(41)

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE AGUAS
CHILE

ANTEPROYECTO EMBALSE PIRQUE

DGA

IPLA

M9772
1011
c.1

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE AGUAS
CHILE

ANTEPROYECTO EMBALSE PIRQUE

INGENIERIA Y PLANIFICACION
- IPLA -

01011

Octubre - 1975

DIRECCION GENERAL DE AGUAS
OFICINA DE INGENIERIA Y PLANIFICACION
- IPLA -

El presente trabajo encargado por la Dirección General de Aguas del M.O.P. a la Oficina IPLA, ha sido realizado por el siguiente personal :

Inspector D.G.A. :	
Ing. Civil	René Gómez D.
Directores IPLA :	
Ing. Civil	Hernán Baeza S.
Ing. Civil	Luis Court M.
Equipo Técnico IPLA:	
Ing. Civil Asesor	Fernando Dávila I.
Ing. Civil a cargo del Trabajo	Héctor Muro de la F.

Nota : El presente estudio fue realizado como tesis de título por el Ingeniero Señor Héctor Muro de la Fuente.

Octubre, 1975.

I N D I C E

	Pág.
1. INTRODUCCION	1
1.1. Objetivos del Estudio	5
1.2. Generalidades	5
1.3. Ubicación y Descripción de la Zona del Proyecto	9
2. ANTECEDENTES GENERALES	13
2.1. Antecedentes Topográficos	15
2.2. Antecedentes Geológicos	15
2.3. Antecedentes Hidrológicos	17
2.4. Régimen de Funcionamiento del Embalse	19
3. DISEÑO PRELIMINAR DE LAS OBRAS	21
3.1. Generalidades	23
3.2. Fluctuación del Nivel del Embalse	24
3.3. Presa de Tierra	27
3.4. Vertedero	34
3.5. Obras de Toma y de Desviación	44
3.6. Canal de Aducción	51
4. FUNDACION MURO EMBALSE PIRQUE	63
4.1. Características del Suelo y Ubicación Zona con Filtraciones	66
4.2. Determinación Valores de los Gradientes al Pie de Aguas Abajo del Muro para Condiciones Naturales del Terreno	68

Pág.

4.3. Cálculo de las Filtraciones Bajo la Presa para Condiciones Naturales del Terreno 82
4.4. Reducción de los Gradientes mediante el Sistema de Galería de Filtración 97
4.4.1. Zona I 98
4.4.2. Zona II 108
4.5. Análisis de los Resultados 125
4.5.1. Solución Adoptada 129
4.5.2. Prediseño 133

5. CUBICACIONES Y PRESUPUESTO 141

5.1. GENERALIDADES 143
5.2. CUBICACIONES Y PRESUPUESTO 147

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 149

BIBLIOGRAFIA 157

ANEXOS :
1. Estudio Crecida del Río Clarillo 159
2. Geología Zona Embalse Pirque 185
3. Determinación Capacidad Máxima del Canal Alimentador 197
4. Estudio de Sedimentación 205
5. Análisis de Precios Unitarios y Estudio de Costos 255

CAPITULO N° 1 : INTRODUCCION

1.1. Objetivos del Estudio

1.2. Generalidades

1.3. Ubicación y Descripción de la Zona del Proyecto

La cuenca de Santiago presentará en el futuro una aguda crisis en el abastecimiento de sus necesidades de agua, si no se adoptan oportunamente las medidas tendientes a solucionar este aspecto. Esta crisis, motivada por la insuficiencia de los recursos de agua frente a las demandas, ya presenta en la actualidad sus primeros síntomas, los que se traducen en un deficiente abastecimiento de agua para el riego de los terrenos de cultivo, en los años relativamente secos. Este problema ha sido analizado por las autoridades competentes, las que han señalado que el uso conjunto de los recursos de agua para el riego, agua potable e hidroelectricidad requerirá en el corto plazo de la ejecución de nuevas obras, ya sea para lograr un mejor aprovechamiento de los recursos existentes en la propia cuenca, (regulación de las aguas del río Maipo), para completar los recursos de la propia cuenca con los de cuencas vecinas, o bien, para aprovechar con mayor eficiencia los recursos actualmente en uso.

Se vislumbran en la actualidad tres grandes alternativas para los problemas de agua de Santiago, las que en el corto plazo serían excluyentes entre sí, pero en el largo plazo deberán ser complementarias. Estas soluciones básicamente son las siguientes :

- Traspaso de agua desde la Hoya del río Cachapoal. Esta solución requiere previamente la regulación de las aguas del río Cachapoal, la que puede realizarse en su

propio cauce, mediante un embalse situado en la zona de Collicura, ubicado un poco aguas arriba de la junta del río Cachapoal con el río Pangal. El traspaso de las aguas se realizaría mediante un canal de aproximadamente 100 kms de longitud, el que partiría desde el Cachapoal, aguas abajo de la descarga de la Central Sauzalito y llegaría al río Maipo a la altura del puente Los Morros, aproximadamente.

- Tecnificación del Uso de las Aguas de Riego. Modificaciones en la infraestructura y en las prácticas de riego podrían permitir una economía notable en el uso de los recursos de agua, lo que naturalmente se traduciría en una liberación de recursos que podrían destinarse a otros usos. Físicamente esto se expresa como una reducción en las tasas de riego actualmente utilizadas.

- Finalmente la tercera solución consiste en la regulación de las aguas del río Maipo, con el objeto de aprovechar mejor sus propios recursos, evitando las pérdidas que en la actualidad se producen en las épocas de excedentes, en que se descargan grandes volúmenes al mar. De acuerdo con las condiciones de la cuenca se presentan, básicamente dos alternativas de ubicación para el embalse regulador. La primera corresponde a la zona de El Canelo, situada un poco aguas arriba de La Obra, donde se podría construir un gran embalse en el mismo

cauce del río Maipo. La segunda se encuentra en la zona de Pirque, donde sería posible construir un embalse lateral, sobre el lecho del río Clarillo, afluente del Maipo.

Estas dos alternativas de embalse, naturalmente son excluyentes una de otra, ya que prácticamente regularían los mismos recursos de agua.

1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo principal de este estudio consiste en analizar el problema de las fundaciones del muro del Embalse Pirque, ya que al existir una gruesa capa de fluviales cuaternarios bajo su traza, es necesario resolver el problema de las filtraciones, a través de la fundación permeable, las que tendrían incidencia tanto en los volúmenes de agua perdidos como en la estabilidad de la presa.

1.2. GENERALIDADES

El valle de Santiago, agrícolamente es uno de los más importantes del país, y en él está ubicado la capital de Chile, en la que habita algo más de un tercio de su población. La ciudad de Santiago es, con mucho, el mayor

centro poblacional, industrial y comercial y el mayor consumidor de bienes y servicios y es, por lo tanto el mayor usuario de agua de uso doméstico e industrial. Ver Figura 1.2.

La mayor parte del Valle de Santiago está comprendida entre las isoyetas de 300 y 400 mm de precipitación, lluvia que cae en su mayor parte en invierno. Se comprende entonces que la agricultura de secano tenga una baja productividad. Por otra parte, en el valle del Maipo, existen, unas 180.000 hás. actualmente regadas y unas 82.000 hás. susceptibles de ser regadas si se contara con recursos suficientes. (*)

El aumento creciente de las demandas de agua destinadas al abastecimiento de agua para uso urbano de la población de Santiago, el que ha sido servido en gran medida en base a los recursos de agua del río Maipo, ha tenido como lógica consecuencia, una disminución en los recursos de agua disponibles para el regadío, considerando la infraestructura y sistemas de aprovechamiento de las aguas, en la actualidad y con 85% de seguridad, no se riegan más de unas 87.000 hás. Esta situación se irá agravando rápidamente hacia el futuro, dadas las nuevas extracciones que deberán ir realizándose en el río Maipo para el abastecimiento de agua potable de la ciudad de Santiago.

(*) Estudio Racionalización Primera Sección Río Maipo. Informe Preliminar DGA-IPLA 1974.

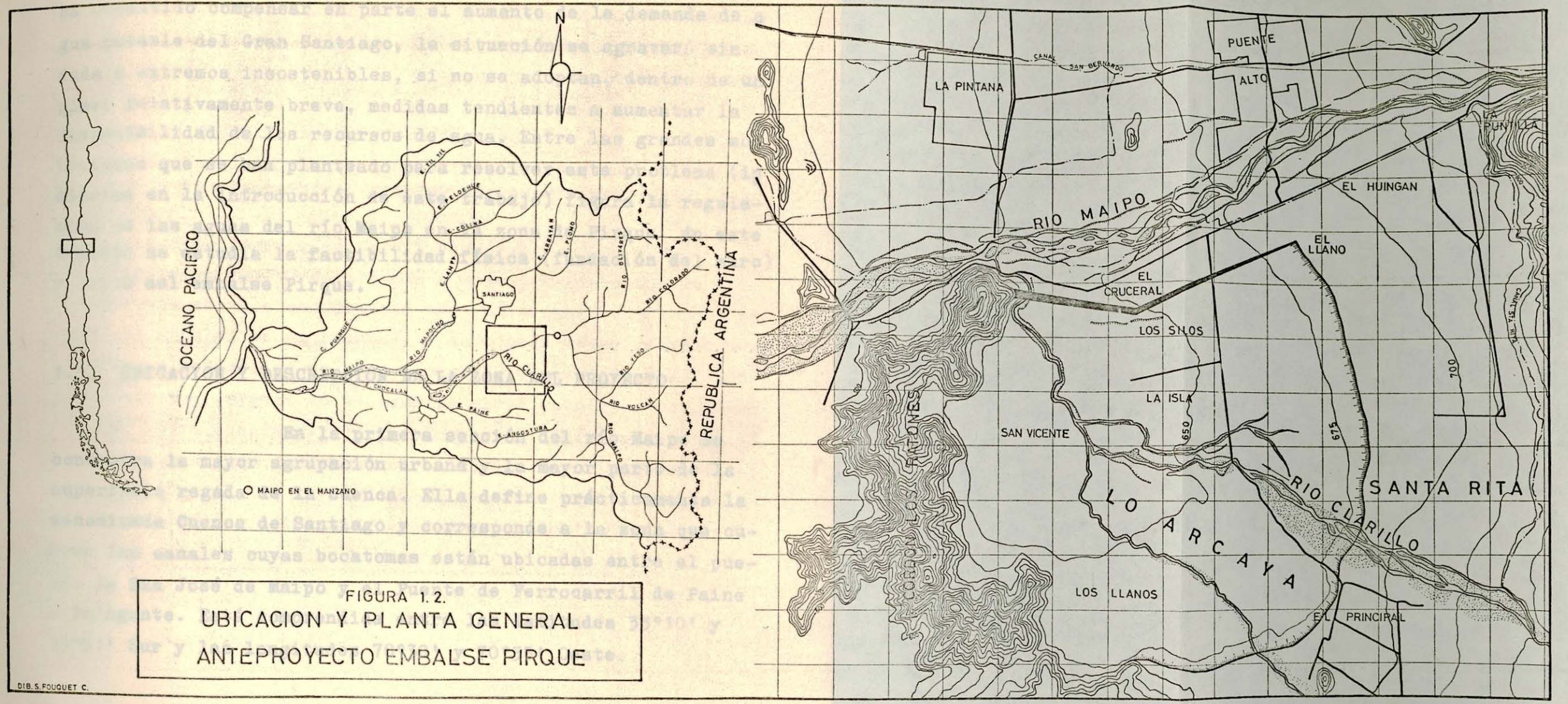


FIGURA 1.2.
UBICACION Y PLANTA GENERAL
ANTEPROYECTO EMBALSE PIRQUE

DIB. S. FOUQUET C.

Si bien la operación del embalse El Yeso ha permitido compensar en parte el aumento de la demanda de agua potable del Gran Santiago, la situación se agravará sin duda a extremos insostenibles, si no se adoptan, dentro de un plazo relativamente breve, medidas tendientes a aumentar la disponibilidad de los recursos de agua. Entre las grandes soluciones que se han planteado para resolver este problema (indicadas en la introducción de este trabajo) figura la regulación de las aguas del río Maipo en la zona de Pirque. En este trabajo se estudia la factibilidad física (fundación del muro) y costo del embalse Pirque.

1.3. UBICACION Y DESCRIPCION DE LA ZONA DEL PROYECTO

En la primera sección del río Maipo se concentra la mayor agrupación urbana y la mayor parte de la superficie regada de la cuenca. Ella define prácticamente la denominada Cuenca de Santiago y corresponde a la zona que cubren los canales cuyas bocatomas están ubicadas entre el pueblo de San José de Maipo y el Puente de Ferrocarril de Paine a Talagante. Está comprendida entre las latitudes 33°10' y 33°51' Sur y las longitudes 70°30' y 70°55' Oeste.

El total de los suelos de riego, en esta sección es de unas 120.000 hás. De esta superficie la que se riega con recursos de la primera sección del río Maipo alcan-

za a unas 93.300 hás. (*), siendo el resto abastecido en forma más o menos precaria por otras fuentes, como son el río Mapocho, los esteros Lampa, Colina, Clarillo, etc. y las captaciones de aguas subterráneas.

Los canales referidos figuran en el cuadro 1.3.1. con sus características principales, ubicación de toma, capacidades y margen del río por el cual corre.

Las superficies bajo canal se han clasificado en dos grandes grupos a saber : un primer grupo que se ha denominado riego alto, que corresponde a áreas servidas por canales cuyas bocatomas se encuentran en la zona de La Obra, Las Vertientes y El Canelo, que no podrán ser servidas por aguas reguladas desde el Embalse de Pirque, por encontrarse a cota superior. Un segundo grupo denominado riego bajo, corresponde a áreas atendidas por canales cuyas bocatomas se encuentran en las zonas de El Clarillo y Los Morros, las que sí podrán ser atendidas por aguas reguladas del Embalse Pirque.

(*) Estudio Racionalización Primera Sección Río Maipo. Informe Preliminar DGA-IPLA 1974.

CUADRO N° 1.3.1.

CANALES DE REGADIO PRIMERA SECCION RIO MAIPO

BOCATOMA	CANAL MATRIZ		
	Nombre	Q m^3/s	Ubic.
Canelo	Pirque	25	S
Las Vertientes	San Carlos	65	N
La Obra	Eyzaguirre	23	N
El Clarillo	Unidos de Maipo	30	N
	Huidobro	12	S
Los Morros	Canales Unidos de Buin	25	S

CAPITULO N° 2 : ANTECEDENTES GENERALES

2.1. Antecedentes Topográficos

2.2. Antecedentes Geológicos

2.3. Antecedentes Hidrológicos

2.4. Régimen de Funcionamiento del Embalse

La zona de influencia directa del proyecto en estudio comprende la ciudad de Santiago y sus alrededores, que forman la primera sección de regadío del río Maipo cuyas características generales han sido descritas en los puntos anteriores, por lo que a continuación se presentan los antecedentes generales correspondientes al lugar de ubicación del proyecto Pirque.

2.1. ANTECEDENTES TOPOGRAFICOS

Se dispone de planos de toda la zona, a escala 1:25.000 con curvas de nivel cada 20 metros, de fotografías aéreas (año 1974) y de planchetas 1:50.000 del I.G.M. Para la zona del vertedero y del túnel by-pass se trabajó con una ampliación escala 1:1.000 y para la zona del canal alimentador y trazado del muro se ocupó un plano escala 1:10.000 realizado por la Dirección de Riego.

2.2. ANTECEDENTES GEOLOGICOS

Las características geológicas de la zona del embalse Pirque, aparecen en el Anexo N° 2 y fueron tomadas textualmente del Informe Geológico de Pirque (*).

(*) Consideraciones Geológicas y Geotécnicas Preliminares de la Región del Proyecto Embalse Pirque. Pablo Talloni. DGA-IPLA 1974.

A continuación se entrega una síntesis de este informe.

Toda el área de Pirque se encuentra cubierta por potentes espesores de acarreo cuaternarios constituidos principalmente por gravas, ripios, arenas y depósitos finos, limos y arcillas. Las rocas fundamentales en la zona de inundación se encuentran, presumiblemente, a varios centenares de metros de profundidad bajo el relleno superficial, con excepción del extremo izquierdo constituido por el cerro de Los Ratones en que las rocas, todas brechas andesíticas, se observan superficialmente. Hacia el costado derecho de la zona de inundación los cordones del cerro presentan formaciones rocosas del tipo granítico. Los rellenos sedimentarios que presentarían una cierta permeabilidad, especialmente en sus estratos más superiores, contienen numerosas intercalaciones de depósitos finos, algunos presumiblemente de origen lacustre, lo que posiblemente pueda hacer disminuir la permeabilidad de conjunto de estos materiales. Tal es el caso, seguramente, de una capa de materiales finos de aproximadamente 30 m. de espesor que podría extenderse bajo toda el área de inundación a unos 40 m. de profundidad, siendo necesario verificar su continuidad en etapas más avanzadas del estudio. La zona más permeable de estos rellenos la deben constituir sin lugar a dudas los depósitos recientes del río Clarillo.

2.3. ANTECEDENTES HIDROLOGICOS

La hidrología del río Maipo, ha sido estudiada con bastante detención (*), incluso se ha estudiado el régimen de funcionamiento del embalse de Pirque, determinándose el caudal máximo entrante, el volumen de regulación necesario y el caudal máximo saliente.

En consecuencia en el presente capítulo se analizará solamente la hidrología del río Clarillo, ya que de su estudio se deducirá el caudal de crecida que será necesario evacuar y las características de las obras de evacuación.

2.3.1. Régimen Río Clarillo.

La hoya del río Clarillo presenta un régimen de escorrentía superficial de origen pluvial, la superficie de la hoya es de 366.6 km^2.

En verano el escaso caudal que escurre es utilizado en regadío, en su mayor parte en la zona de El Principal y Lo Arcaya, ocupándose los excedentes en alimentar el canal Huidobro, que nace en la bocatoma "El Clarillo".

(*) Hoya del Río Maipo. Análisis Hídrico Primera Sección. Informe N° 2 Embalse Pirque. DGA-IPLA 1974.

No existen estadísticas fluviométricas del río Clarillo, disponiéndose sólo de algunos aforos aislados. En consecuencia los aportes del río Clarillo al embalse Pirque se estimaron en base a las estadísticas de lluvias, de estaciones vecinas a la cuenca.

Fuera de la hoya pero en las cercanías, se tienen las siguientes estaciones pluviométricas.

Estación	Inst. a cargo	Ubicación Latitud	Longitud	Altura	Tipo	Año
La Obra de Maipo	O.M.C.	33°35'	70°30'	799	P.V.	1912
Río Colorado	O.M.C.	33°36'	70°23'	910	P.V.	1914
Puente Alto	O.M.C.	33°37'	70°35'	713	P.V.	1918
San Alfonso	D.G.A.	33°44'	70°18'	1.100	P.V.	1963
Jahuel Alto	O.M.C.	33°44'	70°41'	-	P.V.	1935
Huelquén Paine	O.M.C.	33°49'	70°40'	-	P.V.	1949

En el Anexo N° 1 figuran los cálculos realizados para determinar la crecida del río Clarillo para 1:1000 años y 1:10 años.

2.4. REGIMEN DE FUNCIONAMIENTO DEL EMBALSE

De las operaciones del modelo de simulación preparado con el objeto de determinar la capacidad óptima del embalse de Pirque se deduce que la capacidad debe ser de 600×10^6 m^3.

El funcionamiento del embalse se estudió sobre la base del aprovechamiento más adecuado del recurso, considerando la satisfacción de las siguientes demandas :

- Agua Potable del Gran Santiago al año 2025, con 100% de seguridad.
- Riego de las superficies que se indican, con una dotación anual de 15.000 m^3/há y una seguridad de 85%.
  - Primera Sección del Río Maipo : 100.000 hás.
  - Santiago Norte : 30.000 hás.
  - Curacaví-Casablanca : 26.200 hás.
- Generación de energía, sólo con los caudales destinados al riego.

CAPITULO N° 3 : DISEÑO PRELIMINAR DE LAS OBRAS

3.1. Generalidades

3.2. Fluctuación del Nivel del Embalse

3.3. Presa de Tierra. Ubicación y Características

3.4. Vertedero

3.5. Obras de Toma y de Desviación

3.6. Canal de Aducción

3.1. GENERALIDADES

Considerando los antecedentes de la fundación del lugar en que se ubicará el muro de presa (*), y los posibles materiales de la zona, que pueden servir de empréstitos, se concluye la conveniencia de diseñar un muro de tierra formado por un núcleo impermeable y dos espaldones exteriores permeables.

El muro tendrá una longitud de 4.660 m. y su eje estará a una distancia media de 1.000 m. del río Maipo. El trazado corresponde al que se indica en la figura 3.1. Las obras de seguridad, vertedero y by-pass se ubicarán en el Cerro Los Ratones, donde también estará el apoyo Oeste del muro de presa.

La zona de inundación abarca unas 4.500 hás. aproximadamente, y corresponde a suelos netamente agrícolas en general de muy buena calidad y que actualmente abastecen con su producción una parte de la demanda de la población del Gran Santiago.

Esta zona de inundación se conoce con el nombre los Llanos de Pirque y queda aproximadamente a 25 Km

---

(*) Consideraciones Geológicas y Geotécnicas Preliminares de la Región del Proyecto Embalse Pirque. Pablo Talloni. DGA-IPLA 1974.

del centro de Santiago.

Es importante considerar que este embalse ubicado a tan poca distancia de la ciudad de Santiago ofrecerá un importante lugar de esparcimiento y recreación para toda la población.

3.2. FLUCTUACION DEL NIVEL DEL EMBALSE

De acuerdo a lo expuesto en el punto 2.4 del presente estudio la capacidad útil del embalse Pirque debe ser de 600 x 10^6 m^3.

Según los resultados del Anexo N° 4 se tiene que para una vida útil del embalse, de 50 años el volumen desplazado por los materiales que entran al embalse sería de unos 75 x 10^6 m^3.

De acuerdo a la curva de embalse (figura 3.2) con estas cifras se tienen las siguientes cotas :

Nivel de Aguas Mínimas : Cota 645,00 m.s.n.m.
Nivel de Aguas Normales : Cota 673,00 m.s.n.m.
Volumen Util embalsado : 600 x 10^6 m^3.

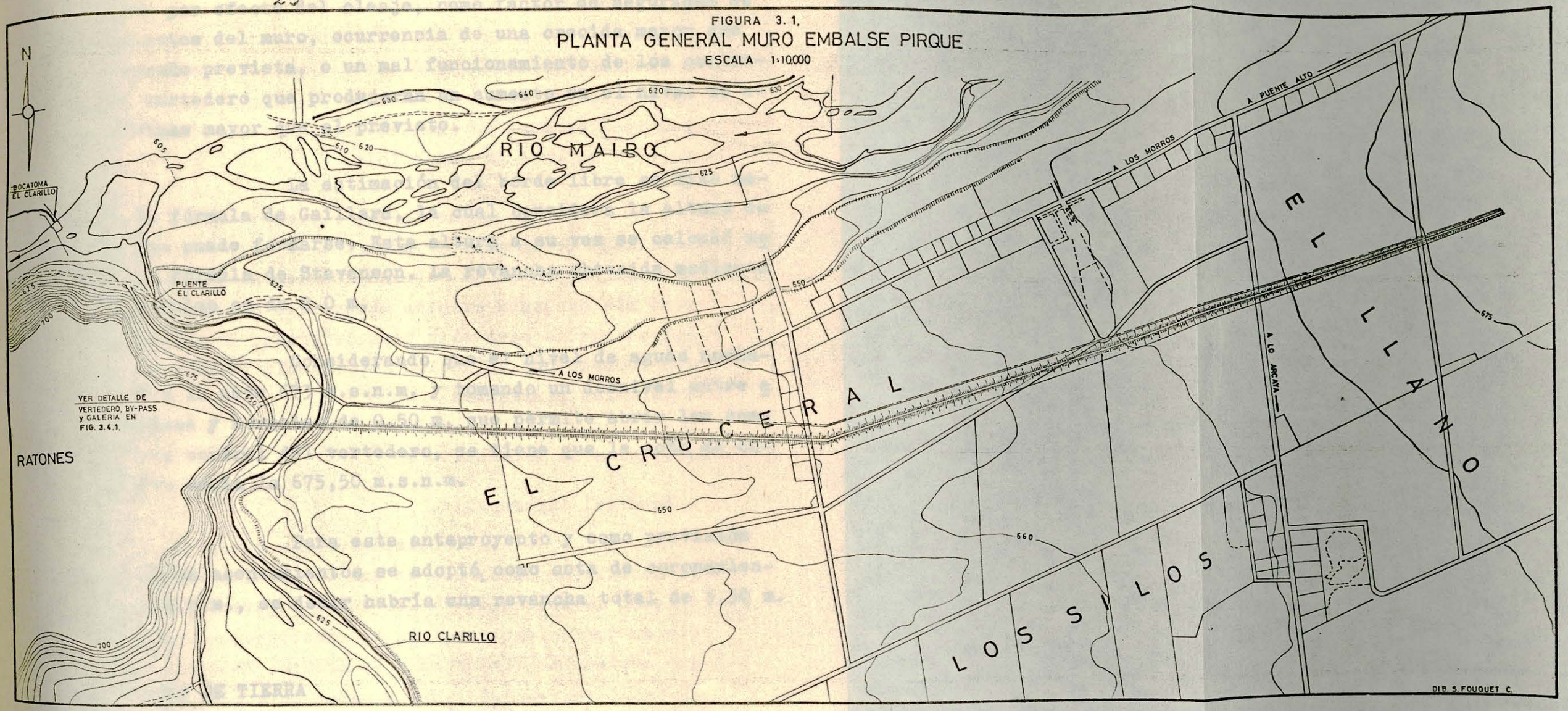
Cota de Coronamiento :

Para determinar la cota de coronamiento se

FIGURA 3.1.

PLANTA GENERAL MURO EMBALSE PIRQUE

ESCALA 1:10.000



consultó una revancha destinada a evitar el rebalsamiento del terraplén por efecto del oleaje, como factor de seguridad de asentamientos del muro, ocurrencia de una crecida mayor que la de diseño prevista, o un mal funcionamiento de los controles del vertedero que produjeran un aumento en el nivel de aguas máximas mayor que el previsto.

La estimación del borde libre se hizo mediante la fórmula de Gaillard, la cual considera la altura de la ola que puede formarse. Esta altura a su vez se calculó mediante la fórmula de Stevenson. La revancha obtenida mediante estas fórmulas es de 2.0 m.

Considerando que el nivel de aguas normales está a la cota 673 m.s.n.m. y tomando un desnivel entre aguas máximas y normales de 0.50 m. que permite abrir las compuertas de control del vertedero, se tiene que la cota de coronamiento sería la 675,50 m.s.n.m.

Para este anteproyecto y como previsión por posibles asentamientos se adoptó como cota de coronamiento 677 m.s.n.m., es decir habría una revancha total de 3.50 m.

3.3. PRESA DE TIERRA

1. Elección del tipo de Presa.

- Fundaciones : Según lo indicado la base y el costado Este del muro se apoyarían en un horizonte compuesto por estratos de gravas y bolones con matriz arenosa y algo de sedimentos finos, con intercalaciones de capas lenticulares de arenas y sedimentos finos que se extendería por toda el área de inundación del embalse hasta unos 40 o 50 m. bajo la superficie.

Lo expuesto anteriormente descarta la posibilidad de un muro de concreto en este lugar y hace adecuado proyectar un embalse de tierra, ya que como se verá más adelante existen materiales en cantidad y calidad adecuadas para este tipo de presa. Este muro estaría formado por un núcleo impermeable y dos espaldones exteriores permeables.

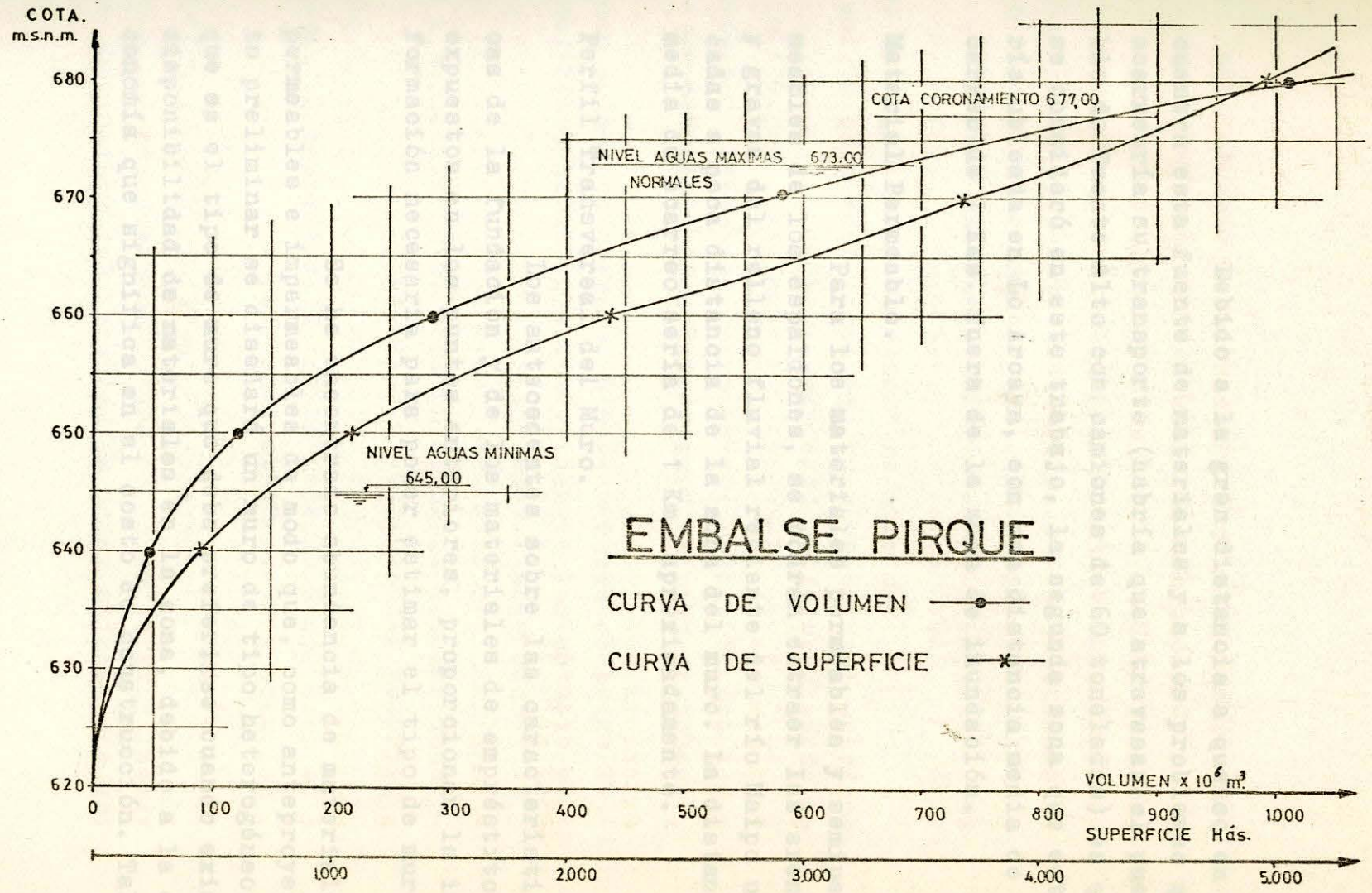
- Materiales de Empréstito :

- Material impermeable.

El reconocimiento para determinar el tipo de materiales existente en las vecindades dio como resultado la ubicación de dos zonas diferentes cuyos materiales pueden emplearse en la construcción del núcleo y que serían Las Vizcachas y Lo Arcaya. El primer sector sería el recomendado por la referencia geológica y estaría comprendido entre Las Vizcachas y el Open-Door.

FIGURA 3.2.

CURVAS DE EMBALSE



DIB. S. Fouquet C.

Debido a la gran distancia a que se encuentra esta fuente de materiales y a los problemas que acarrearía su transporte (habría que atravesar el pueblo de Puente Alto con camiones de 60 toneladas) es que se consideró en este trabajo, la segunda zona que estaría ubicada en Lo Arcaya, con una distancia media de acarreo de 7 Kms. fuera de la zona de inundación.

- Material Permeable.

Para los materiales permeables y semipermeables de los espaldones, se podrán extraer las arenas y gravas del relleno fluvial reciente del río Maipo ubicadas a poca distancia de la zona del muro. La distancia media de acarreo sería de 1 Km. aproximadamente.

- Perfil Transversal del Muro.

Los antecedentes sobre las características de la fundación y de los materiales de empréstito, expuestos en los puntos anteriores, proporcionan la información necesaria para poder estimar el tipo de muro.

Se ha encontrado abundancia de materiales permeables e impermeables de modo que, como anteproyecto preliminar se diseñará un muro de tipo heterogéneo, que es el tipo de muro que debe preferirse cuando existe disponibilidad de materiales en la zona, debido a la economía que significa en el costo de construcción. Tal

como se ha dicho anteriormente este tipo de muro consta de un núcleo central impermeable y zonas exteriores permeables. La base de proyecto de un muro de tierra es construir una estructura satisfactoria y funcional a costo mínimo, es decir, que debe proyectarse para utilizar al máximo los materiales más económicos de que se disponga, incluyendo los materiales que deban excavarse.

Un muro de tierra para ser seguro y estable en todas las fases de su operación debe cumplir los siguientes requisitos generales :

- Ser seguro contra las crecidas, es decir, que el evacuador de rebalse tenga suficiente capacidad.

- El talud de aguas arriba debe estar protegido contra la erosión del oleaje, y el talud aguas abajo contra el viento y la lluvia.

- Tener taludes estables durante la construcción y la operación del embalse.

- Se debe tener control de las filtraciones a través del muro y de la fundación, etc.

A continuación se elegirá un perfil transversal para el muro, es decir, se escogerán las pendientes que tendrán tanto el material del núcleo como el ex

terior y para ello se hará uso de las recomendaciones del Bureau of Reclamation. (*)

De acuerdo con esto se adoptaron los siguientes taludes :

Taludes Exteriores :		Taludes Núcleo	
A. Arriba	A. Abajo	A. Arriba	A. Abajo
3 : 1	2,5 : 1	1 : 1	1 : 1

En la figura 3.3 se ha dibujado la sección correspondiente a la altura máxima de la presa y que corresponde al perfil 1-1 que pasa por el lecho del río Clarillo a la cota 613 m.s.n.m.

Es importante destacar que de los 4.660 m. de longitud que tiene el muro 4.300 m. se desarrollan en una zona en que la pendiente natural del terreno es 0,01. En este tramo la altura media del muro es de 22 m.

También, de acuerdo a la última referencia citada el ancho de coronamiento del muro se ha definido en 10 m. y en 6,0 m. para el núcleo impermeable.

Por lo tanto, considerando que la cota de coronamiento del muro es la 677 m.s.n.m., y que los taludes

(*) U.S.B.R. Design of Small Dams U.S. G.P.O. 1960.

son 3:1 aguas arriba y 2,5:1 aguas abajo, con un ancho de coronamiento de 10 m., el muro cubica 8,41 x 10^6 m^3 de materiales de los cuales 3,78 x 10^6 m^3 corresponden al núcleo impermeable.

3.4. VERTEDERO

La crecida máxima que será necesario evacuar para un período de retorno de 1000 años se ha calculado en 450 m^3/s, de acuerdo a los resultados expuestos en el Anexo N° 1.

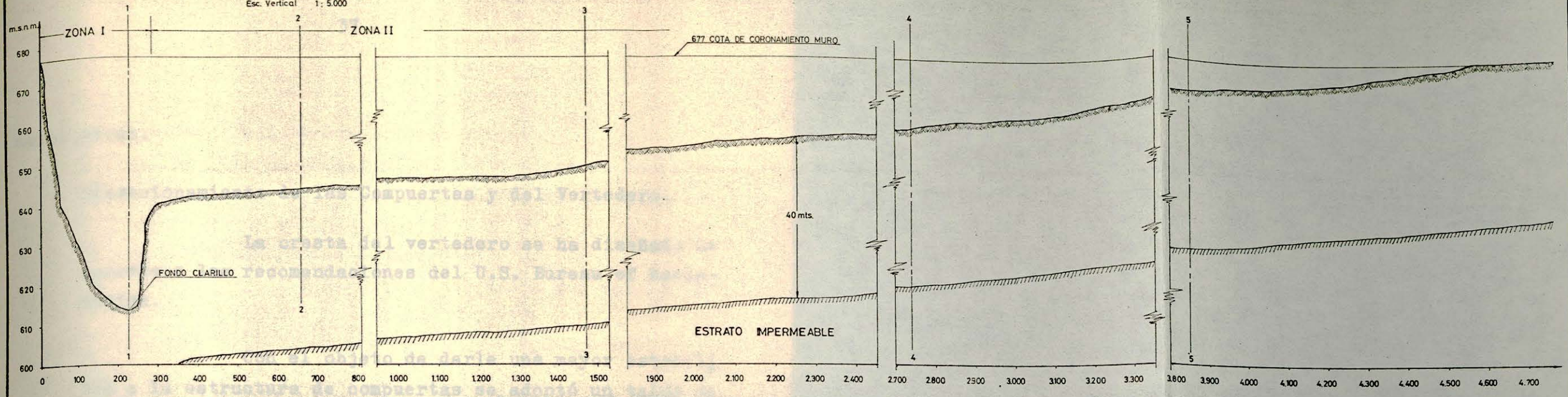
La obra de evacuación se ha concebido como un vertedero frontal (ver plano); con talud 1 : 1 en el paramento aguas arriba y con un perfil que corresponde al de la napa vertiente y que mediante un rápido de descarga entregará las aguas al río Clarillo, habiendo disipado previamente la energía de caída en un colchón disipador.

La carga necesaria para evacuar los 450 m^3/s la darían compuertas de sector ubicadas sobre la cresta del vertedero.

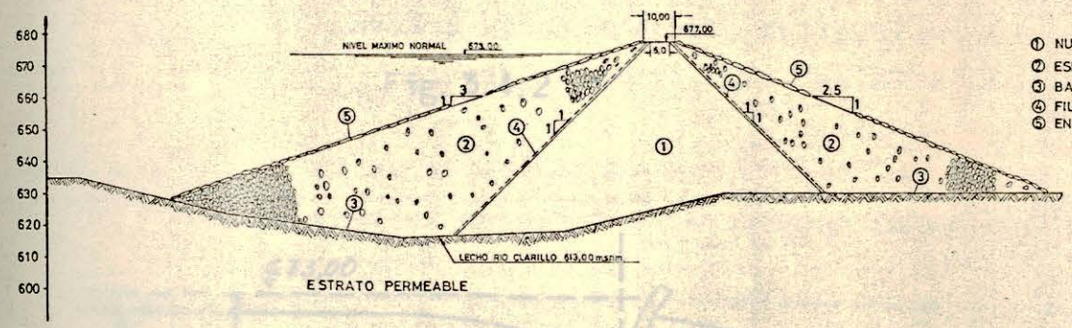
En la figura 3.4.1 aparece el trazado en planta del vertedero, rápido de descarga y colchón disipador ubicados en la ladera del Cerro Los Ratones, siendo ésta la ubicación elegida por considerarse como la más adecuada para

FIGURA 3.3

PERFIL LONGITUDINAL
Esc. Horizontal: 1: 5.000
Esc. Vertical 1: 5.000

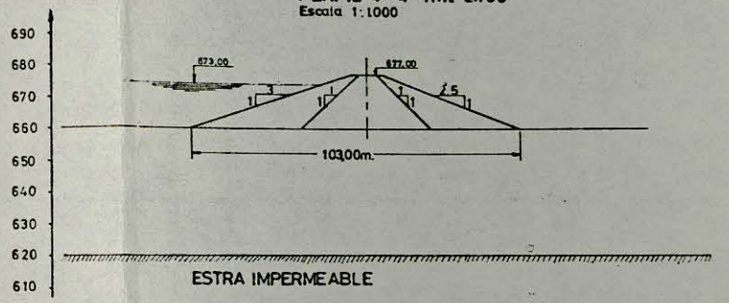


PERFIL 1- 1 Km 0,220
Escala 1:1000

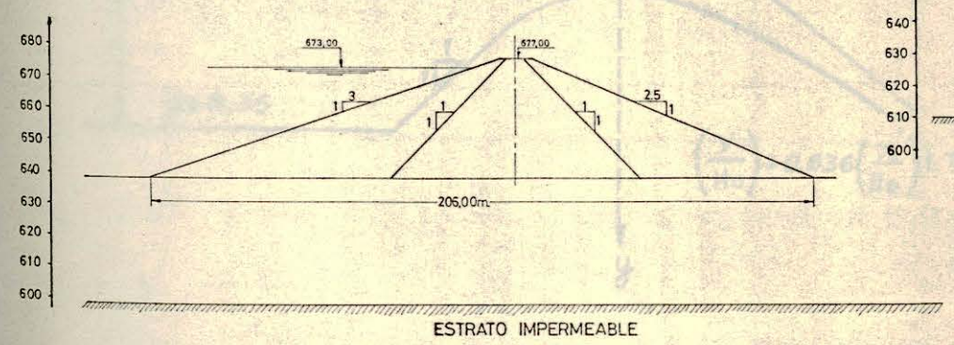


① NUCLEO IMPERMEABLE
② ESPALDONES PERMEABLE
③ BASE IMPERMEABLE
④ FILTROS
⑤ ENROCADO

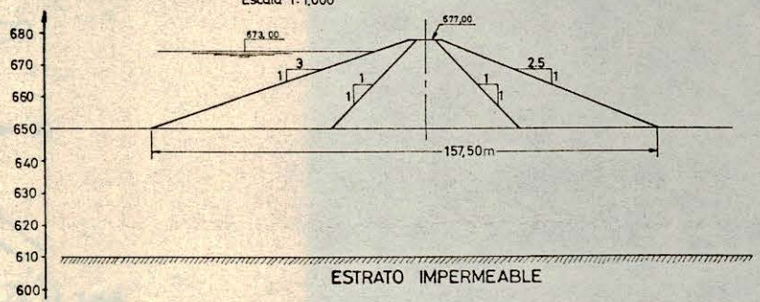
PERFIL 4- 4 Km. 2.730
Escala 1:1000



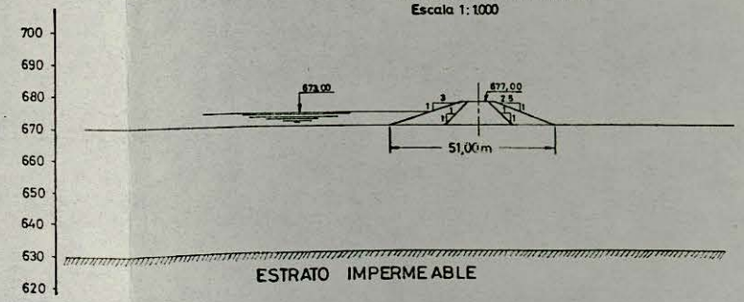
PERFIL 2 - 2 Km. 0,650
Escala 1: 1.000



PERFIL 3 - 3Km. 1.470
Escala 1: 1,000



PERFIL 5-5 Km. 3.840
Escala 1: 1.000



PERFILES TRANSVERSALES Y
LONGITUDINAL MURO EMBALSE PIRQUE

DIB. S.FOUQUET C.

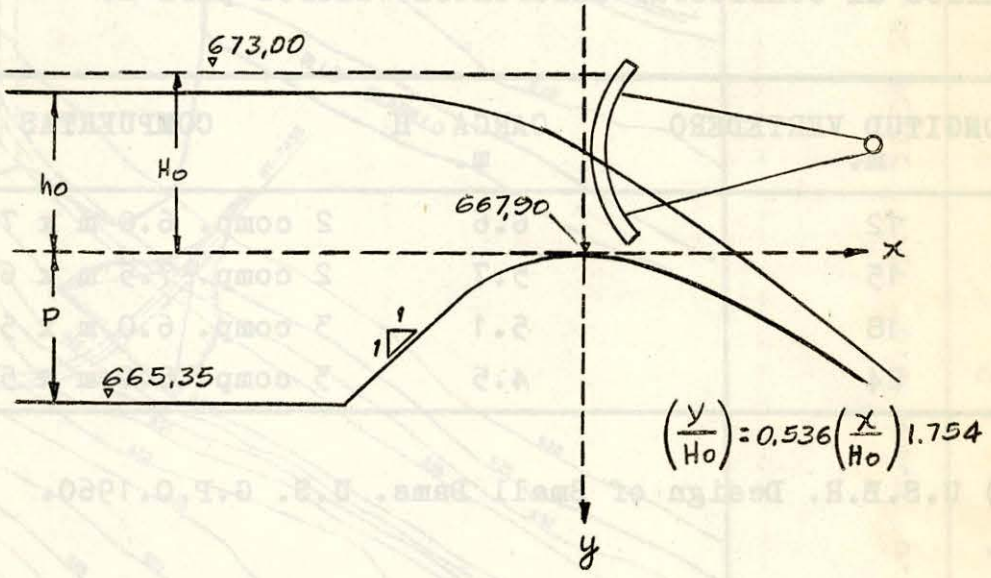
estas obras.

- Dimensionamiento de las Compuertas y del Vertedero.

La cresta del vertedero se ha diseñado de acuerdo a las recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation.

Con el objeto de darle una mayor estabilidad a la estructura de compuertas se adoptó un talud de aguas arriba de 1 : 1 (Figura 3.4.2.).

Fig. 3.4.2



El coeficiente de gasto del vertedero depende de la razón P/H_o. De la figura 189 (*) se tiene que para una razón de 0,5 el coeficiente de descarga C_o vale 3.8.

La descarga sobre una cresta de vertedero se obtiene por medio de la fórmula :

$$Q = C_o L H_o^{3/2}$$ en que :

Q = Caudal de descarga
C_o = Coeficiente de descarga
L = Longitud efectiva de la cresta
H_o = Carga total sobre la cresta

A continuación se tiene los resultados obtenidos al considerar diferentes valores para L.

LONGITUD VERTEDERO m.	CARGA H m.	COMPUERTAS
12	6.6	2 comp. 6.0 m x 7.0 m.
15	5.7	2 comp. 7.5 m x 6.0 m.
18	5.1	3 comp. 6.0 m x 5.5 m.
24	4.5	3 comp. 8.0 m x 5.0 m.

(*) U.S.B.R. Design of Small Dams. U.S. G.P.O.1960.

FIGURA 3.4.1.

EMBALSE PIRQUE
ZONA VERTEDERO Y TUNEL BY PASS

Escala Grafica
30 20 10 0 10 20 30 MTS.

GALERIA FILTRANTE TRAMO II
L=70m. DIAMETRO ϕ=2,00m.

CAMARA

RIO CLARILLO

GALERIA FILTRANTE TRAMO IV L=260m.
DIAMETRO ϕ=2,00m.

ENTREGA GALERIA
AL CLARILLO
608,74

GALERIA FILTRANTE
TRAMOIII L=230m
DIAMETRO ϕ=2,00m.

COTA DE CORONA-
MIENTO 677

N

595,94

Salida tunel By Pass

TUNEL DE ACCESO

C° LOS RATONES

CAVERNA DE VALVULAS

TUNEL BY-PASS

RIO CLARILLO

Dibujó M. A. Ortega T.

EJE HIDRAULICO EN EL RAPIDO DEL VERTEDERO

TABLA N° 1

n = 0.008
Q = 450 m^3/s
b = 20 m.

Desde Km. 0.0 hasta Km. 0.068 i = 0,05
Desde Km. 0.068 hasta Km. 0.319 i = 0,26

Km	Cota Radier	h	hcosθ	A	$V^2/2g$	B	ΔB	x	R	$R^{2/3}$	J $x10^{-4}$	J_{Medio} $x10^{-4}$	$i-\frac{J_M}{\cos\theta}$	Δx
0.000	667.90	5.11	5.11	91.98	1.22	6.33		28.22	3.26	2.2	3.16			
0.007		4.00	4.00	72.0	1.99	5.99	0.34	26.0	2.77	1.98	6.39	4.78	0.04952	6.86
0.009		3.00	3.00	60.0	2.87	5.87	0.12	26.0	2.77	1.98	9.18	7.79	0.04922	2.44
0.025		2.50	2.50	50.0	4.13	6.63	+0.76	25.0	2.00	1.59	20.5	14.84	0.04852	15.66
0.064		2.00	2.00	40.0	6.46	8.46	1.83	24.0	1.67	1.40	41.0	30.75	0.04693	39.00
0.077		1.90	1.90	38.0	7.15	9.05	0.59	23.8	1.60	1.36	48.0	44.5	0.0456	13.00
0.093		1.80	1.80	36.0	7.97	9.77	0.72	23.6	1.52	1.32	57.0	52.5	0.0453	16.00
0.113		1.70	1.70	34.0	8.94	10.64	0.87	23.4	1.45	1.28	68.0	62.5	0.0437	20.00
0.120	659.38	1.68	1.63	32.6	9.72	11.35	0.71	23.26	1.40	1.25	72.0	70.0		7.00
0.130		1.50	1.45	29.0	12.28	13.73	2.38	22.90	1.27	1.17	112.0	92.0	0.2505	9.5
0.145		1.30	1.26	25.2	16.27	17.53	3.80	22.52	1.12	1.08	170.0	141.0	0.2455	15,5
0.192		1.00	0.97	19.4	27.45	28.42	10.89	21.94	0.88	0.92	406.0	288.0	0.2303	47.00
0.273		0.80	0.77	15.4	43.56	44.33	15.91	21.54	0.71	0.80	853.0	629.5	0.1950	81.5
0.350		0.70	0.68	13.6	55.86	56.54	12.21	21.36	0.64	0.74	1279.0	1066.0	0.1499	77.5
0.363	596.0	0.69	0.67	13.4	57.54	58.21	1.67	21.34	0.63	0.73	1354.0	1316.0	0.1240	13.0

$$J = \left(\frac{Q \cdot n}{R^{2/3}}\right)^2$$ pérdida de carga por unidad de largo.

Para este anteproyecto se ha adoptado un ancho de 18 m. para el vertedero. Las compuertas necesarias considerando que la carga H_o = 5,10 m. serán 3 compuertas de 6,0 m. por 5,5 m.

- Rápido de descarga.

  En la Tabla 1 se ha calculado el eje hidráulico en el rápido de descarga considerando un coeficiente de rugosidad de Manning n = 0,008 para determinar la energía con la cual se va a diseñar el colchón disipador. Se ha supuesto un coeficiente tan bajo ya que las pérdidas por rozamiento deben tomarse al mínimo cuando se quiere determinar la energía del agua. Además este coeficiente experimenta una reducción debido a la incorporación de aire en el escurrimiento.

- Cálculo del colchón disipador.

  De acuerdo con la Tabla 1, se tiene que suponiendo la cota 596 m.s.n.m. como cota de radier del colchón, la altura d_1 con que llega el agua al pie de él es de 0.69 m. Además conforme a los cálculos del eje hidráulico en el río Clarillo, para Q = 450 m^3/s. se tiene que el nivel de aguas alcanza la cota 608,50 m.s.n.m. Esto implica que d_2 = 12,50 m. Según la figura 207 del Small Dams se tiene que para números de Froude superiores a 4.5 en el colchón se forma un verdadero resalto hidráulico.

Para este caso el cálculo del número de Fraude dio :

$F = 12,91$ luego $\frac{d_2}{d_1} = 17.80$ m. por lo tanto :

$d_2 = 12,28$ m.

Este valor es muy cercano al que se había adoptado inicialmente 12,50 m, por lo tanto se acepta como definitivo.

El largo del colchón para F = 12,91 es :

$\frac{L}{d_2} = 4.25$ luego $L = 53,4$ m.

Este valor se aproximó a 54,0 m.

En la figura 3.4.3 aparece el perfil longitudinal del vertedero con las características aquí calculadas.

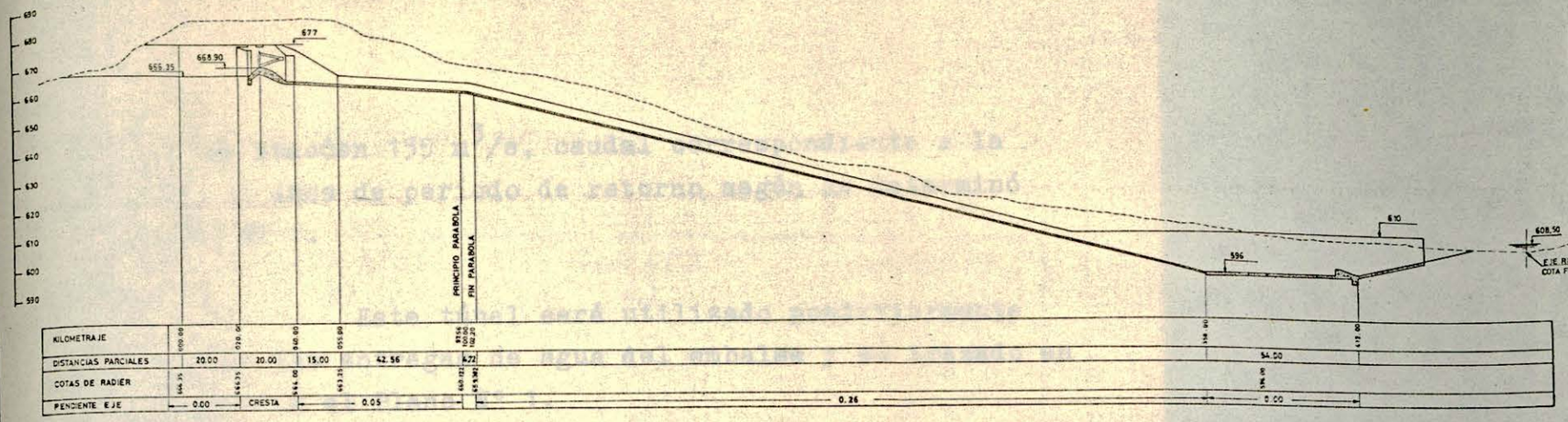
3.5. OBRAS DE TOMA Y DE DESVIACION

Durante el período de construcción del muro, es necesario desviar el caudal del río Clarillo, para lo cual se ha considerado un túnel excavado en el cerro Los Ratones por el que escurrirán las aguas que represa una ataguía construida aguas arriba del eje del muro principal. Esta ataguía debe proporcionar la carga necesaria para que a través

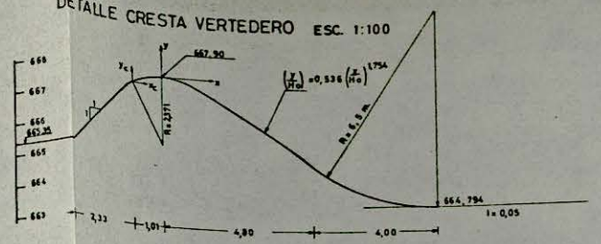
FIGURA 3.4.3.

EMBALSE PIRQUE

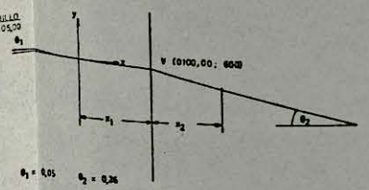
SECCION LONGITUDINAL DEL VERTEDERO
ESCALA 1:1000



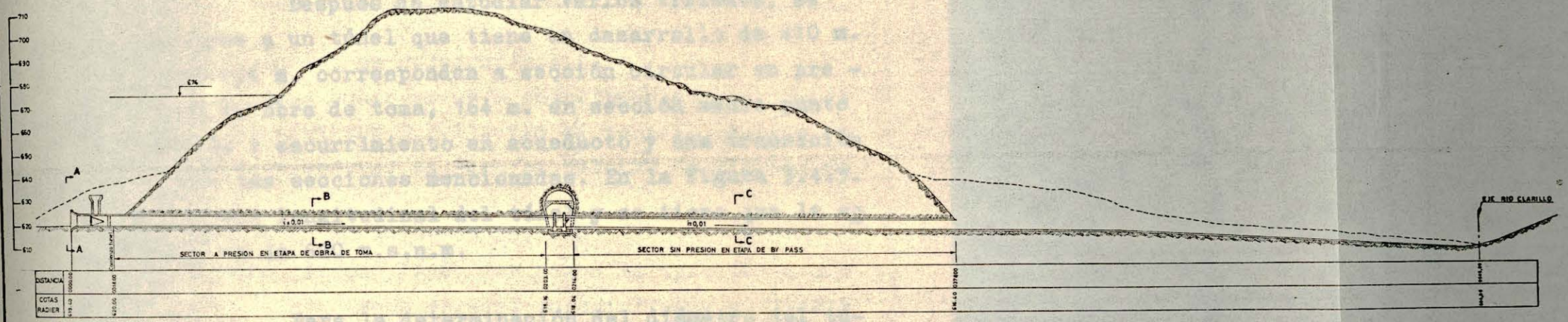
DETALLE CRESTA VERTEDERO ESC. 1:100



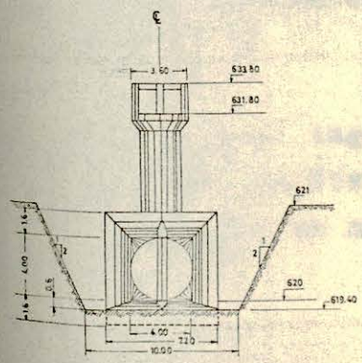
DETALLE PARABOLA DE ENLACE
ESCALA 1:100



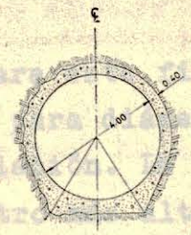
SECCION LONGITUDINAL DEL TUNEL BY PASS
ESCALA 1:1.000



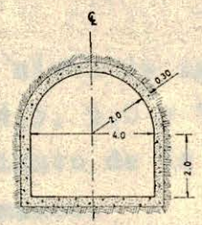
VISTA A-A
Esc. 1:200



SECCION B-B
ESC. 1:100



SECCION C-C
ESC. 1:100



DIB. M.A. ORTEGA T.

del túnel se evacúen 135 m^3/s, caudal correspondiente a la crecida de 10 años de período de retorno según se determinó en el Anexo N° 1.

Este túnel será utilizado posteriormente para realizar las entregas de agua del embalse y su trazado en planta figura en el Plano N° 1.

Descripción de las Obras y Métodos de Cálculo.

Después de estudiar varios trazados, se llegó finalmente a un túnel que tiene un desarrollo de 410 m. de los cuales 234 m. corresponden a sección circular en pre - sión en etapa de obra de toma, 164 m. en sección medio punto correspondiente a escurrimiento en acueducto y una transición de 12 m. entre las secciones mencionadas. En la figura 3.4.3. aparece el perfil longitudinal del túnel y se tiene que la co ta de entrada es la 620 m.s.n.m.

Para la determinación del diámetro del tú- nel se estudió la combinación diámetro del túnel altura de a- taguía más económica.

Para este fin se calculó el nivel de agua necesario en el lago para diámetros 3,5; 4,0, 4,5, 5,0 y 5,5 m. del túnel de desviación. La cota de coronamiento de la ata guía se supuso un metro más alta que la del remanso.

Los resultados fueron los siguientes :

DIAMETRO (m)	COTA LAGO (m)	COTA ATAGUIA (m)
3.50	646,47	647,47
4.00	635,15	636,15
4.50	630,00	631,00
5.00	627,00	628,00
5.50	626,00	627,60

A continuación se calculó los costos de ataguía correspondientes a estas cinco cotas de coronamiento de modo de obtener la curva 3.5.1 que relaciona los costos de la ataguía en función de cota de coronamiento.

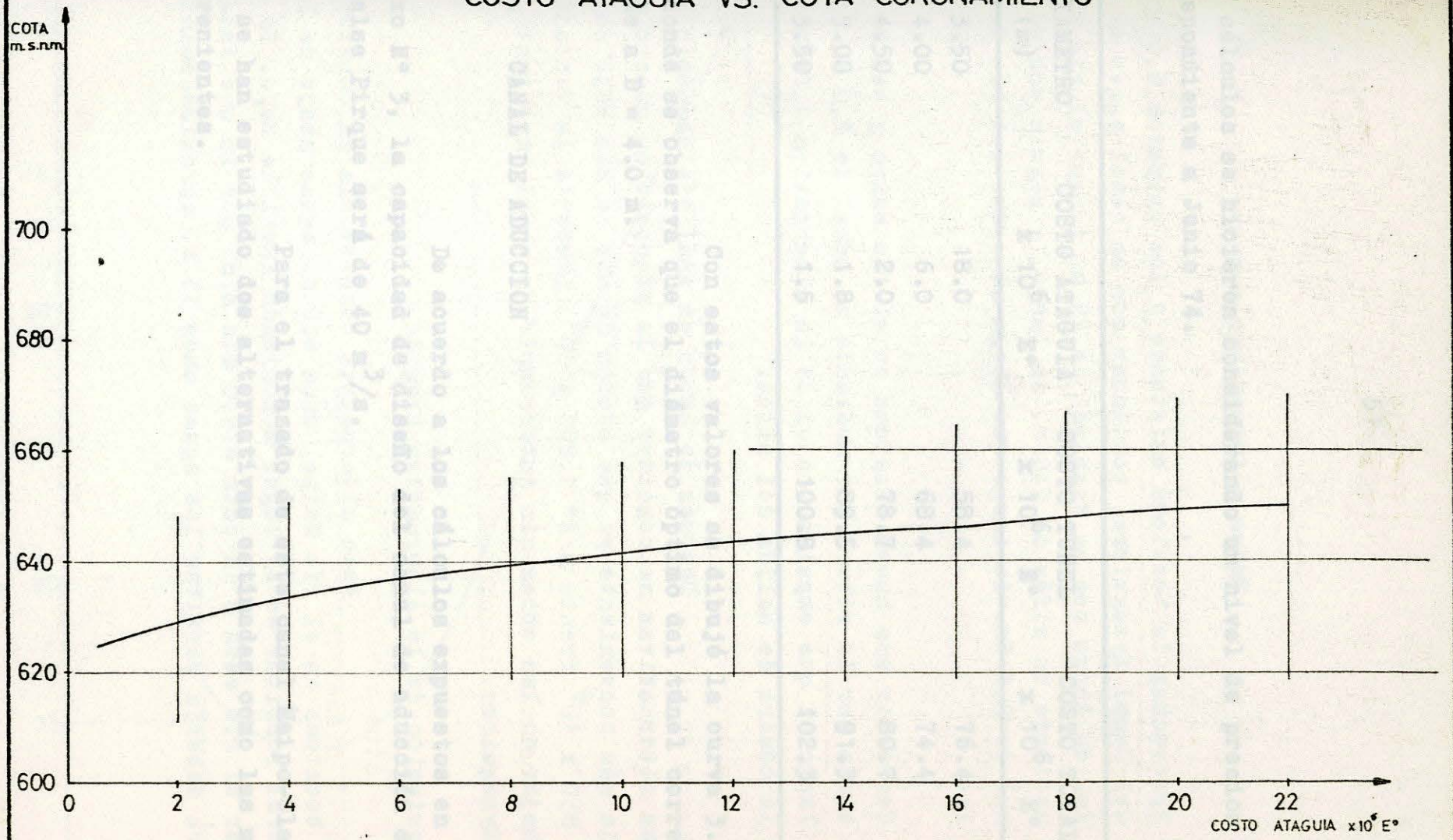
Una vez obtenida la curva 3.5.1, se procedió a calcular el costo del túnel también para los diferentes diámetros anteriormente considerados.

Finalmente se confeccionó un cuadro con los costos totales de túnel y ataguía considerando los diferentes diámetros.

Los resultados fueron los siguientes :

FIGURA 3.5.1.

COSTO ATAGUIA VS. COTA CORONAMIENTO



DIB. M.A. ORTEGA T.

Los cálculos se hicieron considerando un nivel de precios correspondiente a Junio 74.

DIAMETRO (m)	COSTO ATAGUIA x 10^6 E°	COSTO TUNEL x 10^6 E°	COSTO TOTAL x 10^6 E°
3.50	18.0	58.4	76.4
4.00	6.0	68.4	74.4
4.50	2.0	78.7	80.7
5.00	1.8	89.5	91.3
5.50	1.5	100.8	102.3

Con estos valores se dibujó la curva 3.5.2. de donde se observa que el diámetro óptimo del túnel corresponde a D = 4.0 m.

3.6. CANAL DE ADUCCION

De acuerdo a los cálculos expuestos en el Anexo N° 3, la capacidad de diseño del canal de aducción del embalse Pirque será de 40 m^3/s.

Para el trazado de este canal Maipo-Clarillo se han estudiado dos alternativas estimadas como las más convenientes.

Estas alternativas son :

1.- Aprovechar la bocatoma existente y los primeros 6,0 Km. del Canal Eyzaguirre, continuar con un canal nuevo de 2,5 Km. de largo con un desnivel de 25 m. cruzar el río Maipo mediante un sifón de 240 m. de largo, y seguir con un canal de 9,3 Km. de largo que llega al lecho del río Clarillo.

2.- Construir una nueva bocatoma en el río Maipo y captar las aguas por la ribera Sur mediante un canal de 2,0 Km. de largo el que empalma con el de la alternativa 1 frente a la cámara de salida del sifón.

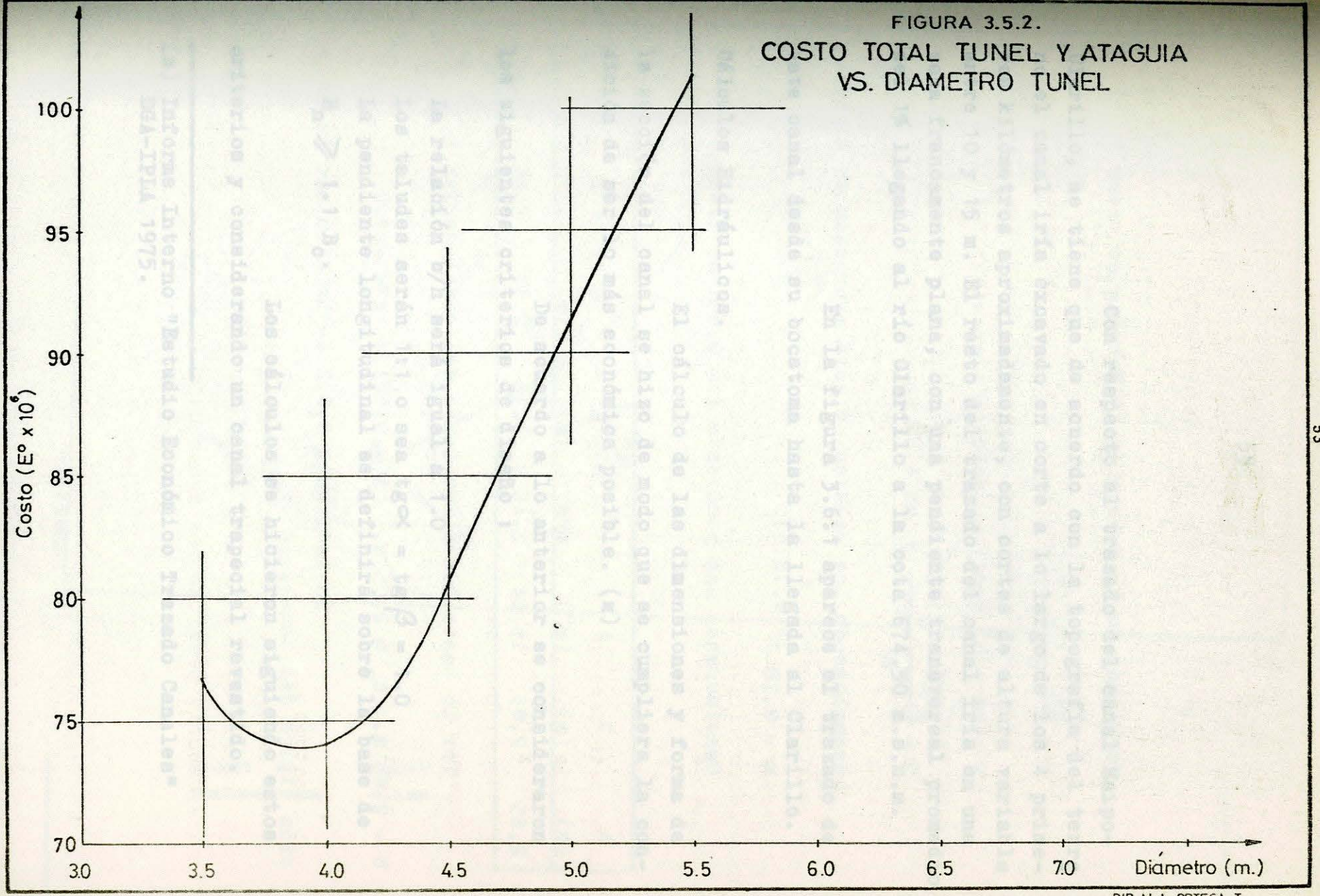
Después de hacer un análisis económico de ambas alternativas se concluye que la proposición número dos es la más conveniente ya que además de ser de más bajo costo (E° 850 x 10^6 frente a E° 1.200 x 10^6) presenta la ventaja de trabajar en las obras sin interrumpir un canal importante como el Eyzaguirre.

Descripción de la Alternativa Elegida.

Esta alternativa consistiría en construir una bocatoma en el río Maipo, unos 600 m. aguas abajo de la Central Puntilla en el lugar denominado Puntilla Bajo. En ese lugar el río está a la cota 675,0 m.s.n.m. por lo que esta barrera debería peraltar las aguas unos 15 m. aproximadamente.

FIGURA 3.5.2.

COSTO TOTAL TUNEL Y ATAGUIA
VS. DIAMETRO TUNEL



DIB. M. A. ORTEGA T.

Con respecto al trazado del canal Maipo-Clarillo, se tiene que de acuerdo con la topografía del terreno el canal iría excavado en corte a lo largo de los 4 primeros kilómetros aproximadamente, con cortes de altura variable entre 10 y 15 m. El resto del trazado del canal iría en una zona francamente plana, con una pendiente transversal promedio del 1% llegando al río Clarillo a la cota 674.50 m.s.n.m.

En la figura 3.6.1 aparece el trazado de este canal desde su bocatoma hasta la llegada al Clarillo.

Cálculos Hidráulicos.

El cálculo de las dimensiones y forma de la sección del canal se hizo de modo que se cumpliera la condición de ser lo más económica posible. (*)

De acuerdo a lo anterior se consideraron los siguientes criterios de diseño :

La relación b/h será igual a 1.0
Los taludes serán 1:1 o sea $tg\alpha = tg\beta = 1.0$
La pendiente longitudinal se definirá sobre la base de $B_n \geqslant 1.1\ B_c$.

Los cálculos se hicieron siguiendo estos criterios y considerando un canal trapecial revestido.

(*) Informe Interno "Estudio Económico Trazado Canales" DGA-IPLA 1975.

Partiendo de la expresión de Manning se tiene :

$$v = \frac{R^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n}$$

$A = bh + h^2 \, tg\alpha$ sección trapecial

$$Q = \frac{R^{2/3} \cdot J^{1/2}}{n} \left[bh + h^2 \, tg \right]$$

Reemplazando los valores en esta expresión se tiene :

$$h = 0.78 \, J^{-(0,1875)}$$

Considerando una pendiente i = 0,001 se tiene :

h (m)	b (m)	A (m^2)	V m/s	B_n (m)	h_c (m)	B_c	B_n/B_c
2,85	2,85	16,64	2.46	3.16	2.12	2.86	1.10

Por lo tanto las dimensiones del canal serían :

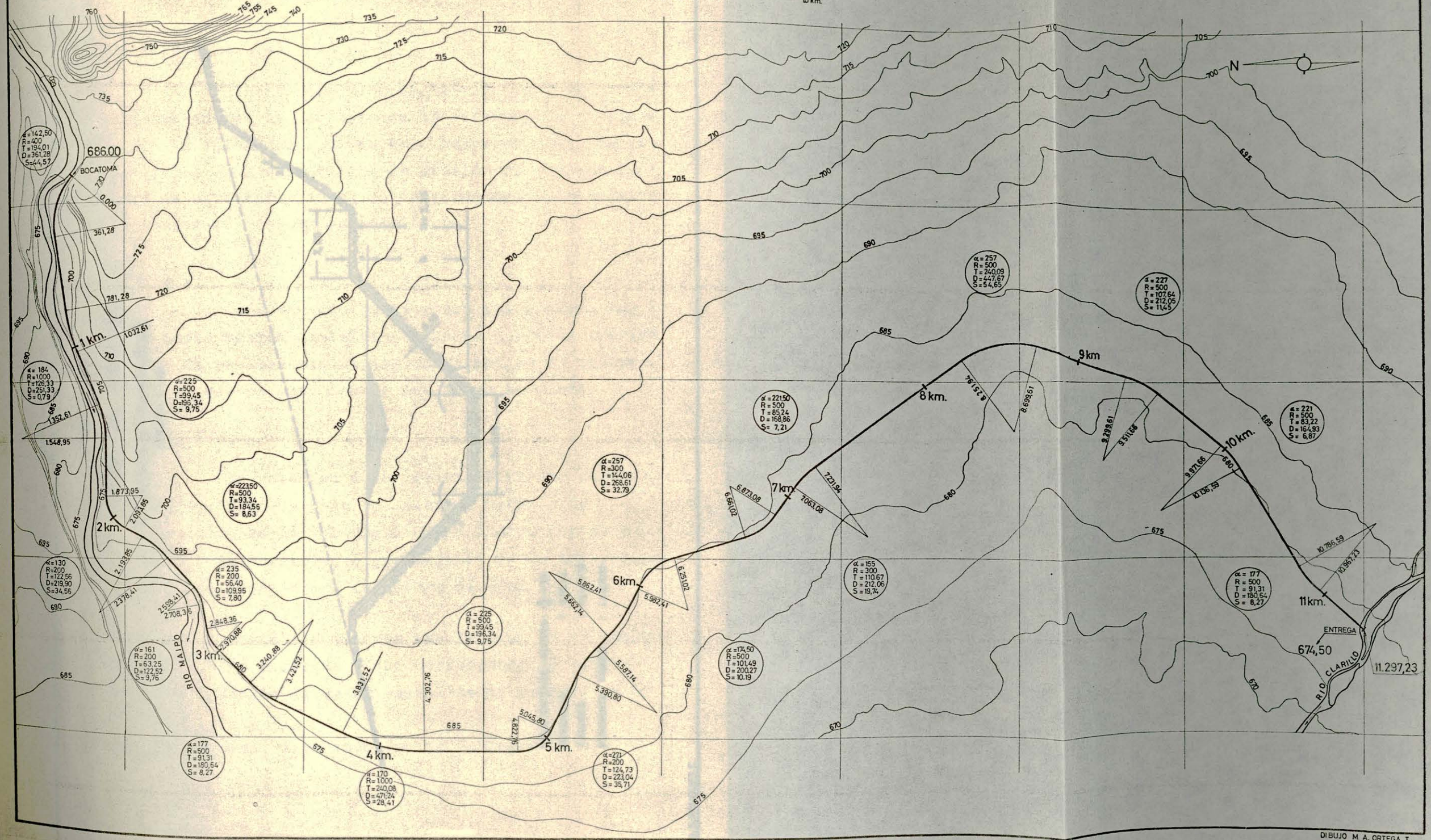
b = 2,85 m., h_n = 2,85 m., i = 0,001, $tg\alpha$ = 1.0

En la figura 3.6.2 se ha dibujado la sec - ción típica del canal.

FIGURA 3.6.1.

EMBALSE PIRQUE
CANAL ALIMENTADOR

0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 10 km.



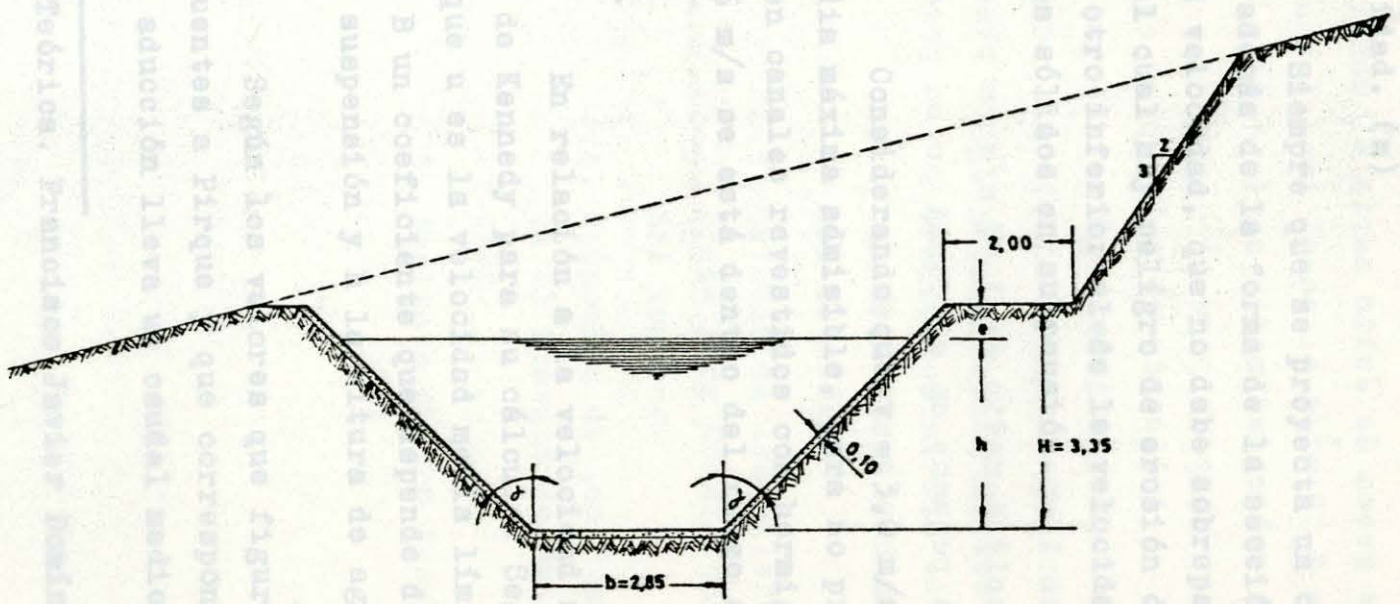
DIBUJO M. A. ORTEGA T.

FIGURA 3.6.2.

CANAL DE ADUCCION

SECCION TRANSVERSAL

ESCALA 1:100



RELACION BASE - ALTURA : $\frac{b}{h} = 1,0$

REVANCHA : 0,50 m.

TALUDES : $tg\alpha = 10$

PENDIENTE FONDO : $i = 0,001$

DIB. S. FOUQUET C.

Límites de Velocidad. (*)

Siempre que se proyecta un canal en movimiento uniforme además de la forma de la sección, es necesario atender a la velocidad, que no debe sobrepasar el límite superior sobre el cual hay peligro de erosión de las paredes, ni descender de otro inferior al de la velocidad del depósito de los materiales sólidos en suspensión.

Límite Superior.

Considerando que v = 3,0 m/s debiera ser la velocidad media máxima admisible, para no provocar erosión de las paredes en canales revestidos con hormigón se observa que con v = 2,46 m/s se está dentro del rango aceptado.

Límite Inferior.

En relación a la velocidad mínima se utilizó la expresión de Kennedy para su cálculo. Según ella $u = B\ h^{0,64}$ en que u es la velocidad media límite que no produce depósitos, B un coeficiente que depende de la naturaleza del material en suspensión y h la altura de agua.

Según los valores que figuran en el cuadro de caudales afluentes a Pirque y que corresponde al caso en que el canal de aducción lleva un caudal medio mensual de 30

(*) Hidráulica Teórica. Francisco Javier Domínguez. 1959.

m^3/s como máximo (ver Anexo N° 3) el caudal promedio correspondiente a los meses de Julio sería el menor de todos. Con este caudal Q = 2,19 m^3/s el canal tendrá una altura normal de 0,58 m. y la velocidad media sería 1,07 m/s.

Aplicando estos valores en la expresión anterior, y tomando un coeficiente B = 0,64 que corresponde a barro arenoso se llega a que u = 0,45 m/s. Comparando este valor con la velocidad media de 1,07 m/s se observa que aún con este caudal tan pequeño en el canal no se produciría depositación de este tipo de sedimentos.

CAPITULO N° 4 : FUNDACION MURO EMBALSE PIRQUE

4.1. Características del Suelo y Ubicación Zona con Filtraciones.

4.2. Determinación de los Valores de los Gradientes al Pie de Aguas Abajo del Muro para Condiciones Naturales del Terreno.

4.3. Cálculo de las Filtraciones Bajo la Presa para Condiciones Naturales del Terreno.

4.4. Reducción de los Gradientes Mediante el Sistema de Galería de Filtración.

4.5. Análisis de los Resultados.

Las filtraciones que pueden producirse a través del suelo de fundación de la presa cuando se llena el embalse, pueden ser causa de pérdidas de agua inaceptables, o pueden producir erosión en sus puntos de afloramiento que ponga en peligro la estabilidad de la presa, si los gradientes hidráulicos son elevados. Por ello es que resulta indispensable controlar las filtraciones que se producen a través del suelo de fundación. Para ello suele recurrirse a tres posibles soluciones :

- Eliminación de las filtraciones o reducción de éstas a un mínimo mediante una barrera o pantalla impermeable vertical completa.

- Reducción de las filtraciones con la ayuda de una barrera o pantalla impermeable vertical parcial o con una carpeta impermeable horizontal que se extiende hacia aguas arriba del talud mojado del muro de presa.

- Control de filtraciones y gradientes mediante drenes, filtros o pozos de alivio.

Estos sistemas de tratamiento de fundaciones presentan grandes dificultades para el caso de una presa fundada sobre un relleno permeable de gran espesor, como es el caso de Pirque. Es así como en la referencia (*) después

---

(*) Presa de Embalse Fundada sobre Relleno Permeable DGA-IPLA 1974.

de hacer un análisis de estos métodos se llegó a la conclusión de que el método de tratamiento de las fundaciones en base a galería de drenaje era bastante efectivo, en relación al peligro de erosión del pie de la presa.

Es así como para este anteproyecto del embalse Pirque se estudiará la protección del pie de la presa aplicando el método de tratamiento de las fundaciones en base a galerías de drenaje.

4.1. CARACTERISTICAS DEL SUELO Y UBICACION ZONA DE FILTRACIONES

El apoyo Oeste del Muro del Embalse de Pirque consiste en brechas volcánicas duras, en general poco fracturadas, impermeables y con escombros de espesores prácticamente despreciables que aseguran un apoyo de calidad más que suficiente.

La base y el costado Este del muro se apoyarían en el horizonte compuesto por estratos de gravas y bolones con matriz arenosa y algo de sedimentos finos, con intercalaciones de capas lenticulares de arenas y sedimentos finos que se extendería por toda el área de inundación del embalse hasta unos 40-50 m. bajo la superficie. Se considera que este horizonte es de gran heterogeneidad en cuanto a su

composición no sólo en profundidad sino que también en sentidos longitudinal y transversal.

De aquí que su comportamiento como suelo de fundación para el muro y como vía de filtraciones cuando el embalse entre en funcionamiento sea materia de especial estudio en este trabajo.

En relación con la zona de filtraciones y de acuerdo a lo planteado en la referencia geológica ésta fue dividida en dos zonas bastante características. La primera es la que queda comprendida entre el Cerro Los Ratones y el Río Clarillo donde se estimó un espesor permeable del orden de los 200 m. y que correspondería al relleno reciente del Clarillo. Estas condiciones se darían a lo largo de unos 300 m. del muro aproximadamente. La segunda zona es la que se desarrollaría desde el Río Clarillo hasta el extremo Este del muro, con un espesor aproximado de 40 m. para el relleno permeable. En la figura 3.3 se han dibujado cinco perfiles transversales del muro que corresponden a secciones en los Km. 0.225; 0,650; 1.470; 2.730, y finalmente Km. 3.840.

Además en la misma figura se ha dibujado un perfil longitudinal del muro indicando en él la separación de las zonas anteriormente mencionadas.

4.2. DETERMINACION DE LOS VALORES DE LOS GRADIENTES AL PIE AGUAS ABAJO DEL MURO PARA CONDICIONES NATURALES DE TERRENO

Teóricamente una estructura sería segura contra el piping si los gradientes de salida son levemente más pequeños que el peso sumergido del suelo.

Sin embargo, hay muchos factores, tales como el lavado de la superficie y los efectos sísmicos, que podrían fácilmente cambiar una condición de equilibrio en una falla incipiente. Por esta razón es deseable tomar un factor de seguridad tal que los gradientes de salida sean mucho más pequeños que el valor crítico. Considerando la gran inversión que significa esta obra de embalse y la catástrofe que puede producir su destrucción, se adoptaría un factor de seguridad igual a 10, lo que implicaría un gradiente admisible de 0,10.

Para poder calcular los gradientes al pie aguas abajo del muro se utilizó el programa de computación llamado "Cálculo de las redes de flujo mediante el método de los elementos finitos" (*)

Este programa de computación calcula los

(*) Cálculo de Redes de Flujo mediante el Computador. U. de Chile. Memoria de Título 1972 Guillermo Cabrera.

potenciales en cada nudo del reticulado, por lo tanto, para deducir los gradientes sólo basta hacer la diferencia entre los potenciales de los nudos que se indiquen para cada caso y el resultado dividirlo por la longitud del tramo.

Para obtener los valores reales de los gradientes, los valores entregados por el computador deben dividirse por un factor 100, debido a que los potenciales hidráulicos se expresan en porcentajes y finalmente multiplicarse por la carga H en metros.

Tal como se dijo anteriormente, el análisis tanto de los gradientes, como de las filtraciones se hará en forma independiente para cada zona.

ZONA I.

Para el cálculo de los gradientes al pie aguas abajo del muro en esta zona se tomó el perfil transversal más desfavorable de esta zona (carga máxima) y que era el perfil 1-1 que aparece en la figura 3.3.

Posteriormente se trazó el reticulado que aparece en la figura 4.2.1 y que consta de 216 nudos y 370 elementos y cuyo detalle aparece en la figura 4.2.2.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes considerando una carga H máxima de 60 m. para esta sección.

FIGURA 4.2.1.

PERFIL 1-1

RETICULADO EN CONDICIONES NATURALES DEL TERRENO

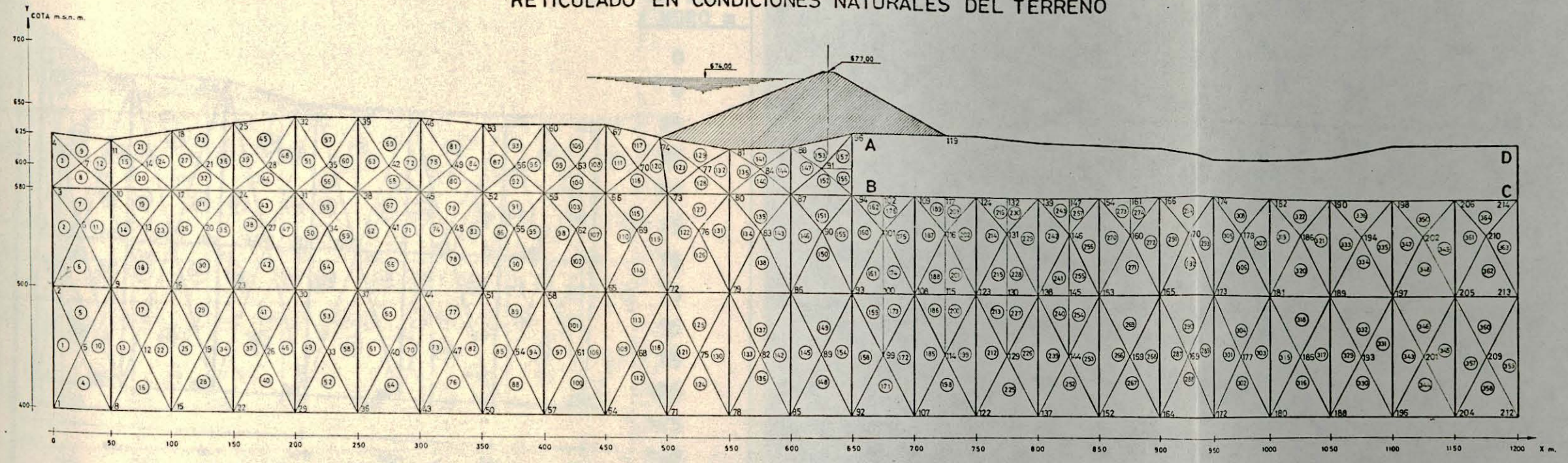
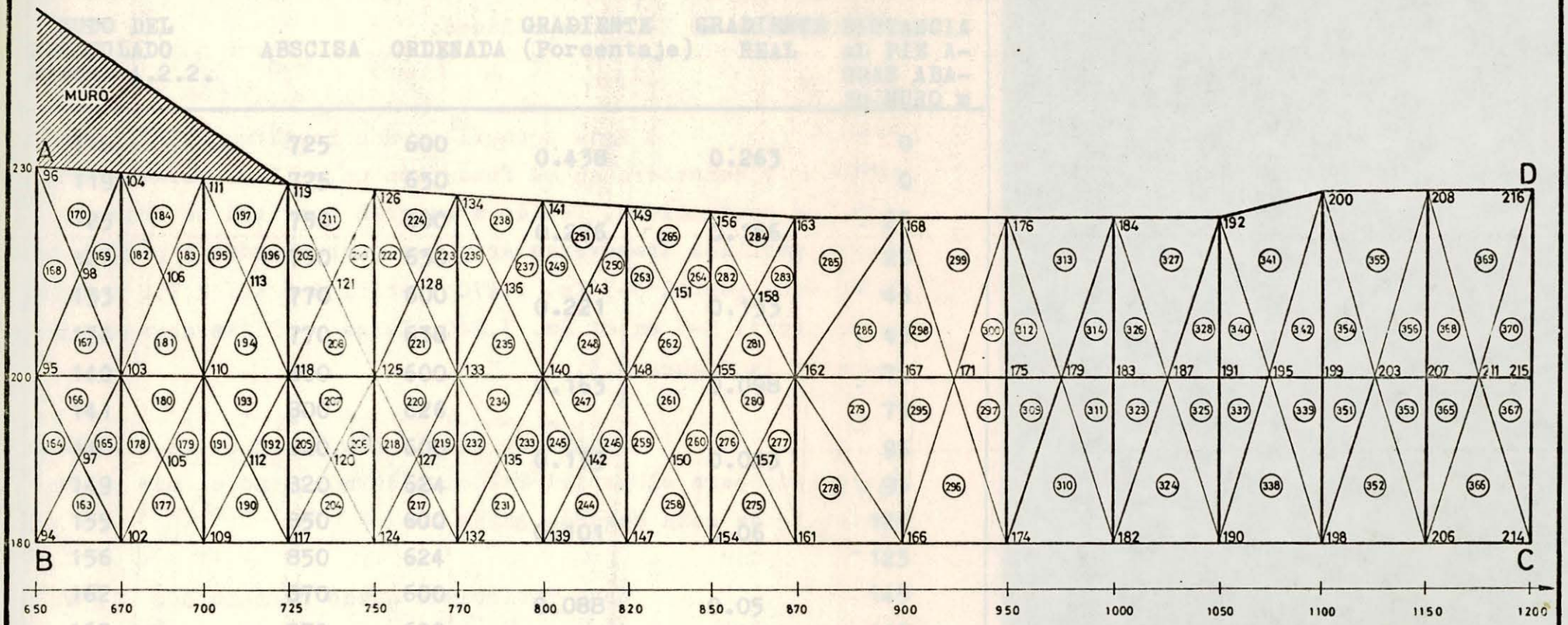


FIGURA 4.2.2.

PERFIL 1-1

DETALLE DEL RETICULADO EN CONDICIONES NATURALES DEL TERRENO



DIB. S. FOUQUET C.

CUADRO 4.2.1.

NUDO DEL RETICULADO FIGURA 4.2.2.	ABSCISA	ORDENADA	GRADIENTE (Porcentaje)	GRADIENTE REAL	DISTANCIA AL PIE AGUAS ABAJO MURO m
118	725	600	0.438	0.263	0
119	725	630			0
125	750	600	0.276	0.166	25
126	750	630			25
133	770	600	0.221	0.133	45
134	770	638			45
140	800	600	0.163	0.098	75
141	800	626			75
148	820	600	0.139	0.083	95
149	820	624			95
155	850	600	0.101	0.06	125
156	850	624			125
162	870	600	0.088	0.05	145
163	870	622			145

De los resultados anteriores se observa que hasta una distancia de 75 m. del pie de aguas abajo del muro se tienen gradientes mayores que el máximo asmisible 0,10. Esta es una conclusión muy importante ya que plantea el problema de protección del muro a los efectos de estos gradientes.

Es así como más adelante se tratará con detalle todo lo relativo a la reducción de estos gradientes.

Debe destacarse que los gradientes son independientes de la permeabilidad.

ZONA II.

Esta zona tiene una longitud aproximada de 4.300 m. y considera en su fundación un relleno permeable de 40 m. de profundidad. Debido a su gran longitud se tomaron cuatro perfiles transversales y que corresponden a perfil 2-2 Km. 0,650; perfil 3-3 Km. 1.470; perfil 4-4 Km. 2.730 y finalmente perfil 5-5 en el Km. 3.840. Estos perfiles aparecen dibujados en la figura 3.3.

Igual que en el caso anterior se dibujó un reticulado para el perfil 2-2 considerado como el más representativo de esta segunda zona.

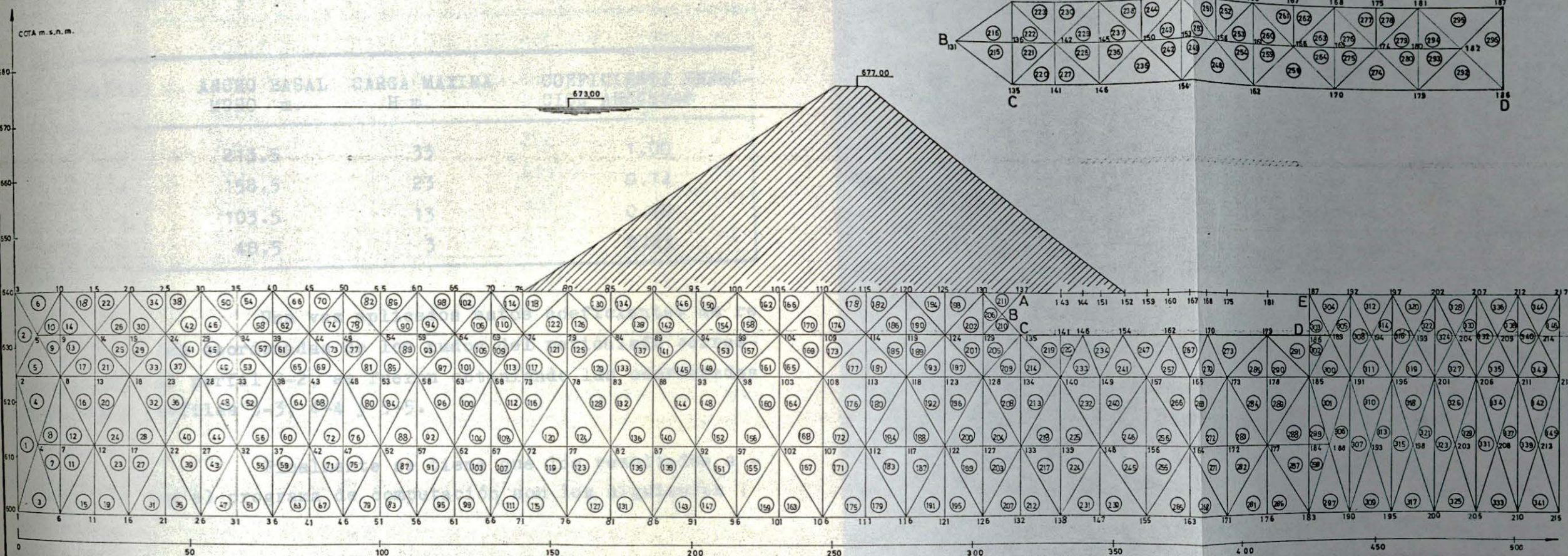
Este reticulado quedó formado por 217 nudos y 346 elementos y aparece en la figura 4.2.3 con su correspondiente detalle.

Atendiendo al hecho de que para los perfiles 3-3, 4-4 y 5-5 las condiciones son muy similares a la del perfil 2-2 a excepción de la carga H y del ancho basal de muro, es que para ellos se ocupó el reticulado correspondiente

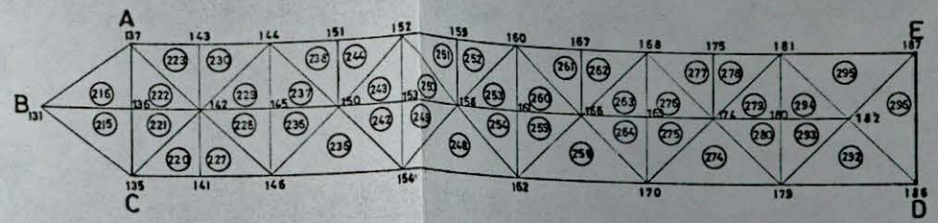
FIGURA 4.2.3

PERFIL 2-2

RETICULADO EN CONDICIONES NATURALES DEL TERRENO



DETALLE A,B,C,D,E.



al perfil 2-2 aplicando solamente un coeficiente de reducción en las abscisas. El coeficiente que se tomó fue la razón entre los anchos basales de muro.

Los valores del coeficiente de reducción son los siguientes :

PERFIL	ANCHO BASAL MURO m.	CARGA MAXIMA H m.	COEFICIENTE REDUCCION ABSCISAS
2 - 2	213.5	33	1.00
3 - 3	158.5	23	0.74
4 - 4	103.5	13	0.48
5 - 5	48.5	3	0.23

Una vez aplicados estos coeficientes de reducción a las coordenadas de los nudos del reticulado correspondiente al perfil 2-2, se fueron obteniendo las coordenadas para los perfiles 3-3, 4-4 y 5-5.

Finalmente se tiene que los resultados arrojados por el programa de computación son los siguientes :

CUADRO 4.2.2.

GRADIENTES AL PIE DEL MURO

TODOS LOS VALORES ESTAN EN FORMA PORCENTUAL

NUDOS DEL RETICULADO FIGURA 4.2.3.	PERFIL 2-2 Km. 0,650	PERFIL 3-3 Km. 1,470	PERFIL 4-4 Km. 2.730	PERFIL 5-5 Km. 3.840
153 - 152	0.953	1.239	1.793	3.375
158 - 159	0.603	0.830	1.324	2.611
161 - 160	0.403	0.593	1.030	2.258
166 - 167	0.303	0.461	0.841	1.985
169 - 168	0.229	0.364	0.702	1.765
174 - 175	0.188	0.303	0.602	1.586
180 - 181	0.118	0.207	0.451	1.307

Los valores de los gradientes que figuran en el cuadro 4.2.2 se deberán multiplicar por H/100 en que los valores de H para los distintos perfiles son los siguientes, considerando que la cota de aguas máximas normales es la 673.00

PERFIL	COTA FONDO EN EL PERFIL	H m.	H/100
2-2	640.0	33	0,33
3-3	650.0	23	0,23
4-4	660.0	13	0,13
5-5	670.0	3	0,03

Los resultados de los cálculos están en el cuadro siguiente :

CUADRO 4.2.3.

GRADIENTES AL PIE DEL MURO

NUDOS DEL RETICULADO FIGURA 4.2.3.	PERFIL 2-2 Km. 0.650	PERFIL 3-3 Km. 1.470	PERFIL 4-4 Km. 2.730	PERFIL 5-5 Km. 3.840
153 - 152	0.314 *	0.285 *	0.233 *	0.101 *
158 - 159	0.199	0.191	0.172	0.078
161 - 160	0.133	0.136	0.134	0.068
166 - 167	0.100	0.104	0.110	0.059
169 - 168	0.076	0.083	0.091	0.053
174 - 175	0.062	0.070	0.078	0.047
180 - 181	0.039	0.038	0.059	0.039

Del cuadro anterior se deduce que en los cuatro perfiles transversales considerados los gradientes al pie del muro son mayores que 0,10. Esto siginfica que va a ser necesario proteger prácticamente todo el muro de los problemas de sifonamiento o piping que provocan estos gradientes tan altos.

4.3. CALCULO DE LAS FILTRACIONES BAJO LA PRESA PARA CONDICIONES NATURALES DEL TERRENO

Para calcular las filtraciones bajo la presa fue necesario trazar la red de flujo correspondiente a cada uno de los perfiles transversales considerados. Esto se logró ya que el programa de computación usado además de entregar los valores de la función potencial en cada nudo de la malla, tabula las coordenadas de los puntos en que la función es constante. En los casos analizados se calcularon por medio del programa las equipotenciales 10%, 20%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70%, 80% y 90%.

Una vez dibujadas estas equipotenciales se trazaron las líneas de flujo cumpliendo la condición de formar cuadrados entre las líneas equipotenciales y de flujo.

Para deducir el caudal de filtración, en los casos en que se formaron cuadrados, se utilizó la red de flujo correspondiente y la fórmula siguiente :

$$Q = \frac{N_t}{N_p} \cdot K \cdot H \quad m^3/s/m \qquad (1)$$ en que :

Q = Caudal de filtración por metro lineal

N_t = N° de tubos de flujo

N_p = N° de caídas de Potencial

K = Permeabilidad del terreno en m/s.

H = Altura de agua en m.

De esta expresión se ve que el caudal de filtración es función de la permeabilidad del terreno K. Para este caso del embalse Pirque se ha estimado un coeficiente $K = 10^{-4}$ m/s que significa suponer un relleno fluvial bastante permeable. La experiencia revela que $K = 10^{-3}$ se obtiene en fluviales limpios.

Según la referencia geológica consultada, la permeabilidad del suelo de fundación puede estimarse del orden de 10^{-4} a 10^{-5} m/seg. pero en ningún caso mayor que estos valores.

ZONA I.

Con los valores entregados por el computador se dibujó la red de flujo correspondiente al perfil 1-1 Figura 4.3.1.

De esta figura se tiene :

$N_t = 5$
$N_p = 10$
$H = 50$ m.

Luego reemplazando valores en la expresión (1) se tiene :

$$Q = \frac{5}{10} \cdot 10^{-4} \cdot 50 = 2{,}5 \times 10^{-3} \ m^3/s/m.l.$$

Considerando una longitud de 300 m. aproximadamente el caudal total de filtración en la Zona I sería de

0.750 $m^3/seg.$

ZONA II.

En esta zona, como se tienen cuatro perfiles, se repitió la operación anterior para cada uno de ellos.

- Perfil 2-2. La red de flujo correspondiente a este perfil es la que aparece en la figura 4.3.2. Los valores resultantes son los siguientes :

  $N_t = 2$

  $N_p = 10$

  $H = 33$ m.

  Por lo tanto :

  $$Q = \frac{2}{10} \cdot 10^{-4} \cdot 33 = 6,6 \times 10^{-4} \quad m^3/s/m.l.$$

  Considerando un largo de influencia de 860 m. se tiene:

  $Q = 0,568\ m^3/s.$

- Perfil 3-3. La red de flujo correspondiente a este perfil es la que aparece en la figura 4.3.3. Los valores resultantes son los siguientes :

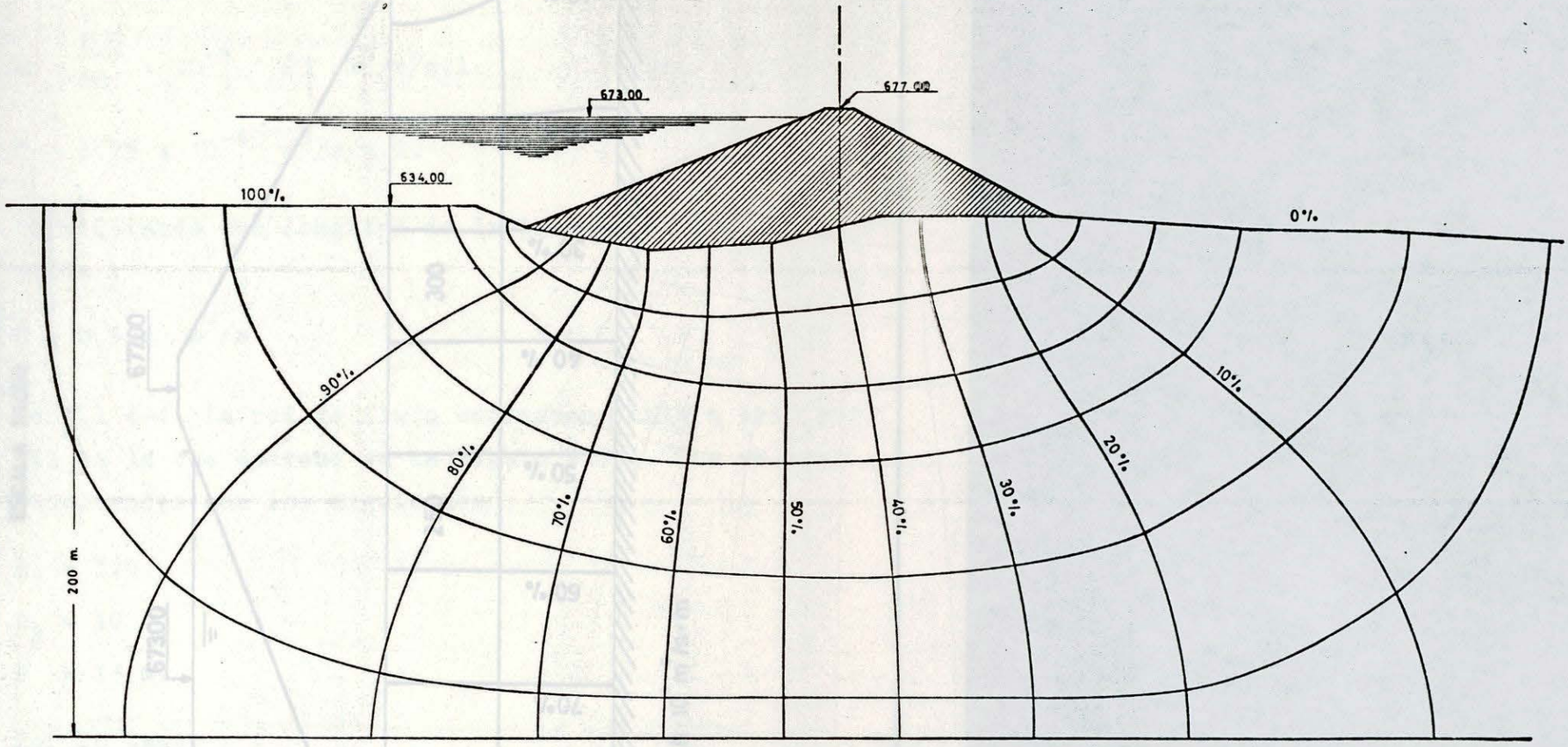
  $N_t = 2,5$

FIGURA 4.3.1.

PERFIL 1-1

RED DE FLUJO SIN GALERIA

ESCALA 1: 2.000



$$Q = K \cdot H \cdot \frac{Nt}{Np} = 10^{-4} \cdot 50 \cdot \frac{5}{10} = 2.5 \cdot 10^{-3} \cdot m^3/s \cdot m.$$

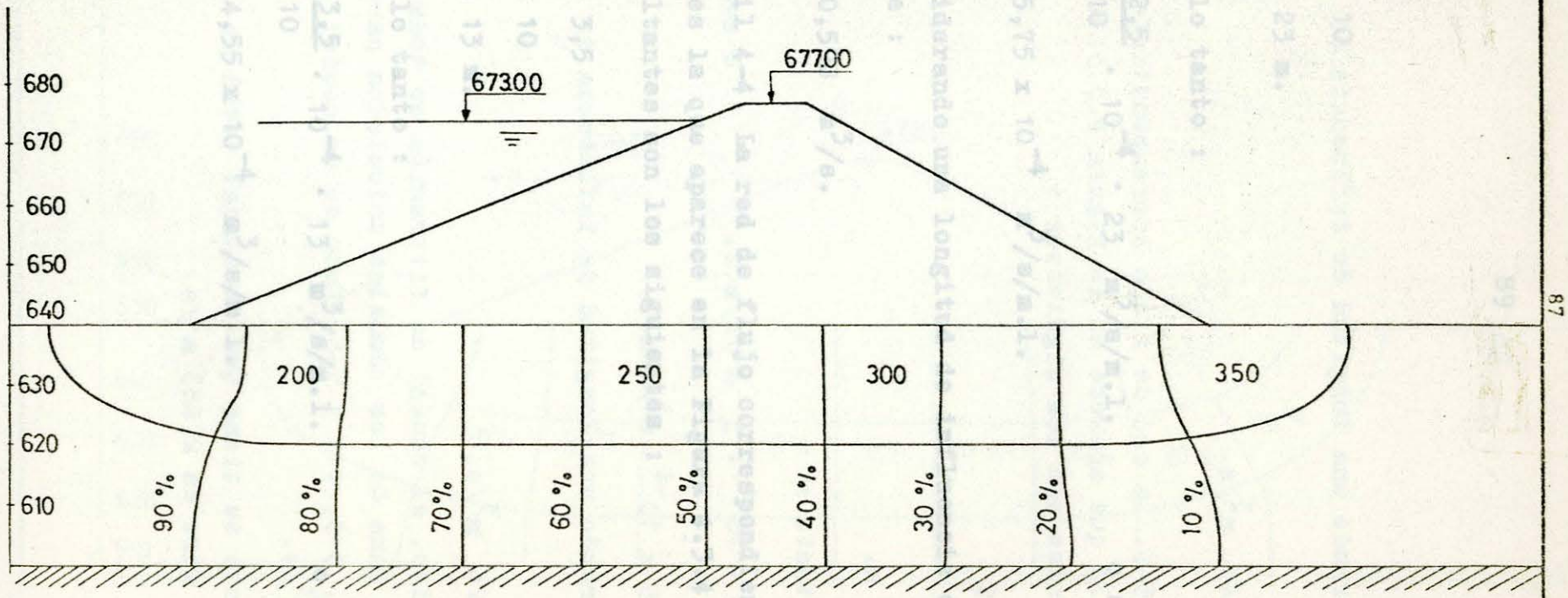
DIB. S. FOUQUET C.

FIGURA 4.3.2.

PERFIL 2-2

RED DE FLUJO SIN GALERIA

ESCALA 1:1.000



$$Q = K \cdot H \cdot \frac{Nt}{Np} = 10^{-4} \cdot 33 \cdot \frac{2}{10} = 6{,}6 \cdot 10^{-4}\ m^3/s \cdot m$$

Dib. M. Angélica Ortega T.

$N_p = 10$

$H = 23$ m.

Por lo tanto :

$Q = \frac{2,5}{10} \cdot 10^{-4} \cdot 23 \ m^3/s/m.l.$ o sea :

$Q = 5,75 \times 10^{-4} \ m^3/s/m.l.$

Considerando una longitud de influencia de 1040 m. se tiene :

$Q = 0,598 \ m^3/s.$

- Perfil 4-4. La red de flujo correspondiente a este perfil es la que aparece en la Figura 4.3.4. Los valores resultantes son los siguientes :

$N_t = 3,5$

$N_p = 10$

$H = 13$ m.

Por lo tanto :

$Q = \frac{3,5}{10} \cdot 10^{-4} \cdot 13 \ m^3/s/m.l.$ o sea :

$Q = 4,55 \times 10^{-4} \ m^3/s/m.l.$

Considerando una longitud de influencia de 1190 m. se tiene :

$Q = 0,541 \ m^3/s.$

- Perfil 5-5. La red de flujo correspondiente a este perfil es la que aparece en la figura 4.3.5. Los valores resultantes son los siguientes :

$N_t = 5,5$

$N_p = 10$

$H = 3 \ m.$

Por lo tanto :

$Q = \frac{5,5}{10} \cdot 10^{-4} \cdot 3 \ m^3/s/m.l.$ o sea :

$Q = 1,65 \times 10^{-4} \ m^3/s/m.l.$

Considerando una longitud de influencia de 1370 m. se tiene :

$Q = 0,226 \ m^3/s.$

Ahora bien, el caudal de filtración en toda la Zona II será la suma de los caudales calculados para los perfiles 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5. Esto da un caudal total de $1,933 \ m^3/s$.

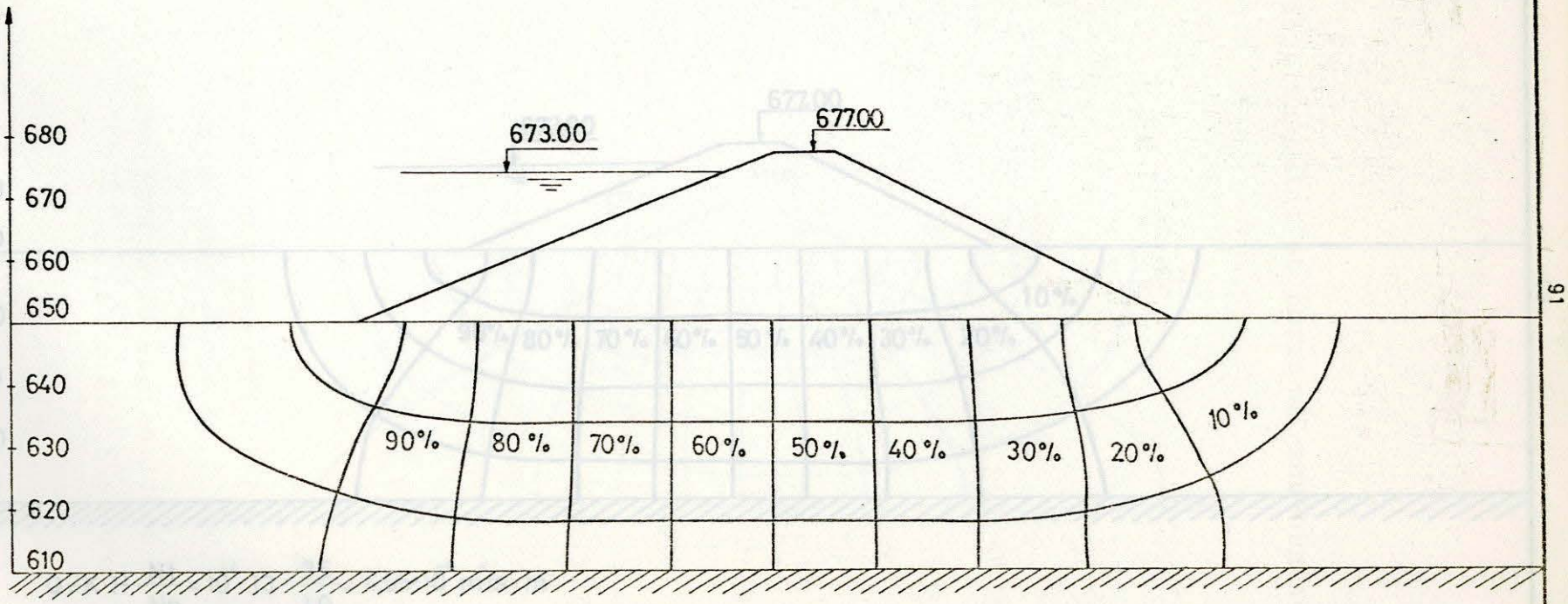
Finalmente se tiene que el caudal total de filtración bajo el muro es $2,683 \ m^3/s$.

FIGURA 4.3.3

PERFIL 3-3

RED DE FLUJO SIN GALERIA

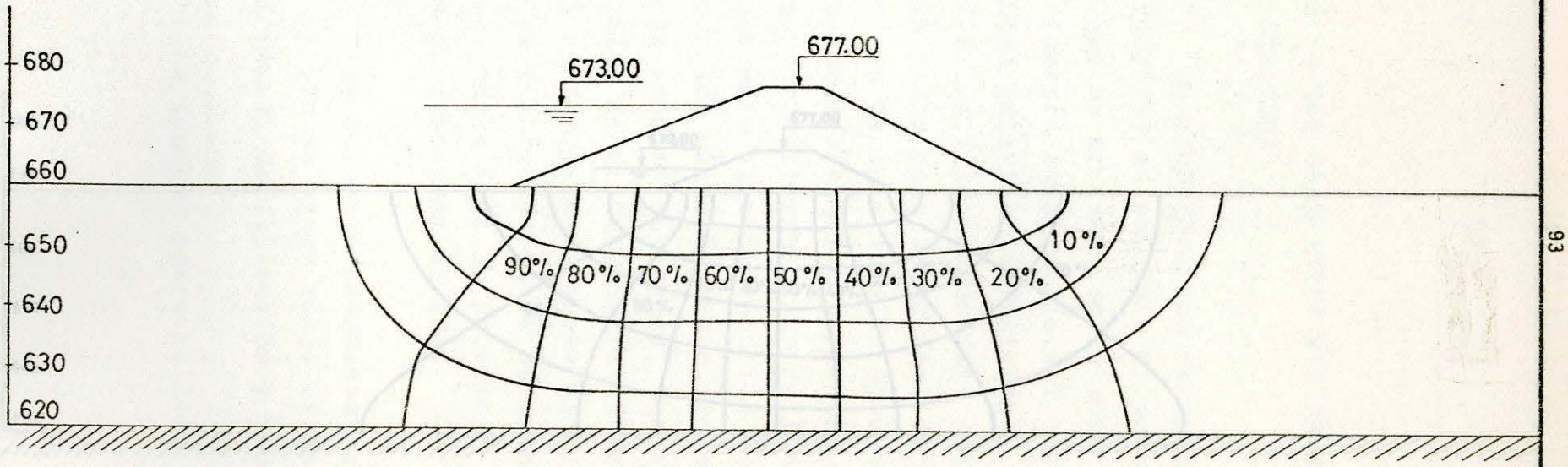
ESCALA 1:1.000



$$Q = K \cdot H \cdot \frac{Nt}{Np} = 10^{-4} \cdot 23 \cdot \frac{2,5}{10} = 5,75 \cdot 10^{-4} \ m^3/s \cdot m$$

DIB. M. A. ORTEGA T.

FIGURA 4.3.4.
PERFIL 4-4
RED DE FLUJO SIN GALERIA
ESCALA 1:1.000



$$Q = K \cdot H \cdot \frac{Nt}{Np} = 10^{-4} \cdot 13 \cdot \frac{3,5}{10} = 4,55 \cdot 10^{-4}\ m^3/s \cdot m$$

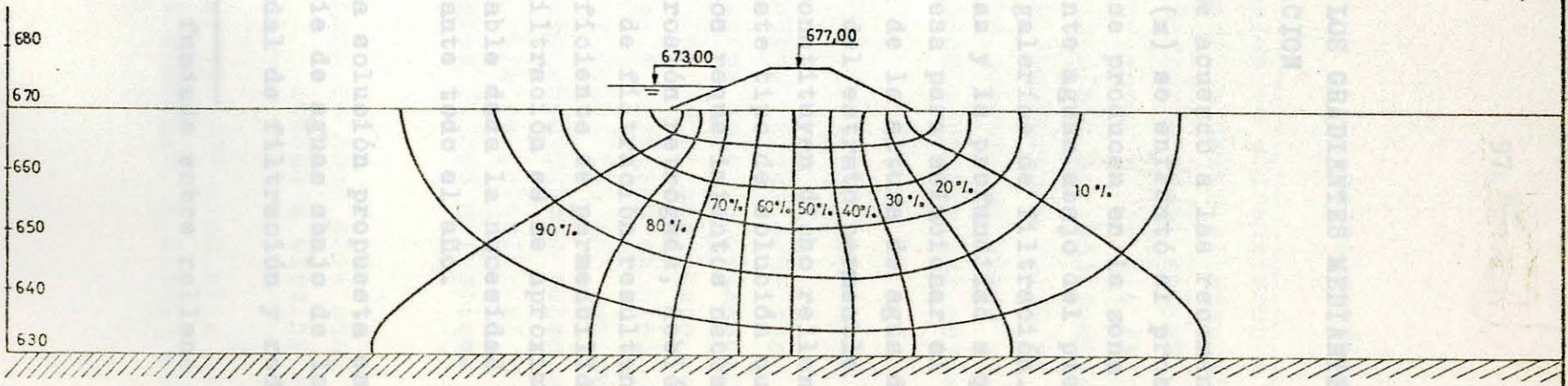
DIB. M. A. ORTEGA T.

FIGURA 4.3.5.

PERFIL 5-5

RED DE FLUJO SIN GALERIA

ESCALA 1:1000



$$Q = K \cdot H \cdot \frac{Nt}{Np} = 10^{-4} \cdot 3 \cdot \frac{5,5}{10} = 1,65 \cdot 10^{-4} \ m^3/s. \cdot m.$$

DIB. M. A. ORTEGA T.

4.4. REDUCCION DE LOS GRADIENTES MEDIANTE EL SISTEMA DE GALERIA DE FILTRACION

De acuerdo a las recomendaciones dadas en un estudio anterior (*) se enfrentó el problema de los gradientes máximos que se producen en la zona de afloramientos situadas inmediatamente aguas abajo del pie del muro estudiando las llamadas galerías de filtración. Según dicho estudio el tamaño de ellas y la profundidad a que deben ubicarse, bajo el pie de la presa para solucionar el problema de los gradientes, dependen de la altura de agua del embalse, longitud de muro, espesor del estrato permeable y la naturaleza de los materiales que constituyen dicho relleno. En otras palabras, el diseño de este tipo de solución queda condicionado exclusivamente por los requerimientos necesarios para evitar los peligros de la erosión retrógada, debiéndose verificar los caudales totales de filtración resultantes. En este caso, al considerar un coeficiente de permeabilidad $K = 10^{-4}$ m^3/s, el caudal total de filtración es de aproximadamente 3,0 m^3/s, valor bastante aceptable dada la necesidad de entregar agua desde el embalse durante todo el año.

La solución propuesta en base a una galería, ubicada en el pie de aguas abajo de la presa, permite captar parte del caudal de filtración y reducir los gradien -

---

(*) Presa de Embalse fundada sobre relleno permeable. DGA-IPLA Marzo 1974.

tes en la zona de afloramientos.

A continuación se estudian posibles alternativas de ubicación para la galería, tanto para la Zona I como para la Zona II. En los casos estudiados se fue variando la profundidad bajo el pie de la presa, con el objeto de determinar cual es la posición que realmente reduce los gradientes hasta el valor de 0,10, considerado en este trabajo como límite máximo. En los casos analizados se consideró siempre un terreno de fundación isotrópico y homogéneo.

4.4.1. **Zona I.**

Para estudiar la ubicación de la galería en esta zona, fue necesario dibujar un nuevo reticulado. Para efectos prácticos se ocupó una parte del reticulado anterior (Fig. 4.2.1) ya que sólo se modificó a partir del nudo 110, resultando una nueva red con 235 nudos y 400 elementos (Fig. 4.4.1.1.). Para una mejor comprensión del reticulado en la zona correspondiente a la galería, se dibujó la Fig. 4.4.1.2 donde se tiene una ampliación con el detalle de los nudos y los elementos.

Para esta zona se analizaron dos posibles ubicaciones para la galería a saber.

4.4.1.1. Eje Galería a la Cota 600. Es decir 13 m. bajo la cota del fondo del río Clarillo. Figura 4.4.1.3.

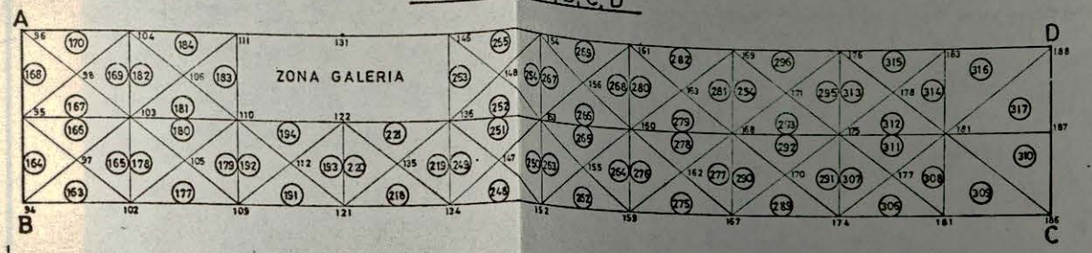
FIGURA 4.4.1.1.

PERFIL 1-1

RETICULADO CON GALERIA

ESCALA 1:2,500

DETALLE A,B,C,D



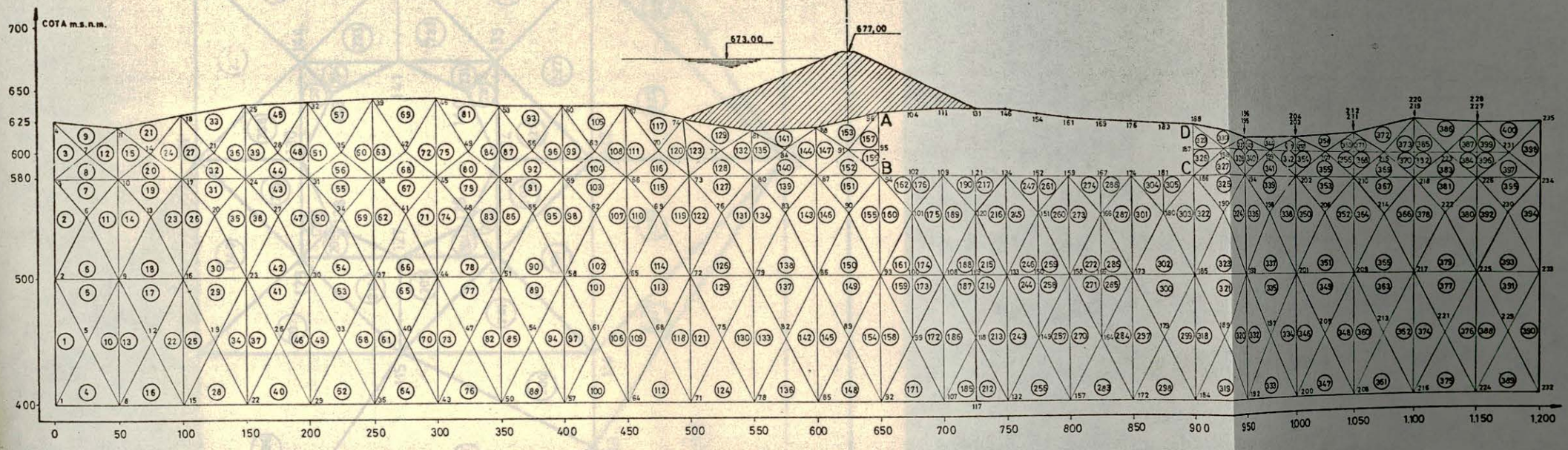
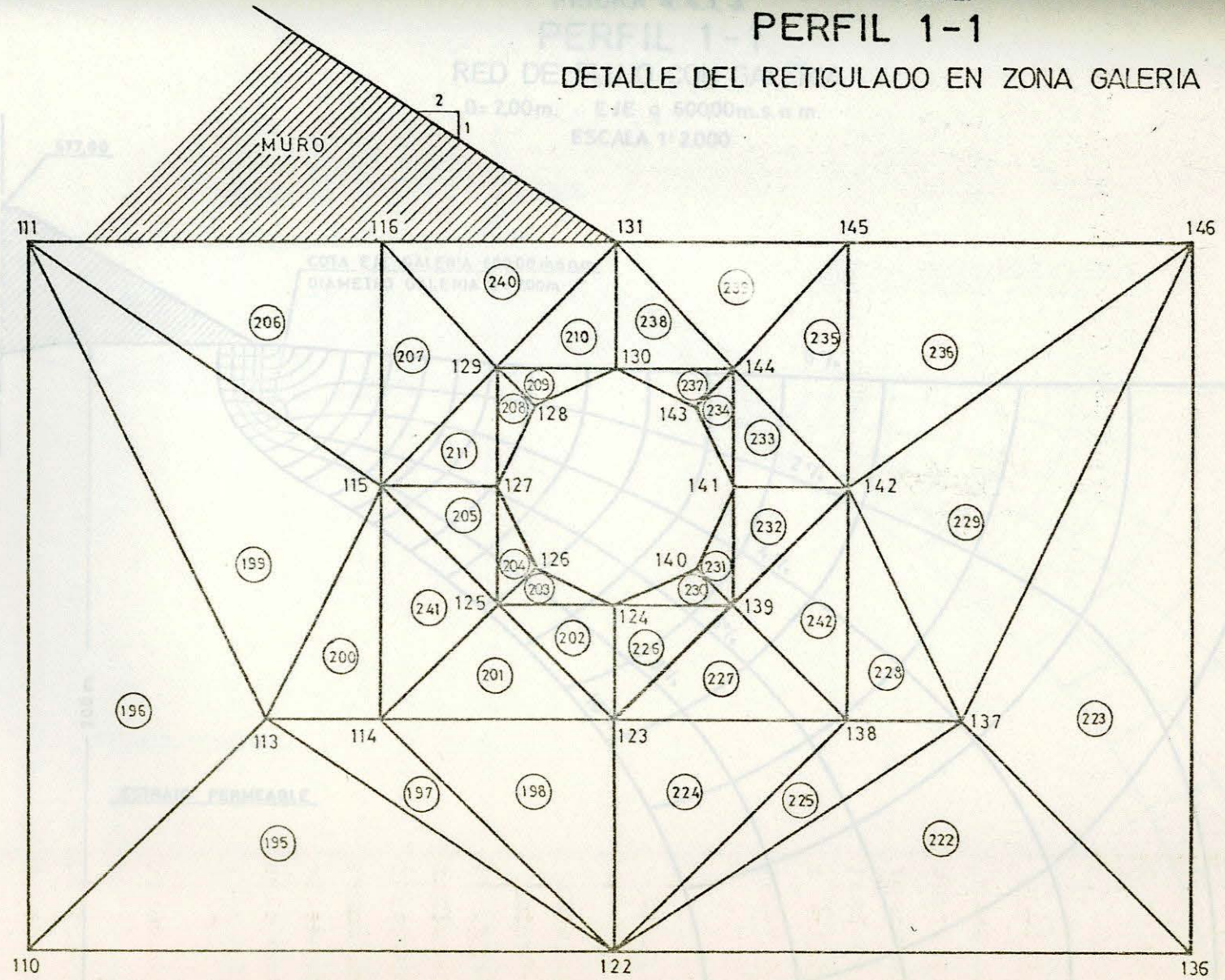


FIGURA 4.4.1.2.

PERFIL 1-1

DETALLE DEL RETICULADO EN ZONA GALERIA



DIB. S. FOUQUET C.

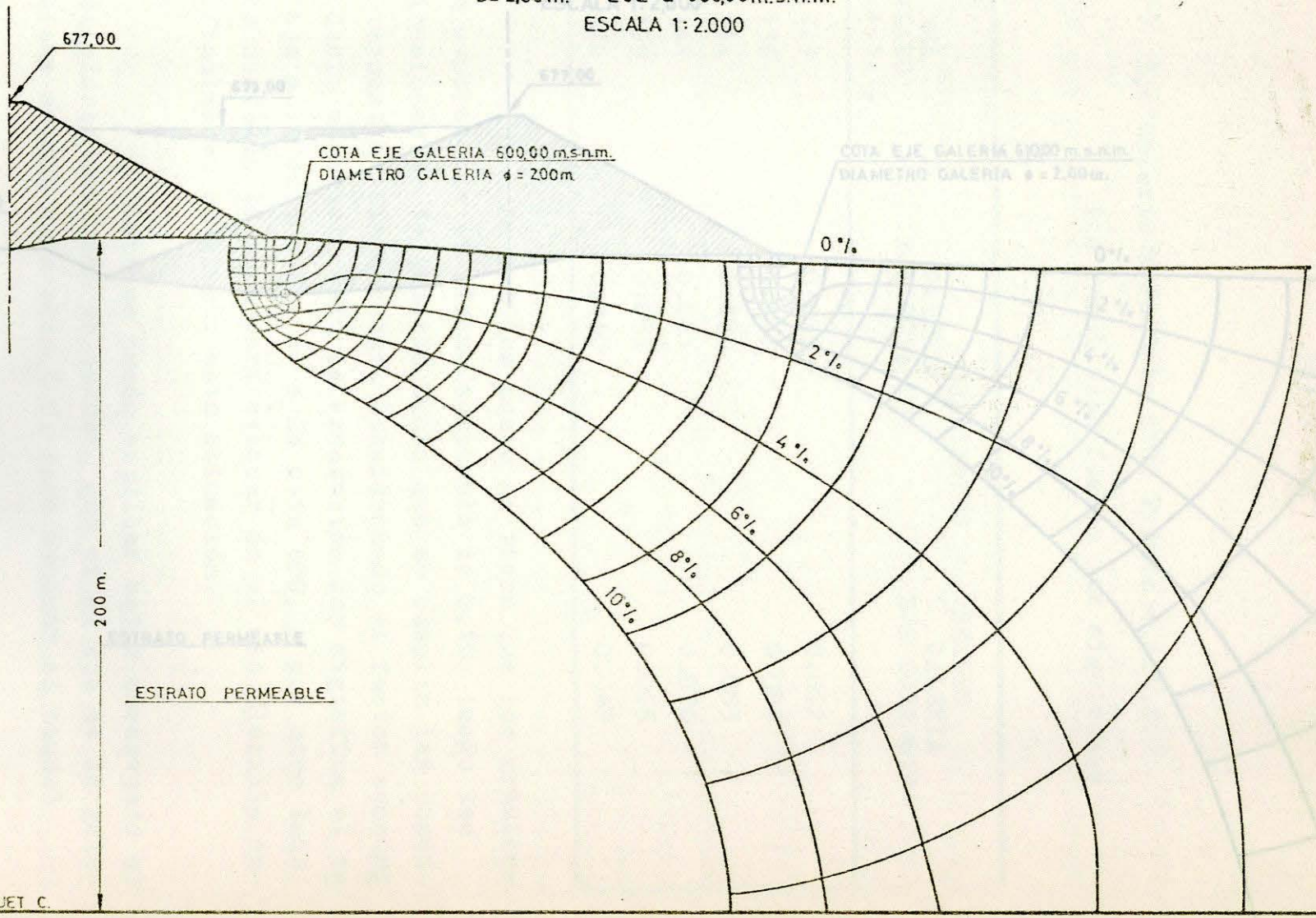
FIGURA 4.4.1.3.

PERFIL 1-1

RED DE FLUJO CON GALERIA

D= 2,00 m. EJE a 600,00 m.s.n.m.

ESCALA 1: 2.000



DIB. S. FOUQUET C.

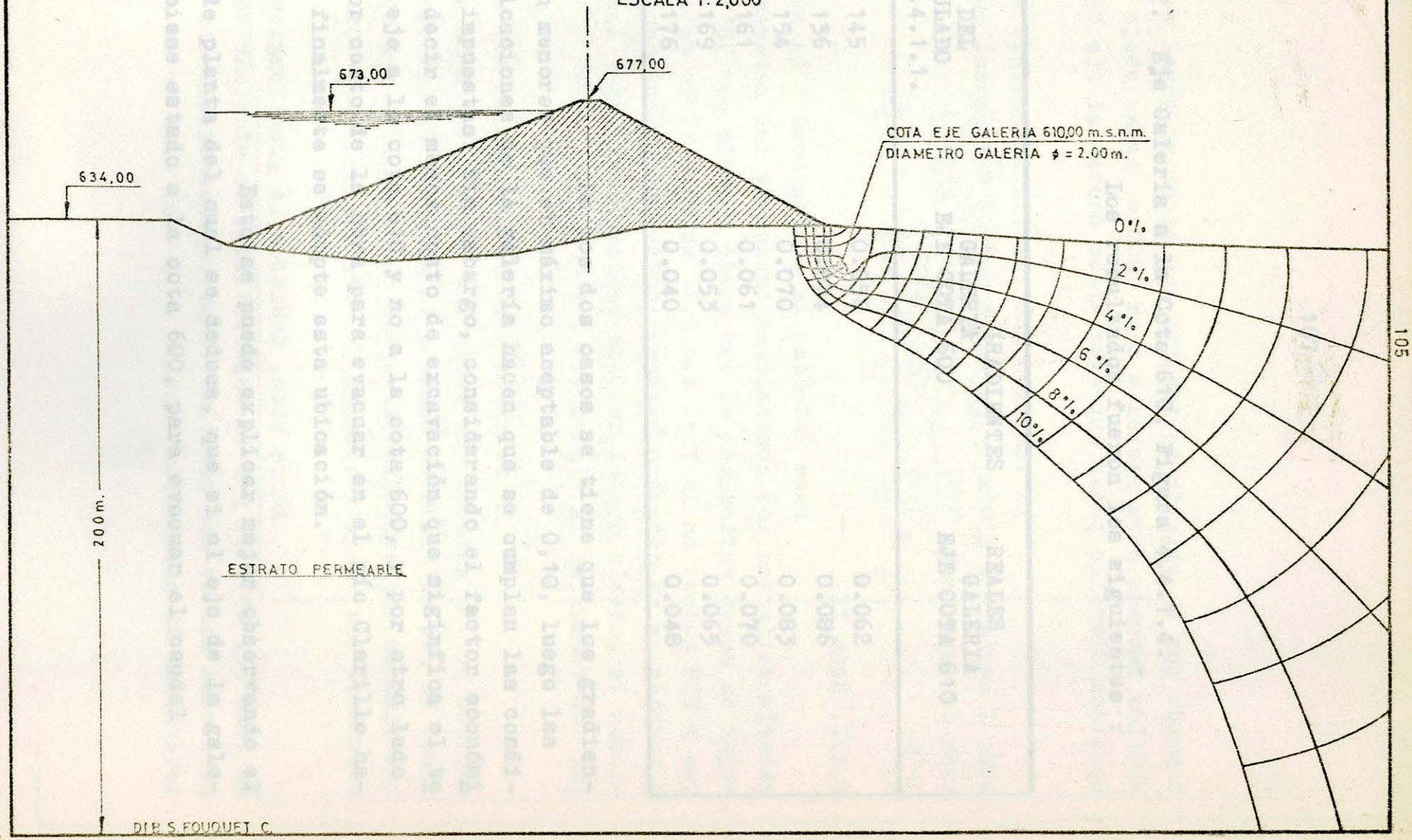
FIGURA 4.4.1.4.

PERFIL 1-1

RED DE FLUJO CON GALERIA

D = 2,00 m. EJE a 610,00 m.s.n.m.

ESCALA 1:2,000



4.4.1.2. Eje Galería a la Cota 610. Figura 4.4.1.4.

Los resultados fueron los siguientes :

NUDOS DEL RETICULADO FIG.4.4.1.1.	GRADIENTES REALES GALERIA EJE COTA 600	GALERIA EJE COTA 610
142 - 145	0.056	0.062
146 - 136	0.074	0.086
153 - 154	0.070	0.083
160 - 161	0.061	0.070
168 - 169	0.053	0.065
175 - 176	0.040	0.048

En los dos casos se tiene que los gradientes son menores que el máximo aceptable de 0,10, luego las dos ubicaciones de la galería hacen que se cumplan las condiciones impuestas. Sin embargo, considerando el factor económico, es decir el menor costo de excavación que siginfica el tener el eje a la cota 610 y no a la cota 600, y por otro lado el menor costo de la obra para evacuar en el río Clarillo hace que finalmente se adopte esta ubicación.

Esto se puede explicar mejor observando el plano de planta del cual se deduce, que si el eje de la galería hubiese estado a la cota 600, para evacuar el caudal

drenado por la galería se tendría que hacer un túnel en el Cerro Los Ratones para recién a unos 1000 m. aguas abajo de la bocatoma Clarillo poder entregar dicho caudal al río Maipo.

La longitud que tendría la galería en la Zona I sería L = 230 m. y captaría un 14% del caudal de filtración de esta Zona.

4.4.2. **Zona II.**

Para estudiar la profundidad a la cual la galería satisface las condiciones impuestas fue necesario dibujar un nuevo reticulado el que quedó formado por 385 elementos y 239 nudos. En la Fig. 4.4.2.1. aparece dicho reticulado y también se ha dibujado una ampliación de la zona donde va ubicada la galería con el detalle de los elementos y los nudos que los forman en la figura 4.4.2.2.

En relación a la determinación del caudal captado por la galería, en todos los casos estudiados sólo se trazó la red de flujo en torno a la galería. Es así como en las figuras correspondientes a los casos A, B, C y D aparecen solamente las equipotenciales 0%, 2%, 4%, 6%, 8% y 10%.

Ahora bien, debido a la gran longitud de la Zona II, 4310 m, y a la imposibilidad de efectuar tanteos para cada uno de los perfiles transversales estudiados para determinar la profundidad óptima a la cual debe ir la galería,

FIGURA 4.4.2.1

PERFIL 2-2

RETICULADO CON GALERIA

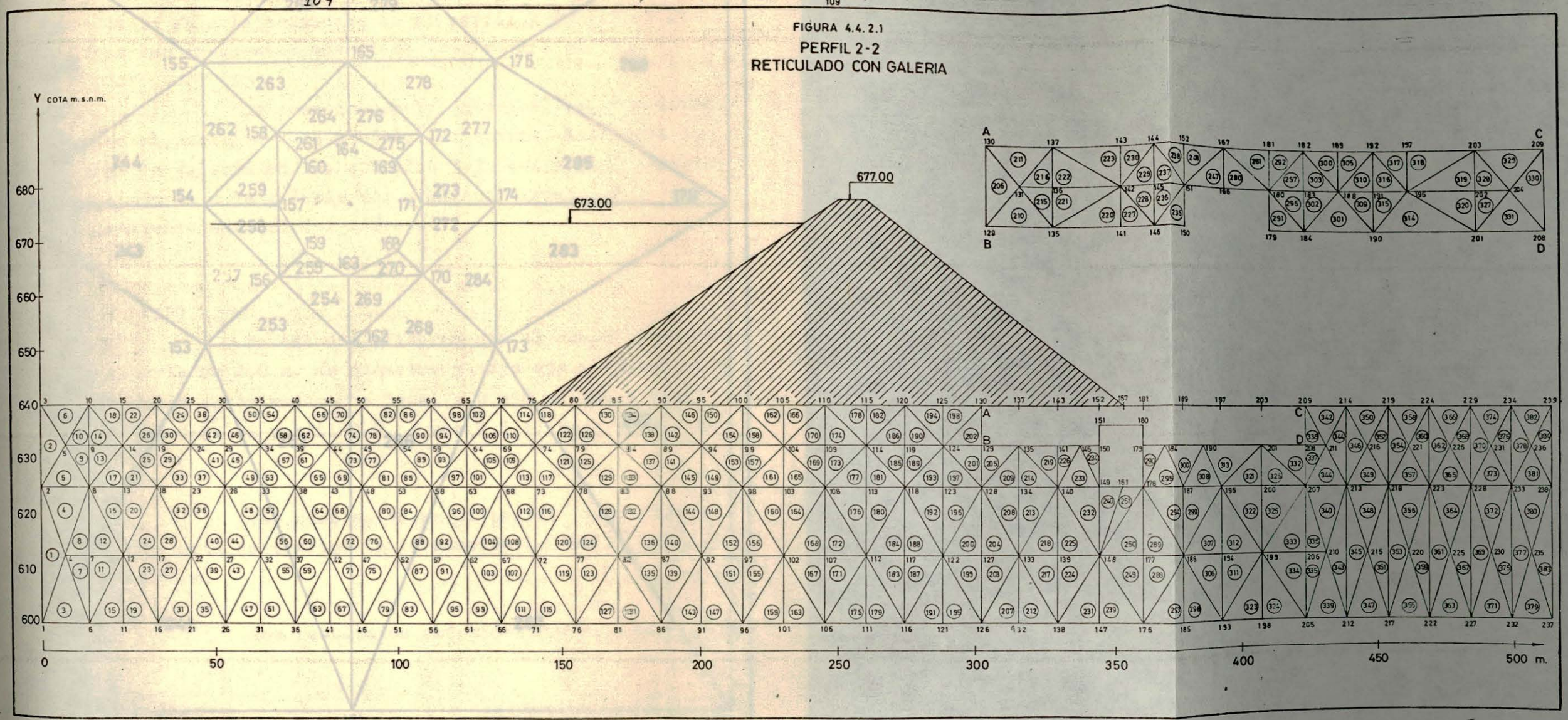
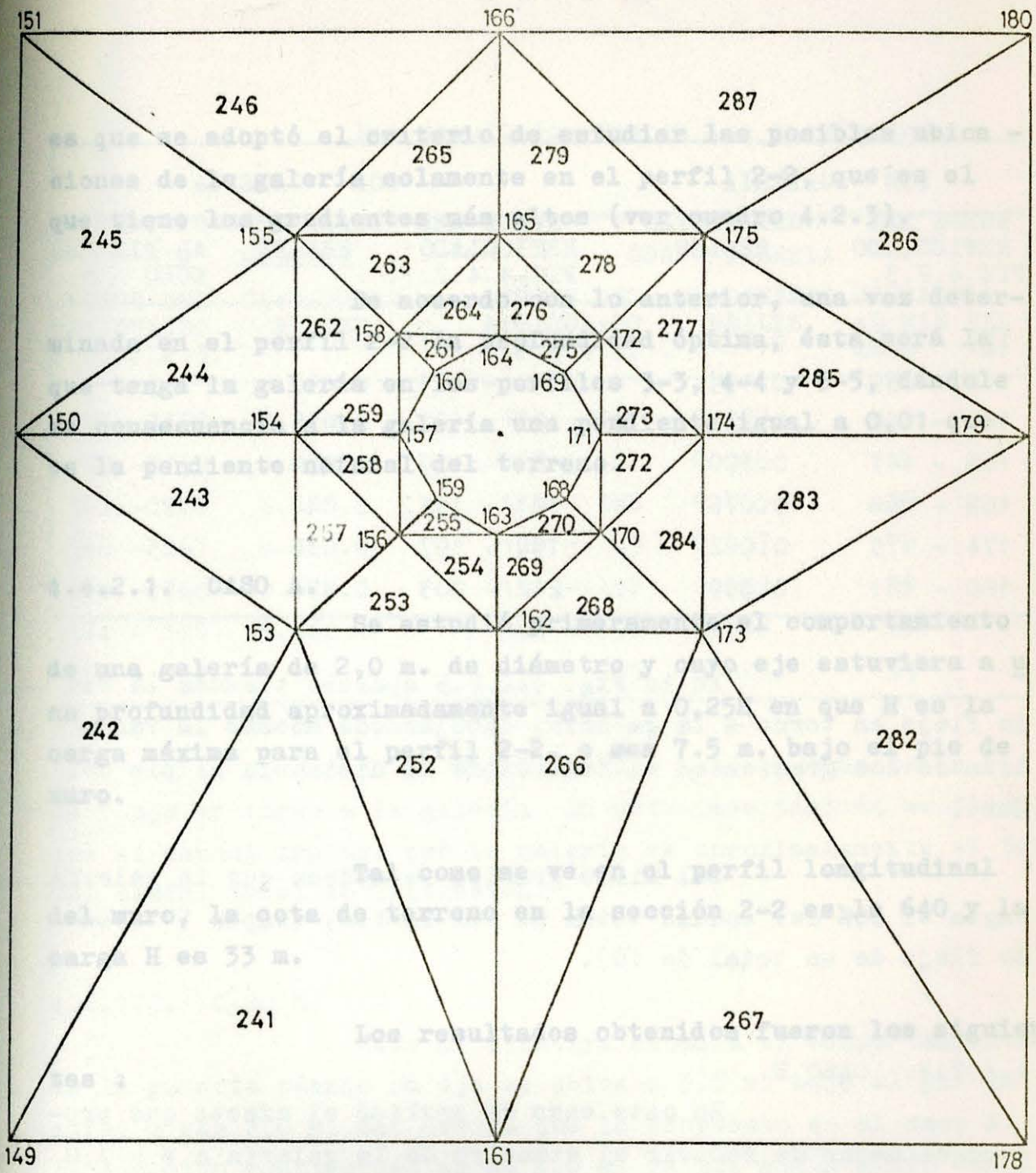


FIGURA 4.4.2.2.

PERFIL 2-2

DETALLE DEL RETICULADO EN ZONA GALERIA



DIB. S. FOUQUET C.

es que se adoptó el criterio de estudiar las posibles ubica - ciones de la galería solamente en el perfil 2-2, que es el que tiene los gradientes más altos (ver cuadro 4.2.3).

De acuerdo con lo anterior, una vez determinada en el perfil 2-2 la profundidad óptima, ésta será la que tenga la galería en los perfiles 3-3, 4-4 y 5-5, dándole en consecuencia a la galería una pendiente igual a 0,01 que es la pendiente natural del terreno.

4.4.2.1. CASO A.

Se estudió primeramente el comportamiento de una galería de 2,0 m. de diámetro y cuyo eje estuviera a una profundidad aproximadamente igual a 0,25H en que H es la carga máxima para el perfil 2-2, o sea 7.5 m. bajo el pie de muro.

Tal como se ve en el perfil longitudinal del muro, la cota de terreno en la sección 2-2 es la 640 y la carga H es 33 m.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes :

SIN GALERIA		CON GALERIA		
NUDOS DEL RETICULADO FIG.4.2.3.	GRADIENTES REALES	NUDOS DEL RETICULADO FIG.4.4.2.1.	GRADIENTES REALES	DISTANCIA AL PIE DEL MURO m.
153 - 152	0.314	166 - 167	0.078	0
158 - 159	0.199	180 - 181	0.051	5
161 - 160	0.133	183 - 182	0.055	10
166 - 167	0.100	188 - 189	0.050	15
169 - 168	0.076	191 - 192	0.044	20
174 - 175	0.062	196 - 197	0.038	25
180 - 181	0.039	202 - 203	0.026	35

En la Fig. 4.4.2.3 aparece trazada la red de flujo en torno a la galería, dibujándose además la variación de los gradientes en función de la distancia al pie del muro.

Del mismo gráfico se deduce que la galería capta el 30% del caudal total de filtración, (capta 3 tubos de flujo de un total de 10).

4.4.2.2. CASO B.

En este caso se analizó el efecto que produce el hecho de reducir el diámetro de la galería a ϕ = 1,0 m., manteniendo el eje a la misma profundidad anterior (7.5 m).

Los resultados fueron los siguientes :

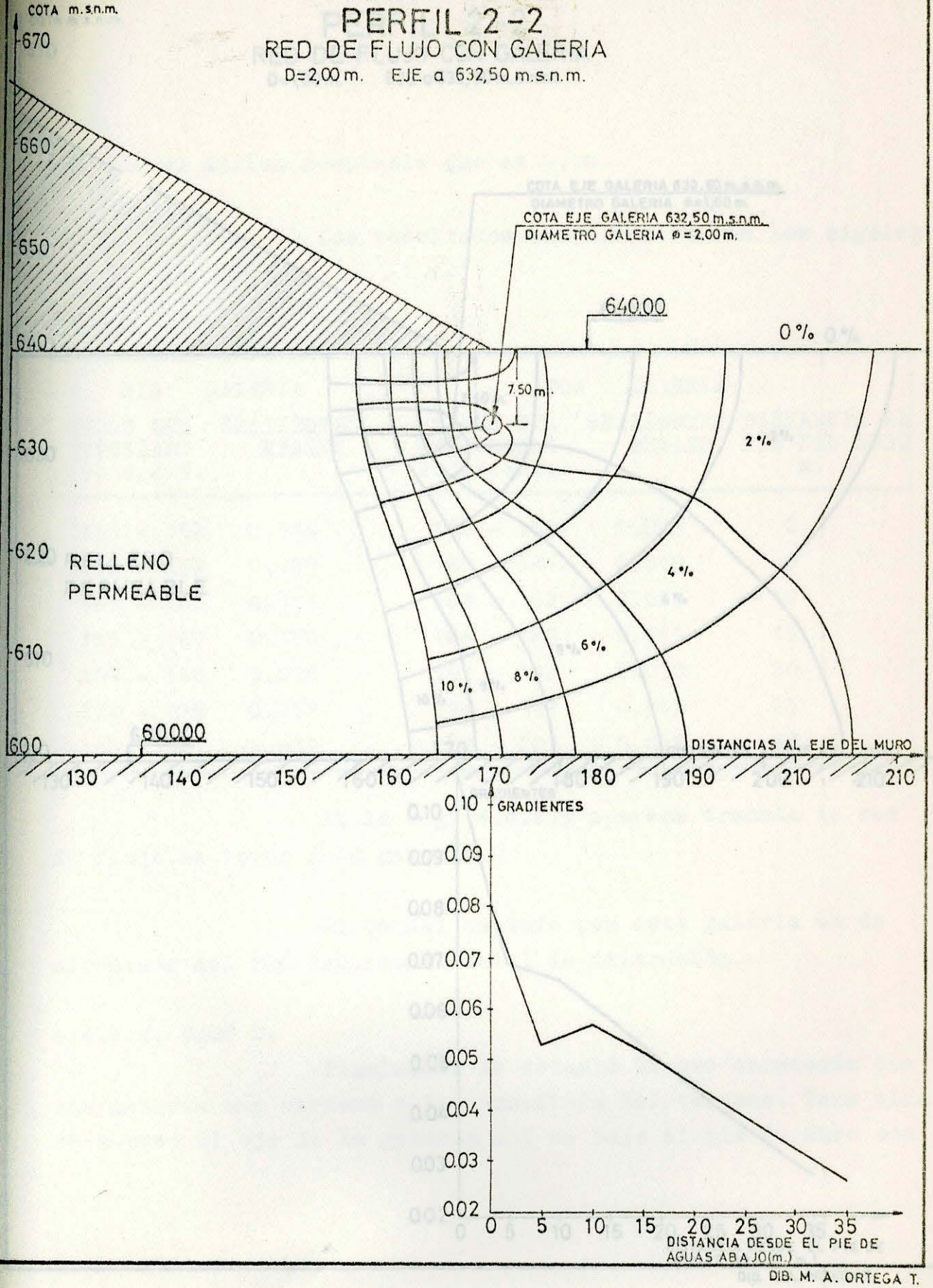
SIN GALERIA		CON GALERIA		
NUDOS DEL RETICULADO FIG. 4.2.3.	GRADIENTES REALES	NUDOS DEL RETICULADO FIG.4.4.2.1.	GRADIENTES REALES	DISTANCIA AL PIE DEL MURO m.
153 - 152	0.314	166 - 167	0.107	0
158 - 159	0.199	180 - 181	0.068	5
161 - 160	0.133	183 - 182	0.065	10
166 - 167	0.100	188 - 189	0.057	15
169 - 168	0.076	191 - 192	0.049	20
174 - 175	0.062	196 - 197	0.048	25
180 - 181	0.039	202 - 203	0.027	35

En la Fig. 4.4.2.4. aparece trazada la red de flujo en torno a la galería. En este caso también se tiene que el caudal captado por la galería es aproximadamente el 30% del caudal total de filtración.

4.4.2.3. CASO C.

Esta alternativa estudia el comportamiento de la galería cuando su eje se ubica a 5.5 m. bajo el pie de muro, o sea 2,0 m. más arriba que lo propuesto en el caso A. El diámetro considerado es de 2,0 m. ya que según quedó demostrado en el caso B con ϕ = 1,0 m. se producen gradientes mayo

FIGURA 4.4.2.3.
PERFIL 2-2
RED DE FLUJO CON GALERIA
D=2,00 m. EJE a 632,50 m.s.n.m.



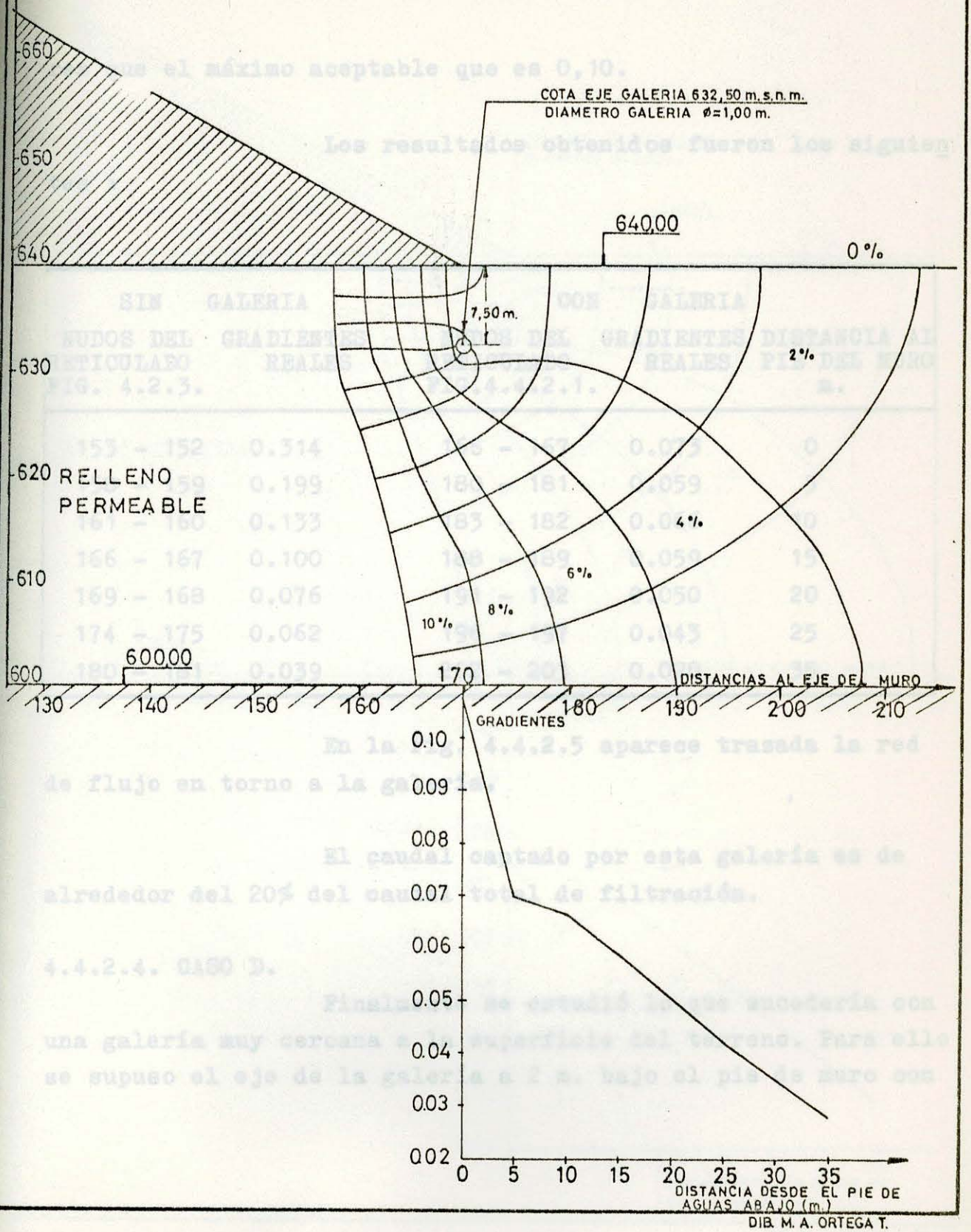
DIB. M. A. ORTEGA T.

FIGURA 4.4.2.4.

PERFIL 2-2

RED DE FLUJO CON GALERIA

D=1,00 m. EJE a 632,50 m.s.n.m.



DIB. M. A. ORTEGA T.

res que el máximo aceptable que es 0,10.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes :

SIN GALERIA		CON GALERIA		
NUDOS DEL RETICULADO FIG. 4.2.3.	GRADIENTES REALES	NUDOS DEL RETICULADO FIG.4.4.2.1.	GRADIENTES REALES	DISTANCIA AL PIE DEL MURO m.
153 - 152	0.314	166 - 167	0.073	0
158 - 159	0.199	180 - 181	0.059	5
161 - 160	0.133	183 - 182	0.066	10
166 - 167	0.100	188 - 189	0.059	15
169 - 168	0.076	191 - 192	0.050	20
174 - 175	0.062	196 - 197	0.043	25
180 - 181	0.039	202 - 203	0.028	35

En la Fig. 4.4.2.5 aparece trazada la red de flujo en torno a la galería.

El caudal captado por esta galería es de alrededor del 20% del caudal total de filtración.

4.4.2.4. CASO D.

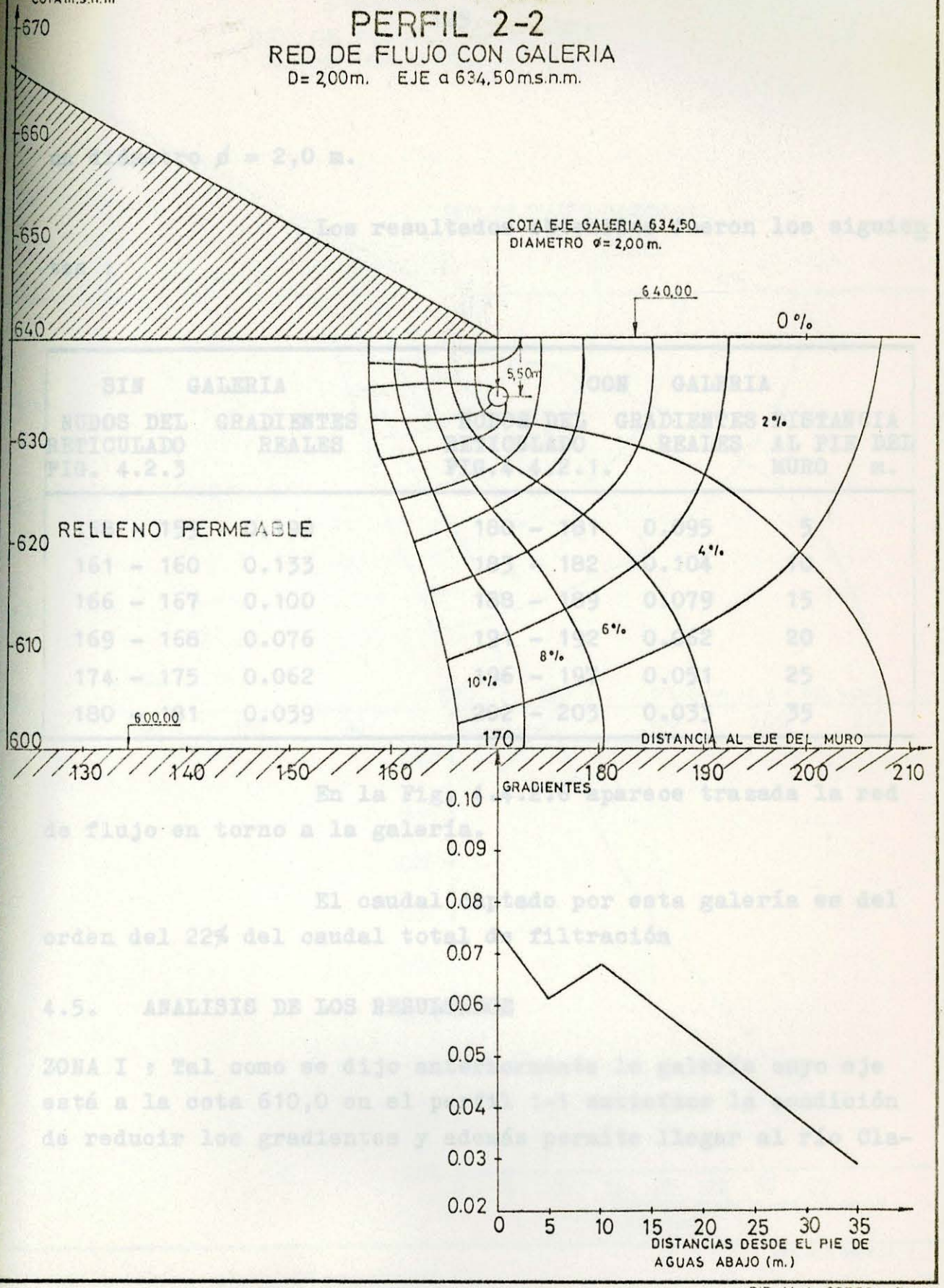
Finalmente se estudió lo que sucedería con una galería muy cercana a la superficie del terreno. Para ello se supuso el eje de la galería a 2 m. bajo el pie de muro con

FIGURA 4.4.2.5.

PERFIL 2-2

RED DE FLUJO CON GALERIA

D= 2,00m. EJE a 634,50 m.s.n.m.



DIB. M. A. ORTEGA T.

un diámetro ϕ = 2,0 m.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes :

SIN GALERIA		CON GALERIA		
NUDOS DEL RETICULADO FIG. 4.2.3	GRADIENTES REALES	NUDOS DEL RETICULADO FIG.4.4.2.1.	GRADIENTES REALES	DISTANCIA AL PIE DEL MURO m.
158 - 159	0.199	180 - 181	0.095	5
161 - 160	0.133	183 - 182	0.104	10
166 - 167	0.100	188 - 189	0.079	15
169 - 168	0.076	191 - 192	0.062	20
174 - 175	0.062	196 - 197	0.051	25
180 - 181	0.039	202 - 203	0.033	35

En la Fig. 4.4.2.6 aparece trazada la red de flujo en torno a la galería.

El caudal captado por esta galería es del orden del 22% del caudal total de filtración

4.5. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

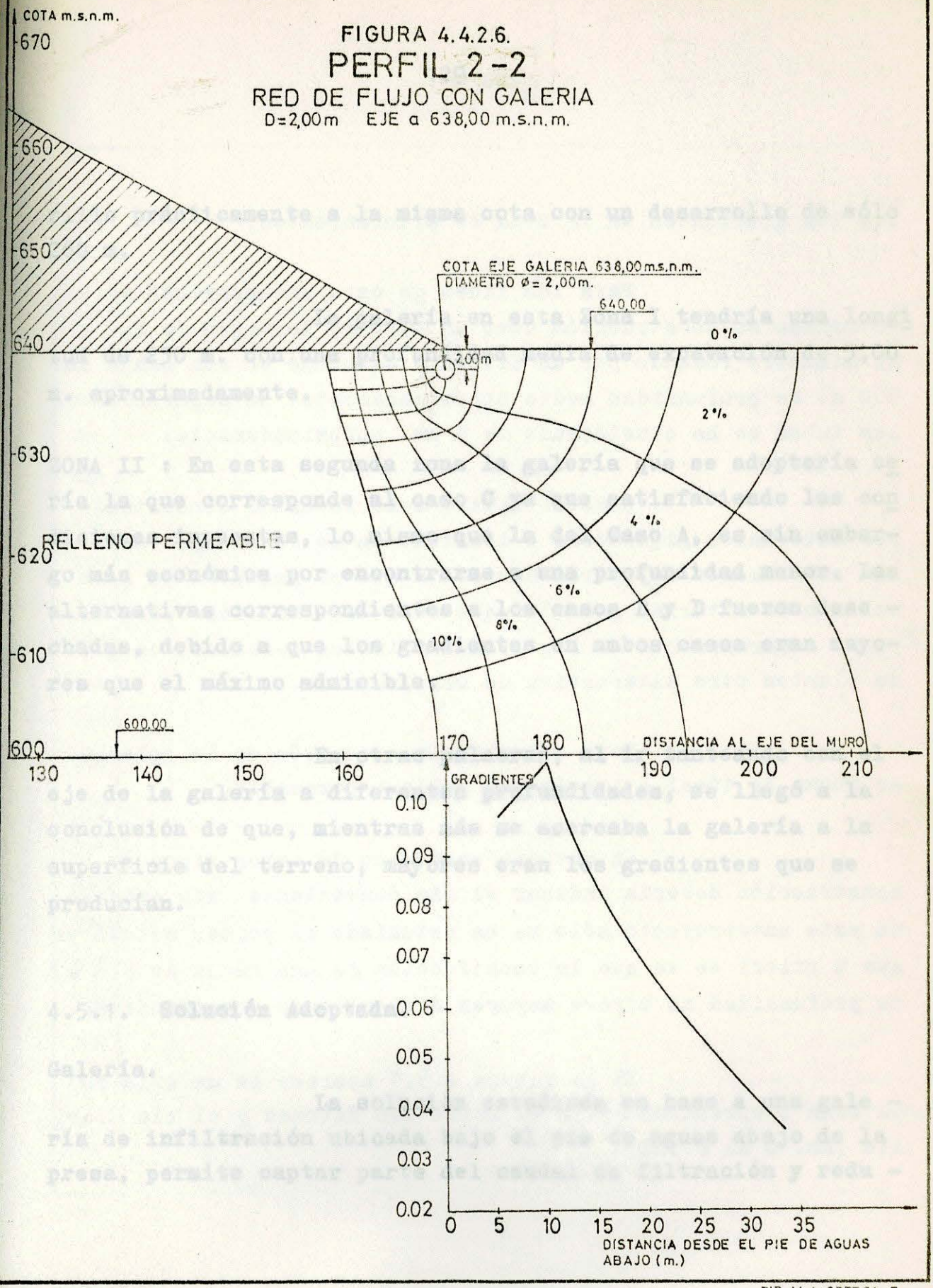
ZONA I : Tal como se dijo anteriormente la galería cuyo eje está a la cota 610,0 en el perfil 1-1 satisface la condición de reducir los gradientes y además permite llegar al río Cla-

FIGURA 4.4.2.6.

PERFIL 2-2

RED DE FLUJO CON GALERIA

D=2,00m EJE a 638,00 m.s.n.m.



DIB. M.A.ORTEGA T.

rillo prácticamente a la misma cota con un desarrollo de sólo 260 m.

La galería en esta Zona I tendría una longitud de 230 m. con una profundidad media de excavación de 5,00 m. aproximadamente.

ZONA II : En esta segunda zona la galería que se adoptaría sería la que corresponde al caso C ya que satisfaciendo las condiciones impuestas, lo mismo que la del Caso A, es sin embargo más económica por encontrarse a una profundidad menor. Las alternativas correspondientes a los casos B y D fueron desechadas, debido a que los gradientes en ambos casos eran mayores que el máximo admisible.

En otras palabras, al ir tanteando con el eje de la galería a diferentes profundidades, se llegó a la conclusión de que, mientras más se acercaba la galería a la superficie del terreno, mayores eran los gradientes que se producían.

4.5.1. **Solución Adoptada.**

Galería.

La solución estudiada en base a una galería de infiltración ubicada bajo el pie de aguas abajo de la presa, permite captar parte del caudal de filtración y redu -

cir los gradientes en la zona de afloramientos.

Para los fines de este anteproyecto se ha estudiado su construcción como un tubo de hormigón de 2,0 m. de diámetro rodeado por un filtro y colocado en una zanja de 8.0 m. de profundidad media aproximadamente. La separación de los tubos se ha considerado de 5 mm. aproximadamente.

Como el filtro debería estar constituido por materiales graduados, y los filtros de este tipo resul - tan normalmente muy caros debido a que se requiere un gran volumen de material granular que se debe clasificar para disponer separadamente de los granulométricos deseados, es que se plantea otra alternativa de construcción.

Esta consulta la ejecución de la galería en forma de túnel a través del relleno permeable.

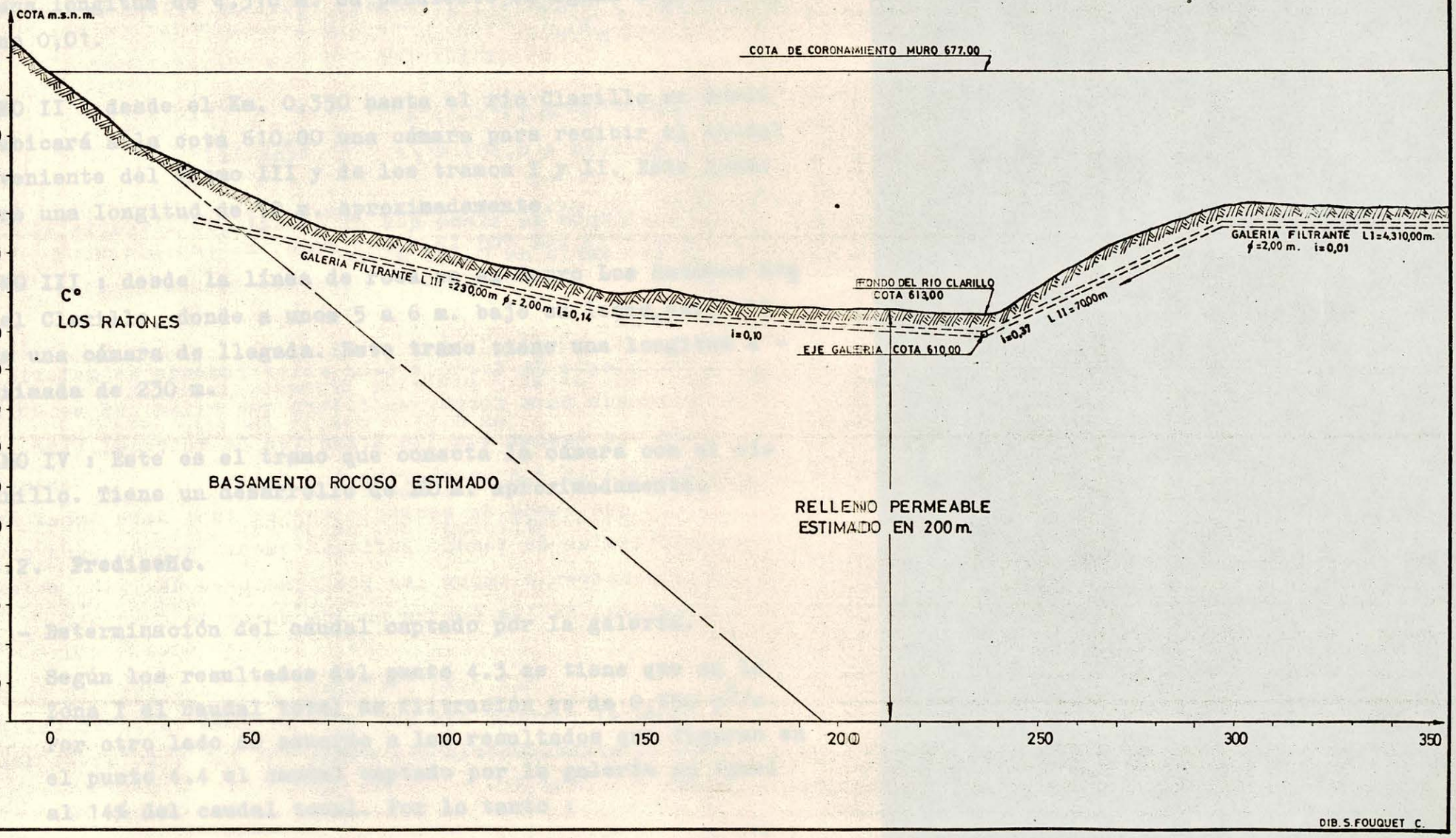
Un estudio económico de ambos tipos de construcción debería indicar el más conveniente, sin embargo en este anteproyecto sólo se ha estudiado el primer método ya que a priori se ve que la construcción de una zanja de 8.0 m. de profundidad no ofrece mayores dificultades constructivas.

En la figura 4.5.1 aparece la galería en la zona comprendida entre el Cerro Los Ratones y el río Clarillo (Km. 0 al 0.350)

FIGURA 4.5.1.

PERFIL LONGITUDINAL MURO Km.0 al Km.0,350

ESCALA 1:1.000



Esta galería se ha dividido en cuatro tramos a saber :

TRAMO I : desde el Km. 4.660 hasta el Km. 0,350. Es decir tiene una longitud de 4.310 m. Su pendiente es igual a la del terreno 0,01.

TRAMO II : desde el Km. 0,350 hasta el río Clarillo en donde se ubicará a la cota 610.00 una cámara para recibir el caudal proveniente del Tramo III y de los tramos I y II. Este tramo tiene una longitud de 70 m. aproximadamente.

TRAMO III : desde la línea de roca en el Cerro Los Ratones hasta el Clarillo, donde a unos 5 a 6 m. bajo su lecho, está ubicada una cámara de llegada. Este tramo tiene una longitud aproximada de 230 m.

TRAMO IV : Este es el tramo que conecta la cámara con el río Clarillo. Tiene un desarrollo de 260 m. aproximadamente.

4.5.2. **Prediseño.**

- Determinación del caudal captado por la galería.

  Según los resultados del punto 4.3 se tiene que en la Zona I el caudal total de filtración es de 0,750 m^3/s. Por otro lado de acuerdo a los resultados que figuran en el punto 4.4 el caudal captado por la galería es igual al 14% del caudal total. Por lo tanto :

BIBLIOTECA IREN

Q galería = 0,14 Q total

Q galería = 0,105 m^3/s. (Zona I)

Para la Zona II la galería capta el 20% del caudal total, y según 4.3 el caudal total de filtración es de 1.933 m^3/s.

Q galería = 0,20 Q total

Q galería = 0,387 m^3/s (Zona II)

Finalmente se tiene que el caudal que llegaría al Clarillo sería de 0.492 m^3/s.

- Filtro.

La galería de drenaje debe estar rodeada de material graduado para formar un filtro que evite que se colmaten los drenes con los arrastres de material fino. Con frecuencia son necesarios los filtros de dos capas. La capa que queda en contacto con el tubo debe tener sus partículas de tamaño suficientemente grande para que no penetren o tapen las perforaciones del tubo o las aberturas de las juntas en los tubos de concreto.

Del pozo perforado por la Dirección de Riego en el posible eje del muro se tomó la curva media de la granulometría del suelo con los siguientes valores :

D15 = 0,050 mm.

D85 = 4,76 mm.

CALCULO DEL FILTRO

Límite inferior del D15 del filtro : 5 x 0.050 = 0,25

Límite superior del D15 del filtro :

i) 40 x 0,050 = 2,00)
ii) 5 x 4,76 = 23,80) Se toma el menor valor

D85 filtro debe ser mayor que 10 mm. ya que según la referencia (*) la razón entre el D85 del filtro y la abertura máxima del tubo de drenaje debe ser dos o más.

Considerando que la curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente paralela a la del material base se tiene que D85 filtro = 12,7 mm.

A continuación se verifican los valores D15 y D85 del filtro calculado según las siguientes normas :

D15 filtro = 0,297 mm.

D85 filtro = 12,7 mm.

$\frac{\text{D15 filtro}}{\text{D15 suelo}} = 5,94 < 6 \qquad 5 < 6 < 40$

$\frac{\text{D15 filtro}}{\text{D85 suelo}} = 0,06 \qquad 0,6 < 5$

(*) U.S.B.R. Design of Small Dams. U.S. G.P.O. 1960.

D85 filtro = 12,7 mm. > 10 mm.

Por lo tanto el filtro propuesto es el adecuado para este tipo de material base. La disposición del filtro corresponde a la indicada en la figura 4.5.2.

CUBICACION CORRESPONDIENTE A LA GALERIA

TRAMO I.

Filtro : 8,53 m^3/ml.
Volumen filtro : 8,53 x 4310 = 36.764 m^3
Relleno : Superficie total - Sup. filtro más tubo = 23 m^2
Volumen Relleno : 23,0 x 4310 = 99.130 m^3

TRAMO II.

Filtro = 8,53 m^3/ml.
Volumen filtro : 8,53 x 70 = 603 m^3
Relleno : Superficie total - Sup. filtro más tubo = 17,55 m^2/ml.
Volumen Relleno : 17,55 x 70 = 1241 m^3

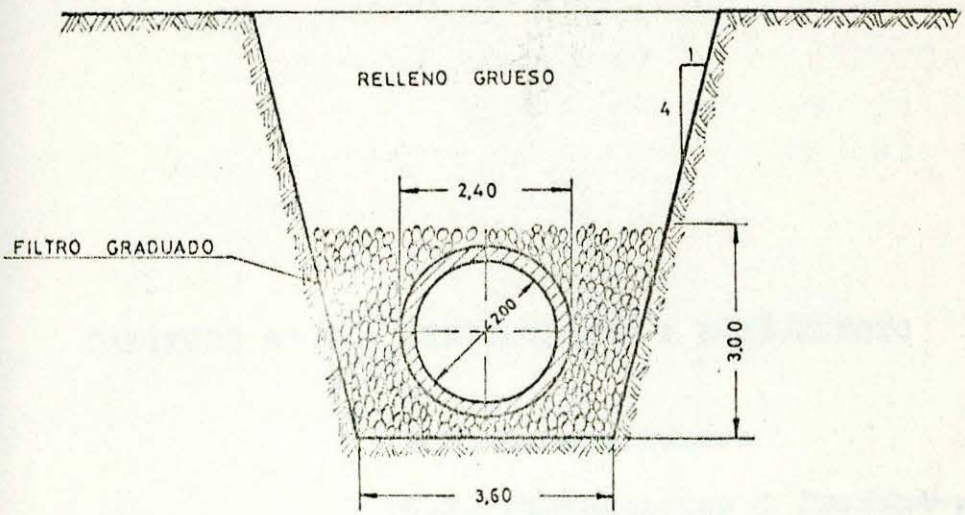
TRAMO III.

Filtro : 8,53 m^3/ml.
Volumen filtro : 8,53 x 230 = 1962 m^3
Relleno : Superficie total - Sup. filtro más tubo = 11,2 m^2/ml.
Volumen Relleno : 11,2 x 230 = 2576 m^3

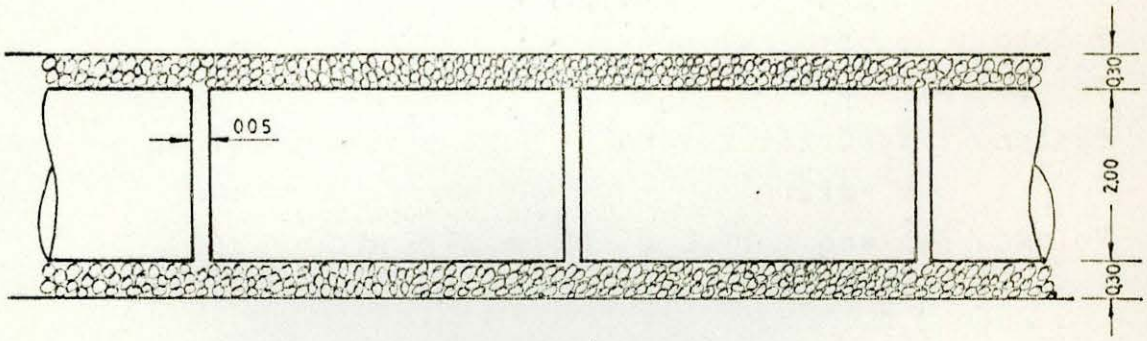
FIGURA 4.5.2.

ESQUEMA GALERIA

SECCION TRANSVERSAL



SECCION LONGITUDINAL



DIB. S.FOUQUET C.

TRAMO IV.

Excavación Zanja : 12,0 m^3/ml.
Volumen Excavación : 260 x 12 = 3120 m^3
Relleno : 7,48 x 260 = 1945 m^3

CAPITULO N° 5 : CUBICACIONES Y PRESUPUESTO

5.1. Generalidades

5.2. Cubicaciones y Presupuesto

5.1. GENERALIDADES

Las cubicaciones correspondientes al volumen de la presa se hicieron ocupando el perfil longitudinal del muro que aparece en la figura 3.3.

Las cubicaciones correspondientes al vertedero y túnel by-pass se obtuvieron de los planos 3.4.1 y 3.4.3 que aparecen en el capítulo 3.

El canal alimentador del embalse se cubicó según el trazado que aparece en el plano 3.6.1 y de acuerdo a las características geométricas definidas en el punto 3.6.

Los precios unitarios se han analizado en detalle y figuran en el Anexo N° 5.

Para la selección del equipo necesario para las faenas relativas, tanto al material permeable como al impermeable, se consideró en primer lugar el gran volumen que representan.

Es así como, de un total de $8{,}41 \times 10^6$ m^3 que cubica el muro $3{,}78 \times 10^6$ corresponden al material impermeable y $4{,}63 \times 10^6$ m^3 al material permeable.

Ahora bien, para la excavación y carguío la pala mecánica, mientras más grande sea, mayor es su eficien

cia, siempre que en los frentes de trabajo se disponga de una cancha adecuada que permita libertad de movimientos y una profundidad de corte conveniente.

Sin embargo, esta capacidad tiene un límite por la magnitud de la inversión y por el perjuicio económico que provocaría su eventual paralización.

En relación a los vehículos de transporte, para el caso del material permeable se plantea la alternativa entre el empleo de traillas o camiones, considerando que la distancia media de transporte es de 1 Km. aproximadamente. Frente a los posibles problemas que pueda tener la trailla con los materiales gruesos, lo que implicaría menor rendimiento y mayor costo, se ha decidido adoptar el uso de camiones.

Para el caso del material impermeable, cuya distancia media de acarreo es de 7,0 Km. aproximadamente, evidentemente el camión es el equipo más adecuado.

Según las consideraciones anteriores y con el propósito de mantener un equilibrio en la flota, se ha dispuesto el empleo de palas de 4½ yardas cúbicas, y camiones del tipo 769B Caterpillar, de 32 toneladas de carga útil.

Con este equipo se satisface la recomendación práctica de que la capacidad de los camiones sea cinco

veces la del cucharón de la pala, ya que si se dispusiera de camiones más grandes se producirían pérdidas de tiempo durante el carguío; por otro lado, camiones más chicos entorpecerían las faenas.

Las expropiaciones se han evaluado en US$ 1500 por Há. considerando que los terrenos comprometidos por el embalse Pirque son todos suelos agrícolas de buena calidad, con lecherías, casas patronales, viñas, tranques de noche, etc.

CUBICACION Y PRESUPUESTO
EMBALSE PIRQUE
(E° de Junio 1974)

	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	PRECIO 10^6 E°
1.- PRESA.				
Excavación de escarpe	m^3	291.000	300	87,3
Relleno material impermeable	m^3	3.780.000	2.396	9.057,0
Relleno material permeable	m^3	4.630.000	1.242	5.750,0
Rip-Rap (e = 0,60 m)	m^3	285.000	4.600	1.311,0
				16.205,3
2.- VERTEDERO.				
Movimiento de tierras	m^3	282.000	1.506	42,8
Hormigón	m^3	7.890	51.100	403,2
Fe. redondo	Kg.	685.700	975	668,6
				1.496,6
3.- DESVIACION Y TOMA.				
Movimiento de tierras	m^3	95.000	2.274	216,0
Túnel	ml.	410	87.800	360,0
				576,0
4.- COMPUERTAS Y MECANISMOS	Gl.			432,0
5.- CANAL ALIMENTADOR				
Movimiento de tierras	m^3	523.000	730	381,8
Hormigón revestimiento	m^2	140.460	3.793	532,8

	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	PRECIO 10^6 E°
Bocatoma Maipo	Gl.			593,3
Caída Clarillo	Gl.			40,3
Obras de arte menores	Gl.			86,4
				1.634,6
6.- GALERIA DE DRENAJE				
Excavación y rellenos	m^3	279.606	695	194,4
Filtro	m^3	41.416	7.128	295,2
Tubo c.c. ϕ = 2,0 m.	ml.	4.880	293.600	1.433,0
				1.922,6
7.- EXPROPIACIONES	Hás.	5.000	1.080.000	5.400,0
TOTAL				27.667,1

CAPITULO N° 6 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El embalse Pirque tendrá una capacidad útil de 600 millones de m^3, con una presa de tierra que cubicará 8,41 millones de m^3. Esto da una relación agua : muro igual a 71.

El muro de presa tendrá un largo de 4.660 m. aproximadamente y se desarrollará desde el cerro Los Ratones hacia el Oriente, con su eje sensiblemente paralelo al río Maipo y a una distancia media de 1000 m.

Los taludes considerados son 3 : 1 hacia aguas arriba y 2,5 : 1 hacia aguas abajo. La altura máxima alcanza a 64 m. mientras que la altura media en la terraza es del orden de los 20 m.

La cota de aguas normales es 673,00 m.s.n.m. La cota de aguas máximas resultó 673,50; la altura de la ola es de 2,00 m; se consulta una revancha de 1.50 m. con lo que el coronamiento del muro estará a la cota 677.00.

La inversión total que significa la construcción de este embalse, para resolver el problema de agua potable y regadío de la primera sección del río Maipo, asciende a 38,4 millones de dólares, considerando un nivel monetario de Junio de 1974, siendo el valor del dólar igual a E° 720.

Aproximadamente un 20% del costo total co-

rresponde a la expropiación de los terrenos ocupados por las obras y la zona de inundación. El resto (U.S.M. $ 30,7) corresponde al costo de las obras.

Ahora bien, en relación al problema fundamental que se planteó al comenzar este trabajo y que era la estabilidad del muro y su protección contra el piping, se puede decir que la solución de galería de drenaje conduce a una solución satisfactoria.

Presumiblemente, de acuerdo a la información geológica disponible, el muro de presa del embalse Pirque estaría fundado sobre un relleno permeable de espesor variable, y del orden de los 200 m. en la zona de empotramiento entre el cerro Los Ratones y el río Clarillo.

Desde el río Clarillo hasta el final del muro el espesor del relleno sería de unos 40 m. Considerando que en estudios anteriores (*) se concluye que una solución satisfactoria para proteger una presa fundada sobre relleno permeable es el sistema de las galerías de filtración, se estudió dicha solución para el caso de Pirque.

El cálculo se realizó mediante la aplicación del método de los elementos finitos. Del estudio practi-

---

(*) Presa de Embalse Fundada sobre relleno Permeable. DGA-IPLA 1974.

cado se deduce que la solución adoptada reduce los gradientes a valores perfectamente aceptables, siendo el máximo admisible igual a 0,10, con un costo razonable.

Considerando las diferentes condiciones físicas del suelo de fundación, en el desarrollo del muro es que se han separado sus 4660 m. en dos sectores a saber :

- El sector comprendido entre el cerro Los Ratones y el río Clarillo con una profundidad aproximada de 200 m. de relleno permeable.

- El sector comprendido entre el río Clarillo y el final del muro hacia el Oriente, con una profundidad aproximada de 40 m. de relleno permeable.

Con estas condiciones se trazó un reticulado o malla para cada uno de estos sectores, para mediante el programa computacional "Cálculo de las redes de flujo mediante el método de los elementos finitos" obtener los valores de la función potencial en cada nudo de la malla y así finalmente poder trazar las redes de flujo y calcular el caudal de filtración y también los valores de los gradientes al pie de aguas abajo del muro.

Después de varios tanteos, tal como figura en el capítulo cuarto, se llegó a la solución final, que dio como resultado un tubo de hormigón de dos metros de diámetro

rodeado por un filtro y ubicado a una profundidad variable entre los 5 y los 10 m. bajo el pie del muro. Los dos tramos de la galería confluyen a una cámara, cuyo radier se encuentra a la cota 609,0 m.s.n.m. A partir de esta cámara y pasando por debajo del lecho del río Clarillo, la tubería necesitaría un desarrollo de 260 m. para descargar el caudal drenado, a la cota 608,76 en el río Clarillo.

En cuanto al caudal total que evacuaría esta galería al río Clarillo se estima en 0,5 m^3/s; aproximadamente un 20% del caudal total de filtración bajo el muro.

RECOMENDACIONES.

En los primeros metros del área de embalse se encuentra arena fina, tal vez de origen eólico o fluvioeólico; esto implicaría que en un terremoto el principal peligro sería una falla en la fundación por deformación excesiva o licuación. Por lo tanto, a menos que pruebas futuras demuestren su estabilidad se recomienda remover todo este material de la zona del muro.

También se recomienda confeccionar un mapa geológico de la zona del embalse y áreas adyacentes, enfatizando el trabajo en la estratigrafía del cuaternario del lugar y se debe incluir una detallada clasificación de los materiales en el muro, embalse y áreas de empréstito, sobre la base

de origen geológico y características ingeneriles. Se debe considerar la geología regional de la cuenca hasta el punto necesario para interpretar la geología del sitio.

Junto con lo anterior, se recomienda verificar con un sistema de sondajes, tanto en el eje del muro como en la zona de inundación, la existencia y continuidad del estrato impermeable que se consideró en este trabajo, basándose en el informe geológico. Esto es importante ya que limitó a 40 m. el espesor del relleno permeable, influyendo por lo tanto en el caudal de filtración bajo la presa.

Debido a la necesidad de estudiar mejor el valor de las crecidas del río Clarillo, se recomienda la instalación de una sección limnigráfica en el río Clarillo, en la zona del muro de presa. Además se deben hacer mediciones de caudal de tiempo en tiempo en la parte más alta del embalse, y se deben comparar con el caudal en el Clarillo bajo. Esto permitirá establecer si el río está perdiendo escurrimiento superficial en el tramo.

Ahora bien, en cuanto a la permeabilidad del suelo de fundación del muro, tanto en este trabajo como en el informe de Pablo Talloni, se considera un valor de 10^{-4} m/s. Este valor tiene gran importancia ya que el caudal de filtración es función directa de él, por lo tanto es obvio que deben realizarse experiencias de campo que den un valor lo más real posible.

B I B L I O G R A F I A

1. Estudio Racionalización Primera Sección Río Maipo. Informe Preliminar DGA-IPLA 1974.

2. Hoya del Río Maipo. Análisis Hídrico Primera Sección. Informe N° 2 Embalse Pirque. DGA-IPLA 1974.

3. Embalse El Canelo. Un desarrollo de Uso Múltiple sobre el Río Maipo. Memoria Título. Gastón Galleguillos 1973.

4. Consideraciones Geológicas y Geotécnicas Preliminares de la Región del Proyecto Embalse Pirque. Pablo Talloni. DGA-IPLA 1974.

5. Cálculo de Redes de Flujo Mediante el Computador. Memoria de título Guillermo Cabrera 1973.

6. Presa de Embalse Fundada sobre Relleno Permeable. DGA-IPLA 1974.

7. U.S.B.R. Design of Small Dams. U.S.G.P.O. 1960.

8. Ven Te Chow. Open Chanel Hydraulics. 1959.

9. Hidráulica Teórica. Francisco Javier Domínguez 1959.

10. Dimensionamiento Canal Alimentador Embalse Pirque. Informe Interno IPLA 1975.

11. Estudio Económico Trazado Canales. Informe Interno IPLA 1975.

12. Cálculo de Transporte de Sedimentos en Río Maipo. Solano Vega Vischi. 1971.

13. Sedimentos en la Cuenca Superior del Río Maipo. Francisco Díaz Donoso 1969.

ANEXO N° 1 : ESTUDIO CRECIDA RIO CLARILLO

1.1. Objetivo

1.2. Método de Cálculo de los Caudales

1.3. Aplicación del Método

1.1. OBJETIVO

El estudio que aquí se presenta tiene como objetivo final la determinación de los caudales instantáneos de probabilidad de ocurrencia 1 en 1000 años y 1 en 10 años, que se utilizarán para el diseño de las obras de evacuación de crecidas y las obras derivadas durante la construcción respectivamente.

- Seguridad de la Obra. El valor máximo de las crecidas del río Clarillo en la zona del embalse Pirque, tiene importancia para la determinación de la capacidad del vertedero de rebalse, ya que la incapacidad del vertedero para evacuar una crecida significa la destrucción de la presa y los daños que esto ocasionaría hacia aguas abajo pueden ser de una magnitud incalculable, más aún si se considera que están involucradas vidas humanas.

- Construcción. Durante la construcción se corre el riesgo de una crecida y experimentar enormes pérdidas materiales. Es por esto que es necesario determinar el caudal de una crecida con probabilidad 1 en 10 años para diseñar la obra de derivación o by-pass.

1.2. METODO DE CALCULO DE LOS CAUDALES

La hoya del río Clarillo abarca una superficie de 367 km^2. Dentro de esta cuenca no existe ninguna sección de control por lo que para estimar la crecida se recurrirá a métodos indirectos, basados en las precipitaciones. Como se trata de una hoya de régimen pluvial, se usará la ley de Grunsky.

Sobre la base de datos pluviométricos, se determina :

- Intensidad de lluvias
- Escorrentía
- Caudales que llegan al embalse.

1.3. APLICACION DEL METODO.

- Intensidad de lluvias :
  - Estaciones Pluviométricas
  - Método de Thiessen
  - Tiempo de retardo.

En el cuadro siguiente figuran las estaciones pluviométricas más cercanas a la cuenca en estudio. Ver figura A1-1.

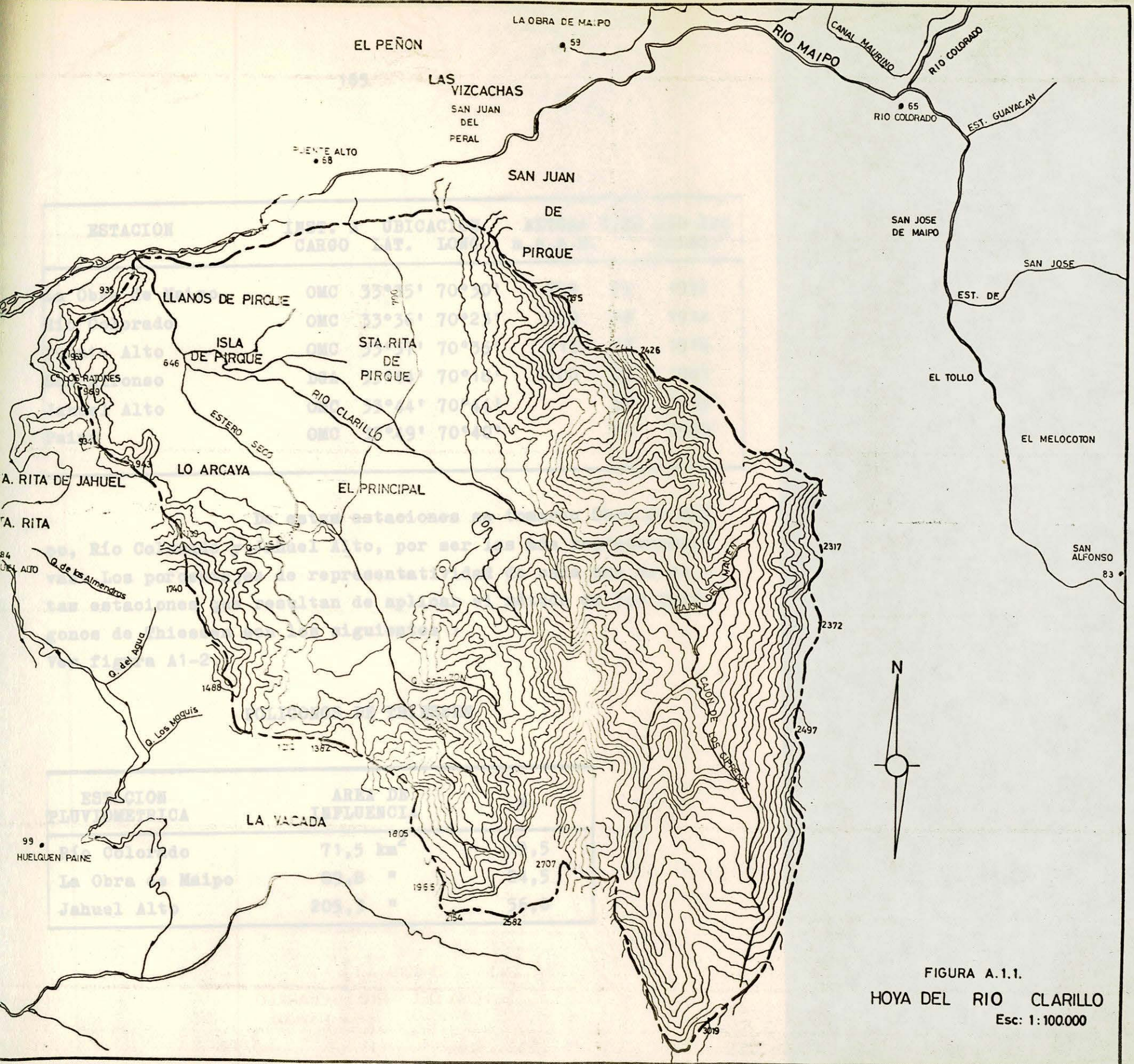


FIGURA A.1.1.

HOYA DEL RIO CLARILLO

Esc: 1:100.000

M.A. Ortega T.

ESTACION	INST. A CARGO	UBICACION LAT.	LONG.	ALTURA m.s.n.m.	TIPO	AÑO INSTALAC.
La Obra de Maipo	OMC	33°35'	70°30'	799	PV	1912
Río Colorado	OMC	33°36'	70°23'	910	PV	1914
Puente Alto	OMC	33°37'	70°35'	713	PV	1918
San Alfonso	DGA	33°44'	70°18'	1100	PV	1963
Jahuel Alto	OMC	33°44'	70°44'		PV	1935
Paine	OMC	33°49'	70°40'		PV	1949

De estas estaciones se tomaron Obra de Maipo, Río Colorado y Jahuel Alto, por ser las más representativas. Los porcentajes de representatividad de cada una de estas estaciones que resultan de aplicar el método de los polígonos de Thiessen son los siguientes :
Ver figura A1-2.

POLIGONOS DE THIESSEN

ESTACION PLUVIOMETRICA	AREA DE INFLUENCIA	%
Río Colorado	71,5 km^2	19,5
La Obra de Maipo	89,8 "	24,5
Jahuel Alto	205,3 "	56,0

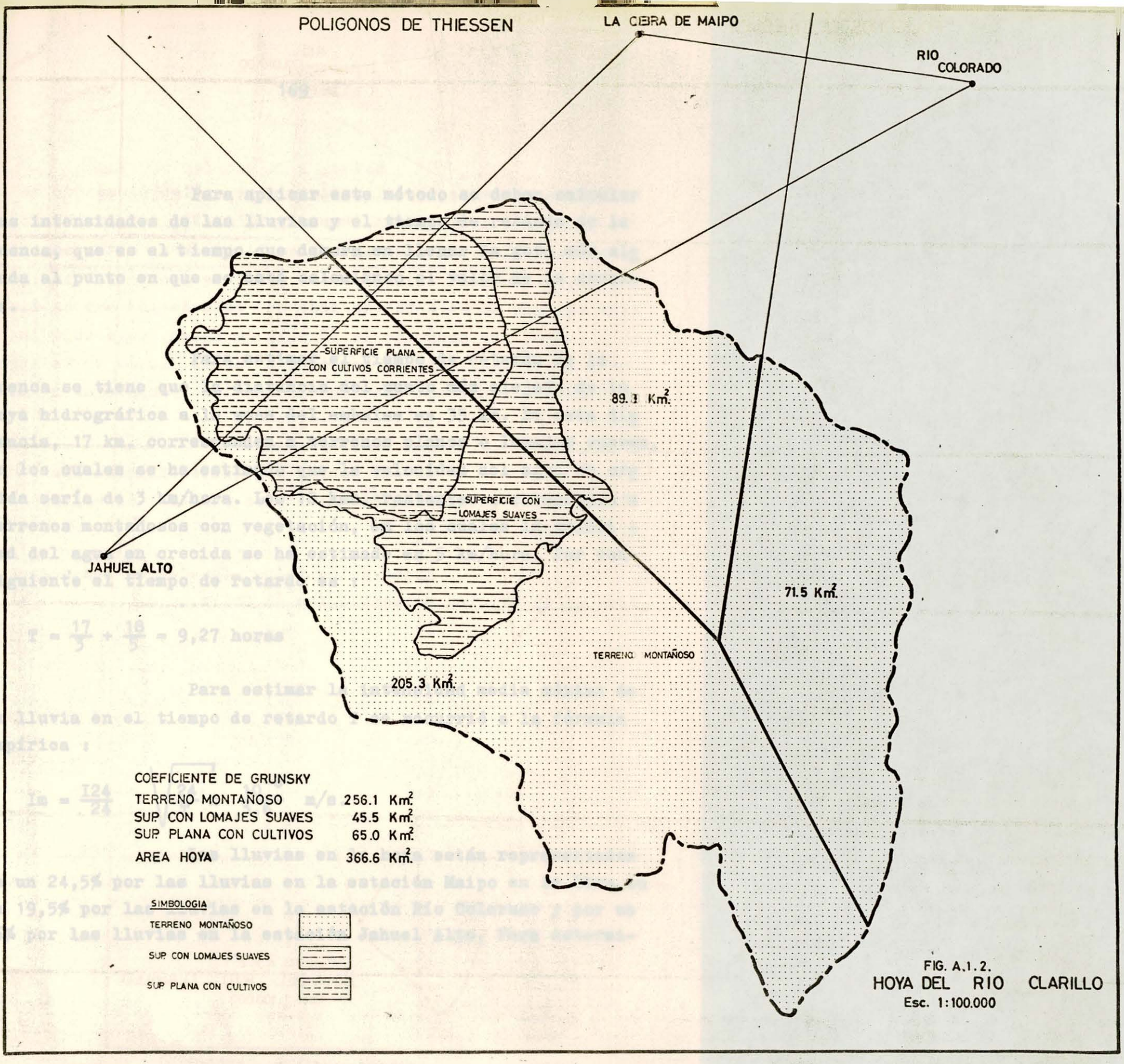


FIG. A.1.2.
HOYA DEL RIO CLARILLO
Esc. 1:100.000

Para aplicar este método se deben calcular las intensidades de las lluvias y el tiempo de retardo de la cuenca, que es el tiempo que demora en llegar la gota más alejada al punto en que se está calculando el valor de la crecida.

Para estimar el tiempo de retardo de la cuenca se tiene que la distancia del punto más alejado de la hoya hidrográfica a la zona del embalse es 35 km. De esta distancia, 17 km. corresponden a terrenos planos o lomajes suaves, en los cuales se ha estimado que la velocidad del agua en crecida sería de 3 km/hora. Los 18 kms. restantes corresponden a terrenos montañosos con vegetación, en los cuales la velocidad del agua en crecida se ha estimado en 5 km/hora. Por consiguiente el tiempo de retardo es :

$$T = \frac{17}{3} + \frac{18}{5} = 9{,}27 \text{ horas}$$

Para estimar la intensidad media máxima de la lluvia en el tiempo de retardo T se recurrió a la fórmula empírica :

$$Im = \frac{I24}{24} \sqrt{\frac{24}{T}} \times \frac{10^{-6}}{3{,}6} \text{ m/s.}$$

Las lluvias en la hoya están representadas en un 24,5% por las lluvias en la estación Maipo en La Obra en un 19,5% por las lluvias en la estación Río Colorado y por un 56% por las lluvias en la estación Jahuel Alto. Para determi-

nar estos porcentajes de influencia se aplicó el método de los polígonos de Thiessen (ver figura A1-2). Por otro lado, para calcular las lluvias máximas en 24 horas en estas estaciones con frecuencia 1:1000 y 1:10 años, se consideró las lluvias máximas en 24 horas de cada año estadístico que se dispone y luego, por medio de la fórmula de Hazen, se dibujó la curva de probabilidad de ocurrencia versus lluvia en 24 horas, de donde se extrapoló las lluvias con las frecuencias señaladas.

En las tablas siguientes figuran las lluvias máximas anuales en 24 horas para las tres estaciones consideradas.

Estos datos fueron tomados de los registros de la Oficina Meteorológica de Chile.

LLUVIAS MAXIMAS EN 24 HORAS
ESTACION LA OBRA DE MAIPO
(precipitaciones en mm)

AÑO	h_{24}	AÑO	h_{24}
1915	91	1944	80
1916	42	1945	65
1917	72	1946	69
1918	72	1947	90
1919	115	1948	70
1920	60	1949	124
1921	82	1950	80
1922	65	1951	59
1923	62	1952	58
1924	24	1953	156
1925	66	1954	55
1926	122	1955	48
1927	72	1956	60
1928	52	1957	66
1929	69	1958	96
1930	58	1959	75
1931	94	1960	63
1932	70	1961	56
1933	74	1962	70
1934	76	1963	102
1935	65	1964	64
1936	71	1965	89
1937	68	1966	58
1938	80	1967	42
1939	70	1968	30
1940	74	1969	79
1941	78	1970	83
1942	56	1971	56
1943	55	1972	64

LLUVIAS MAXIMAS EN 24 HORAS
ESTACION RIO COLORADO
(Precipitaciones en mm)

AÑO	h_{24}	AÑO	h_{24}
1942	59	1957	74
1943	47	1958	73
1944	82	1959	79
1945	74	1960	--
1946	54	1961	--
1947	70	1962	81
1948	76	1963	89
1949	28	1964	33
1950	65	1965	22
1951	47	1966	53
1952	50	1967	19
1953	160	1968	20
1954	48	1969	33
1955	49	1970	46
1956	40	1971	33

LLUVIAS MAXIMAS EN 24 HORAS
ESTACION JAHUEL ALTO
(Precipitaciones en mm)

AÑO	h_{24}	AÑO	h_{24}
1936	46	1947	51
1937	42	1948	50
1938	50	1949	71
1939	63	1950	79
1940	61	1951	51
1941	76	1952	60
1942	49	1953	91
1943	21	1954	51
1944	61	1955	40
1945	51	1956	41
1946	41	1957	60

De las rectas que figuran en los gráficos A1-3, A1-4 y A1-5, se obtuvieron los siguientes resultados.

ESTACION PLUVIO - METRICA	AREA DE INFLUENCIA	%	pp 24 hrs. 1:1000	pp 24 hrs. 1:10	pp 24 hrs. ponderado 1:1000	pp 24 hrs. ponderado 1:10
La O. de Maipo	89,8 km^2	24,5	161 mm	96 mm	39,44	23,52
Río Colorado	71,5 km^2	19,5	206 mm	98 mm	40,17	19,11
Jahuel Alto	205,3 km^2	56,0	127 mm	74 mm	71,12	41,44
Area Hoya	366,6 km^2	100,0			150,73	84,07

Cálculo del coeficiente C de Grunsky para la hoya del Clarillo.

La superficie de la cuenca se ha dividido en los siguientes sectores de acuerdo al tipo de terreno :

i) Superficie plana con cultivos corrientes : 65,0 km^2
ii) Superficie con lomajes suaves : 45,5 km^2
iii) Superficie de terreno montañoso : 256,1 km^2
TOTAL 366,6 km^2

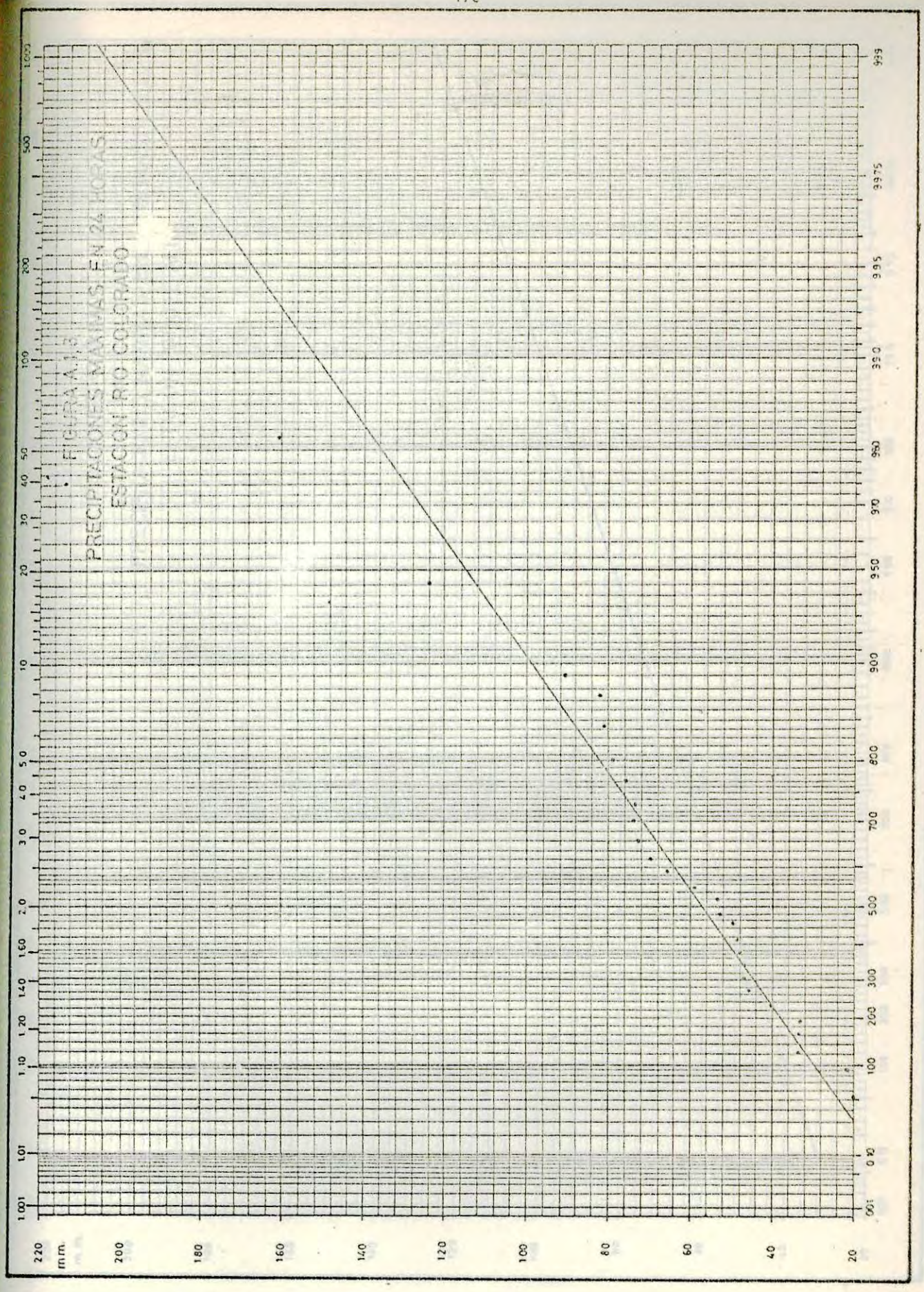


FIGURA A.1.3
PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS
ESTACION RIO COLORADO
mm.

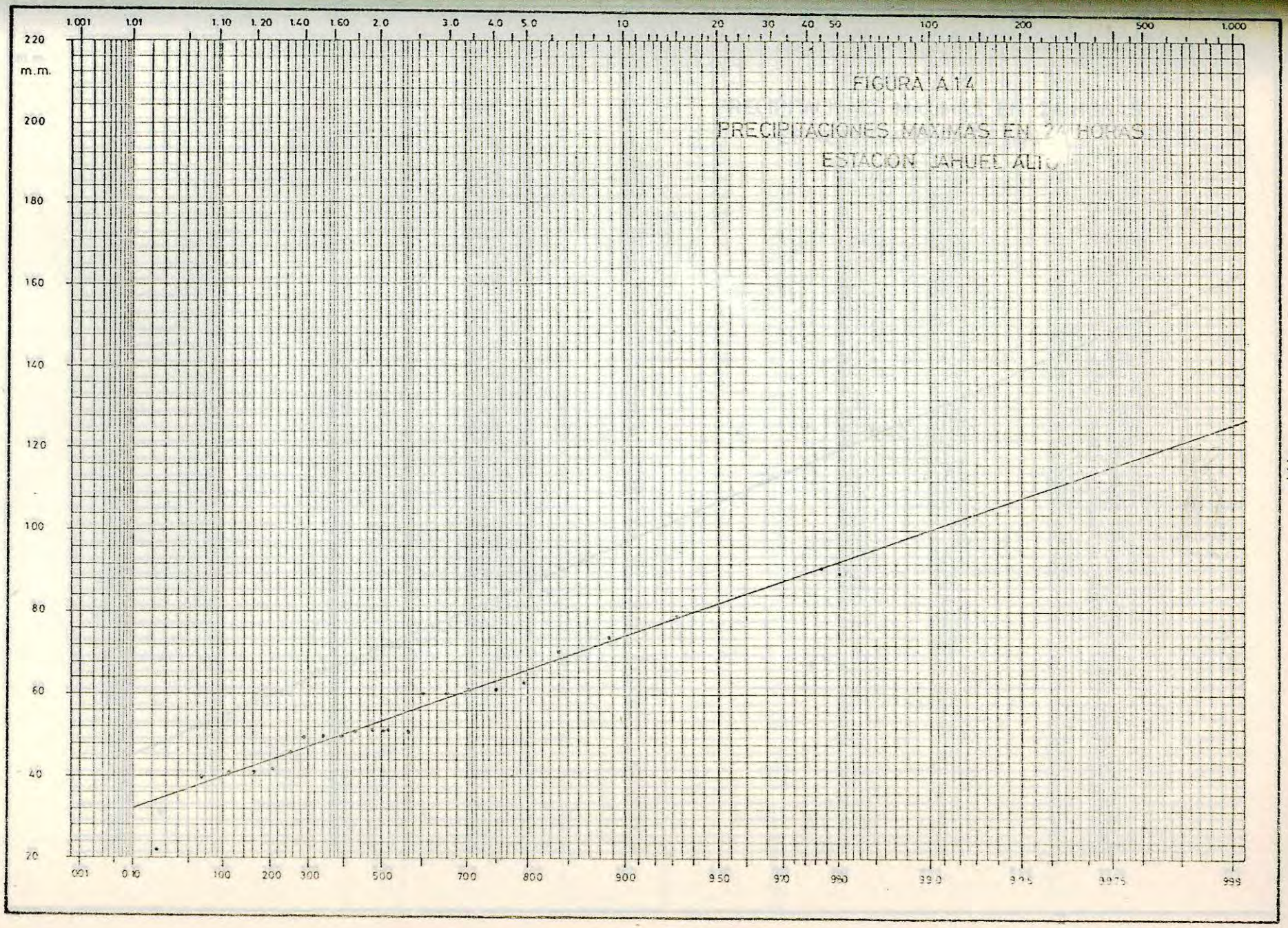


FIGURA A.14

PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS

ESTACION JAHUEL ALTO

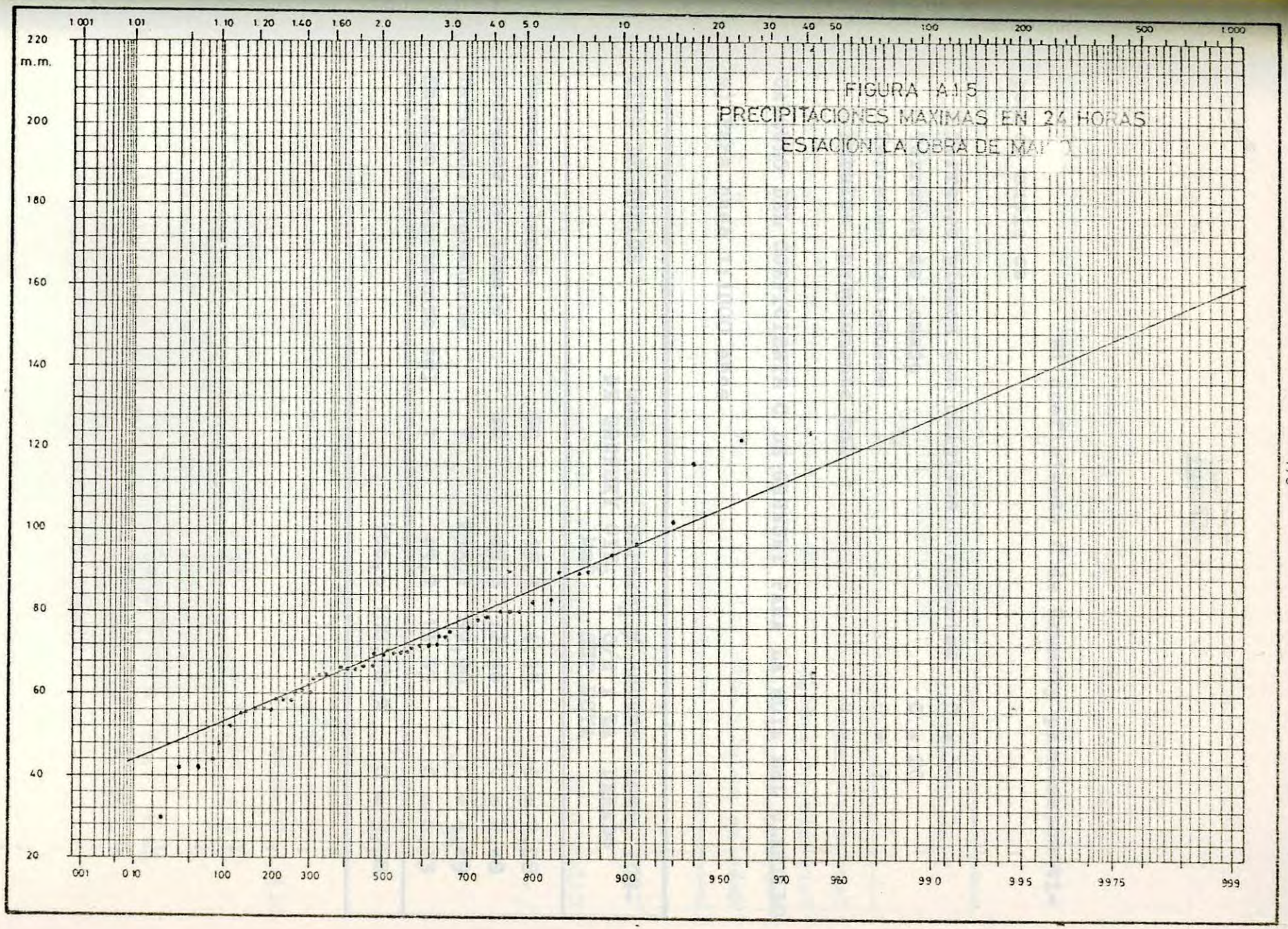


FIGURA A.1.5
PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS
ESTACION LA OBRA DE MAIPO
m.m.
220
200
180
160
140
120
100
80
60
40
20
1.001
1.01
1.10
1.20
1.40
1.60
2.0
3.0
4.0
5.0
10
20
30
40
50
100
200
500
1.000
001
0.10
100
200
300
500
700
800
900
950
970
980
990
995
9975
999

El coeficiente C de Grunsky para estos tipos de suelo es :

Terrenos planos con cultivos corrientes	C = 50
Terrenos de lomaje	C = 20
Terrenos montañosos	C = 7
Embalse propiamente tal	C = 1

CALCULO DEL COEFICIENTE C DE GRUNSKY PARA LA HOYA DEL CLARILLO

a) Para caso 1:1000 años

TIPO DE SUELOS	COEF. C DE GRUNSKY	SUPERFICIE km^2	% SUPERF. C/R A LA SUP.HOYA	COEF. PONDERADO
Terrenos planos	50	15,3	4,15	C = 2,08
Terrenos de lomaje	20	45,5	12,40	C = 2,48
Terrenos montañosos	7	256,1	69,90	C = 4,89
Embalse propiamente tal	1	49,7	13,55	C = 0,13
		366,6	100,00 %	C = 9,58

b) Para caso 1:10 años

TIPO DE SUELOS	COEF. C DE GRUNSKY	SUPERFICIE km^2	% SUPERF. C/R A LA SUP.HOYA	COEF. PONDERADO
Terrenos planos	50	15,3	4,15	C = 2,08
Terrenos de lomaje	20	45,5	12,40	C = 2,48
Terrenos montañosos	7	256,1	69,90	C = 4,89
Embalse propiamente tal	50	49,7	13,55	C = 6,50
		366,6	100,00%	C = 15,95

CALCULO DE LA INTENSIDAD MEDIA MAXIMA

i) 1:1000 años

$I24 = 150,73$ mm. $\quad Im = \frac{150,73}{24} \sqrt{\frac{24}{9,27} \times \frac{10^{-6}}{3,6}}$ m/s.

$Im = 2,814 \times 10^{-6}$ m/s.

ii) 1:10 años

$I24 = 84,07$ mm. $\quad Im = \frac{84,07}{24} \sqrt{\frac{24}{9,27} \times \frac{10^{-6}}{3,6}}$ m/s.

$Im = 1,191 \times 10^{-6}$ m/s.

CALCULO DEL COEFICIENTE "K"

i) 1:1000 años

$$K = \frac{60}{60 \times C \sqrt[3]{T}} \quad \text{en que } T = 556 \text{ minutos}$$

$$K = \frac{60}{60 + 9{,}59 \sqrt[3]{556}}$$

$$K = 0{,}43$$

ii) 1:10 años

$$K = \frac{60}{60 + 15{,}95 \sqrt[3]{556}}$$

$$K = 0{,}31$$

CALCULO DE Q MAX.

i) 1:1000 años

$$Q_{máx.} = 0{,}43 \times 366{,}6 \times 10^{6} \times 2{,}814 \times 10^{-6} \ m^3/s.$$

$$Q_{máx.} = 446 \ m^3/s.$$

Se tomará el valor **Q máx. = 450 m^3/s.**

ii) 1:10 años

$Q_{máx.} = 0,31 \times 366,6 \times 10^{6} \times 1,191 \times 10^{-6}\ m^3/s.$

$Q_{máx.} = 135,3\ m^3/s.$

Tomamos $\boxed{Q\ máx. = 135\ m^3/s.}$

ANEXO N° 2 : GEOLOGIA ZONA EMBALSE PIRQUE

2.1. Características Geomorfológicas

2.2. Geotecnia

2.3. Mapa Geológico Región Proyecto Embalse Pirque

GEOLOGIA ZONA EMBALSE PIRQUE (*)

CARACTERISTICAS GEOMORFOLIGICAS

Relieve.

La región estudiada se caracteriza por presentar un extenso sector aterrazado denominado Llanos de Pirque, que forma parte de la Cuenca de Santiago y que se extiende desde el río Maipo por el Norte hasta la curva de cota 700-725 m. por el Sur. El límite W está dado por los Cerros del Principal que se continúan hacia el N en el cordón de Los Ratones, el cual se prolonga incluso más al N del río Maipo en forma de cerros islas tales como el Cerro Puente del Morro, Cerro Negro y Cerro Las Cabras.

El límite Este de los Llanos de Pirque lo constituyen los primeros contrafuertes de la Cordillera de Los Andes que determinan hacia el Norte el límite Oriental de la Cuenca de Santiago.

La figura A-2 corresponde al mapa geológico de la zona.

Red de Drenaje.

Tanto los Llanos de Pirque como los macizos de rocas que lo limitan son drenados por quebradas que conflu

---

(*) Este anexo es copia textual del informe geológico de Pablo Talloni, para el embalse Pirque.

yen ya sea directamente al río Maipo o al río Clarillo, el que después de atravesar los Llanos de Pirque en dirección NW desemboca finalmente en el mismo río Maipo, junto al extremo septentrional del Cordón de Los Ratones.

Geología.

Rocas Fundamentales :

De acuerdo con Thiele y Urquidi, las rocas fundamentales que afloran en la región estudiada corresponden a rocas volcánicas de la Formación Abanico y a rocas intrusivas graníticas.

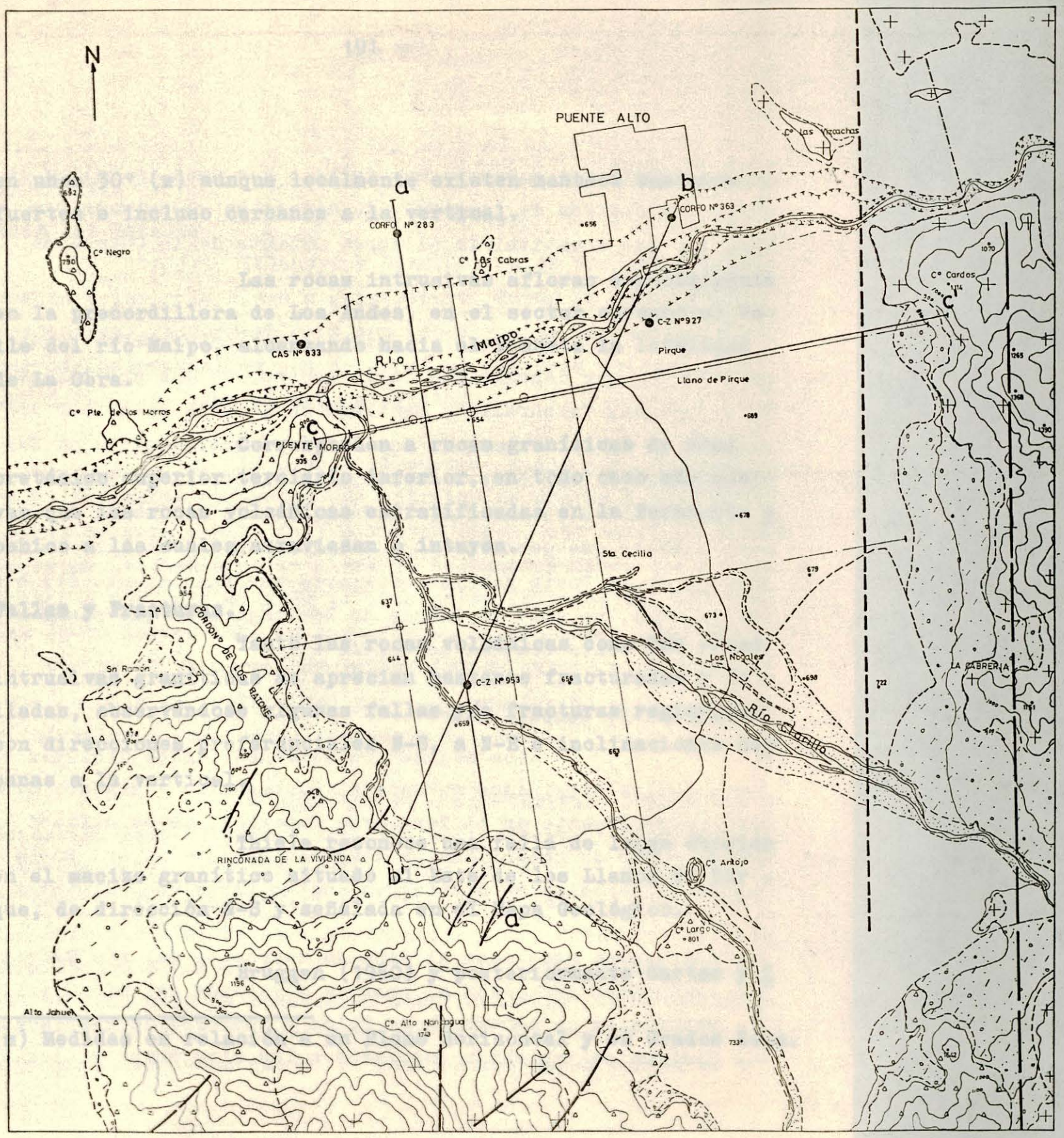
Las rocas volcánicas, asignadas a la Formación Abanico, afloran principalmente en los macizos rocosos situados al Sur y al Oeste de los Llanos de Pirque, tal como se observa en el Mapa Geológico y consisten mayoritariamente en tobas y brechas volcánicas de naturaleza andesítica y en menor composición riolítica, con intercalaciones de lavas andesíticas y rocas sedimentarias continentales del tipo de areniscas que gradan a limolitas y/o lutitas.

La edad de estas rocas es probablemente cretácica superior y se presentan estratificadas, con rumbo o dirección N-S (*) y con manteos o inclinaciones hacia el Este

---

(*) Respecto del Norte Astronómico.

MAPA GEOLOGICO · REGION PROYECTO EMBALSE "PIRQUE"



SIMBOLOGIA

CUATERNARIO

Depositos fluviales recientes ligados a los cauces actuales de ríos Clarillo y Maipo.

Mezcla de materiales de escombros de falda y acarreos de quebrada.

Sedimentos de naturaleza fundamentalmente fluvial asociados al cono de deyección del río Clarillo y afluentes.

CUATERNARIO Y PLIOCENO

Sedimentos de naturaleza fluvial, glaciofluvial, lacustre, glacial y/o de corrientes de barro, correspondientes al gran cono de deyección del río Maipo.

CRETACICO - TERCIARIO INFERIOR

Rocas graniticas.

CRETACICO

FORMACION ABANICO
Tobas y brechas andesíticas, localmente de naturaleza riolíticas, con intercalaciones de lavas andesíticas y rocas sedimentarias continentales.

Falla probable.

Falla supuesta.

Contacto.

Niveles de terrazas.

Nivel inundacion del embalse a cota 675 m.

Perfiles geológicos.

Perfiles de resistividad ejecutado

Perfil sísmico recomendado.

Sondaje ejecutado.

Sondaje recomendado.

FIGURA A. 2.

0 1 2 3 4 5 km.

ESCALA 1: 50.000

Nota: Plano tomado del informe geologico del Embalse Pirque de Pablo Talloni V.

Dibujó: M. A. Ortega T.

en unos 30° (*) aunque localmente existen manteos bastante fuertes e incluso cercanos a la vertical.

Las rocas intrusivas afloran especialmente en la precordillera de Los Andes, en el sector cercano al Valle del río Maipo, alcanzando hacia el E hasta la localidad de La Obra.

Corresponden a rocas graníticas de edad cretácico superior terciario inferior, en todo caso más nuevas que las rocas volcánicas estratificadas en la Formación Abanico a las cuales atraviesan o intuyen.

Fallas y Fracturas.

Tanto las rocas volcánicas como las rocas intrusivas graníticas se aprecian bastante fracturadas y falladas, observándose algunas fallas y/o fracturas regionales con direcciones preferenciales N-S, a N-E e inclinaciones cercanas a la vertical.

Thiele reconoce una falla de larga corrida en el macizo granítico situado al Este de los Llanos de Pirque, de dirección N-S y señalada en el Mapa Geológico.

Bruggen (1950) y posteriormente Carter y A

(*) Medidas en relación a un Plano Horizontal y en Grados Sexa.

guirre (1965) han supuesto una falla o una zona de fallas de varios kilómetros de longitud, de dirección aproximada tam - bién N-S que constituiría el borde Oriente de la Cuenca de Santiago.

Carter y Aguirre detalladamente estudiaron esta falla, que denominaron falla Pocuro, en las provincias de Aconcagua, Valparaíso y Santiago haciéndola pasar por los faldeos de la Cordillera de Los Andes y continuándola al Sur del río Maipo (tal como se aprecia en el perfil geológico C-C'), según estos autores, la falla Pocuro y otra de direc - ción similar que correría por la Vertiente Oriental de la Cor dillera de la Costa habrían originado por hundimiento del blo que central, no sólo la Cuenca de Santiago sino que también de todo el Valle Central de Chile.

Sedimentos No Consolidados.

Los sedimentos no consolidados incluyen to dos aquellos originados durante el Cuaternario y algunos de e llos probablemente en el Terciario Superior, estos últimos con un grado de consolidación comparativamente mayor. En la región del embalse se distinguen cuatro tipos de sedimentos :

1.- Sedimentos asociados al cono de deyección del río Maipo.
2.- Sedimentos asociados al cono de deyección del río Clarillo.
3.- Materiales de escombros de falda y acarreos de quebrada.
4.- Sedimentos recientes asociados a los ríos Maipo y Clarillo.

GEOTECNIA.

Muro del Embalse.

El apoyo W consistiría en brechas volcánicas de color gris claro a gris oscuro, duras en general poco fracturadas, impermeables y con escombros de espesores prácticamente despreciables que aseguran un apoyo de calidad más que suficiente para el muro proyectado.

La base y el costado E del muro se apoyarían en el horizonte compuesto por estratos de gravas y bolones con matriz arenosa y algo de sedimentos finos, con intercalaciones de capas lenticulares de arena y, sedimentos finos que se extendería por toda el área de inundación del embalse, hasta unos 40-50 metros bajo la superficie. Se considera que este horizonte es de una gran heterogeneidad en cuanto a su composición no sólo en profundidad sino que también en sentidos longitudinales y transversal respecto del muro.

De aquí que su comportamiento como suelo de fundación para el muro y como vía de posibles filtraciones cuando el embalse entre en funciones sea difícil de predecir. En base a las características granulométricas de los depósitos superficiales de este horizonte y a los datos de explotación de los sondajes C-Z N° 927 y C-Z N° 953, antecedentes que en todo caso se consideran insuficientes, puede estimarse una permeabilidad del orden de 10^{-4}; 10^{-5} m/seg, lo que posibilita filtraciones que en el peor de los casos serían de 5

m^3/seg. y que probablemente quedarían limitadas parcialmente en profundidad por el horizonte de limos y arcillas existente a partir de los 40-50 metros bajo la superficie, supuesto que este horizonte sea continuo y realmente impermeable en la zona de inundación del embalse. Es posible que las mayores filtraciones ocurran a través del relleno reciente del río Clarillo, cuyo espesor estimamos del orden de 200 m. cerca del costado W del muro debido a una mayor carga de agua y a una permeabilidad comparativamente mayor. Es importante señalar que sobre el horizonte superficial se pueden encontrar localmente dentro de la zona de inundación del embalse, depósitos de Loess de espesores variables y no superiores a 2-3 metros y que dado su relativa impermeabilidad contrubuirán a minimizar las filtraciones. En caso de que estas filtraciones sean significativas, se deberá pensar en algún método de impermeabilización apropiado a las características del relleno y que en principio podría ser una cortina de inyecciones.

Respecto de la estabilidad del muro es importante definir las posibles intercalaciones de estratos, lentes de arena suelta y/o de limos saturados, ubicados dentro del horizonte superior y que podrían comportarse peligrosamente por efectos de sismos de gran magnitud. Existe también la posibilidad de que las partículas del rango de arenas finas, limos y arcillas sean arrastradas paulatinamente por un incremento en la velocidad de percolación, llegando a producirse importantes socavaciones.

Materiales de Empréstitos.

Supuesto una presa de tierra con núcleo impermeable y taludes del orden de 1:3 a 1:2,5, los requerimientos de materiales de empréstitos serán de extraordinaria importancia de acuerdo a la magnitud del muro proyectado, sobre todo si se considera un muro de 4 km. de largo. Al respecto debemos manifestar que las zonas en principio apropiadas para la obtención de materiales impermeables del núcleo serían el sector comprendido entre las Vizcachas y el Open-Door y secundariamente los depósitos de Loess de mayor espesor que deberían prospectarse y explotarse fuera de la zona de inundación del embalse.

Para los materiales permeables y semipermeables del muro que se dispondrían hacia el exterior del núcleo, deberían extraerse las arenas y gravas del relleno fluvial reciente del río Maipo ubicadas a poca distancia de la zona del muro.

El item de enrocados sería suministrado por canteras que se localizarían en las rocas graníticas del borde E de Llanos de Pirque.

Zona de Inundación.

La zona inundada con nivel máximo a cotas 675 m. o 660 m. no representa condiciones geomorfológicas o geotécnicas favorables para que se originen fenómenos de des-

lizamientos, las que de llegar a producirse estarían asocia - dos al relleno en general poco importante de quebradas y/o de materiales de escombros de faldas del Cordón de Los Ratones.

ANEXO N° 3 : DETERMINACION DE LA CAPACIDAD MAXIMA DEL CANAL ALIMENTADOR

3.1. Modelo Pirque 2

3.2. Resultados

3.1. MODELO PIRQUE 2.

El canal alimentador del embalse Pirque captará sus aguas en el río Maipo aguas abajo de "La Puntilla" para conducirlas al embalse sobre el río Clarillo. Las aguas que conducirá el canal son los excedentes del río Maipo una vez satisfechas las demandas de agua potable de Santiago, regadío de la parte alta de la primera sección del río Maipo y el regadío de Santiago Norte.

Según el modelo de operación simulada del Sistema Pirque (*), se analizó la capacidad del canal en lo que se refiere al caudal medio mensual que puede conducir.

El análisis del modelo se hizo para una capacidad de aducción de 100, 80, 60, 40, 35, 30 y 25 m^3/s. Se partió con una capacidad suficientemente grande a objeto de analizar las reales posibilidades de captación de aguas para ser reguladas en Pirque sin limitaciones de las obras de alimentación del embalse.

3.2. RESULTADOS.

En el cuadro A3-1 aparecen las superficies regadas anualmente en el sector denominado Maipo Bajo cuando

---

(*) "Hoya del Río Maipo" - Análisis Hídrico Primera Sección Informe N° 2 Embalse Pirque . DGA-IPLA 1974.

se consideran las diferentes capacidades anteriormente mencionadas.

Tasa : 15.000 m^3/Há/año

Año Previsión : 2000

Capacidad Pirque : 600 x 10^6 m^3.

CUADRO A.3.1.

SUPERFICIES REGADAS ANUALMENTE PARA DIFERENTES CAPACIDADES DEL CANAL DE ALIMENTACION

(Miles de Hás)

AÑO	100 m^3/s	80 m^3/s	60 m^3/s	40 m^3/s	35 m^3/s	30 m^3/s	25 m^3/s
1944	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1945	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1946	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1947	27.6	27.6	27.6	35.7	34.1	29.3	24.4
1948	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1949	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1950	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1951	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1952	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1953	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1954	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1955	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1956	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1957	37.3	37.3	37.3	37.3	37.3	37.3	26.7
1958	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1959	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1960	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1961	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1962							
1963	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1964	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1965	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1966	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1967	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0	54.0
1968	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8
1969	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4	13.4
1970	54.0	54.0	54.0	54.0			

CUADRO A.3.2.

CAPACIDAD CANAL m^3/s	Q AFL. EMB.PIRQUE m^3/s	SEGURIDAD % MAIPO BAJO (54.000 Hás)
25	7.43	80 %
30	7.99	85
35	8.57	85
40	9.30	85
60	9.76	85
80	9.93	85
100	10.00	85

Según estos indicadores el ir reduciendo la capacidad del canal de aducción dio como resultado que con una capacidad de 30 m^3/s del canal, el embalse es capaz de regar 54.000 Hás. con seguridad 85%. Analizado el problema desde el punto de vista de caudal medio mensual que puede conducir el canal, faltaría estudiar la capacidad máxima para conducir este caudal, ya que dentro de cada mes existe una variación del caudal medio diario, y dentro del día se tiene una variación de caudal horario.

Recurriendo a estudios realizados (*), en que se ha obtenido una relación entre la capacidad máxima del canal alimentador y el canal que podría conducir en promedio durante los meses de Noviembre, Diciembre y Enero, se tiene que para un caudal medio mensual de 30 m^3/s el caudal de diseño del canal sería 38 m^3/s.

En este trabajo se ha fijado la capacidad en 40 m^3/s.

(*) Dimensionamiento Canal Alimentador Embalse Pirque. "Informe Interno" IPLA - 1975.

ANEXO N° 4 : ESTUDIO DE SEDIMENTACION

4.1. Introducción

4.2. Bases de Estudio

4.3. Cálculo del transporte de Sedimentos

4.3.1. Sólidos en suspensión

4.3.2. Arrastre de fondo

4.4. Aporte de Materiales en Suspensión y Arrastre de Fondo al Embalse Pirque

ESTIMACION DEL FONDO MUERTO DEL EMBALSE PIRQUE

4.1. INTRODUCCION

En la actualidad no se puede predecir el aporte de materiales sólidos que entrarán al embalse, lo que ha significado que todos los valores que se dan sólo sean estimaciones muy preliminares.

El material sólido que es transportado por el río presenta dos aspectos para su estudio : el material que es arrastrado por el fondo del lecho, y los materiales que permanecen en suspensión.

Estos materiales producen en el tiempo una disminución del volumen de regulación susceptible de obtener con la presa de embalse, acortando por lo tanto su vida útil.

En el caso que se estudia el Embalse Pirque recibirá sus aguas a través de un canal de aducción de 11 Km. de largo y que tiene su bocatoma en la ribera Sur del río Maipo. Interesa saber el volumen de arrastre de sólido que llegará al embalse a través de este canal considerando que la vida útil del embalse debería ser de unos 50 años.

4.2. BASES DE ESTUDIO

La estación Maipo en el Manzano (ver figura 1.2) registra todo el aporte líquido de la cuenca Maipo alto, razón por la cual se recurrió a ella para estimar el material que llegaría al embalse Pirque, considerando el análisis de las muestras captadas en la estación Maipo en La Laja ubicada aguas abajo de la estación fluviométrica de Maipo en el Manzano.

Maipo en La Laja ha registrado la concentración del material en suspensión desde Julio 1965.

Tal como se dijo anteriormente, mediante el arrastre las partículas gruesas van disminuyendo de tamaño y perdiendo sus aristas, separándose así los diversos materiales : los que se arrastran por el fondo (arenas gruesas y ripio) y las arcillas, limos y arenas finas, que son llevadas en suspensión.

En este caso el problema del transporte del material sólido se ha estudiado por separado en sus dos aspectos.

4.3. CALCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

4.3.1. Sólidos en Suspensión.

El material sólido en suspensión es la parte del caudal sólido susceptible de medir con mayor facilidad. Para este estudio se cuenta con las muestras analizadas por la Dirección de Riego. Se ha buscado la correlación entre caudal líquido y caudal sólido en suspensión, a partir de los datos experimentales disponibles.

En el cuadro siguiente se tiene el registro de material en suspensión para la estación Maipo en La Laja.

AÑO	Q anual	$T_{ton/año}$	$S_{Kg/seg.}$
1962/63	95,0	1.350.000	42,8
1963/64	143,0	3.380.400	107,5
1964/65	70,9	950.000	30,1
1965/66	129,0	2.164.000	68,7
1966/67	99,8	1.444.000	45,9

En el cuadro A4-1 se tiene la estadística de caudales medios mensuales para la estación Río Maipo en el Manzano.

Se han ordenado mensualmente los caudales en orden decreciente para obtener las curvas de duración mensual del gasto. En el cuadro A4-2 se presentan estos valores

ordenados y en las figuras N° 1 a 12 se han dibujado en papel Log Prob estos caudales de modo de obtener en las rectas correspondientes la duración mensual de los caudales. De estas rectas se ha obtenido una nueva ordenación de la duración mensual de caudales, dividiendo cada mes en seis intervalos de tiempo. Estos valores se muestran en el cuadro A4-3.

CUADRO A 4 - 1

CAUDALES MEDIOS MENSUALES

RIO MAIPO EN EL MANZANO

AÑO	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	ENERO	FEB.	MARZO	ABRIL
1941-1942	69.3	72.9	57.8	65.5	58.2	120.0	250.0	230.0	220.0	160.0	110.0	105.0
1942-1943	68.2	51.6	42.9	42.6	43.9	67.0	139.0	162.0	184.0	116.01	94.5	59.3
1943-1944	44.4	41.3	36.8	45.0	53.0	85.1	133.0	176.0	149.0	123.0	79.3	64.9
1944-1945	53.7	47.7	51.4	54.9	71.7	95.6	151.0	289.0	203.0	137.0	99.4	84.6
1945-1946	66.3	55.7	53.0	53.2	61.2	75.0	85.1	118.0	113.0	117.0	78.0	52.0
1946-1947	38.7	33.8	33.6	31.0	37.3	49.7	93.8	104.0	122.0	96.3	65.5	35.2
1947-1948	30.2	29.4	33.4	29.3	36.6	51.3	116.0	197.0	181.0	136.0	73.3	48.6
1948-1949	46.8	44.3	50.6	59.2	65.8	95.0	153.0	272.0	192.0	122.0	84.7	65.4
1949-1950	73.6	66.3	47.5	53.5	51.4	87.3	155.0	145.0	134.0	100.0	89.0	60.0
1950-1951	42.3	40.0	35.0	39.9	53.0	82.5	104.0	169.0	132.0	86.9	69.6	57.3
1951-1952	50.6	54.6	57.3	57.6	56.5	72.1	127.0	166.0	151.0	95.7	75.6	58.7
1952-1953	56.8	51.9	51.5	48.9	65.3	78.9	108.0	199.0	151.0	128.0	72.7	58.1
1953-1954	49.9	53.4	53.2	79.5	108.0	114.0	186.0	276.0	240.0	189.0	122.0	84.9
1954-1955	67.2	64.0	58.6	59.7	58.4	61.4	154.0	198.0	171.0	92.2	65.6	48.0
1955-1956	42.7	47.2	42.2	39.0	41.9	57.3	103.0	118.0	94.3	72.5	58.2	45.1
1956-1957	38.8	40.0	31.5	32.8	43.3	52.8	97.7	97.6	107.0	92.8	63.2	35.0
1957-1958	40.0	39.4	39.0	35.0	38.0	50.0	91.0	122.0	134.0	121.0	82.0	52.5
1958-1959	48.2	61.7	50.8	42.2	65.0	112.0	137.0	177.0	171.0	114.0	93.5	68.1
1959-1960	59.4	57.2	54.1	61.1	63.7	88.5	149.0	195.0	174.0	141.0	96.4	4 .6
1960-1961	39.2	38.0	35.0	30.0	35.0	50.0	167.0	198.0	152.0	129.0	121.0	84.3
1961-1962	54.4	53.0	56.8	57.0	77.7	149.0	237.0	284.0	231.0	173.0	139.0	61.8
1962-1963	56.4	57.0	59.7	61.6	71.2	82.5	178.0	198.0	130.0	110.0	79.2	55.8
1963-1964	46.1	37.5	55.9	60.9	70.0	93.0	134.0	339.0	386.0	256.0	132.0	82.5
1964-1965	62.2	51.8	47.8	42.9	50.3	60.9	84.5	91.0	126.0	104.0	70.5	62.0
1965-1966	44.4	45.5	42.2	71.2	70.1	118.0	213.0	217.0	306.0	192.0	128.0	80.0
1966-1967	62.2	58.8	59.9	54.7	66.2	97.0	154.0	187.0	176.0	136.0	85.5	62.3
1967-1968	39.0	33.1	32.4	32.1	33.0	50.1	71.4	101.2	97.8	86.8	68.5	57.7
1968-1969	43.8	43.4	41.2	40.0	57.0	34.2	50.0	45.0	72.0	70.0	53.1	33.9
1969-1970	32.0	40.0	29.9	34.0	42.0	66.4	106.0	223.9	141.7	104.2	66.4	46.6
1970-1971	40.5	36.7	40.6	34.5	45.6	71.0	92.3	109.9	85.4	84.5	55.6	37.6
1971-1972	27.2	25.5	28.4	35.9	49.0	91.7	176.4	165.6	149.1	104.9	76.6	51.5

CUADRO A 4 - 2

RIO MAIPO EN EL MANZANO

TABULACION ESTADISTICA ESCURRIMIENTOS RIO MAIPO EN EL MANZANO PARA DURACION MENSUAL CAUDAL EN GRAFICOS LOG-PROB.

N°	PROB.	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	ENERO	FEB.	MARZO	ABRIL
1	0.03	73.6	72.9	59.9	79.5	108	149	250	339	386	256	132	105
2	0.06	69.3	66.3	59.7	71.2	77.7	120	237	289	306	192	130	84.9
3	0.09	68.2	64.0	58.6	65.5	71.7	118	213	284	240	189	128	84.6
4	0.13	76.2	61.7	57.8	61.6	71.2	114	186	276	231	173	122	84.3
5	0.16	66.3	58.8	57.3	61.1	70.1	112	178	272	220	160	121	82.5
6	0.19	62.2	57.0	56.8	60.9	70.0	97.0	176.4	230	203	141	110	80.0
7	0.22	62.2	55.7	55.9	59.7	66.2	95.6	167	223.9	192	137	99.4	68.1
8	0.25	59.4	54.6	54.1	59.2	65.8	95.0	166	217	184	136	94.6	65.4
9	0.28	53.4	53.2	57.6	65.3	65.8	93.0	155	199	181	136	94.5	64.9
10	0.31	56.4	53.2	53.0	57.0	65.0	91.7	154	198	176	129	93.5	62.3
11	0.34	54.4	53.0	51.5	54.9	63.7	88.5	154	198	174	128	89.0	62.0
12	0.38	53.7	51.9	51.4	54.7	61.2	87.3	153	198	171	123	85.5	61.8
13	0.41	50.6	51.8	50.8	53.5	58.4	85.1	151	197	171	122	84.7	60.0
14	0.44	49.9	51.6	50.6	53.2	58.2	82.5	149	195	152	121	82.0	59.3
15	0.47	48.2	47.7	47.8	48.9	57.0	82.5	139	187	151	117	79.3	58.7
16	0.50	46.8	47.2	47.5	45.0	56.5	78.9	137	177	151	116	79.2	58.1
17	0.53	46.1	45.5	42.9	42.9	53.0	75.0	134	176	149.1	114	78.0	57.7
18	0.56	44.4	44.3	42.2	42.6	53.0	72.1	133	169	149	110	76.6	57.3
19	0.59	44.4	43.4	42.2	42.2	51.4	71.0	127	166	141.7	104.9	75.6	55.8
20	0.63	43.8	51.3	41.2	40.0	50.3	67.0	108	165.6	134	104.2	73.3	52.5
21	0.66	42.7	40.0	40.6	39.9	49.0	66.4	106	162	134	104.0	72.7	52.0
22	0.69	42.3	40.0	39.0	39.0	45.6	61.4	104	145	132	100.0	70.5	51.5
23	0.72	40.5	40.0	36.8	35.9	43.9	60.9	103	122	130	96.3	69.6	48.6
24	0.75	40.0	39.4	35.0	35.0	43.3	57.3	97.3	118	126	95.7	68.5	48.6
25	0.78	39.2	38.0	35.0	34.5	42.0	52.8	93.8	118	122	92.8	66.4	48.0
26	0.81	39.0	37.5	33.6	34.0	41.9	51.3	92.3	109.8	113	92.2	65.6	46.6
27	0.84	38.8	36.7	33.4	32.8	38.0	50.1	91.0	104	107	86.9	65.5	45.1
28	0.88	38.7	33.8	32.4	32.1	37.3	50.0	85.1	101.2	97.8	87.8	63.2	37.6
29	0.91	32.0	33.1	31.5	31.0	36.6	50.0	84.5	97.6	94.3	84.5	58.2	35.2
30	0.94	30.2	29.4	29.9	30.0	35.0	49.7	71.4	91.0	85.4	72.5	55.6	35.0
31	0.97	27.2	25.5	28.4	29.3	33.0	34.2	50.0	45.0	72	70.0	53.1	33.9

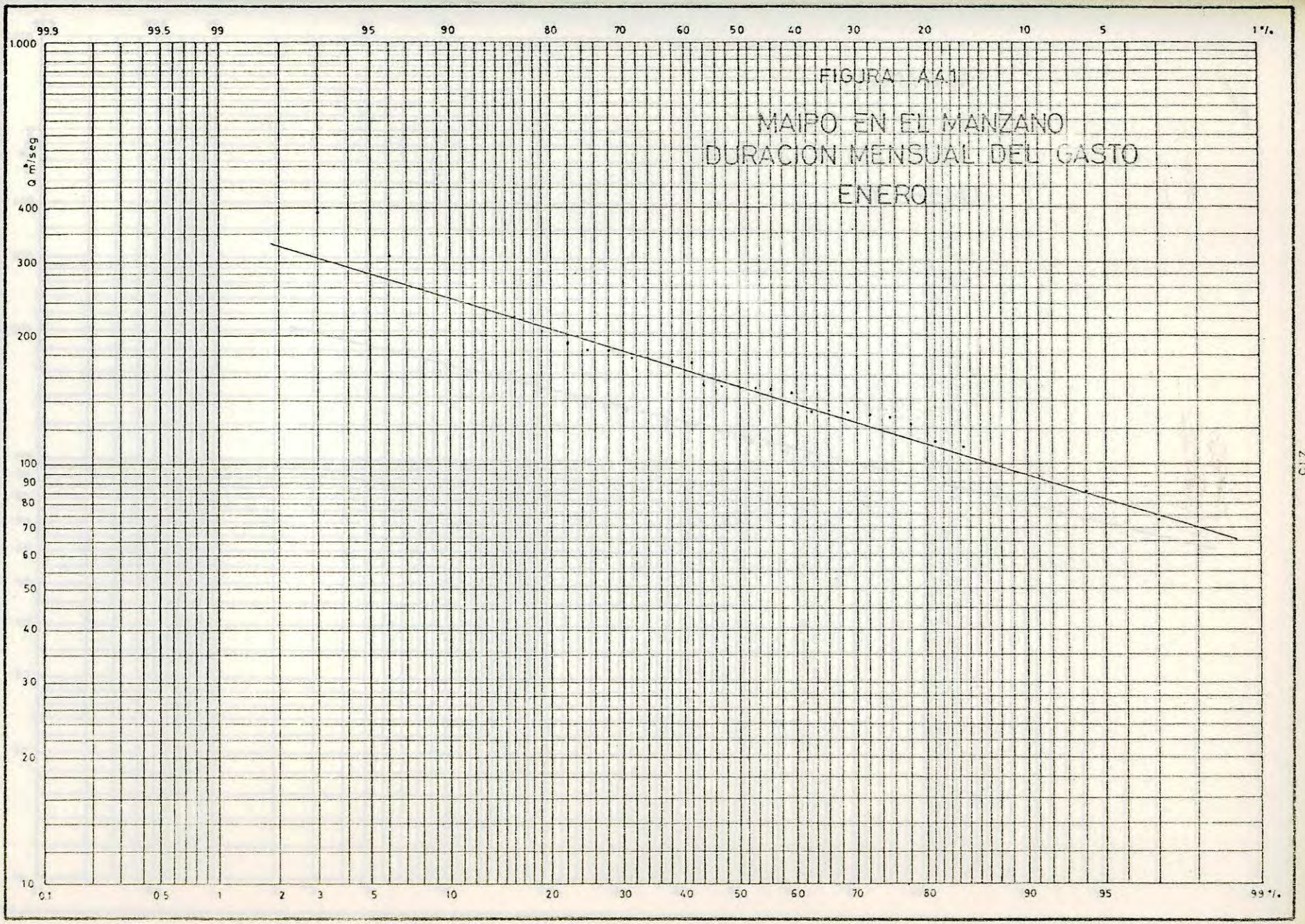


FIGURA A.4.1
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
ENERO
Q m³/seg
1.000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

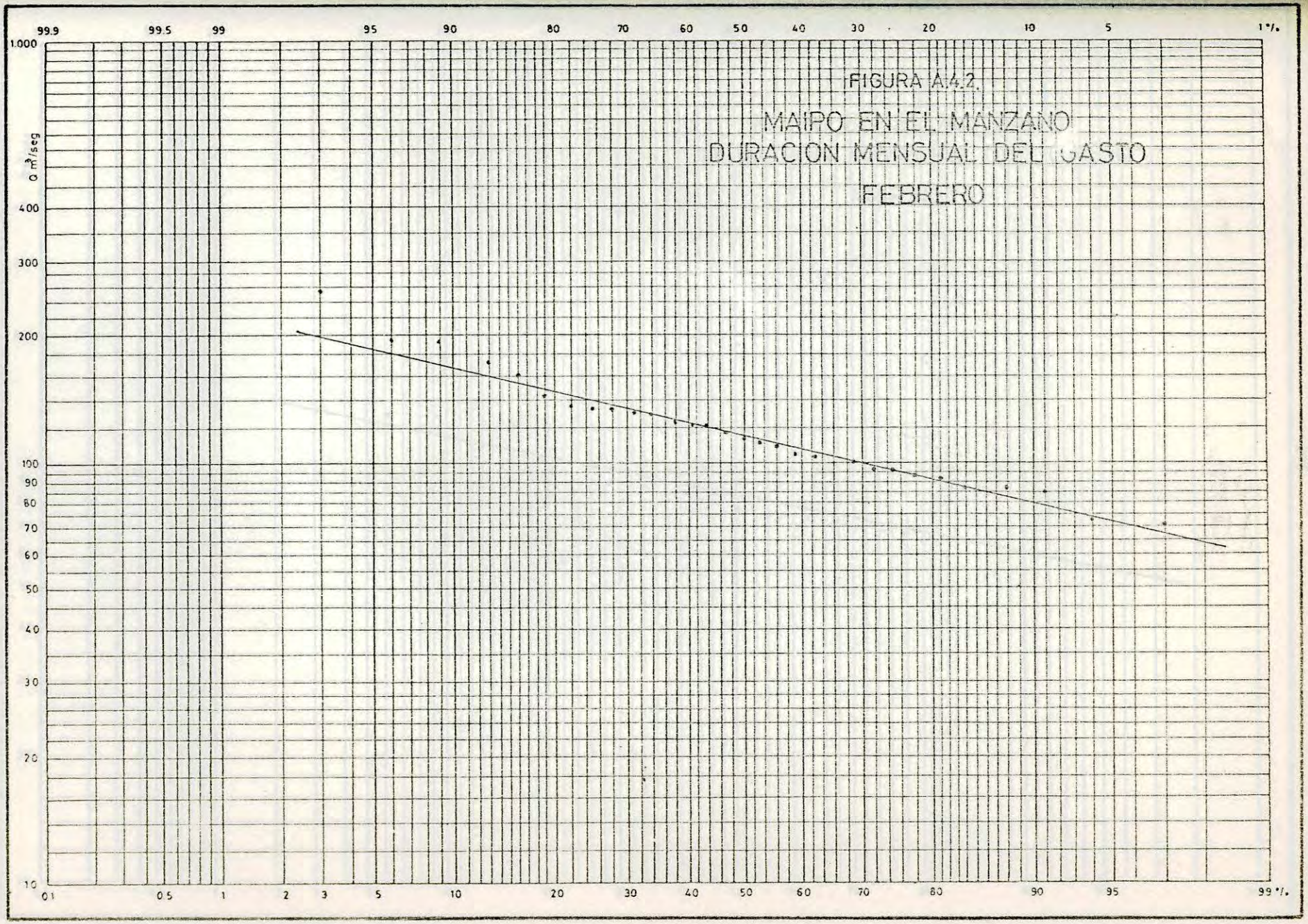


FIGURA A.4.2.
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
FEBRERO
Q m³/seg
1.000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

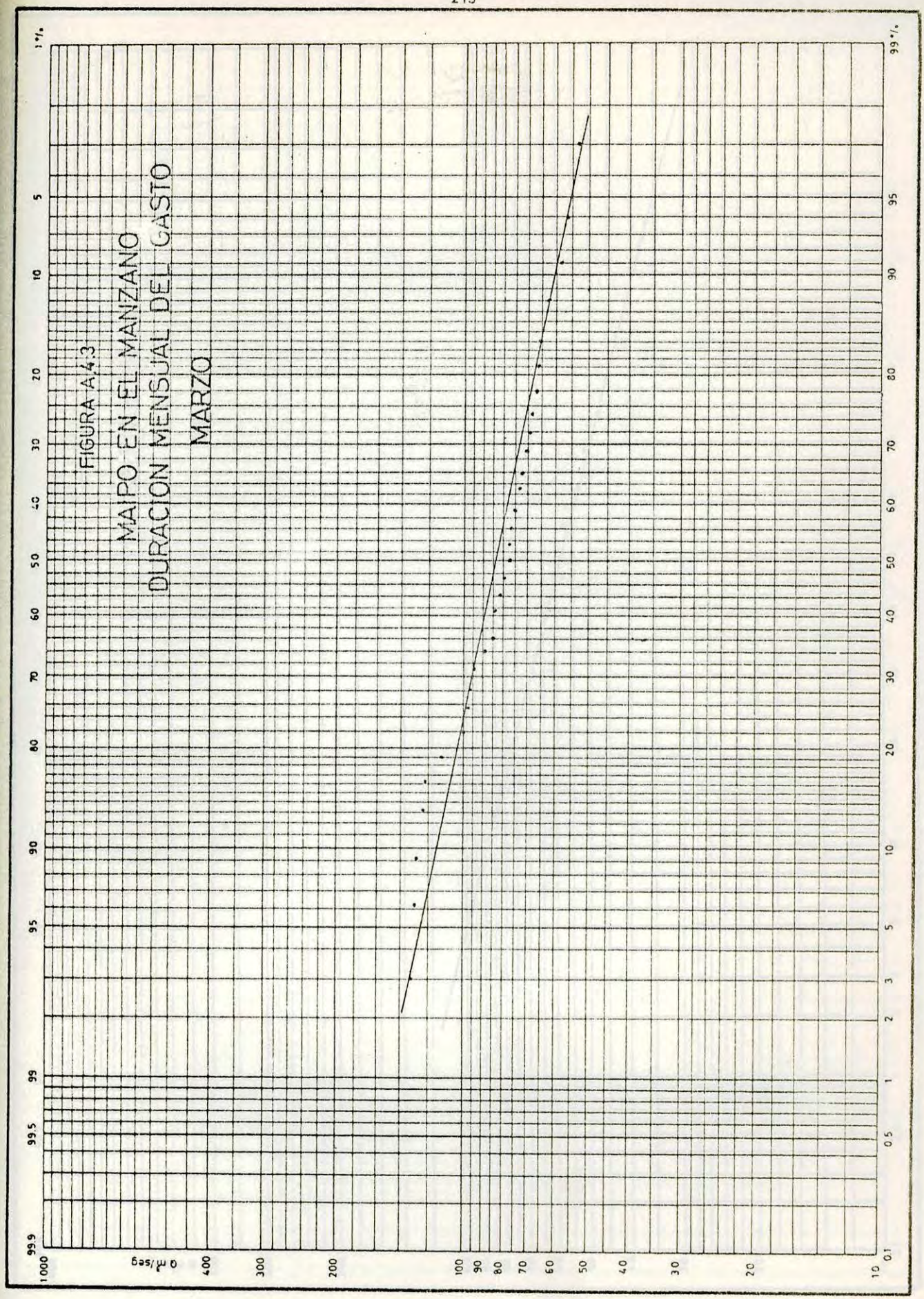


FIGURA A.4.3
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
MARZO
m³/seg
%
%

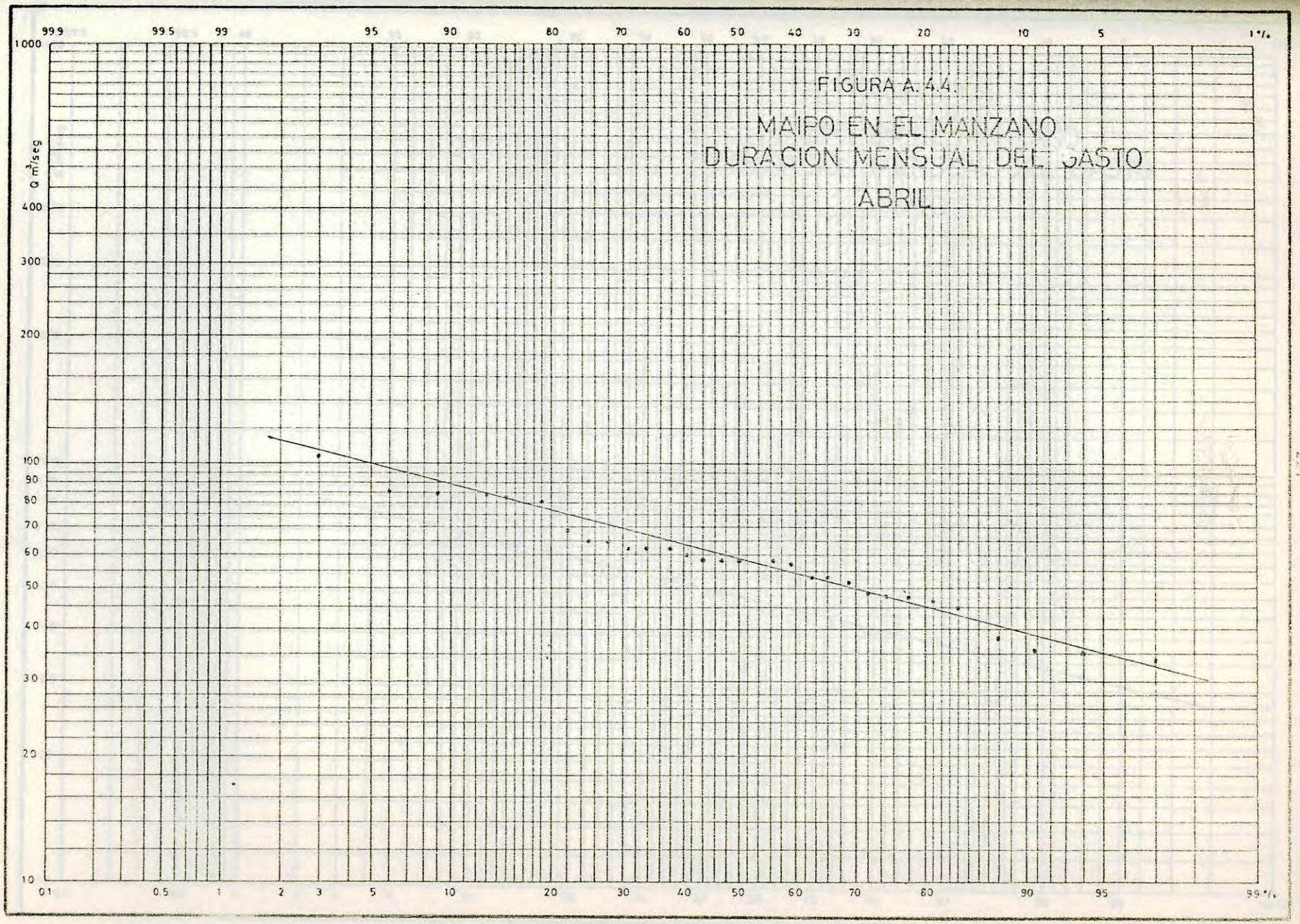


FIGURA A. 4.4.
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
ABRIL
Q m³/seg
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
1000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

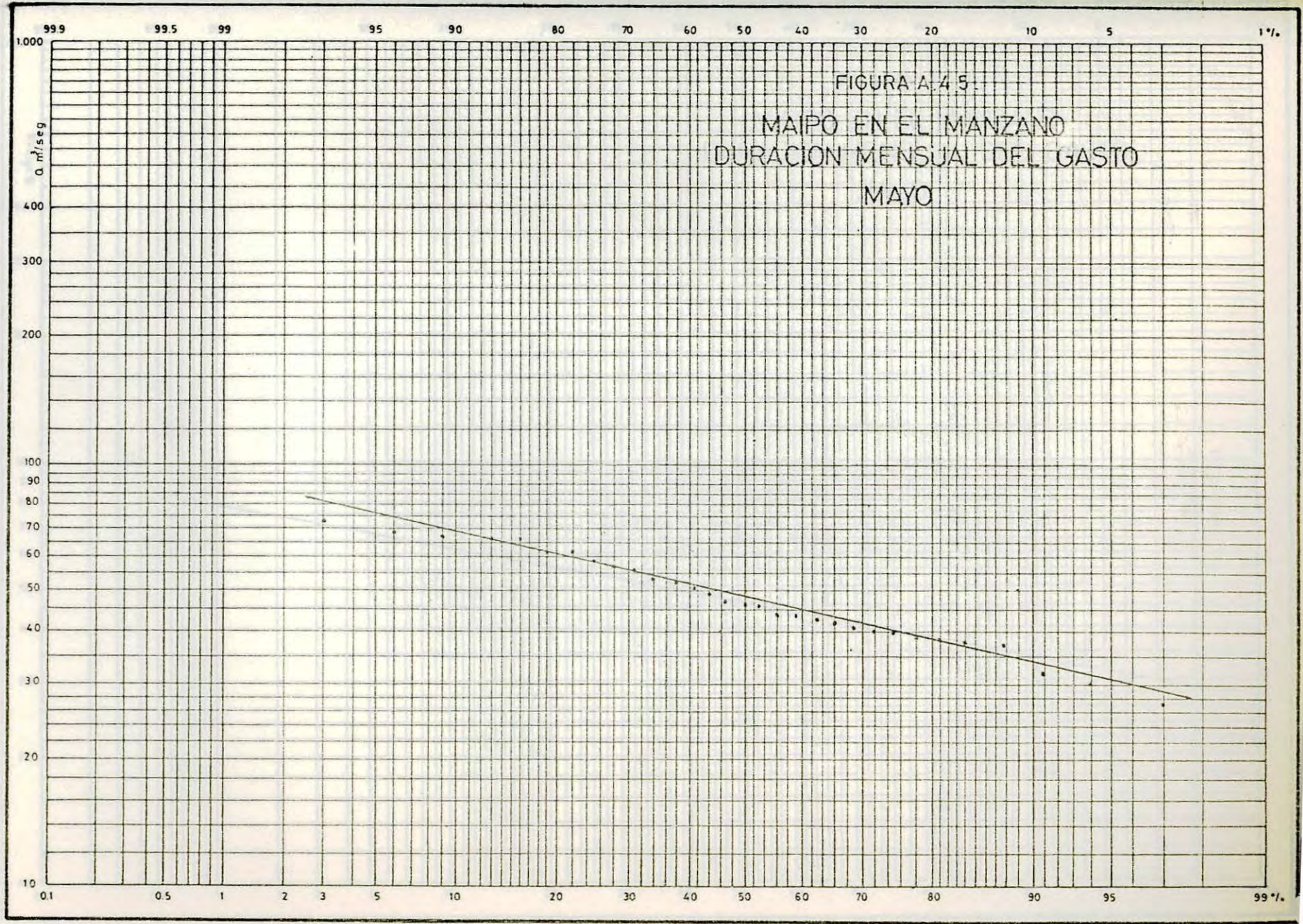


FIGURA A.4.5.
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
MAYO
Q m³/seg
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
1.000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

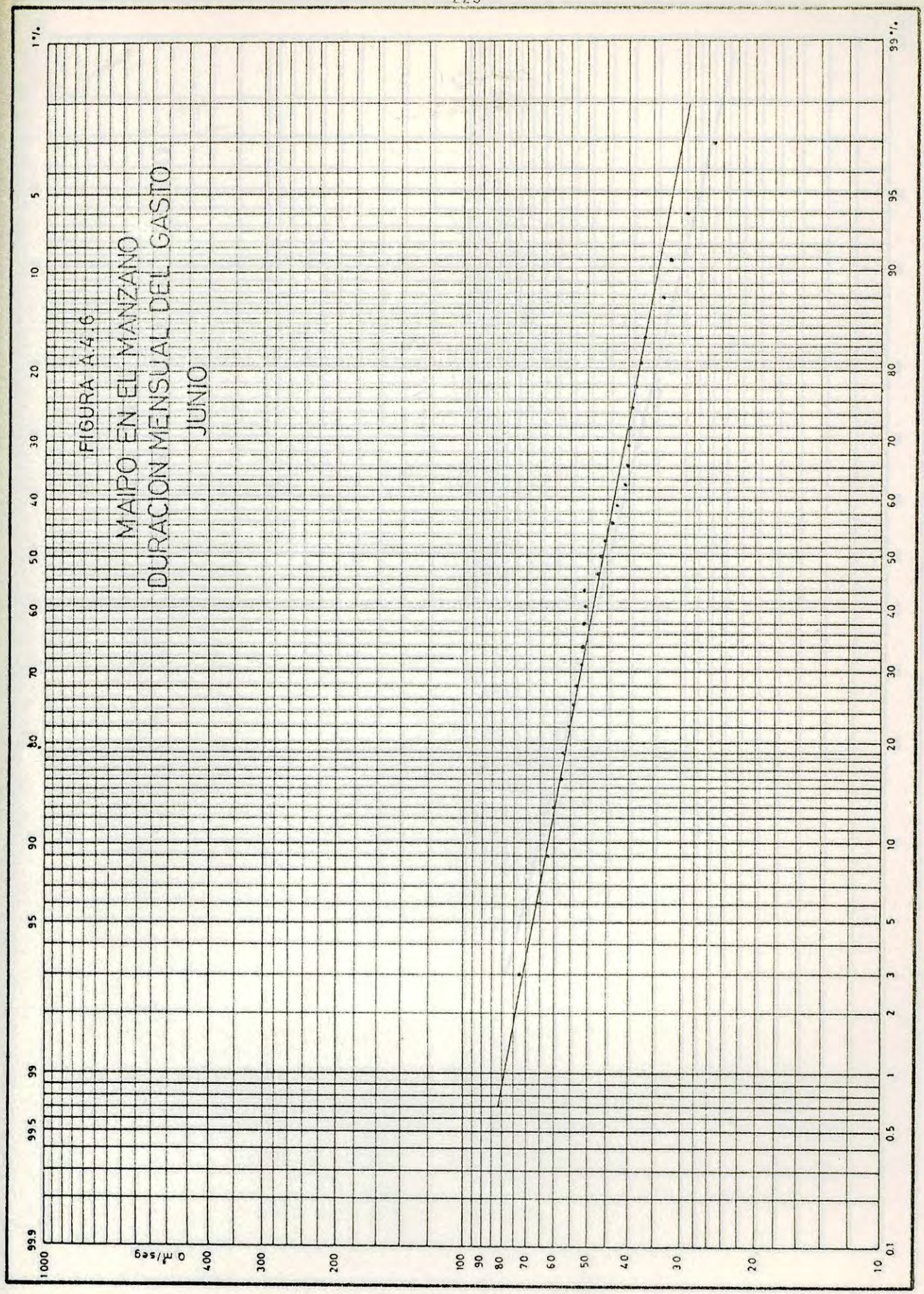


FIGURA A.4.16
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
JUNIO
m³/seg
1000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
2
1
0.5
0.1
1%
99%

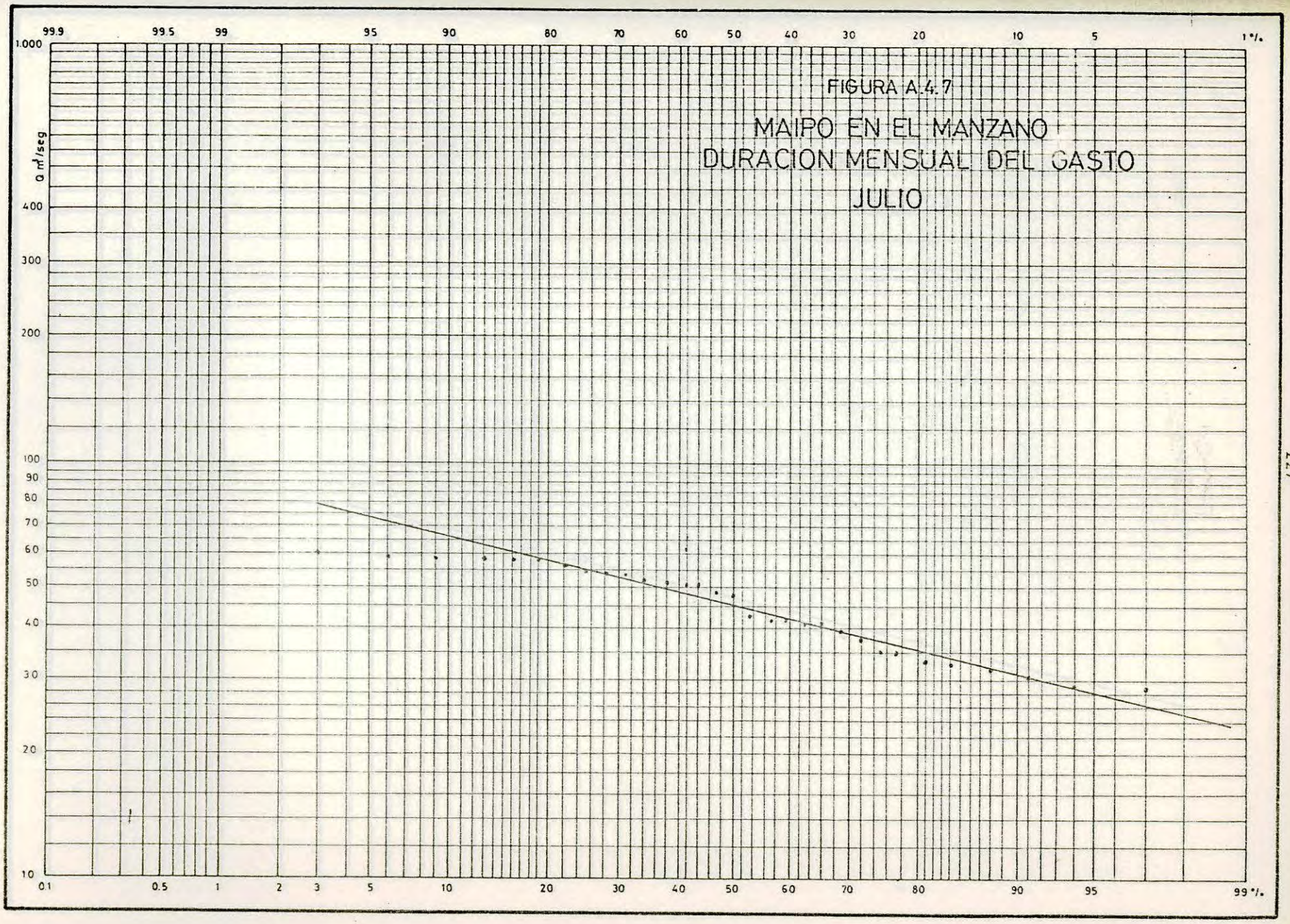


FIGURA A.4.7
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
JULIO
Q m³/seg
1.000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

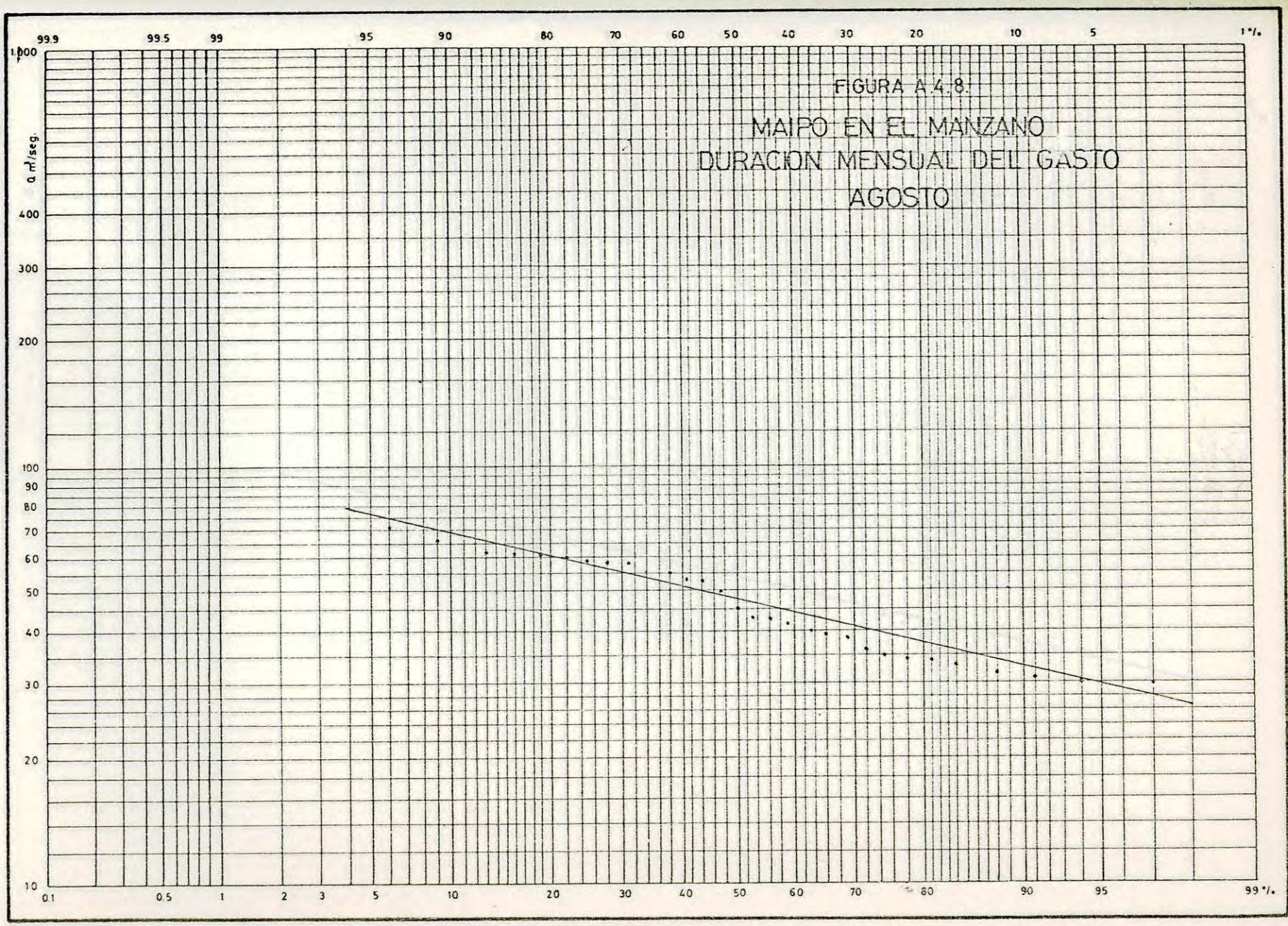


FIGURA A.4.8.
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
AGOSTO
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
1.000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
Q m³/seg.
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

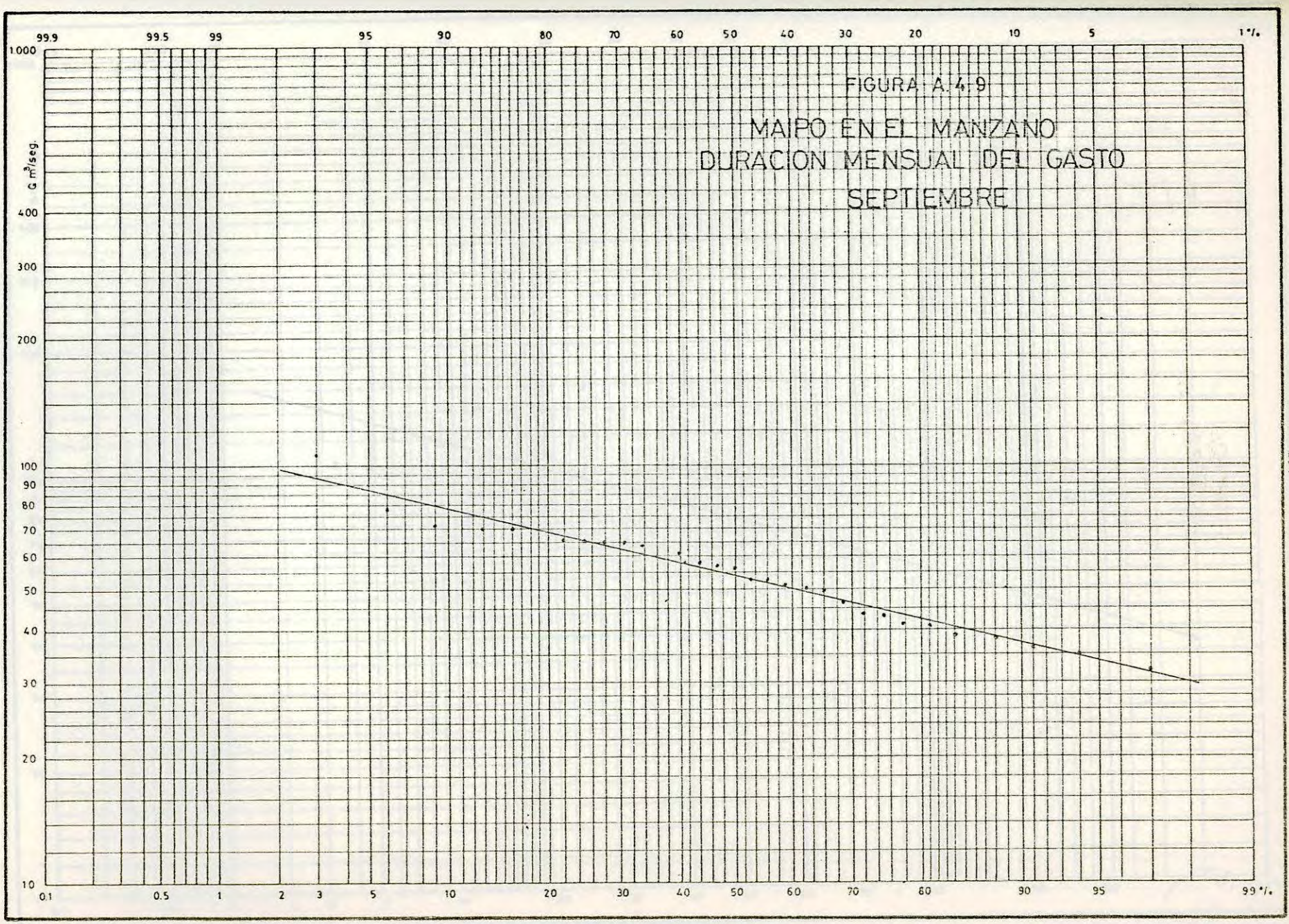


FIGURA A.4.9
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
SEPTIEMBRE
Q m³/seg.
1000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

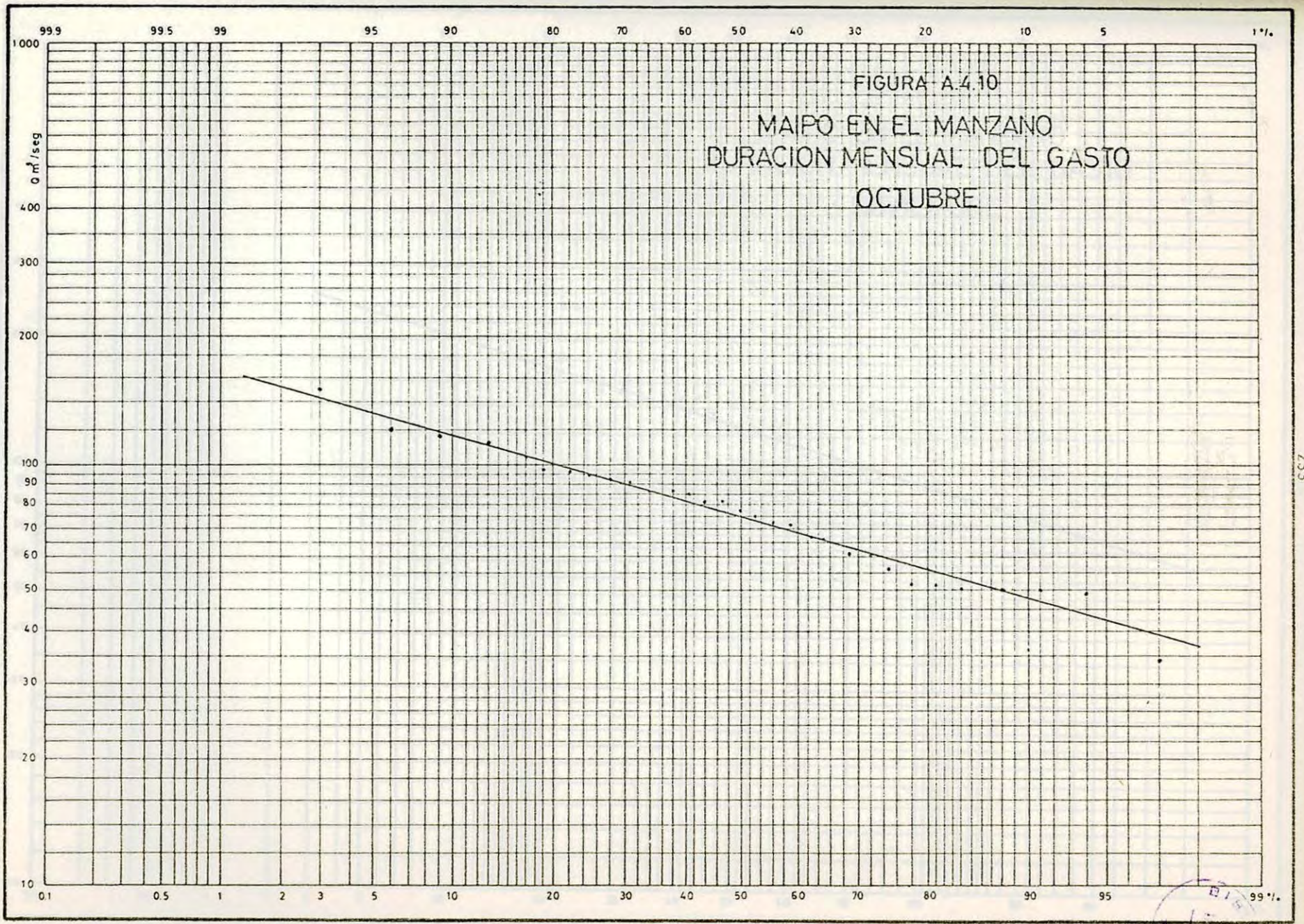


FIGURA A.4.10
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
OCTUBRE
99.9 99.5 99 95 90 80 70 60 50 40 30 20 10 5 1 %
1000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
m³/seg
0.1 0.5 1 2 3 5 10 20 30 40 50 60 70 80 90 95 99 %

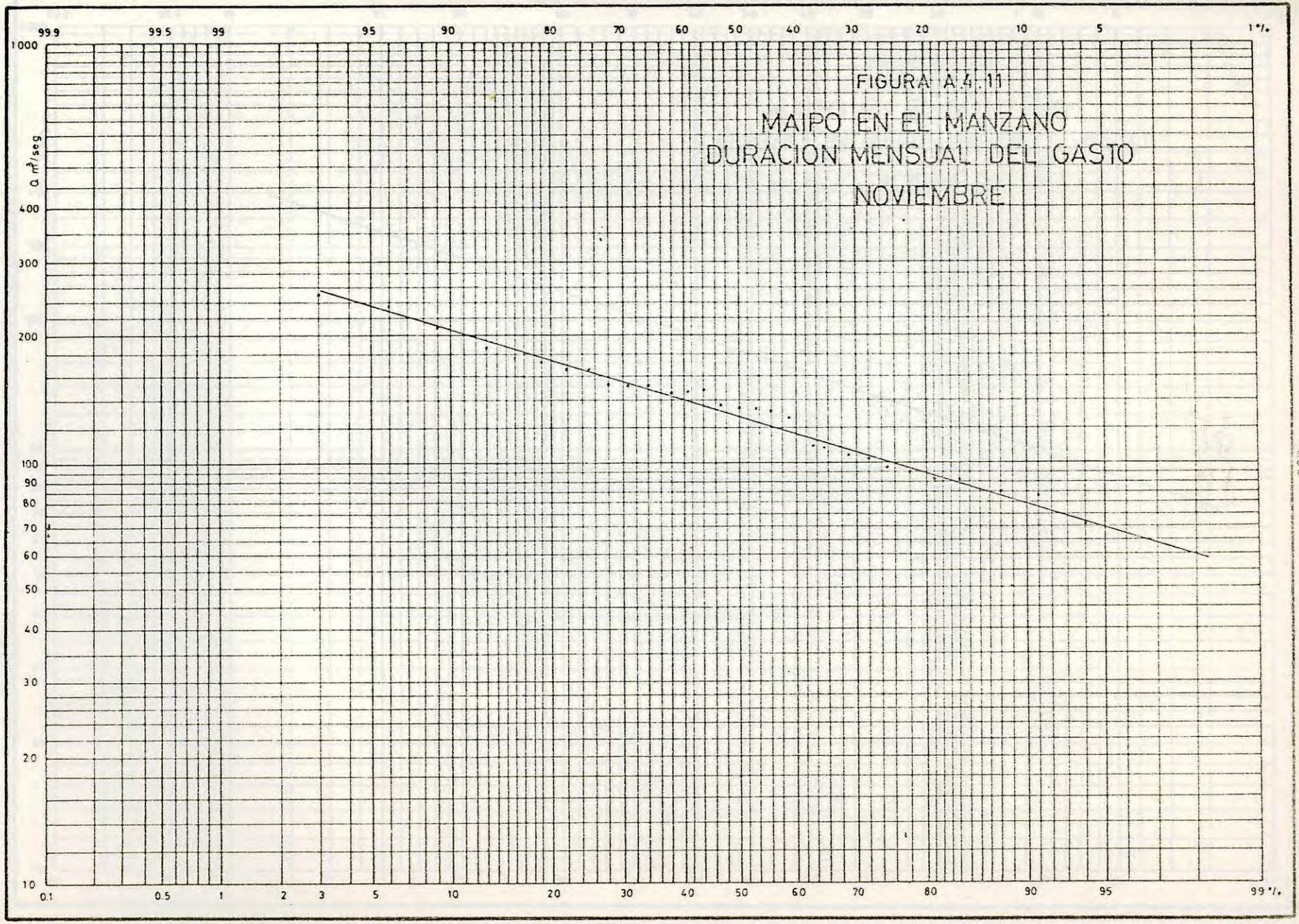


FIGURA A.4.11
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
NOVIEMBRE
Q m³/seg
1000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

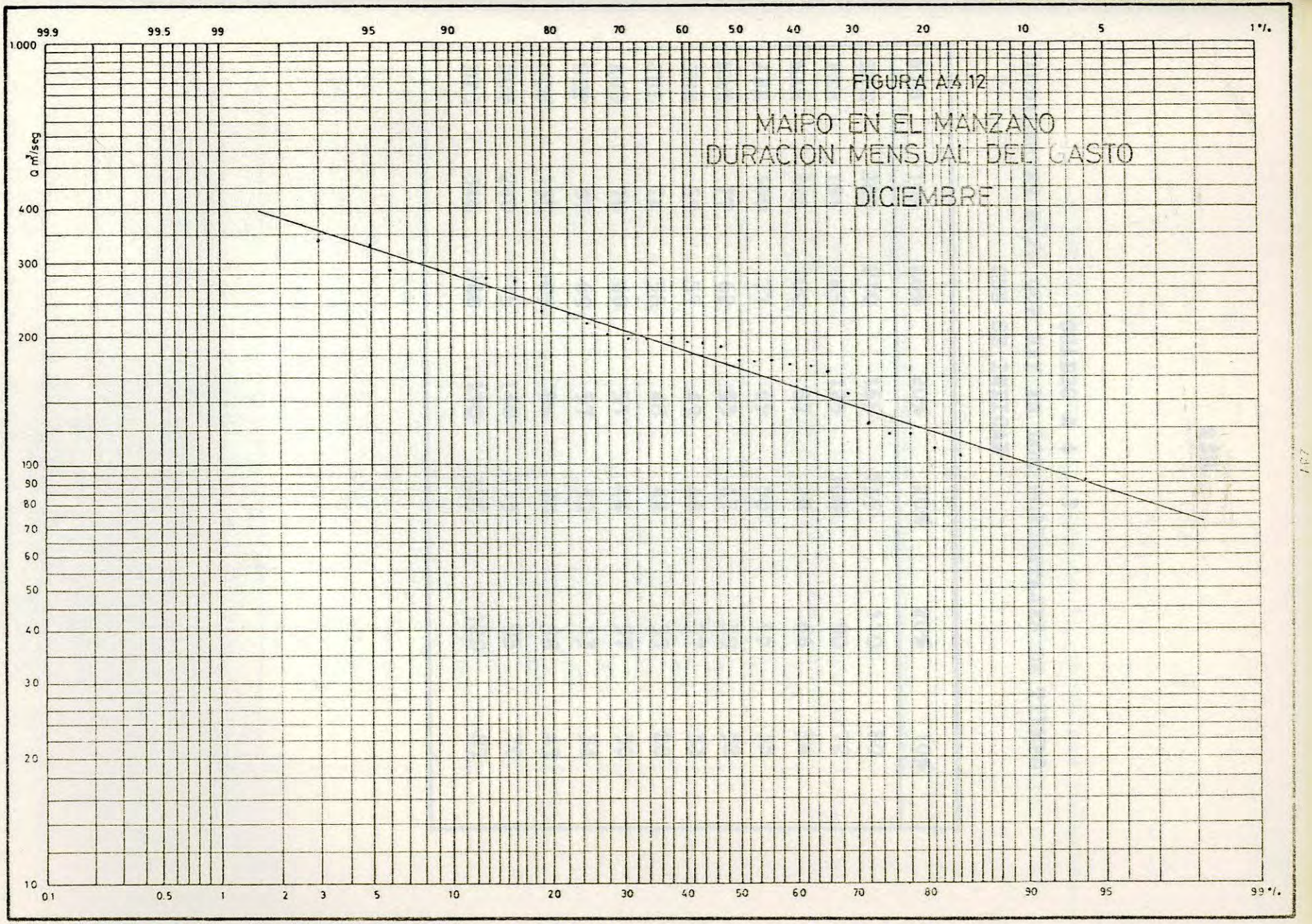


FIGURA A.4.12
MAIPO EN EL MANZANO
DURACION MENSUAL DEL GASTO
DICIEMBRE
Q m³/seg
1.000
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
99.9
99.5
99
95
90
80
70
60
50
40
30
20
10
5
1 %
0.1
0.5
1
2
3
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99 %

CUADRO A 4 - 3

CAUDALES EN M^3/S QUE HAY EN LOS PORCENTAJES DE TIEMPO QUE SE INDICAN

MES	10%	20%	20%	20%	20%	10%
ENE	280	210	165	135	110	80
FEB	185	145	125	108	90	72
MAR	125	100	87	76	66	54
ABR	100	77	65	55	45	35
MAY	77	62	53	45	39	32
JUN	69	57	49	44	37	33
JUL	74	58	48	42	35	28
AGO	76	60	51	44	37	30
SEP	87	69	57	50	43	34
OCT	135	105	84	70	56	43
NOV	240	175	140	115	95	70
DIC	340	240	190	155	120	87

A continuación se ha tabulado la curva que relaciona el material en suspensión y el caudal del Río Maipo en el Manzano.

TABLA N° A 4 - 5

Q m^3/s	S ton/día	Q m^3/s	S ton/día
30	2.160	180	22.460
40	2.160	190	25.920
50	2.592	200	29.380
60	2.592	210	32.800
70	3.024	220	36.290
80	3.024	230	39.750
90	3.456	240	43.200
100	3.890	250	46.660
110	4.725	260	50.110
120	5.616	270	53.600
130	6.910	280	57.020
140	8.640	290	60.480
150	12.100	300	63.940
160	15.550	340	77.760
170	19.000		

CALCULO MATERIAL EN SUSPENSION :

Con los valores del cuadro A4-4 y la Tabla A4-5 se tiene :

ENERO

$$S = 0,10 \times 57.000 + 0,20\left[32.800 + 17.300 + 7.800 + 4.700\right] + 0,10 \times 3.000 = 18.520 \text{ ton/día.}$$

FEBRERO

$$S = 0,10 \times 24.200 + 0,20\left[10.400 + 6.300 + 4.700 + 3.400\right] + 0.10 \times 3.000 = 7.680 \text{ ton/día.}$$

MARZO

$$S = 0,10 \times 6.300 + 0,20\left[3.900 + 3.400 + 3.000 + 3.000\right] + 0.10 \times 2.600 = 3.550 \text{ ton/día.}$$

MESES DE ESTIAJE : Comprende de Abril a Septiembre inclusive. Se tomaron los valores promedios de caudales en el período de estiaje :

$$S = 0,10 \times 3.200 + 0,20\left[2.800 + 2.600 + 2.500 + 2.200\right] + 0.10 \times 2.200 = 2.550 \text{ ton/día.}$$

OCTUBRE

$$S = 0,10 \times 7.800 + 0,20\left[4.300 + 3.200 + 3.000 + 2.600\right] + 0,10 \times 2.200 = 3.620 \text{ ton/día}$$

NOVIEMBRE

$$S = 0,10 \times 43.200 + 0,20\left[21.000 + 8.600 + 5.200 + 3.700\right] + 0,10 \times 3.000 = 12.320 \text{ ton/día.}$$

DICIEMBRE

$$S = 0,10 \times 77.800 + 0,20\left[43.200 + 25.900 + 13.800 + 5.600\right] + 0,10 \times 3.400 = 25.820 \text{ ton/día.}$$

Finalmente se tiene :

MES	TON/DIA	N° DE DIAS	TOTAL TON.
Enero	18.520	31	574.120
Febrero	7.680	28,25	216.960
Marzo	3.550	31	110.050
Abr. a Sept.	2.550	183	466.650
Octubre	3.620	31	112.220
Noviembre	12.320	30	369.600
Diciembre	25.820	31	800.420
		TOTAL ANUAL	2.650.020 ton.

4.3.2. **Arrastre de Fondo.**

El arrastre de fondo, debido a la dificultad que existe para medirlo, ha cobrado mayor importancia para experiencias en laboratorios y se han dado fórmulas que son función de las condiciones del lecho y del escurrimiento.

Tal es el caso de las expresiones de Schoklitsh y Meyer Peter, que han sido utilizadas en este trabajo.

Schoklitsh corresponde al exponente más directo del concepto de fuerza de arrastre y ha formulado varias expresiones basadas en observaciones directas de distintos ríos europeos. Se ha aplicado su fórmula más reciente del año 1942.

Meyer Peter por otro lado determinó su fórmula empírica mediante observaciones en ríos de Suiza.

En la figura A4 - 13 se han dibujado las rectas resultantes de la aplicación de los criterios de cálculo anteriormente mencionados.

Para efectos de este trabajo se trazó una recta media entre las dos rectas resultantes tanto por la fórmula de Schoklitsh y de Meyer Peter.

Entrando con los valores del cuadro A4-3 en esta recta media se tiene :

ENERO

$$F = 0,10 \times 18.000 + 0,20\left[12.000 + 8.500 + 6.250 + 4.750\right] + 0,10 \times 3000 = 8.400 \text{ ton/día.}$$

FEBRERO

$F = 0,10 \times 10.000 + 0,20[7.000 + 5.750 + 4.400 + 3.500] +$
$0,10 \times 2.600 = 5.390$ ton/día.

MARZO

$F = 0,10 \times 5.750 + 0,20[4.200 + 3.400 + 2.750 + 2.300] +$
$0,10 \times 1.700 = 3.275$ ton/día.

MESES DE ESTIAJE : Comprende de Abril a Septiembre inclusive. Se tomaron los valores promedios de caudales en el período de estiaje.

$F = 0,10 \times 3.000 + 0,20[2.150 + 1.700 + 1.400 + 1.100] +$
$0,10 \times 1.000 = 1.670$ ton/día.

OCTUBRE

$F = 0,10 \times 6.250 + 0,20[4.250 + 3.200 + 2.500 + 1.800] +$
$0,10 \times 1.300 = 3.105$ ton/día.

NOVIEMBRE

$F = 0,10 \times 14.500 + 0,20[9.000 + 6.600 + 5.000 + 3.800] +$
$0,10 \times 2.500 = 6.580$ ton/día.

DICIEMBRE

$F = 0,10 \times 24.000 + 0,20[1.450 + 10.500 + 7.500 + 5.400] +$
$0,10 \times 3.400 = 10.320$ ton/día.

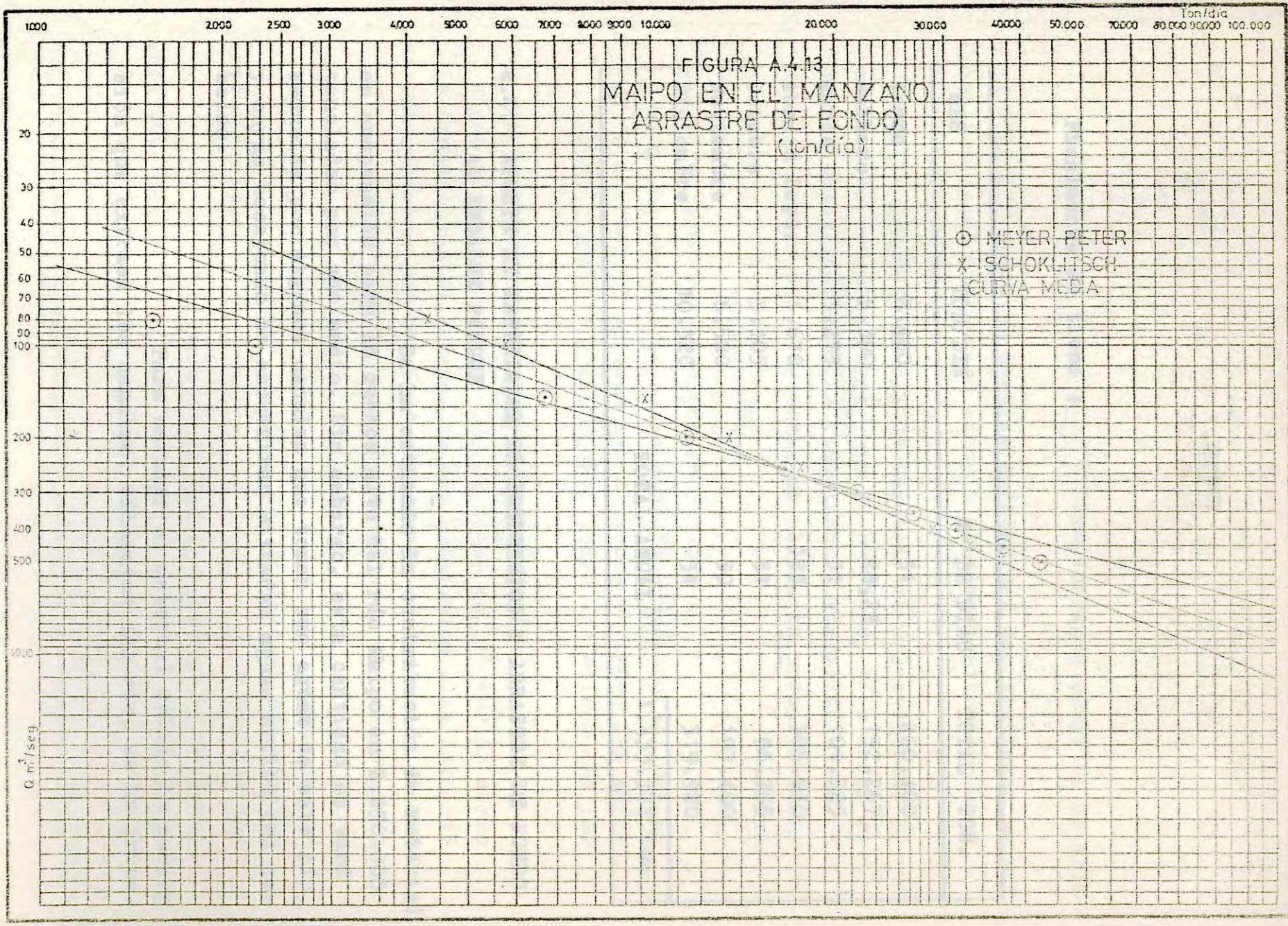


FIGURA A.4.13
MAIPO EN EL MANZANO
ARRASTRE DEL FONDO
(ton/día)
Ton/día
1000
2.000
2500
3.000
4.000
5000
6000
7.000
8000
9000
10.000
20.000
30.000
40.000
50.000
70.000
80.000
90000
100.000
20
30
40
50
60
70
80
90
100
200
300
400
500
Q m³/seg
⊙ MEYER PETER
X SCHOKLITSCH
CURVA MEDIA

Finalmente se tiene :

MES	TON/DIA	N° DE DIAS	TOTAL TON.
Enero	8.400	31	260.400
Febrero	5.390	28,25	152.267
Marzo	3.275	31	101.525
Abr. a Sept.	1.670	183	305.610
Octubre	3.105	31	96.255
Noviembre	6.580	30	197.400
Diciembre	10.320	31	319.920
		TOTAL ANUAL	1.433.377 ton.

4.4. APORTE DE MATERIALES EN SUSPENSION Y ARRASTRE DE FONDO AL EMBALSE PIRQUE

Se ha estimado la contribución de material en suspensión para la cuenca alta del río Maipo en 2.650.000 toneladas por año medio. Sin embargo, esta cantidad se verá reducida por algunos canales que toman sus aguas de este río, y cuyas bocatomas se encuentran situadas aguas arriba del embalse.

Para estimar el material sólido en suspensión que extraen los canales, efluentes del río, se ha proce-

dido en la forma siguiente :

1.- Se considera que los canales extraen un caudal líquido aproximadamente constante durante un período largo del año.

2.- La concentración de material sólido en el canal efluente es igual a la que lleva el río. Esto, permite, de acuerdo a las estadísticas disponibles, estimar fácilmente la cantidad de material sólido en suspensión que extrae el canal.

De acuerdo al esquema siguiente se observa que los canales que toman aguas del Río Maipo aguas arriba del canal de aducción del embalse Pirque son el Canal San Carlos, el Canal Eyzaguirre y el Canal Pirque.

Estos canales tienen en conjunto actualmente el 50% de las acciones del río, esto implica según las hipótesis anteriores que al embalse Pirque llegará el 50% del material en suspensión y el 50% del arrastre de fondo calculado anteriormente.

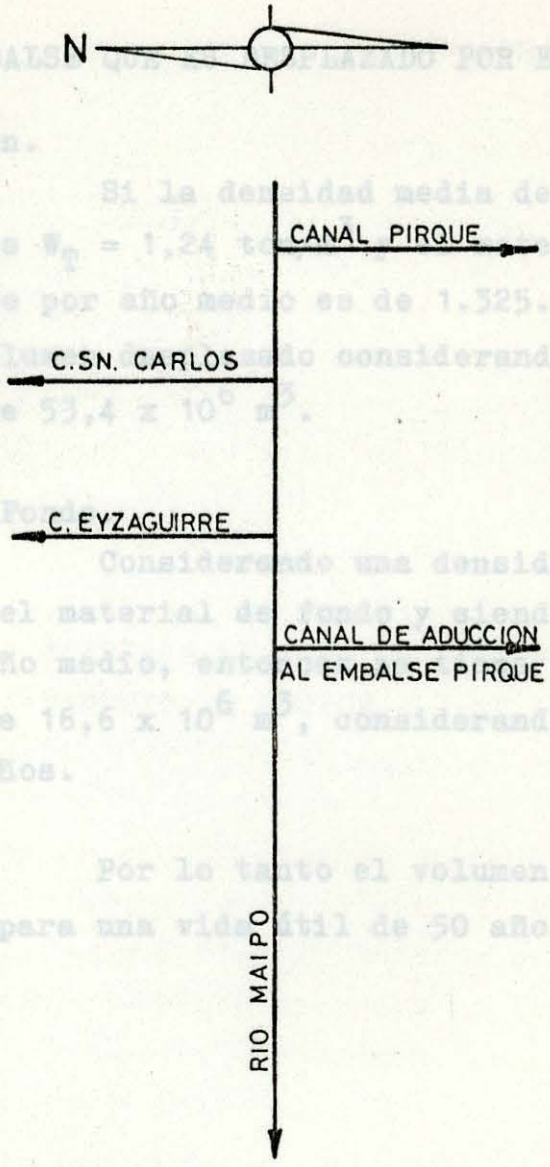
Por lo tanto :

Material en suspensión que llega al embalse por año medio : 1.325.000 Ton.

Arrastre de fondo que llega al embalse por año medio : 717.000 Ton.

FIGURA A.4.14.

ESQUEMA DE CANALES CUYA BOCATOMA ESTA AGUAS ARRIBA DEL CANAL DE ADUCCION.



DIB. S. FOUQUET C.

VOLUMEN DEL EMBALSE QUE ES DESPLAZADO POR EL MATERIAL SOLIDO

A) En Suspensión.

Si la densidad media de los sólidos en suspensión es W_T = 1,24 ton/m^3 y el material que se incorpora al embalse por año medio es de 1.325.000 toneladas, entonces el volumen desplazado considerando una vida útil de 50 años es de 53,4 x 10^6 m^3.

B) Arrastre de Fondo.

Considerando una densidad media de 2,15 ton/m^3 para el material de fondo y siendo 717.000 ton. el aporte por año medio, entonces se tiene que el volumen desplazado es de 16,6 x 10^6 m^3, considerando también una vida útil de 50 años.

Por lo tanto el volumen desplazado es de 70 x 10^6 m^3 para una vida útil de 50 años.

ANEXO N° 5 : ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y ESTUDIO DE COSTOS

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y ESTUDIO DE COSTOS

1.- PRESA

- 1.1. Excavación de Escarpe
- 1.2. Relleno Material Impermeable
- 1.3. Relleno Material Permeable
- 1.4. RIP-RAP

2.- VERTEDERO

- 2.1. Excavación Común
- 2.2. Excavación Roca
- 2.3. Hormigón
- 2.4. Armadura
- 2.5. Relleno Compactado
- 2.6. Moldaje Recto

3.- DESVIACION Y TOMA

- 3.1. Excavación Tajo Abierto Común
- 3.2. Excavación Túnel Roca
- 3.3. Excavación Tajo Abierto Roca
- 3.4. Revestimiento Sección Circular
- 3.5. Revestimiento Sección M. Punto.
- 3.6. Armadura

4.- COMPUERTAS Y MECANISMOS

Válvulas

5.- CANAL ALIMENTADOR

5.1. Excavación Tajo Abierto Común

5.2. Hormigón Revestimiento

5.3. Obras de Arte Menores

5.4. Caída Clarillo

5.5. Bocatoma

6.- GALERIA DE FILTRACION

6.1. Excavación Tajo Abierto

6.2. Filtro

6.3. Tubos c.c. ø 2,00 m.

6.4. Relleno Compactado

1.1. Excavación de Escarpe.

1 Bulldozer D-4

$$1\ m^3 = \frac{E°\ 13.200/h}{60\ m^3/h} = E°\ 220/m^3$$

G.G. y U. E° 80/m^3

E° 300/m^3

1.2. Relleno Material Impermeable.

- Estudio del Transporte en Camión

a) Condiciones de los caminos :

SECCION	RR	%	RP	IDA CARGANDO RT	VUELTA VACIO RT
A	40 kg/ton	4%	- 2,9	+ 1,1	6,9
B	40 " "	4%	- 0,7	+ 3,3	4,7
C	40 " "	4%	+ 0,5	+ 4,5	3,5
D	40 " "	4%	+ 3,2	+ 7,2	0,8
E	60 " "	6%	0	+ 6,0	6,0

Camión 769 B. Características.

Capacidad a Ras 22 yd^3 o sea 16,82 m^3

Peso Bruto del Vehículo P.B.V. : 58,6 t

Peso Vacío del Vehículo P.V.V. : 26,8 t

Carga Util : 31,8 t

Distribución del Peso :

Vacío :

i) Adelante	13,1 t	26,8 t	
ii) Atrás	13,7 t		

Cargado :

i) Adelante	19,5 t	58,6 t	
ii) Atrás	39,1 t		

Fuerza de Tracción Utilizable :

Cargado : 0,5 x 39,1 t = 19,5 t

Vacío : 0,5 x 13,7 t = 6,8 t

Pérdida de potencia por altitud : 0

Fuerza de tracción disponible es suficiente ya que la resis - tencia total en la sección A es de 4,04 ton, frente a 19,6 que es la ya calculada.

b) Tiempo de Viaje Cargado :

TRAMO	L km	V km/h	t' min	t Gráfico	t Adoptado
A	1,0	50	1,2	1,5	1,5
B	1,9	50	2,3	2,4	2,4
C	2,0	32	3,8	2,8	3,8
D	1,0	20	3,0	2,3	3,0
E	1,1	27	2,4	2,2	2,4
Tiempo de Aceleración y Desaceleración :					1,0
Tiempo Total					14,1'

b) Tiempo de Viaje Vacío :

TRAMO	L km	V km/h	t' min	t Gráfico	t Adoptado
E	1,1	40	1,7	1,8	1,8
D	1,0	40	1,5	1,2	1,5
C	2,0	50	2,4	2,0	2,4
B	1,9	40	2,9	1,9	2,9
A	1,0	35	1,7	1,3	1,7
Tiempo de Aceleración y Desaceleración :					1,0
			Tiempo Total		11,3

Por lo tanto el tiempo de viaje por camión es de 25,4' valor que se aproxima a 25'.

PALA MECANICA

Producción = Producción Máxima x F_1 x F_2 x F_3 en que :

F_1 : Factor de eficiencia. En este caso se considera que tanto las condiciones de trabajo como de administración son buenos. Por lo tanto el factor es de 0,75.

F_2 : Factor de oscilación y profundidad. Se trabajará en un ángulo de 90° con una profundidad de corte óptima.

F_3 : Factor de llenado. Este factor es función de la calidad del suelo.

Producción = 0,75 x 400 m^3/h = 300 m^3/h
Factor de expansión : 40%, igual 1,4
Factor de consolidación : 0,85
Producción 300 x 1,4 = 420 m^3/h suelto
Producción 420 : 1,4 = 300 m^3/h compacto
Peso específico 2000 kg/m^3 en
banco y terraplén
Peso Específico suelto = 2000 : 1,4 = 1492 kh/m^3

El volumen de material suelto y colmado con declive 2:1 está dado por :
V = 31.8 ton : 1,43 ton/m^3 = 22 m^3 un camión

El tiempo de carguío está dado por :

$$t = \frac{22\ m^3 \times 60}{420} = 3{,}14'$$

Ciclo completo de los camiones :

t carguío	3'
t viaje	26'
t descarga	1'
t perdido	1'
t total	31'

N° Viajes por hora :

$$N = \frac{60\ min}{31\ min} = 1{,}94 \text{ viajes/hora}$$

Por lo tanto el volumen suelto transportado por camión

es de 43 m^3/hora.

Luego el número de camiones está dado por :

$$N = \frac{420\ m^3/h}{43\ m^3/h} = 9{,}77 \text{ camiones} \quad 10$$

Se dispone de 10 camiones.

COSTO DE CARGUIO Y TRANSPORTE

1 pala 4½ yd^3	E° 40.600	
10 camiones 22 yd^3	E° 416.100	
	E° 456.700/h	
1 m^3 suelto	$\frac{\text{E° } 456.700}{420\ m^3}$	= E° 1087 m^3
1 m^3 compacto excavado y transportado	E°1087 x 1,4	= E° 1522/m^3

COMPACTACION

El espesor compactado es de 8"
Número de pasadas 6
Velocidad media de compactación 6 milla/hora
Producción : 822 x 0,75 = 616 yd^3/hora
616 x 0,765 = 470 m^3/hora

Por lo tanto el compactador sirve a una pala.

COSTO DE COMPACTACION

2 N 120	E° 27.880
1 Compact 815	E° 27.245
1 Camión Regador	E° 8.420
Total :	E° 63.545

Luego se tiene que 1 m^3 de material impermeable compactado vale :

$$\text{Costo 1 } m^3 = \frac{E° \ 63.545}{300 \ m^3} \qquad E° \ 212/m^3$$

Finalmente, se llega a que el precio del material impermeable compactado está dado por :

Costo carguío y transporte	E° 1522
Costo compactación	E° 212
	E° 1734/m^3
G.G. y U	610
	E° 2340/m^3

A este valor hay que agregarle el costo correspondiente a la construcción y mantención de caminos que son necesarios para el acarreo de este material impermeable.

Construcción de caminos	E° $142,87 \times 10^6$
Mantención de caminos	E° $69,27 \times 10^6$
	E° $212,14 \times 10^6$

$$C = \frac{E° \ 212,14 \times 10^6}{4.63 \times 10^6} = 45,8/m^3$$

Costo 1 m^3 material impermeable E° 2386

1.3. RELLENO MATERIAL PERMEABLE

Estudio del transporte en camión :

a) Condiciones de los caminos :

SECCION	RR	%	RP	RT
A	60 kg/ton	6%	0	6%
B	40 " "	4%	5	9%
C	40 " "	4%	0	4%
D	40 " "	4%	6	10%
E	60 " "	6%	0	6%

Camión 769B. Las características ya anotadas en el caso del estudio para el material impermeable.

La fuerza de tracción disponible es :

Cargado : 0,5 x 39,1 = 19,5 ton

Vacío : 0,5 x 13,7 = 6,8 ton

Comparación de la resistencia total con la fuerza de tracción utilizable.

El análisis se hará para la sección D; luego se tiene :

La resistencia total = 0,10 x 58,6 t = 5,86 ton

Este valor es muy inferior al valor de 19,5 toneladas disponible.

b) Tiempo de Viaje Cargado.

TRAMO	L km	V km/h	t' min	t gráfico	t adoptado
A	0,10	27	0,22	0,30	0,30
B	0,15	20	0,45	0,60	0,60
C	0,40	32	0,75	0,75	0,75
D	0,25	13	1,15	1,00	1,15
E	0,20	27	0,44	0,60	0,60
Tiempo de aceleración y desaceleración :					1,00
				Tiempo total	4,40'

c) Tiempo de Viaje Vacío :

TRAMO	L km	V km/h	t' min	t gráfico	t adoptado
E	0,20	38	0,32	0,40	0,40
D	0,25	40	0,38	-	0,38
C	0,40	42	0,57	0,60	0,60
B	0,15	30	0,30	-	0,30
A	0,10	30	0,20	0,40	0,40
Tiempo de aceleración y desaceleración :					1,00
				Tiempo total	3,08'

Por lo tanto el tiempo de viaje es de 7,48' o sea aproximadamente 8 minutos.

PALA MECANICA 4½ yd^3

Producción = Producción máxima x F_1 x F_2 x F_3 en que :

F_1 : Factor de eficiencia. En este caso considerando que las condiciones de trabajo son buenas y la administración es buena se tomará como 0,75.

F_2 : Factor de oscilación y profundidad. Se tomará un ángulo de 90° y se trabajará con una profundidad de corte óptima.

F_3 : Factor de llenado, que es función de la calidad del suelo.

Producción = 459 x 0,75 = 344 m^3/h en banco
Factor de expansión 15%
Producción = 344 x 1,15 = 396 m^3/h sueltos
Producción = 396 : 1,20 = 330 m^3/h compactos

Peso específico : 1800 kg/m^3 suelto
Volumen por camionada : 31,8 ton : 1,8 ton/m^3 = 17,7 m^3

CALCULO TIEMPO DE CARGUIO

$$t = \frac{17,7\ m^3 \times 60\ min/h}{396\ m^3/h} = 2,7'$$

CICLO COMPLETO DE LOS CAMIONES

t carguío : 3'
t viaje : 8'
t descarga : 1'
t perdido : 1'
total t : 13'

- N° de viajes de cada camión.

$$N = \frac{60}{13} = 4,6 \text{ viajes/hora}$$

- Volumen transportado por camión en una hora :

$$V = 4,6 \text{ viajes/hora} \times 17,7 \text{ m}^3$$

$$V = 81,42 \text{ m}^3/\text{hora/camión} \quad 82 \text{ m}^3/\text{h/camión}$$

Número de camiones :

$$N = \frac{396 \text{ m}^3/\text{h}}{82 \text{ m}^3/\text{h}} = 4,8 \text{ camiones}$$

Se dispone de 5 camiones.

COSTO DE CARGUIO Y TRANSPORTE

1 pala 4½ yd^3	E°	40.600/hora
5 camiones 22 yd^3	E°	208.000/hora
	E°	248.600/hora

1 m^3 suelto : $\frac{\text{E° } 248.600/\text{h}}{396 \text{ m}^3/\text{h}}$ = E° 630/m^3

1 m^3 compactado : 1,20 x 630 = E° 735/m^3

COMPACTACION

Espesor compactado : 10"

N° de pasadas : 4

Velocidad media compactador : 6 milla/hora

Rendimiento : 1540 yd^3/hora = 1178 m^3/hora

Eficiencia : 0,75 x 1178 = 883 m^3/hora

Volumen compactado de la pala : 330 m^3, luego un campactador sirve a dos palas

2 motoniveladoras

N 120	: 2 x E° 13,940 =	E° 27.880
½ compactador 815	: 0,5 xE°27.245 =	E° 13.623
½ camión regador	: 0,5 xE°16.840 =	E° 8.420
		E° 49.923/h

1 m^3 compactado = $\frac{\text{E° 49.923/h}}{330\ m^3/h}$ = 151/m^3

PRECIO DEL MATERIAL PERMEABLE COMPACTADO

1 m^3 compactado excavado y transportado		E° 755/m^3
1 m^3 compactado		E° 151/m^3
		E° 906/m^3
	G.G.y U.	E° 314/m^3
		E° 1.220/m^3

A este valor hay que agregarle el costo correspondiente a la construcción y mantención de caminos.

Construcción de caminos	E°	$34,78 \times 10^6$
Mantención de caminos	E°	$47,61 \times 10^6$
TOTAL	E°	$82,39 \times 10^6$

Costo correspondiente a un m^3 de material permeable :

$$C = \frac{E° \ 82,39 \times 10^6}{4,78 \times 10^6} = E° \ 21,8/m^3$$

Finalmente se tiene que el costo de 1 m^3 de material permeable es de :

E°	$1220/m^3$
E°	$22/m^3$
E°	$1242/m^3$

1.4. RIP-RAP

Producción	E°	$2.500/m^3$
Carguío		420 "
Transporte		300 "
Colocación		200 "
	E°	$3.420/m^3$
G.G. y U.		1.180 "
COSTO DEL RIP-RAP	E°	$4.600/m^3$

2. VERTEDERO

2.1. Excavación Común

Maquinaria

1 Retroexcavadora 1 ¼ yd^3 = E° 33.800/hr

1 Bulldozer D-4 CAT (75HP) = 12.200

E° 47.000/hr

$$1\ m^3 \quad \frac{E°\ 47.000}{100\ m^3/hr} = E°\ 470/m^3$$

Mano de Obra.

El talud representa un 7% del volumen

$$1\ m^3 = \frac{1\ j \times E°\ 640/hr \times 8\ hrs}{5\ m^3\text{-hr}} = E°\ 1.024/m^3$$

$1\ m^3$ = E° 1,024/m^3 x 0,07 = 72/m^3

542/m^3

G.G. y U. 184

E° 726/m^3

2.2. Excavación.

Se tomó el valor calculado para el Embalse Canta Rana en el Informe "Canal Oriente" IPLA-DGA N° 37, 1975.

Excavación en Roca E° 5420/m^3

2.3. Hormigón.

Se tomó el valor calculado para el Embalse Canta Rana.

Hormigón de 340 kg de cemento/m^3 E° 37.810

2.4. Armadura.

Fierro Redondo

Suministro	= E°	420/kg
Flete		20
Alambre 0,015 kg x E° 560/kg		9
Estirado 2 j (E° 640/h x 8 hrs)/300 kg/D		34

Corte y colocación.

1 maestro	E° 920/h
1 Ayte.	E° 720/h
	E° 1640/h

$$1\ kg = \frac{E°\ 1.640/h \times 8\ hrs}{60\ kg/D} = E°\ 219$$

Transportes Internos.

1 Tractor y coloso

$$1\ kg = \frac{E°\ 4.900/h}{3.000\ kg/D} = E°\ 2$$

Carga y descarga = 10

Transporte Manual $\frac{E°\ 640/h \times 8\ h}{600\ kg}$ = 8

	E° 722/kg
G.G. y U.	253
	E° 975/kg

2.5. Relleno Compactado.

Vaciado del Material desde ambos costados

$$1\ m^3 = \frac{1\ D - 4 \times E°\ 13.200/h}{60\ m^3/hr} \qquad E°\ 220/m^3$$

Esparcir el material.
Jornales para 15 m^3/hr

$$1\ m^3 = \frac{2\ j \times E°\ 640/hr}{15\ m^3/hr} \qquad E°\ 85/m^3$$

Compactación.
1 Rodillo Bomag 90

$$1\ m^3 = \frac{E°\ 2450/hr}{15\ m^3/hr}$$

	E° 160/m^3
	465/m^3
G.G. y U.	160/m^3
	E° 625/m^3

3. DESVIACION Y TOMA

3.1. Excavación a Tajo Abierto Común
Idem 2.1.

3.2. Excavación Túnel Roca
Se tomó el valor para el Embalse Canta Rana
1 m^3 excavado en roca E° 20.755

3.3. Excavación Tajo Abierto Roca :

Se tomó el valor para el Embalse Canta Rana

1 m^3 Excavación Tajo Abierto Roca E° 5.420

3.4. Revestimiento Sección Circular.

Se tomó el valor calculado en el Informe del Canal Oriente para túneles menores de 200 mts.

Revestimiento E° 192.442/ml.

3.5. Revestimiento Sección Medio Punto.

Idem 3.4.

3.6. Armadura.

Idem 2.4.

4. COMPUERTAS Y MECANISMOS

Global Comp y mecanismos E° 146 x 10^6

Válvulas E° 286 x 10^6

5. CANAL ALIMENTADOR

5.1. Excavación Tajo Abierto Común

Idem 2.1.

5.2. Hormigón Revestimiento.

Se tomó precio calculado para Embalse Canta Rana

Revestimiento de concreto 0,10 E° 3.827/m^2

5.3. Obras de Arte Menores.
Caída Clarillo Global
Bocatoma a Maipo Global

6. GALERIA DE DRENAJE

6.1. Excavación de Zanja

1 Retroexcavadora 30 H $\frac{E° \ 33.800/h}{90 \ m^3/h}$ = E° 376/m^3

1 D4 $\frac{E° \ 13.200/h \times 0,5 \ h}{8 \ h \times 90 \ m^3/h}$ = E° 9

E° 385/m^3

G.G.y U. 135

E° 520/m^3

Con 5% de roca

1 m^3 = 0,95 x 520 + 0,05 x 5300 = E° 760/m^3

6.2. Filtro.

Producción de Material

1 PS 70	E° 10.945/h
1 Caterpillar 944	14.810
1 D4	13.200
1 Camión F-8	7.000
	E° 49.955/h

1 m^3 en obra $\frac{E° \ 49.995/h}{12,5 \ m^3/h}$ = E° 4.000/m^3

Colocación :

$$\frac{1\ j \times E°\ 640/h \times 8\ h}{5\ m^3/d} = E°\ 1.024/m^3$$

$$\frac{1\ \text{maestro 1a.} \times E°\ 920/h \times 8\ h}{30\ m^3/d} = E°\ 245/m^3$$

E° 5.296/m³

G.G. y U. 1.841

E° 7.110/m³

6.3. Tubos ø = 2,0 m C.C.

Provisión incluye G.G. y U. E° 271.000/ml

Flete y descarga	E° 8.000/ml	
Colocación	8.150	
	E°16.150/ml	
G.G. y U.	5.650	
	E°21.800	E° 21.800/ml.
		E° 292.800/ml.

6.4. Relleno Compactado.

Idem 2.5.