P-32	P-32	P-32	P-33	P-33	P-33	P-34	P-35	P-35
MUESTRA N°	*										
TIPO DE MUESTRA											
PROFUNDIDAD(m) DE		8,5	1,5	1,90	5,3	10,70	10,10	6,9	0,4	10,1	6,4
HASTA		11,0	1,9	5,30	6,0	12,90	10,70	8,9	1,6	13,10	7,50
tamaño máx (cm)											
% del total > 3"											
Granulometría % en peso que pasa 3"	100							100			
1 1/2"	80						100	71			
3/4"	67						98	45	100		
3/8"	59						95	34	99		
N° 4	54	100				100	92	28	96	100	
N° 8	50	99	100	100		99	89	25	94	98	100
N° 16	45	92	99	95	100	94	83	19	89	94	99
N° 30	41	86	98	58	99	91	79	15	78	90	97
N° 50	35	78	96	15	80	85	76	8	50	83	95
N° 100	29	73	95	6	42	79	73	5	32	76	92
N° 200	24	70	94	6	25	74	69	4	14	68	90
Límite líquido (%)	19,6	44,9		N.P.	N.P.	57,4	56,6		21,5	34,2	42,6
Límite plástico(%)	16,6	30,2		N.P.	N.P.	32,7	32,8		20,8	23,4	28,8
Indice plasticidad %	3,0	14,7		N.P.	N.P.	24,7	23,8		0,7	10,8	13,8
γs, suelo < N°4 (kg/l)	2,73	2,49							2,61	2,57	
γs, suelo > N°4 (kg/l)	2,67										
γ natural seco (kg/l)											
w natural (%)											
Clasificación C.U.S.	GM	ML		SP-SM	SM	MH	MH	GP	SM	CL	ML
Clasificación AASHTO											
γ máx. PROCTOR (kg/l)											
w óptimo (%)											
OBSERVACIONES											
* Pique existente											

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO ALGARROBAL - POZOS ZONA DEL MURO

OPERADOR TESTING FECHA JULIO 1985

POZO/		P-51	P-52										
MUESTRA N°													
TIPO DE MUESTRA													
PROFUNDIDAD(m)	DE	0,00	1,00										
	HASTA	4,00	2,00										
tamaño máx (cm)													
% del total > 3"													
Granulometría % en peso que pasa	3"	100	100										
	1 1/2"	85	85										
	3/4"	68	69										
	3/8"	52	58										
	N° 4	44	50										
	N° 8	41	45										
	N° 16	37	39										
	N° 30	32	30										
	N° 50	23	14										
	N° 100	17	5										
	N° 200	14	2										
Límite líquido (%)		18,5											
Límite plástico(%)		15,2											
Indice plasticidad %		3,3											
γs, suelo < N°4 (kg/l)													
γs, suelo > N°4 (kg/l)													
γ natural seco (kg/l)													
w natural (%)													
Clasificación C.U.S.		GM	GP										
Clasificación AASHTO													
γ máx. PROCTOR (kg/l)													
w óptimo (%)													
OBSERVACIONES													

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO ALGARROBAL - MUESTRAS DE CORTES EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO

OPERADOR TESTING FECHA JULIO 1985

POZO/SONDAJE N°											
MUESTRA N°	51	52									
TIPO DE MUESTRA	**	**									
PROFUNDIDAD(m) DE											
HASTA											
tamaño máx (cm)											
% del total > 3"											
Granulometría % en peso que pasa 3"											
1 1/2"											
3/4"											
3/8"											
N° 4		100									
N° 8	100	99									
N° 16	99	91									
N° 30	99	55									
N° 50	96	18									
N° 100	90	9									
N° 200	81	6									
Límite líquido (%)	32,9	N.P.									
Límite plástico(%)	22,0	N.P.									
Indice plasticidad %	10,9	N.P.									
γs, suelo < N°4 (kg/l)											
γs, suelo > N°4 (kg/l)											
γ natural seco (kg/l)											
w natural (%)											
Clasificación C.U.S.	CL	SP-SM									
Clasificación AASHTO											
γ máx. PROCTOR (kg/l)											
w óptimo (%)											
OBSERVACIONES	Horno	C.Are-noso.									
** Muestras empotramiento izquierdo - aguas arriba											

El sondaje se ha denominado S-1 y su cota de boca es la 785,0 m.s.n.m.

La perforación de este sondaje ha comprometido los depósitos fluviales del río.

El sondaje tiene como objetivo reconocer dichos depósitos, y para tal efecto contempla los siguientes muestreos y ensayos:

- obtención de muestras del suelo natural mediante tubos ø 6" de pared gruesa hincados a medida que avanza la perforación, a profundidades distanciadas no más de 3 m entre sí.

- ensayos de permeabilidad en sitio, realizados aproximadamente cada 5 m de perforación y comprometiendo una longitud de sondaje abierta al escurrimiento (sin tubería de revestimiento) del orden de 5 veces el diámetro de perforación.

- pruebas de penetración con cono dinámico, realizadas hasta los 30 m de profundidad.

Las muestras obtenidas mediante los tubos de pared gruesa ø 6", fueron debidamente registradas y se les hizo ensayos de laboratorio para fines de clasificación del suelo (granulometrías y límites de Atterberg) y determinación de peso específico de partículas.

Con los antecedentes obtenidos de las muestras y los ensayos del sondaje se ha preparado el registro que resume dicha información y la columna estratigráfica correspondiente; lo cual se incluye en la sección 4 del Anexo XI.A.3.5.

En los cuadros adjuntos se resumen los resultados de los ensayos de laboratorio.

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO EMBALSE ALGARROBAL - SONDAJE S-1

OPERADOR TESTING FECHA AGOSTO 1985

/SONDAJE N°		S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1
MUESTRA N°												
TIPO DE MUESTRA												
PROFUNDIDAD(m)	DE	3,00	6,00	10,50	12,00	16,50	21,00	25,50	33,00	34,50	36,00	37,50
	HASTA	3,40	6,40	10,75	12,30	16,80	21,30	25,80	33,30	34,80	36,30	38,00
tamaño máx (cm)												
% del total > 3"												
Granulometría % en peso que pasa	3"		100		100	100		100	100		100	100
	1 1/2"	100	82	100	79	96	100	92	95	100	91	79
	3/4"	76	70	90	67	72	83	78	84	81	79	65
	3/8"	61	65	81	57	55	70	62	75	67	68	51
	N° 4	48	61	71	50	46	59	52	64	55	59	44
	N° 8	42	56	62	43	41	52	44	56	45	49	39
	N° 16	33	48	52	35	35	44	35	46	36	39	34
	N° 30	22	41	41	27	28	37	27	36	28	32	29
	N° 50	11	27	26	20	19	26	17	24	18	22	19
	N° 100	7	17	16	16	15	18	12	17	12	15	12
	N° 200	7	12	11	13	13	14	9	13	9	10	8
Límite líquido (%)		N.P.	16,3	N.P.	14,9	17,5	14,7	15,7	N.P.	15,6	17,5	17,5
Límite plástico(%)		N.P.	15,2	N.P.	13,9	15,5	13,8	13,9	N.P.	14,2	16,1	16,0
Indice plasticidad %		N.P.	1,1	N.P.	1,0	2,0	0,9	1,8	N.P.	1,4	1,4	1,5
γs, suelo < N°4 (kg/l)		2,70			2,68			2,67			2,68	
γs, suelo > N°4 (kg/l)		2,68			2,69			2,67			2,69	
γ natural seco (kg/l)												
w natural (%)												
Clasificación C.U.S.		GP-GM	SP-SM	SP-SM	GM	GM	SM	GP-GM	SM	GP-GM	SP-SM	GP-GM
Clasificación AASHTO												
γ máx. PROCTOR (kg/l)												
w óptimo (%)												
OBSERVACIONES												

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO EMBALSE ALGARROBAL - SONDAJE S-1

OPERADOR TESTING FECHA AGOSTO 1985

/SONDAJE N°	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1	S-1				
MUESTRA N°											
TIPO DE MUESTRA											
PROFUNDIDAD(m) DE	39,00	43,50	49,50	52,50	55,50	61,50	64,50				
HASTA	39,30	43,90	49,90	52,80	55,75	61,80	64,70				
tamaño máx (cm)											
% del total > 3"											
Granulometría % en peso que pasa 3"	100		100								
1 1/2"	77	100	94	100	100	100	100				
3/4"	68	72	79	83	79	81	87				
3/8"	60	56	67	73	69	70	74				
N° 4	54	44	56	61	58	61	63				
N° 8	47	36	51	52	52	56	54				
N° 16	39	28	45	43	43	49	39				
N° 30	32	23	39	37	36	43	28				
N° 50	23	16	31	27	24	32	18				
N° 100	17	13	25	21	18	25	12				
N° 200	13	12	23	18	15	23	10				
Límite líquido (%)	16,2	19,9	16,3	16,6	21,1	16,2	20,6				
Límite plástico(%)	13,9	16,6	14,8	14,3	16,9	15,4	17,4				
Indice plasticidad %	2,3	3,3	1,5	2,3	4,2	0,8	3,2				
γs, suelo < N°4 (kg/l)	2,70			2,78		2,78					
γs, suelo > N°4 (kg/l)	2,71			2,75		2,65					
γ natural seco (kg/l)											
w natural (%)											
Clasificación C.U.S.	GM	GP-GM	GM	SM	SC-SM	GM	SW-SM				
Clasificación AASHTO											
γ máx. PROCTOR (kg/l)											
w óptimo (%)											
OBSERVACIONES											

2.4 GEOFISICA

Con el objeto de precisar la posición del basamento rocoso, se realizaron un total de 3.000 m lineales de perfiles geosísmicos. La interpretación de los mismos se considera suficientemente confiable, en cuanto a la posición del basamento, dado el fuerte contraste que existe entre las velocidades de transmisión de las ondas compresionales. En efecto, en los rellenos de suelos se tienen velocidades entre 2.100 y 2.600 m/s y en el basamento valores comprendidos entre 4.500 y 5.000 m/s.

Los resultados de estas prospecciones se muestran en la Sección 1 del Anexo XI.A.3.5.

2.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se han realizado ensayos de laboratorio sobre muestran de suelos obtenidas de las calicatas excavadas recientemente, de los "piques" antiguos, y de las obtenidas en el sondaje a percusión.

Los tipos de ensayos de laboratorio ejecutados corresponden a los siguientes:

- granulometrías por tamizado
- Límites de Atterberg
- densidad de sólidos (para partículas de tamaño < malla 4 y para partículas de tamaño > malla 4).
- compactación Proctor Standard
- Pin-hole Test
- contenido de materia orgánica

Los diferentes ensayos tienen como objetivo conocer las características generales de los suelos que se estén investigando.

Los resultados de los ensayos se han incorporado, en general, a los registros estratigráficos de los pozos y del sondaje.

En el Anexo XI.A.3.5 - Sección 5 se incluyen los certificados correspondientes a los ensayos mencionados anteriormente.

3. UNIDADES GEOTECNICAS - ZONA DEL MURO DE PRESA

En la zona del muro de presa es posible reconocer las siguientes unidades geotécnicas:

A) Roca correspondiente a un intrusivo granítico que aflora en ambos empotramientos y que se describe detalladamente en la Sección 2 (Reconocimiento Geológico) del Anexo XI.A.3.5.

B) Escombros de falda y/o materiales de conos de deyección: corresponden a escombreras y depósitos de pequeñas quebradas existentes en los empotramientos.

C) Terraza de depósitos arenosos del empotramiento izquierdo: comprende los depósitos fluviales de arenas y suelos finos que se presentan en la terraza situada inmediatamente aguas arriba del eje de presa en el empotramiento izquierdo.

D) Depósitos fluviales del centro del valle: los cuales se extenderían hasta el basamento rocoso, comprometiendo el relleno del valle hasta profundidades máximas del orden de 100 m medidos desde la cota del lecho actual del río.

A continuación se describen las unidades geotécnicas mencionadas anteriormente:

A) Roca existente en los empotramientos: corresponde a materiales de naturaleza granítica, incluyendo una amplia variedad petrográfica (granitos, granodioritas, tonalitas, monzonitas y pórfidos tonalíticos); en superficie se observan numerosas fracturas las que se cierran en profundidad; las fracturas dominantes en el empotramiento derecho son N 70° a 75° E prácticamente verticales y en el apoyo izquierdo N 35° a 40° W prácticamente verticales; estas rocas se presentan a nivel superficial frescas, inalteradas y resistentes.

B) Escombros de falda y/o materiales de cono de deyección: esta unidad se presenta en ambos empotramientos y es procedente analizar cada uno por separado:

- empotramiento izquierdo:

En este empotramiento se destaca la existencia del cono de deyección situado inmediatamente aguas abajo del eje de la presa. Corresponde a gravas arenosas con escasos finos, densidad baja en los primeros 2,0 m para luego subir a densidad media.

- empotramiento derecho:

Especialmente en el sector de aguas arriba del eje de la presa se aprecian pequeñas quebradas con depósitos incipientes de conos de deyección constituídos generalmente por gravas arenosas con finos limosos o limo-arcillosos, de cantos subangulares y angulares. Estos depósitos no presentan un desarrollo importante. En el sector de aguas abajo del eje se observan depósitos de escombros de falda, los cuales quedan bien representados por el pozo P-51 y corresponden a gravas limosas con abundantes bloques que poseen en general, una adecuada compacidad. La potencia de estos depósitos es importante y se estima que en parte podría superar los 10 m.

C) Terraza de depósitos arenosos del empotramiento izquierdo: aguas arriba del eje de la presa existe en el empotramiento izquierdo una terraza fluvial que se eleva aproximadamente unos 15 m sobre el lecho del río; los suelos que forman esta terraza fueron prospectados por los pozos P-31 a P-35 y en promedio presentan la siguientes estratigrafía:

0,00 - 6,00 m	arenas con escasos finos, de mediana compacidad, algo cementadas.
6,00 - 15,00 m	capas alternadas de suelos finos de carácter limoso con gravas o arenas; los suelos finos son de consistencia baja a media, en especial cuando se encuentren saturados.

D) Depósitos fluviales del centro del valle: corresponden a gravas arenosas con algo de finos limosos, de cantos subredondeados a subangulares, generalmente mal graduadas, de compacidad media a alta; también aparecen estratos más arenosos intercalados.

Estos suelos han sido investigados mediante la ejecución del sondaje S-1, cuyo registro estratigráfico se incluye en la Sección 4 del Anexo XI.A.3.5.

De acuerdo a lo observado en el sondaje, son suelos compactos y presentan permeabilidades altas que hasta profundidades del orden de los 23 m serían cercanas a $1,0 \times 10^{-3}$ m/s; bajo esta profundidad la permeabilidad disminuye a valores del orden de $1,0 \times 10^{-4}$ m/s.

Estos depósitos fluviales de gravas gruesas arenosas con algo de finos aparecerían en el valle a partir de los 2 m de profundidad. Entre 0,0 y 2,0 m existen suelos más contaminados con finos.

4. FUNDACION DEL MURO DE PRESA

El muro de presa, según la posición del eje adoptada, se apoyará en rocas graníticas en las laderas y en rellenos fluviales en la zona plana del valle.

Los empotramientos en las laderas presentan condiciones geotécnicas favorables, que no obligan a tomar medidas extraordinarias. En todo caso se requerirá para el apoyo del núcleo de escarpes superficiales, inyecciones de consolidación y cortina de impermeabilización.

En lo que se refiere al relleno del valle (Unidad D), que corresponden a gravas arenosas con porcentajes variables de suelos finos, se le pueden asignar los siguientes parámetros:

- permeabilidad 10^{-3} a 10^{-4} m/s
- fricción interna 40°
- cohesión 0
- peso unitario saturado 2,2 t/m

Los suelos ubicados en el empotramiento izquierdo de la presa, aguas arriba del eje (Unidad C), dadas sus características, deben ser retirados del lugar y ser llevados a botadero. Para un muro de las características del proyectado, no es posible aceptar suelos finos de consistencia baja incluidos en el suelo de fundación.

La Unidad D, que conforma los rellenos del valle, presenta en superficie abundancia de materia orgánica, lo que hace recomendable considerar un espesor medio de escarpes de 2,0 m. Especialmente necesario es este escarpe en la zona pantanosa de las cercanías del empotramiento izquierdo.

5. YACIMIENTOS PARA MATERIALES DE CONSTRUCCION

5.1 GENERALIDADES

El proyecto del muro de presa del Embalse Algarrobal exigirá la colocación de aproximadamente 13,3 millones de m3 de rellenos.

Con el objeto de ubicar posibles yacimientos de suelos aptos para ser empleados en la ejecución de los rellenos, se procedió a realizar un reconocimiento de superficie de áreas vecinas a la obra el que fue complementado con la exploración de subsuperficie.

Lo anterior ha permitido definir probables áreas de yacimientos de suelos que podrían satisfacer las necesidades del proyecto.

El estudio de yacimientos se dirigió a obtener suelos para los diferentes tipos de rellenos del muro de presa, los cuales corresponden a:

- rellenos impermeables
- rellenos permeables o semipermeables (escolleras, drenes horizontales y espaldones).
- rellenos de filtros
- rellenos de transición
- empedrados y enrocados

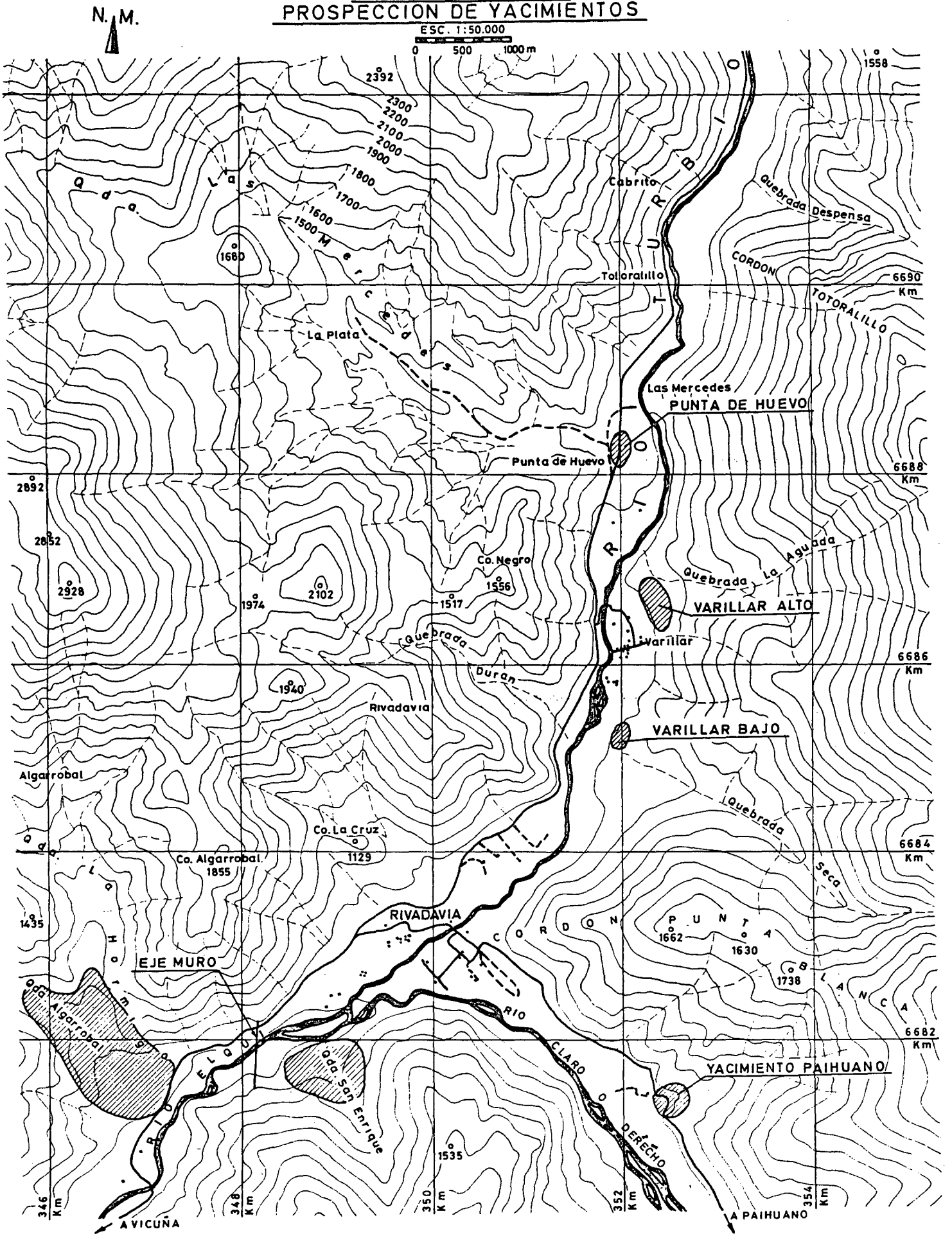
En la figura adjunta (esc. 1:50.000) se muestra la ubicación general de las diferentes áreas analizadas, incluso aquellas que posteriormente fueron descartadas por no tener suelos aptos para los rellenos necesitados.

En los puntos siguientes se describen los estudios realizados y las características generales de los suelos involucrados en cada sector.

Los registros estratigráficos de las calicatas se han incluido en el Anexo XI.A.3.5 Prospecciones, al igual que el certificado de los ensayos de laboratorio correspondientes a muestras de dichas calicatas.

XI.A.3.4.17

UBICACION ZONAS
PROSPECCION DE YACIMIENTOS



5.2 METODOS DE EXPLORACION

Las exploraciones de las posibles áreas de yacimiento se efectuaron en base a:

- excavación de calicatas
- muestras de suelos obtenidas de cortes o pretiles
- piques existentes

Las calicatas fueron inspeccionadas por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos y de ellas se obtuvieron muestras para análisis de laboratorio.

A todas las muestras extraídas se les realizaron ensayos granulométricos por tamizado y límites de Atterberg. Además se hicieron otros análisis dependiendo del tipo de suelo y yacimiento.

5.3 YACIMIENTOS DE MATERIALES IMPERMEABLES

La búsqueda de materiales impermeables llevó a reconocer las siguientes áreas, en las cuales se ejecutaron calicatas de exploración, que fueron muestreadas y cuyos análisis de laboratorio se resumen en los cuadros adjuntos.

- Yacimiento 1 (Punta de Huevo): situado en el cono de deyección de la quebrada Las Mercedes, que afluye por la margen derecha del río Turbio a unos 8 km aguas arriba del sitio de la presa.

  Este sector fue descartado, dado que los suelos encontrados son arenas limosas sin plasticidad.

- Yacimiento 2 (Varillar Alto): se ubica aproximadamente a 7 km aguas arriba del eje de la presa, en el cono de deyección de la quebrada La Aguada cercana a la localidad o caserío de Varillar situada en la margen izquierda del río Turbio.

  En esta zona se encontraron arenas limosas, que se estima podrían servir como yacimiento de reserva del que fue elegido finalmente (yacimiento 4 Paihuano).

- Yacimiento 3 (Varillar Bajo): situado a unos 1,50 km aguas abajo del anterior, en el cono de deyección de la quebrada Seca. Fue descartado por corresponder a gravas arenosas con algo de finos.

- Yacimiento 4 (Paihuano): se ubica en la ribera derecha del río Claro, aproximadamente 2,50 km aguas arriba de la confluencia de éste con el río Elqui y a unos 4,50 km del sitio de la presa. Los suelos prospectados corresponden a arenas arcillosas y/o arenas arcillo-limosas con algo de grava. Estos depósitos pueden proporcionar suelos adecuados para la ejecución de rellenos impermeables de buena calidad y presentan las siguientes características promedio:

% de grava (<3")	12% a 25%
% de arena	57% a 70%
% de fino	14% a 23%
Límite líquido	24% a 25%
Indice de plasticidad	6% a 7%
Peso específico de partículas	2,66 t/m3
Densidad Máxima Proctor Standard	2,03 a 2,10 t/m3
Humedad óptima	10,1% a 8,2%

Estos suelos se ajustan dentro de la siguiente banda granulométrica.

Tamiz U.S. Standard	% que pasa
3"	100
1½"	90 - 100
3/4"	85 - 98
3/8"	80 - 95
4	75 - 90
8	68 - 80
16	50 - 68
30	38 - 55
50	25 - 40
100	18 - 30
200	14 - 23

Los suelos del yacimiento Paihuano en su estado natural presentan una gran compacidad y su humedad es baja.

Se estima que puede explotarse un espesor medio de suelo del orden de 10 m y considerando que el yacimiento cubre aproximadamente un área del orden de 180.000 m2, se dispondrían de 1.800.000 m3 de material para rellenos impermeables.

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO ALGARROBAL - YACIMIENTOS 1, 2 y 3

OPERADOR TESTING FECHA JULIO 1985

POZO/	YAC-1	YAC-1	YAC-2	YAC-2		YAC #3					
MUESTRA N°	Nat	Proc.	Nat.	Proc.		Nat.					
TIPO DE MUESTRA		*		*							
PROFUNDIDAD(m) DE	0,00		0,00								
HASTA	2,00		3,00								
tamaño máx (cm)											
% del total > 3"											
Granulometría % en peso que pasa 3"	100		100			100					
1 1/2"	91		94			58					
3/4"	85	100	88	100		51					
3/8"	82	97	79	94		45					
N° 4	73	85	69	79		41					
N° 8	60	72	60	68		37					
N° 16	49	60	47	53		31					
N° 30	41	52	35	39		25					
N° 50	32	39	23	23		18					
N° 100	28	34	19	19		14					
N° 200	15	21	13	13		13					
Límite líquido (%)	N.P.	N.P.	19,8	20,1		18,8					
Límite plástico(%)	N.P.	N.P.	18,2	18,4		15,6					
Indice plasticidad %	N.P.	N.P.	1,6	1,7		3,2					
γs, suelo < N°4 (kg/l)	2,66		2,68			2,61					
γs, suelo > N°4 (kg/l)	2,60		2,73			-					
γ natural seco (kg/l)											
w natural (%)											
Clasificación C.U.S.	SM	SM	SM	SM		GM					
Clasificación AASHTO											
γ máx. PROCTOR**(kg/l)	2,18		2,12			2,15					
w óptimo (%)	6,8		7,8			7,3					
Pin-hole Test				ND-1							
** Proctor Standard											
OBSERVACIONES *	La muestra corresponde a las del Proctor que obtuvo una humedad más cercana a la optima.										

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO ALGARROBAL - YACIMIENTO PAIHUANO (Yacimiento 4)

OPERADOR TESTING FECHA JULIO 1985

POZO/		PyP-1	PyP-2	PyP-3	Galería
MUESTRA N°					
TIPO DE MUESTRA					
PROFUNDIDAD(m)	DE	0,00	0,00	0,00	-
	HASTA	4,00	4,00	4,00	-
tamaño máx (cm)					
% del total > 3"					
Granulometría % en peso que pasa	3"			100	
	1 1/2"	100	100	86	100
	3/4"	95	95	84	98
	3/8"	92	93	80	95
	N° 4	84	87	75	88
	N° 8	69	74	69	79
	N° 16	51	59	56	68
	N° 30	38	47	45	55
	N° 50	25	33	32	39
	N° 100	18	25	24	29
	N° 200	14	20	18	23
Límite líquido (%)		23,8	24,1	25,1	24,1
Límite plástico(%)		18,0	18,1	19,0	16,8
Indice plasticidad %		5,8	6,0	6,1	7,3
γs, suelo < N°4 (kg/l)		2,67	2,66	2,66	2,65
γs, suelo > N°4 (kg/l)		2,62		2,62	
γ natural seco (kg/l)					
w natural (%)					
Clasificación C.U.S.		SC-SM	SC-SM	SC-SM	SC
Clasificación AASHTO					
γ máx. PROCTOR**(kg/l)		2,10	2,09	2,03	
w óptimo (%)		8,2	8,9	10,1	
** Proctor Standard					
OBSERVACIONES					

5.4 YACIMIENTOS DE MATERIALES PERMEABLES, DE TRANSICION Y ARIDOS DE HORMIGON

Las necesidades de materiales para rellenos del tipo permeables a utilizar en el muro de presa, llevaron a investigar el área de la caja del río Elqui en consideración a los depósitos allí existentes y a la evidente cercanía de la obra.

Es así como se muestrearon bancos superficiales de gravas arenosas (Muestras N°301 a N°304) existentes en los pretiles del río Elqui. Además, se excavó en la margen derecha, en la zona del muro, un pozo (P-52) de 2,00 m de profundidad, que también proporciona información sobre estos suelos, y finalmente, se dispone de los antecedentes del sondaje S-1 perforado en el fluvial del río.

Los depósitos de gravas gruesas arenosas, con bolones, limpias o con escaso fino que cubren la caja del río Elqui podrán suministrar los suelos adecuados para la ejecución de rellenos permeables y de transición.

En el cuadro adjunto se incluye el resumen de los ensayos granulométricos (material<3") de los suelos muestreados. Estos se ajustan a la siguiente banda granulométrica:

Tamiz U.S. Standard	% que pasa
8"	100
6"	85 - 100
3"	60 - 100
1½"	40 - 70
3/4"	25 - 45
3/8"	20 - 32
4	15 - 27
8	10 - 25
16	7 - 20
30	4 - 14
50	2 - 9
100	1 - 5
200	0 - 2

Este suelo podrá emplearse en la ejecución de rellenos permeables y el mismo podrá utilizarse en los materiales de transición si es cortado previamente en la malla de 3".

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO ALGARROBAL - MUESTRAS DE BANCOS Y CALICATAS DEL LECHO DEL RIO ELQUI

OPERADOR TESTING FECHA JULIO 1985

POZO/					P-52						
MUESTRA N°	301 *	302 *	303 *	304 *							
TIPO DE MUESTRA											
PROFUNDIDAD(m) DE	Km. 0,0	km+0,45	km-0,45	km-4,0	1,00						
HASTA	Pretil	Pretil	Pretil	Pretil	2,00						
tamaño máx (cm)	15,9	16,6	15,0								
% del total > 3"	13	12	23								
Granulometría % en peso que pasa 3"	100	100	100	100	100						
1 1/2"	72	78	76	40	85						
3/4"	49	45	55	26	69						
3/8"	36	27	40	19	58						
N° 4	30	18	31	15	50						
N° 8	28	14	27	14	45						
N° 16	23	8	18	11	39						
N° 30	15	4	9	7	30						
N° 50	5	1	2	3	14						
N° 100	2	0	1	2	5						
N° 200	1	0	0	2	2						
Límite líquido (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.							
Límite plástico(%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.							
Indice plasticidad %	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.							
γs, suelo < N°4 (kg/l)											
γs, suelo > N°4 (kg/l)											
γ natural seco (kg/l)											
w natural (%)											
Clasificación C.U.S.	GW	GW	GW	GP	GP						
Clasificación AASHTO											
γ máx. PROCTOR (kg/l)											
w óptimo (%)											
OBSERVACIONES											
* Kilometraje referido a la distancia con respecto al eje del muro.											

El material cortado en la malla de 3" se ajusta a la siguiente banda granulométrica:

Tamiz U.S. Standard	% que pasa
3"	100
1½"	40 - 80
3/4"	25 - 55
3/8"	18 - 40
4	15 - 31
8	14 - 28
16	8 - 24
30	4 - 15
50	2 - 5
100	0 - 2
200	0 - 2

El material de rechazo que se obtendría de la preparación del suelo para rellenos de transición o permeables, podría emplearse en el empedrado de protección del talud de aguas abajo del muro.

El volumen de estos materiales que se necesitaría en el proyecto del muro de presa alcanzarían aproximadamente a:

- rellenos de transición	810.000 m3
- escollera y drenes horizontales (talud de aguas arriba)	2.354.000 m3
- empedrado	128.000 m3
	3.292.000 m3

Se estima que las necesidades de dichos materiales puede ser cubierta explotando la caja del río tanto aguas arriba como aguas abajo del eje de la presa en una extensión aproximada de 2,3 km y considerando una profundidad de explotación de 5 m (ancho 300 m) lo que obligaría a trabajar parte del yacimiento bajo agua.

Los áridos para hormigón podrán obtenerse de las mismas fuentes mencionadas anteriormente.

5.5 YACIMIENTOS DE MATERIALES PARA FILTROS

Existen dos zonas cercanas al muro de presa que pueden proporcionar suelos aptos para rellenos de filtros contemplados en la construcción del muro.

Una de ellas corresponde a los extensos depósitos de arenas existentes inmediatamente aguas arriba del eje del muro en el empotramiento izquierdo, los cuales han sido prospectados mediante las calicatas P-31, P-32, P-33, P-35 y la muestra N°52 (corte arenoso) realizadas para el estudio de fundación del muro.

La segunda zona de depósitos arenosos se sitúa aguas abajo del muro de presa, en la margen derecha del río, inmediatamente aguas arriba de la quebrada Algarrobal, el cual fue muestreado en un corte adyacente al pozo P-16.

Estas arenas presentan en promedio una granulometría que se encuadra en la siguiente curva granulométrica:

Tamiz U.S.Standard	% que pasa
8	100
16	92
30	55
50	18
100	8
200	5

Se estima que estos depósitos de arenas pueden suministrar la cantidad de materiales para filtros requerida y que alcanza aproximadamente a 176.000 m3.

5.6 YACIMIENTOS DE MATERIALES PARA ESPALDONES

Para la construcción de los espaldones del muro de presa se requerirán del orden de 8.200.000 m3 de rellenos colocados.

Existen dos áreas que pueden proveer suelos adecuados para los efectos mencionados anteriormente; las cuales corresponden a los depósitos de las quebradas Algarrobal y San Enrique.

Para el reconocimiento de estos suelos se emplearon los "piques" existentes.

En el caso de quebrada Algarrobal ellos corrresponden a los pozos P-3 al P-11, cuyos análisis de laboratorio sobre muestras integrales se anotan en el cuadro adjunto (material < 3").

Para la quebrada San Enrique, situada en la margen izquierda del valle aguas arriba del empotramiento izquierdo del muro, se tenían los piques denominados P-20 y P-21. Los ensayos de laboratorio, para efectos de clasificación de los suelos, se anotan en el cuadro adjunto (material < 3").

Los suelos de conos de deyección de las quebradas mencionadas corresponden, en general, a gravas gruesas arenosas con finos limosos de escasa plasticidad y abundantes bolones de cantos subangulares. Estos suelos se ajustan a la siguiente banda granulométrica:

Tamiz U.S. Standard	% que pasa	Tamiz U.S. Standard	% que pasa
24"	100	4	46 - 30
12"	100 - 85	8	40 - 25
6"	97 - 75	16	32 - 20
3"	90 - 65	30	26 - 17
1½"	85 - 55	50	20 - 14
3/4"	73 - 45	100	15 - 10
3/8"	60 - 37	200	12 - 5

Dado el porcentaje de finos que presentan y a la cantidad de material que registran bajo malla #4 se estima que estos suelos requerirán de acondicionamiento de humedad para su compactación.

En el cono de deyección de la quebrada San Enrique puede explotarse una área del orden de los 100.000 m2 en cortes de 20 m, por lo que podrían obtenerse unos 2.000.000 de m3 de suelos para espaldones del muro de presa.

En el cono de la quebrada Algarrobal se podrían explotar unos 400.000 m2 de superficie en cortes de 25 m, lo que proporcionaría una cantidad de suelos del orden de los 10.000.000 m3.

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO ALGARROBAL - YACIMIENTOS QUEBRADA ALGARROBAL

OPERADOR TESTING FECHA JULIO 1985

POZO/(*)		P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-11		P-15	P-16
MUESTRA N°												
TIPO DE MUESTRA												
PROFUNDIDAD(m)	DE					16,0		13,30				0,00
	HASTA											3,00
tamaño máx (cm)												
% del total > 3"												
Granulometría % en peso que pasa	3"	100	100	100	100	100	100	100	100		100	
	1 1/2"	82	91	88	89	84	93	93	92		93	
	3/4"	70	70	72	80	71	80	85	78		79	
	3/8"	60	53	55	68	56	64	73	62		68	
	N° 4	49	42	44	57	47	52	60	51		59	
	N° 8	42	37	39	46	40	46	48	45		53	100
	N° 16	35	30	34	37	33	38	39	37		46	91
	N° 30	30	26	31	30	28	33	33	33		39	54
	N° 50	24	21	25	22	19	26	26	27		28	17
	N° 100	19	17	20	17	13	19	20	22		20	8
	N° 200	15	14	17	14	9	14	16	19		16	5
Límite líquido (%)		16,5	20,5	18,8	18,3	N.P.	17,6	20,3	20,7		16,8	N.P.
Límite plástico(%)		14,7	15,7	15,2	14,9	N.P.	15,2	16,8	14,5		15,9	N.P.
Indice plasticidad %		1,8	4,8	3,6	3,4	N.P.	2,4	3,5	6,2		0,9	N.P.
γs, suelo < N°4 (kg/l)									2,80			
γs, suelo > N°4 (kg/l)									2,78			
γ natural seco (kg/l)												
w natural (%)												
Clasificación C.U.S.		GM	GC-GM	GM	SM	GP-GM	GM	SM	GC-GM		SM	SP-SM
Clasificación AASHTO												
γ máx. PROCTOR (kg/l)												
w óptimo (%)												
OBSERVACIONES	*	Pozos corresponden a los piques antiguos.										

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO ALGARROBAL - YACIMIENTO SAN ENRIQUE

OPERADOR TESTING FECHA JULIO 1985

POZO/	P-20	P-21									
MUESTRA N°											
TIPO DE MUESTRA											
PROFUNDIDAD(m) DE											
HASTA											
tamaño máx (cm)											
% del total > 3"											
Granulometría % en peso que pasa 3"	100	100									
1 1/2"	96	95									
3/4"	83	81									
3/8"	66	65									
N° 4	53	52									
N° 8	48	45									
N° 16	39	36									
N° 30	32	29									
N° 50	23	20									
N° 100	17	14									
N° 200	12	11									
Límite líquido (%)	16,3	14,8									
Límite plástico(%)	13,9	13,8									
Indice plasticidad %	2,4	1,0									
γs, suelo < N°4 (kg/l)											
γs, suelo > N°4 (kg/l)											
γ natural seco (kg/l)											
w natural (%)											
Clasificación C.U.S.	GP-GM	GP-GM									
Clasificación AASHTO											
γ máx. PROCTOR (kg/l)											
w óptimo (%)											
OBSERVACIONES											