

DIRECCION DE DESAGÜES DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

---

# DICTAMEN

DE LA

## COMISIÓN ASESORA

DESIGNADA PARA ESTUDIAR LOS DISTINTOS ESTUDIOS DE DESAGÜES EXISTENTES

COMPUESTA POR LOS

INGS. EDUARDO HUERGO, JULIO R. CASTIÑEIRAS  
Y GUILLERMO C. CÉSPEDES

E

# INFORME

DEL ING. AGUSTÍN MERCAU

DIRECTOR DE LA OFICINA TÉCNICA

SOBRE EL MISMO

A Ñ O 1 9 2 9

---

BUENOS AIRES

ESTABLECIMIENTO GRÁFICO TOMÁS PALUMBO  
321 - LA MADRID - 325

1930

Mg-297

**DICTAMEN**  
DE LA  
**COMISIÓN ASESORA**

CONSTITUIDA POR LOS INGENIEROS CIVILES:

**EDUARDO HUERGO**

EX-DECANO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES DE BUENOS AIRES  
Y PROFESOR TITULAR DE PUERTOS Y CANALES EN LAS UNIVERSIDADES NACIONALES  
DE BUENOS AIRES Y LA PLATA

**JULIO R. CASTIÑEIRAS**

EX-DECANO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICO MATEMÁTICAS DE LA PLATA  
Y PROFESOR TITULAR DE CONSTRUCCIONES  
EN LAS UNIVERSIDADES NACIONALES DE BUENOS AIRES Y LA PLATA

**GUILLELMO C. CESPEDES**

PROFESOR TITULAR DE HIDRAULICA EN LAS UNIVERSIDADES NACIONALES  
DE BUENOS AIRES Y LA PLATA

---

## ANTECEDENTES DEL NOMBRAMIENTO DE LA COMISION

### Nota de la Dirección de Desagües

Buenos Aires, agosto 17 de 1926

*Señor Ministro de Obras Públicas de la Provincia*

INGENIERO ERNESTO C. BOATTI

He comunicado a los señores directores el pensamiento del señor Ministro de designar al director de hidráulica, ingeniero Pedro Castells para que conjuntamente con otros ingenieros que también designará el P. E. estudien los proyectos existentes con el objeto de solucionar el problema de las inundaciones.

Considera la comisión de Desagües que no obstante la plena confianza que tiene en el proyecto del colector que ha propiciado no debe sin embargo rehuir ninguna aclaración al respecto.

Los señores directores en su sesión del día 13 del corriente mes han resuelto por unanimidad autorizar a la Presidencia a dirigirle la presente nota al señor Ministro manifestándole que dentro del pensamiento del P. E. verían con agrado el nombramiento de una Comisión de técnicos de espectabilidad a elegirse entre los ingenieros siguientes:

Decano de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de Buenos Aires, DON EDUARDO HUERGO.

Decano de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, de La Plata, D. JULIO R. CASTIÑEIRAS.

Director General de Irrigación de la Nación, DON OCTAVIO M. FIGUEROA.

Director General de Navegación y Puertos, DON HUMBERTO CANALE.

Presidente del Centro Nacional de Ingenieros, DON ENRIQUE PABLO BORDENAVE.

Profesor de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas de Buenos Aires, DON GUILLERMO CÉSPEDES.

Profesor de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Físico-Matemáticas de La Plata, DON JOSÉ MEDINA.

La Comisión que nombrará el P. E. podría componerse de tres miembros elegidos entre técnicos de tal autoridad y del director de la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües, ingeniero Agustín Mercau, autor del proyecto del gran colector y del director de hidráulica de la Provincia ingeniero Don Pedro Castells.

Visto el informe de esta Comisión y siempre que el P. E. aceptara; la Dirección de Desagües procedería a la ejecución del proyecto definitivo de la solución que se aconsejase.

Los honorarios y gastos que le correspondieran a los tres técnicos que nombrara el P. E. serían como es justo, abonados por la Dirección de Desagües.

Saluda al señor Ministro con su mayor consideración.

LUIS DUHAU - MARTÍN G. MALLO.

\* \* \*

#### **Nota del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia**

La Plata, diciembre 6 de 1926

*Al señor Presidente de la Dirección de Desagües de la Provincia,*

INGENIERO LUIS DUHAU

En contestación a su nota de fecha agosto 17 del actual, me es grato dirigirme al señor Presidente para significarle que este Gobierno consecuente con su decidido propósito de agotar todos los medios necesarios para procurar llegar a la anhelada solución del trascendental problema de los desagües de la Provincia, de tan positivos beneficios para el territorio bonaerense no tiene objeción que formular a la designación de una comisión de técnicos que tendrá a su cargo el estudio de los distintos proyectos existentes sobre tan importante asunto.

A este respecto permítome manifestarle que no es de incumbencia del Poder Ejecutivo hacer designaciones que no están debidamente determinadas por la ley del Presupuesto o Leyes especiales, como ocurre en el presente caso, y por consiguiente si esa Dirección se considera facultada para hacerlas este Ministerio vería con agrado que ellas recayeran en los señores Decanos de las Facultades de Ingeniería de Buenos Aires y La Plata, ingenieros Eduardo Huergo y Julio R. Castiñeiras; como asimismo en el Profesor de Hidráulica ingeniero Guillermo Céspedes y a su vez este Ministerio se permite hacerle saber que se designaría al Director de Hidráulica ingeniero Pedro Castells quien seguirá los estudios y labores de esa Comisión.

Aprovecho esta oportunidad para reiterar a Vd. las expresiones de mi mayor consideración.

E. C. BOATTI.

Diciembre 12 de 1926

En virtud de lo resuelto por la Dirección en su sesión del 10 del corriente, autorízase al señor Presidente, para iniciar las gestiones con los señores ingenieros Eduardo Huergo, Julio R. Castiñeiras y Guillermo Céspedes, referente a la aceptación de sus cargos y demás condiciones para el desempeño de su cometido como asimismo, convenir la fijación de sus honorarios.

LUIS DUHAU - MARTÍN G. MALLO.

\* \* \*

### **Ofrecimiento a los Ingenieros Castiñeiras, Céspedes y Huergo**

Buenos Aires, 20 diciembre de 1926

*Distinguido señor*

La Dirección de Desagües que tengo el honor de presidir me ha autorizado de acuerdo con lo indicado por el señor Ministro de Obras Públicas de la Provincia, ingeniero Ernesto C. Boatti, para iniciar gestiones con los señores Decanos de las Facultades de Ingeniería de Buenos Aires y La Plata, ingenieros Eduardo Huergo y Julio R. Castiñeiras, como asimismo con el Profesor de Hidráulica ingeniero Guillermo Céspedes para que acepten formar los tres, una comisión técnica que tendrá a su cargo el estudio de los distintos proyectos existentes sobre el importante asunto de los desagües de la Provincia de Buenos Aires.

Si le fuera posible le agradecería al ingeniero..... que concurriera al local de esta Dirección, Avenida de Mayo 760, 5º piso el miércoles 22 a las 17.

Lo saluda con su mayor consideración.

LUIS DUHAU.

\* \* \*

### **Aceptación de los Ingenieros Castiñeiras, Céspedes y Huergo**

Buenos Aires, enero 7 de 1927

*Señor Presidente de la Dirección de Desagües de la Provincia de Buenos Aires*

INGENIERO LUIS DUHAU

Tenemos el agrado de dirigirnos a Vd. para comunicarle, de acuerdo con lo conversado con Vd. que aceptamos constituir la comisión para estudiar e informar los proyectos sobre desagües de la Provincia de Buenos Aires que esa Dirección posee.

Al mismo tiempo, teniendo en cuenta especialmente las razones de patriotismo invocados en nuestra entrevista, nos es grato manifestarle que dejamos librado en absoluto a esa Dirección la estimación de nuestros honorarios.

Aprovechamos esta oportunidad para reiterar al señor Presidente las seguridades de nuestra mayor consideración.

J. R. CASTIÑEIRAS - E. HUERGO - G. CÉSPEDES.

\* \* \*

### **Nombramiento de la Comisión**

Buenos Aires, enero 12 de 1927

*Señores ingenieros:*

EDUARDO HUERGO, J. R. CASTIÑEIRAS y GUILLERMO CÉSPEDES

La Dirección de Desagües que tengo el honor de presidir se ha enterado con íntima satisfacción de la atenta nota de Vds. de fecha 7 del corriente mes aceptando constituir la comisión para estudiar e informar los distintos proyectos existentes sobre desagües de la Provincia de Buenos Aires que esta Dirección posee.

Aprecia los elevados sentimientos de desinterés y el patriotismo de Vds. al contribuir con sus luces a la solución del anhelado problema de los desagües de la zona de la Provincia, que constituye la preocupación constante de esta institución.

Acepta y agradece también la gentileza de Vds. al dejar librada en absoluto a esta Dirección la estimación de sus honorarios profesionales.

Desde este momento quedan a disposición de Vds. todos los antecedentes y elementos de juicio que pudieran servirles para el desempeño de su cometido, habiendo recibido las oficinas de esta Dirección las órdenes pertinentes para ponerlos en posesión de todos los datos que sean necesarios.

Asimismo pongo a disposición de Vds. el local de esta Dirección para que celebren la reuniones que estimen necesarias.

Con este motivo me es grato reiterar a Vds las seguridades de mi mayor consideración.

LUIS DUHAU - MARTÍN G. MALLO.

\* \* \*

## Comunicación al Ministerio

Buenos Aires, enero 13 de 1927

*Al señor Ministro de Obras Públicas de la Provincia*

INGENIERO ERNESTO C. BOATTI

En respuesta a su nota de fecha 3 de diciembre de 1926, tengo el agrado de dirigirme al señor Ministro comunicándole que esta Dirección interpretando lo manifestado respecto al agrado con que ese Ministerio vería la designación de los señores ingenieros Eduardo Huergo, Julio R. Castiñeiras y Guillermo Céspedes, ha obtenido de dichos señores, la aceptación para constituir la comisión para estudiar los distintos proyectos existentes sobre desagües de la Provincia de Buenos Aires.

Saluda al señor Ministro con su mayor consideración.

LUIS DUHAU - MARTÍN G. MALLO.

\* \* \*

## Designación del Ingeniero Castells

La Plata, marzo 8 de 1927

*Al señor Presidente de la Dirección de Desagües de la Provincia*

INGENIERO LUIS DUHAU

Tengo el agrado de dirigirme al señor Presidente, remitiéndole adjunta, copia legalizada de la resolución dictada por el Poder Ejecutivo en la fecha, en el expediente letra D. N° 285 del año 1926, por la que se designa al director de Hidráulica, ingeniero Pedro Castells, para seguir los estudios de la Comisión nombrada por la Dirección de Desagües para informar respecto al problema de las inundaciones en la Provincia.

Saluda al señor Presidente con su consideración más distinguida.

E. C. BOATTI.

\* \* \*

Marzo 8 de 1927

Visto el informe de la Dirección de Hidráulica corriente a fojas 5 del presente expediente; el PODER EJECUTIVO

RESUELVE:

- 1° Designar al Director de Hidráulica, Ingeniero Pedro Castells para seguir los estudios y labores de la Comisión nombrada para solucionar el problema de las inundaciones de la Provincia.
- 2° Comuníquese la presente a la Dirección de Desagües y pase a la Dirección de Hidráulica, para su conocimiento y demás efectos.

VERGARA - E. C. BOATTI.

\* \* \*

**Constitución de la Comisión**

Buenos Aires, marzo 28 de 1927

*Señor Presidente de la Dirección de Desagües de la Provincia de Buenos Aires*

INGENIERO LUIS DUHAU

Tengo el agrado de dirigirme al señor Presidente para comunicarle que con fecha 25 del corriente mes quedó constituida la comisión asesora designada por esa Dirección para estudiar e informar los distintos proyectos existentes sobre los desagües de la Provincia de Buenos Aires que posee esa Dirección

En esa sesión fué electo presidente el que suscribe, como asimismo fué designado secretario el doctor Luis de Elizalde, resolviéndose fijar los días lunes a las 18 horas para celebrar sus sesiones, aceptando el ofrecimiento de la sala de la Dirección de Desagües para reunirse.

Con este motivo me es grato reiterar al señor Presidente las seguridades de mi mayor consideración.

EDUARDO HUERGO.



## INTRODUCCIÓN

La tarea encomendada a la Comisión que subscribe ha resultado verdaderamente ardua; al aceptarla no nos imaginábamos, por cierto, que nos veríamos precisados a examinar minuciosamente una tan amplia documentación como la constituida por las numerosas publicaciones hechas por los ingenieros y reparticiones que han intervenido en el estudio del problema de los desagües de la zona sur de la provincia de Buenos Aires. Consideramos, además, imprescindible efectuar un prolijo estudio de los fundamentos técnico-científicos en que debe basarse la solución del problema, así como estimamos conveniente realizar un reconocimiento general de la región, para mejor ilustrar nuestra opinión. Fué necesario, además, disponer que se efectuaran diversos levantamientos topográficos para aclarar ciertas cuestiones dudosas.

Prescindiendo de las dificultades propias de todo problema técnico de la importancia del que debimos estudiar, hemos podido constatar que las discusiones y controversias resultaron, en algunos casos, sumamente apasionadas, haciéndose apreciaciones de carácter personal ajenas a la cuestión en debate y que, desde luego, no habrían de contribuir a la mejor solución que todos empeñosamente deseaban obtener; tal circunstancia dificultó y complicó nuestra tarea, obligándonos — en el deseo de que nuestro dictamen inspirase la más amplia confianza y reflejase nuestra más absoluta imparcialidad — a analizar detenidamente no sólo los proyectos que posee la Dirección de Desagües sino, también, todas las ideas y planes expuestos por distintos colegas que no tuvieron oportunidad de actuar en comisiones oficiales. Procediendo así aspiramos a que el debate se considere totalmente agotado — pues, en caso contrario, quedarían en pie, como soluciones posibles, todas aquellas que no fuesen analizadas en el presente estudio. Como factor favorable a nuestro mejor desempeño, cúmplenos dejar constancia, que, antes de constituirnos en Comisión no hemos intervenido, directa ni indirectamente, en las cuestiones suscitadas ni tenemos interés alguno vinculado o relacionado con la solución del problema de los desagües.

Del estudio realizado y en base a las condiciones que, a nuestro juicio, debe reunir un plan de obras de desagüe para que produzca beneficios efectivos a toda la zona inundable, sometida al pago del impuesto respectivo, llegamos a la conclusión de que ninguno de los proyectos y planes analizados las satisface totalmente.

Podríamos, con ésta manifestación, haber dado por terminado nuestro cometido, ajustándonos estrictamente al criterio que inspiró el nombramiento de la Comisión que integramos; pero, repugnándonos formular una crítica puramente negativa y como, por otra parte, de las observaciones formuladas surgen las características que debe presentar un plan completo, elaborado con el criterio señalado, hemos estimado pertinente, sin tener el propósito, de aparecer redactando otro proyecto — indicar las modificaciones que deben introducirse a los planes que, teniendo en cuenta las observaciones que les hacemos, consultan en mejor forma la solución del problema, así como las posibles variantes que deberán considerarse al formular el proyecto definitivo.

Desde luego, la discusión pública, en la forma tan amplia en que se ha desenvuelto, ha permitido aclarar conceptos, disipar errores y deficiencias de información, etc. En justicia puede atribuírsele que haya contribuido a impedir u obstaculizar la adopción de soluciones perjudiciales o que, en el mejor de los casos, no contemplasen los intereses integrales de la zona.

Como se evidencia en el capítulo relativo a la hidrología de la región inundable, los datos de caudales máximos — obtenidos por observación directa — son escasos, habiéndonos visto precisados, por esta causa, a aplicar métodos indirectos para la apreciación de los mismos. Tal circunstancia no puede ser, por cierto, causa suficiente para postergar el estudio y la realización de un plan completo de obras de carácter general; pues en tales casos, la técnica dispone de recursos indirectos — aplicados en todas partes del mundo — que salvan esa deficiencia dentro de un margen prudente y razonable.

Dividimos el presente informe en cinco capítulos:

*Capítulo I:* Enumeración de documentos y publicaciones estudiadas. Opiniones e informes oficiales solicitados. Itinerario de los viajes de reconocimiento.

*Capítulo II:* Síntesis de todos los planes, oficiales y particulares, propuestos para resolver el problema: Juan Waldorp, Luis Huergo, Lavalle y Médici, Departamento de Ingenieros de la Provincia, Carlos Nyströmer, Carlos Wauters, Mercieu y Waldorp, Jorge Duclout, Alejandro Foster, Eduardo Aguirre, Manuel Arce, Julián Romero, Empresa Iguain, Carlos Posadas y Alfredo R. Gando.

*Capítulo III:* Hidrología de la región inundable: hidrografía, inundaciones importantes, aforos en el período de crecidas, caudales determinados por medición directa, pluviometría, determinación de los caudales máximos.

*Capítulo IV*: Análisis crítico de los diversos planes sintetizados en el Capítulo II.

*Capítulo V*: Conclusiones. — Nuestra opinión sobre las soluciones propuestas. — Proyecto definitivo: solución con un desviador inferior, solución con dos desviadores. — Presupuesto de máxima. — Ampliación de la zona sometida al pago de impuesto. — Canon o impuesto de desagüe. — Beneficios para el fisco. — Ejecución de las obras.

Hemos considerado imprescindible incluir el capítulo II para facilitar el estudio del presente dictamen — por cuanto la mayoría de esos planes se encuentran en publicaciones dispersas, muchas de las cuales están agotadas.

Cúmplenos expresar nuestro reconocimiento a la Dirección de Desagües — a su Presidente, miembros del Directorio, personal técnico y administrativo — por las facilidades de todo orden que se nos ha acordado para el mejor desempeño de nuestro cometido.

## CAPITULO PRIMERO

### PRELIMINARES

I. Documentos y publicaciones consultadas. — II. Opiniones solicitadas a los ingenieros que han intervenido en la discusión del problema. — III. Informes oficiales solicitados por la comisión. — IV. Viajes de reconocimiento.

#### I

#### Documentos y publicaciones consultadas.

La Comisión ha estudiado con todo detalle los siguientes:

- 1 — *Leyes y Decretos sobre desagüe en el Sud de la Provincia de Buenos Aires.* — Publicación Oficial del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires.
- 2 — *Ing. Julián Romero.* Las inundaciones del Sud de la Prov. de Buenos Aires. Conferencia del año 1900. *La Ingeniería N° 382.*
- 3 — *Ing. Juan A. Waldorp.* Proyecto de Marzo de 1882. *La Ingeniería N° 391.*
- 4 — *Ing. Luis A. Huergo.* El Salado, sus desbordes y sus causas. Informe de Octubre de 1884. *La Ingeniería N° 390.*
- 5 — *Ings. Francisco Lavalle y Juan B. Medici.* Proyecto de avenamiento en la Provincia de Buenos Aires. Sistemación del Salado. *La Ingeniería Nos. 392, 393 y 394.*
- 6 — *Ings. Francisco Lavalle y Juan B. Medici.* Datos y experimentos para la determinación del coeficiente de desagüe. *La Ingeniería N° 394.*
- 7 — Informe de la Comisión formada por los ingenieros *Silveira, Brian, Benoit, Coquet, Gianone y Lagos* sobre el proyecto Lavalle y Medici.
- 8 — *Departamento de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires.* Proyecto primitivo. *La Ingeniería Nos. 384, 385, 386, 387 y 388.*
- 9 — *C. Nystromer.* Obras de desagüe de la Provincia de Buenos Aires. Publicación oficial 1899.

- 10 — *Dirección de Desagües*. Libro con las características hidráulicas de los canales construídos.
- 11 — *Informes sobre desagües en el Sur de la Provincia de Buenos Aires*. Publicación oficial del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia. Contiene informes de los ingenieros Andrés Claps, Julián Romero y una nota del doctor Uribelarrea, Presidente de la Dirección de Desagües. Año 1913.
- 12 — *Dirección de Desagües de la Provincia*. Inundaciones de 1913. Refutación al informe del ingeniero Julián Romero. Año 1913.
- 13 — *Ing. Frank Foster*. Inundaciones en el Oeste, año 1913. *La Ingeniería* N° 395.
- 14 — *Ing. Jorge Duclout*. Desagües de la Provincia de Buenos Aires. Los errores del plan primitivo. Forma de corregirlos. Año 1914.
- 15 — *Desagües de la Provincia de Buenos Aires*. Publicación oficial del Ministerio de Obras Públicas. Contiene el proyecto de los ingenieros Agustín Mercau y Juan A. Waldorp y el del ingeniero Carlos Wauters. Año 1915.
- 16 — *Ing. A. Fernández Poblet*. Contestación a la encuesta del Centro Nacional de Ingenieros. *La Ingeniería*. Año 1915.
- 17 — *El problema de los desagües*. Informe presentado por el Poder Ejecutivo de la Nación a la Comisión de Obras Públicas de la H. Cámara de Diputados. Proyecto de ley de los diputados Alfredo Echagüe y José Luis Cantilo. *La Ingeniería*. Año 1916.
- 18 — *Ing. Eduardo Aguirre*. Informe presentado a la Dirección de Desagües de la Provincia de Buenos Aires. Año 1917.
- 19 — *Ing. Julián Romero*. Los desagües de la Provincia de Buenos Aires. *La Ingeniería* Nos. 2, 3, 4, 5, 6 y 7. Año 1918.
- 20 — *Ing. Manuel J. Arce*. El problema hidráulico de la Provincia de Buenos Aires. Sus desagües. Año 1919.
- 21 — *Ing. Julián Romero*. Memoria presentada al Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires por la Dirección de Desagües. Año 1919. Publicación oficial.
- 22 — *Ing. Carlos Wauters*. Avenamiento de la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires. Contribución al estudio técnico de los desagües. Año 1920.
- 23 — *Ing. Carlos Wauters*. El problema del Salado en la Provincia de Buenos Aires. Contribución al estudio técnico de los desagües. Año 1920.
- 24 — *Ingenieros García Torres y Souverviell*. Informe de la Dirección General de Ferrocarriles sobre la necesidad de aumentar la luz libre de los puentes del Ferrocarril del Sud en la zona Alvear, Recalde, General Lamadrid, etc.
- 25 — *Ferrocarril del Sud*. Estudio para la determinación de los caudales en la zona superior del Vallimanca.

- 26 — *Ing. Agustín Mercau*. Análisis crítico del estudio anterior.
- 27 — *Ing. Manuel J. Arce*. Contribución al estudio de los desagües en la Provincia de Buenos Aires. Trabajo presentado en el Segundo Congreso Nacional de Ingeniería en 1921. Publicado en 1927.
- 28 — Informe de la Dirección de Desagües al Ministerio de Obras Públicas de la Provincia. Año 1922.
- 29 — Ampliaciones complementarias al informe de la Dirección de Desagües al Poder Ejecutivo de la Provincia. Año 1922.
- 30 — *Ings. E. Zuleta y P. Castells*. Informe al Gobernador de la Provincia de Buenos Aires a raíz de las denuncias formuladas por el ingeniero Carlos Posadas.
- 31 — *Planos y estudios siguientes*:
- a) Zona de 10 kilómetros de ancho aproximadamente con la traza del del canal Colector Mercau - Planimetría, altimetría con líneas de nivel cada 0,50 m. Perfiles transversales Escala 1": 20.000.
  - b) Levantamiento plani-altimétrico del río Salado. Escala 1: 20.000.
  - c) Levantamiento plani-altimétrico de los arroyos Las Flores, Tapalqué, Azul, Los Huesos, Chelforó y Tandileofú.
  - d) Levantamiento plani-altimétrico de las lagunas: La Boca, La Tigra, San Miguel, Las Flores Grandes, Las Flores Chicas, Bajos del Siasgo y otras.
  - e) Aforos de diversos arroyos.
  - f) Curvas de caudales del Salado.
- 32 — *Héctor J. Iguin*. Colaboración al estudio de los desagües de la Provincia de Buenos Aires.
- 33 — *Informe de la Dirección de Desagües* al Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires sobre las inundaciones de la zona Oeste de la Provincia. (7 de julio de 1915).
- 34 — *Informe de los ingenieros Fontana y Gitlin*. Sobre los límites occidentales de la cuenca del arroyo Salado, cuya continuación es el arroyo Vallimanca; fecha 29 de Octubre de 1927.
- 35 — *Informe del ingeniero Felipe Fontana*, de la Dirección de Desagües, sobre ubicación de los embalses proyectados por el ingeniero Carlos Wauters; pendientes de los arroyos Chico, Las Chilcas, Langeugú y Perdido, etc.; fecha 11 de Agosto de 1927.
- 36 — *Contestación de la Dirección de Desagües a preguntas formuladas* por la Comisión; fecha 18 de Marzo de 1928.
- 37 — *Informe del Director técnico de la Dirección de Desagües*. Ingeniero Agustín Mercau, sobre las obras de ampliación en el Canal N° 15; fecha 20 de Febrero de 1923.
- 38 — *Ingeniero Julián Romero*. Proyecto de ampliación del Canal N° 15. La Ingeniería Nos. 534, 535 y 536.

- 39 — *Muntz y Lainé*. Estudio sobre riego de tierras. La Houille blanche. Agosto de 1913.
- 40 — *Contestación de la Dirección de Desagües* a preguntas formuladas por la Comisión; fecha 21 de Marzo de 1928.

## II

### **Opiniones solicitadas a los ingenieros que han intervenido en la discusión del problema.**

Hemos creído conveniente dar oportunidad a todos los ingenieros que han intervenido en la discusión del problema de los desagües, sea presentando proyectos o formulando observaciones, para que ampliaran sus puntos de vista. En consecuencia se resolvió dirigir la nota-invitación que se transcribe, a los ingenieros: Julián Romero, Carlos Wauters, Juan A. Waldorp, Manuel J. Arce, Carlos Posadas, Alejandro Foster, Alfredo R. Gando,

Buenos Aires. mayo 11 de 1927

« Señor Ingeniero Don:

« De mi consideración:

« En mi carácter de presidente de la Comisión Asesora para estudiar  
« e informar los distintos proyectos existentes sobre desagües de la Pro-  
« vincia de Buenos Aires, compuesta por los señores Decanos de las Fa-  
« cultades de Ingeniería de Buenos Aires y La Plata, ingenieros Eduar-  
« do Huergo y Julio R. Castiñeiras, como asimismo, por el profesor de  
« Hidráulica en la Facultad de Buenos Aires, ingeniero Guillermo Céspe-  
« des, tengo el agrado de poner en su conocimiento, que la Comisión Ase-  
« sora en su sesión del 4 del corriente mes, resolvió solicitarle oficialmen-  
« te los puntos de vista que Vd. considere pertinentes sobre el problema  
« de los desagües para mejor ilustrar el criterio de esta Comisión.

« A la espera de su ilustrado informe que esperamos recibir a la mayor  
« brevedad, me es grato saludarlo con mi consideración más distinguida.  
Firmado: *Eduardo Huergo*, Presidente. - *Luis de Elizalde*, Secretario».

Con excepción del ingeniero Wauters, los ingenieros nombrados tuvieron la deferencia de acceder a nuestro pedido; dichas contestaciones serán sintetizadas en la segunda parte del informe.

### III

#### Informes oficiales solicitados por la comisión

Fueron solicitados y recibidos oportunamente los informes que se mencionan a continuación:

*Dirección General de Navegación y Puertos del Ministerio de Obras Públicas de la Nación.* Sobre el costo del dragado en los ríos de la Plata-Paraná, etc., características de las dragas empleadas y naturaleza del fondo dragado.

*Oficina Meteorológica Nacional.* Cuadro de lluvias de los años 1900, 1912, 1914 y 1919 en puntos de la zona inundable y Oeste del río Salado.

*Ministerio de Marina.* Sobre la laguna Mar Chiquita Sud. Constitución del fondo, planialtimetría, niveles de marea, etc., etc.

*Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Obras Públicas.* Sobre el costo de los puentes con tramos metálicos de 10 a 40 metros de luz construidos en los últimos diez años.

### IV

#### Viajes de reconocimiento.

Se inserta a continuación el itinerario de los viajes efectuados para el reconocimiento de la zona:

##### PRIMER VIAJE

*Abril 9 de 1927.* — A las 22 horas se llegó a Dolores, en donde se pernoctó.

*Abril 10 de 1927.* — Por la mañana se visitó el puente Salomón sobre el Canal A y el puente de La Picaza en el Canal N° 9; después de examinarlos se siguió viaje hasta el médano por el terraplén Norte del Canal N° 9, examinando las compuertas de las lagunas Los Rengos, Las Redondas y el puente del arroyo Las Víboras; siguiendo por el médano se llegó al canal A que fué recorrido hasta el puente ubicado en la propiedad del señor Duhau.

Volviendo al Norte por el médano se llegó al Canal N° 15; examinando el Canal Lynch en su desembocadura y las socavaciones en las bases del puente del médano sobre el Canal N° 15.

Se llegó, luego, hasta la desembocadura del río Salado en Samborombón, visitando la estancia del Rincón de López, donde los propietarios



mostraron las socavaciones del Río y manifestaron que la pequeña zanja mandada excavar por el ingeniero Luis Huergo el año 1884 había desviado el río de su antiguo cauce que antes pasaba próximo al casco de la estancia; en la actualidad aquella pequeña zanja se ha ensanchado considerablemente constituyendo el cauce principal del río Salado.

Se continuó viaje hasta encontrar el terraplén Norte del Canal N° 15, que se siguió hasta el campamento del Callejón.

*11 de Abril de 1927.* — Saliendo del Callejón, se inspeccionó el Canal N° 15 en su punto de arranque; examinando luego el puente Guerrero (F. C. S.) y el puente de La Postrera camino a Buenos Aires, así como la laguna La Tigra; se siguió a Castelli y de ahí a la laguna La Boca continuando al arroyo Camarones y al puente del Cacique o del Indio; atravesando campo hacia el Sur se llegó al campamento Vichauel (Canal N° 9).

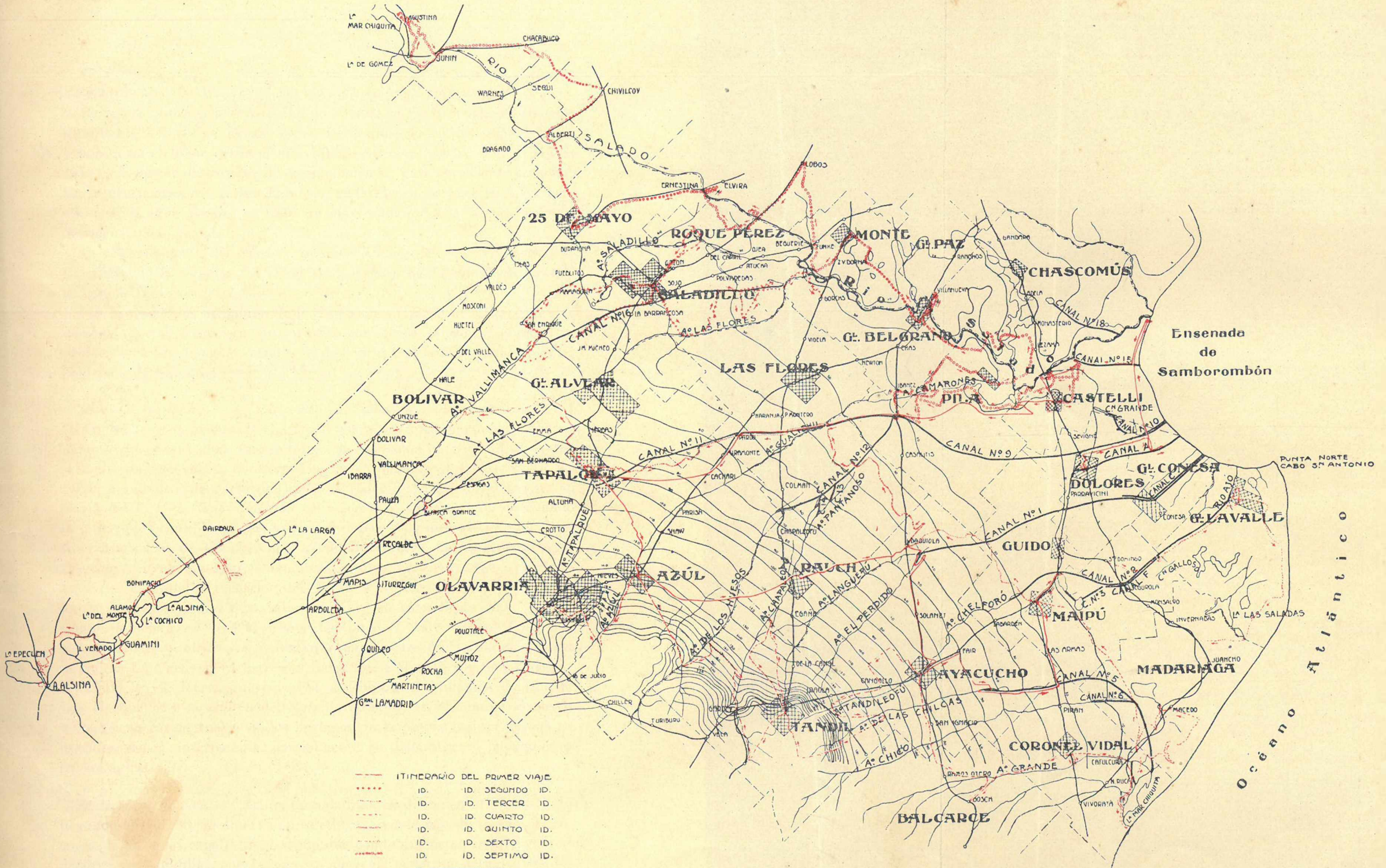
*12 de Abril de 1927.* — Por la mañana se visitaron las obras de Vichauel, la exclusiva y el vertedero del arroyo del Gato, el vertedero de Gualicho; recorriendo, luego, el Canal N° 11 hasta el campamento de Pardo; siguiendo viaje de Pardo a Cacharí y de Cacharí a Tapalqué, donde se inspeccionó el origen del Canal N° 11 en el arroyo Tapalqué.

*13 de Abril de 1927.* — Después de recorrer el arroyo Tapalqué en el pueblo del mismo nombre, se partió para Azul; inspeccionando el arroyo Azul en varios puntos.

Saliendo de Azul hacia Rauch se cruzaron y observaron los arroyos La Corina, Cortaderas y Los Huesos.

*14 de Abril de 1927.* — Saliendo de Rauch se pasó a Udaquiola y a la toma del Canal N° 1 donde se observó la captación de los arroyos Langueyú y Perdido y sus respectivos vertederos. Cruzando el Canal N° 1, en correspondencia con el primer salto del mismo se siguió viaje a Ayacucho por Solanet, pasando el arroyo Manantiales y el Tandileofú, recorriendo el pequeño canal construido por la Dirección de Desagües.

*15 de Abril de 1927.* — Saliendo de Ayacucho hacia estación Fair, se llegó a la toma del Canal N° 5, observando el vertedero y la esclusa; se recorrió dicho Canal hasta la laguna del Pozo del Fuego, situada en campo del señor Repetto; se inspeccionó la obra de contención y aliviador del arroyo Invernadas; pasando luego al campamento de Fernández (Canal N° 5) de donde se continuó viaje al campamento de Oviedo en el Canal N° 2, pasando por Maipú; se observó la compuerta del Canal N° 2, en Kakel desde dicha loma se divisaron las lagunas de Kakel y Llamahuida; regresando luego a Maipú.





SEGUNDO VIAJE

*25 de Mayo 1927.* — Salida de Constitución por la mañana, llegando a Saladillo a medio día; por el camino a Lobos y Navarro, se llegó al puente de Lance, sobre el arroyo Saladillo; donde se recogió una información interesante del vecino Duroc, quien tiene almacén en las inmediaciones y habita en el lugar desde el año 1912; considera que la inundación de 1919 es la mayor observada; invocando, además, para corroborar su aserto las informaciones del vecino Lambert, radicado en ese paraje desde hace 60 años; el agua alcanzó en 1919 un nivel superior a la superestructura del mencionado puente.

Se recorrió parte del cauce y terrenos adyacentes del arroyo Saladillo, visitando la estancia La Dulce de la señora de Posadas; observando la laguna Indio Muerto.

Por la noche, los miembros de la Comisión visitaron al señor diputado nacional doctor Francisco Empanza, con quien se conversó sobre el problema de los desagües, efectos de las obras construídas, anhelos de la población de Saladillo, etc.

*26 de Mayo de 1927.* — Partiendo de Saladillo, se llegó al Km. 8 del Canal N° 16 y al puente de Carbonell sobre un canal particular; examinándose, luego, el Canal construído por la Dirección de Hidráulica, en base a un proyecto de la de Desagües, para conducir al Canal N° 16 las aguas inundantes de parte del ejido de Saladillo; pasando el puente en la vía del F. C. a General Alvear, se recorrió el Canal N° 16 observando la situación favorable de las propiedades «La Barrancosa», de doña Matilde Anchorena de Verstraten, y «7 de Diciembre», de los señores Ayraragaray, cuyos canales particulares de desagüe tienen fácil acceso a aquél; se continuó el recorrido del Canal N° 16 hasta el Km. 76, examinando la laguna San Pedro (Mangrullo) y su entrada al canal. Por el camino a Bolívar se llegó al origen del Canal N° 16 en campo La Morocha de Chiape y al arroyo Vallimanca, cuyo cauce fué examinado hasta la laguna La Verdosa. El regreso a Saladillo se efectuó por San Enrique, cruzando la vía férrea antes de Est. Pueblitos, examinando el paso de Las Horquetas y la laguna del Potrillo Grande; en el camino se observó la forma característica de los médanos de la región que en épocas de crecidas deben interrumpir parcialmente y dificultar el movimiento de las aguas.

*27 de Mayo de 1927.* — Salida de Saladillo, en dirección al Canal N° 16 llegando al Km. 53. Se observó en este lugar, donde hay un puente, la entrada de antiguos canales de desagüe que conducen las aguas de los alrededores de Saladillo; por la margen derecha penetran actualmente los

derrames del arroyo Las Flores; cruzando el campo de Domingo Sel, antes Bullrich y Ocampo, y tomando la dirección del paso Arana, se examinó el arroyo Las Flores, comprobando que en ese lugar tiene un cauce encajonado de unos 4 m. de profundidad; se inspeccionó dicho cauce en los pasos de Arana y Tres Bonetes; se continuó costeando el arroyo de Las Flores llegando al campo de Estrugamou (antes de Stegman), donde se almorzó.

Se llegó al Km. 27,300 del Canal N° 16 siguiendo aguas abajo por el cauce mayor y observando los destrozos en el terraplén de la izquierda y los boquetes de entrada del arroyo Chileno; se atravesó dicho arroyo, la vía del F. C. Provincial (puente) llegando hasta el Km. 5 del canal N° 16, donde se interrumpió la jira debido a una fuerte lluvia que se desencadenó a las 16 horas. Por el mismo camino ya efectuado se regresó, atravesando el Canal N° 16 en el puente viejo sobre el Km. 17.300 marchando de noche y bajo la lluvia se llegó hasta la estancia San Felipe, propiedad del señor Juan José Blaquier, donde se pernoctó.

*28 de Mayo de 1927.* — Salida de San Felipe al Canal N° 16, llegando al arroyo del Toro, donde desemboca ese canal, se cruzó dicho arroyo para llegar al paso de la Camisa en el arroyo Las Flores, siguiendo luego hasta la laguna Flores Grandes, puente Romero (río Salado) y estación Gorehs, donde terminó la jira, tomando a las 14 horas 40 minutos el tren de regreso a la Capital Federal.

#### TERCER VIAJE

*22 de Setiembre de 1927.* — 7 y 10. Salida de la Estación Constitución en compañía del doctor Ernesto Pueyrredón, llegando a estación Santo Domingo a las 14 horas; desde donde se emprendió viaje en automóvil, pasando por las estancias del señor Boscch y La Colorada, de los señores Duhau, cruzadas por el Canal N° 2, donde observaron el canal lateral izquierdo, el vertedero y el sifón de la Colorada; atravesando el puente del arroyo La Colorada se llegó hasta la terminación del Canal F, inspeccionándose el vertedero de ese paraje; pasando luego a la estancia Cari-Lauquen, de los señores Pueyrredón, donde se pernoctó.

*23 de Setiembre de 1927.* — Se recorrió el Canal N° 2 hasta la estancia Cabrera, de los señores Pueyrredón, siguiendo viaje hasta el Palenque, donde se examinaron con toda detención el vertedero, las compuertas automáticas y el funcionamiento de la esclusa; después de almorzar en la estancia Cabrera, se visitó el puerto, pueblo de Lavalle y parte de la ría de Ajó; emprendiéndose viaje al establecimiento San Bernardo, de los señores Duhau, donde se pernoctó.

24 de Septiembre de 1927. — De la estancia San Bernardo se emprendió viaje hasta la costa del mar, siguiendo el trazado probable de un canal de desagüe cuyo estudio se propone realizar la Dirección de Desagües.

Por la costa del mar se continuó hasta Palantelen, propiedad del señor Rosas, y de ahí se cruzó el médano para llegar al casco de la estancia Centinela, de los señores Cobo, recorriendo el trayecto por donde se pensó construir un canal que descargara en el mar los excedentes de agua de la laguna Las Chilcas; del Centinela se pasó a la estancia Las Chilcas del señor Aberg Cobo. Este trayecto resultó sumamente difícil, por la gran cantidad de agua de los arroyos y cañadones que fué necesario cruzar; en algunos el agua entró en los automóviles hasta 15 ctms. de los asientos y fué necesario emplear 5 caballos a la cincha para cada coche; desde la estancia Las Chilcas se siguió viaje al pueblo General Madariaga, pasando por la laguna La Salada; en el tren nocturno se regresó a la Capital llegando a ésta el día 25 a primera hora.

#### CUARTO VIAJE

3 de Noviembre de 1927. — Salida de la Estación Constitución a las 20 y 5 para Coronel Vidal.

4 de Noviembre de 1927. — 5 y 20, llegada a Coronel Vidal; a las 6 se inicia la excursión en 2 automóviles Ford, siendo acompañados por el Ing. Felipe Fontana. Se examinó la configuración y adyacencias de la laguna La Victoria; después de pasar la estación Calfucurá, se observaron las barrancas de la laguna *Rincón de Marín* situada hacia el Este de la estación, la cual comunica por el Norte con la de *Talitas* y al Sud con la llamada *Rinconada de las Nutrias*.

Se siguió aproximadamente la poligonal que sirvió de base para el levantamiento de la zona del Colector hasta llegar a la laguna de *Hinojales* (sud) cuyas barrancas se examinaron cuidadosamente, considerando la posibilidad de construir una salida del Colector por el extremo Sud de esta laguna hasta la parte central de la de *Mar Chiquita*, llegando hasta la costa de ésta, se examinó su configuración general, la altura de las barrancas, etc., etc.; continuando viaje al Sud se examinó la laguna *Nahuel-Rucá*, estudiando la posibilidad de una nueva variante en la probable desembocadura del Colector.

Se cruzó el puente sobre el Canal N° 8 que comunica a la laguna *Nahuel-Rucá* con el arroyo de *Los Pozos*, que desemboca en *Mar Chiquita*; se siguió la traza del Canal N° 8 hasta el origen del Canal de descarga de la laguna de *Mar Chiquita*; se atravesó el arroyo *Vivoratá* por un puente de madera en muy mal estado, llegando a las diez a la arboleda conocida con el nombre de *Chalet de Jones*, frente a una señal del Ministe-

rio de Marina, situada en la otra margen del Canal de descarga de la laguna de Mar Chiquita.

En el Chalet de Jones se detuvieron los automóviles, dirigiéndose los ingenieros Huergo, Castiñeiras, Céspedes y Fontana y el Dr. Elizalde hacia uno de los médanos vivos más próximos desde cuya cima se observó con anteojos el canal de descarga, la boca de salida del mismo y la configuración de los médanos vivos de la costa marítima; se recorrió parte de la playa Sud del canal de descarga.

A las 13 se inició el regreso siguiendo el mismo camino en sentido inverso hasta el *Canal N° 7* y se cruzó después el *arroyo Grande* siguiendo hasta la orilla Este de la laguna *Talitas*; esta laguna fué examinada detenidamente desde la loma oriental más alta.

Se volvió hacia la costa Este examinando el *Cañadón Grande* desde su parte Sud, dirigiéndose hasta el arroyo *Las Gallinas*, regresando al *Cañadón Grande* y atravesando el arroyo *Las Gallinas* a la salida del cañadón y algunos afluentes del mismo; se siguió hasta la estancia Macedo, de los señores Federico y Alejandro Leloir, a la que se llegó a las 19, donde se cenó y pernoctó.

5 de Noviembre de 1927. — A las 7 y 30 iniciación de una recorrida del parque y establecimiento de la estancia Macedo en automóvil.

A las 8 y 30, después del desayuno nos dirigimos a la estación Macedo y de ésta a las lagunas *La Argentina* y *El Maestro*; esta última fué examinada desde su loma más alta, observando la configuración general de la cuenca del *arroyo Chico*; se bordeó la laguna *La Argentina*, examinando al regreso los lugares de desborde de la misma; se atravesó el *Canal N° 5* por el puente del Km. 25, dirigiéndose hacia la laguna Hinojales que fué bordeada por las lomas orientales observando en la parte Sud y Este los lugares en que se producen los desbordes hacia la laguna *Talitas*, *La Clarita*, *Góngora*, etc., que llevan las aguas del *Cañadón Grande*.

A las 13.30 se continuó viaje, siguiendo aproximadamente la traza de la poligonal del Colector hasta el puente Km. 37 del *Canal N° 5* y por su banquina hasta la confluencia con el *Canal N° 6* que se examinó, continuando por el N° 5 hasta el sifón que desagua el brazo antiguo del arroyo Chico, cuya desviación constituye el Canal N° 6; se pasó a la margen derecha examinando las obras de arte, el canal construído en la estancia del señor Héctor Guerrero, paralelamente al terraplén de la derecha del Canal N° 5; luego nos dirigimos a la estancia Loncoy, del señor Alberto Lanús, y desde la loma más alta de la misma se observó la configuración general de la región recorrida; se emprendió el regreso a Maipú donde se llegó a las 20 y 40 haciendo el viaje bajo la lluvia desde las 16.

QUINTO VIAJE

*26 de Noviembre de 1927.* — Salida de Constitución para Maipú en el tren nocturno, llegando a Maipú el domingo a la madrugada.

*27 de Noviembre de 1927.* — Salida de Maipú a las 6 y 45, se siguió por dentro de la zona relevada por los estudios del Canal Colector hasta la estancia Los Aromos a orillas del arroyo Gualicho, donde una fuerte tormenta con lluvia nos obligó a pernoctar en ese paraje.

En este primer día de excursión al salir del éjido de Maipú se tomó la calle de la estancia La Posta donde cruzó el Canal N° 2 y luego dejando este camino atravesó los campos de Vázquez, Cepeda, Maldondo, El Asador de Luro, el campo de Saenz, donde se cruzó el Canal N° 1 y se salió al camino de Parravicini a Rauch por la estancia La Pretenciosa, de Stein Hnos. Siguió este camino hasta entrar al campo de La Fonciere Savoienne; cruzando los campos de esta sociedad, de la señora de Corti, otro campo de la misma Sociedad, el campo del señor Laplace, y desde allí se desvió hasta la estación Udaquiola, siguiendo luego por el camino real hasta las estancias La Alegría y La Corina y volviendo atrás entró en el Porvenir de Letamendi, donde se almorzó; siempre cruzando campo se siguió hasta Santa Catalina de Casalins; etc., y llegó al camino real de Dolores a Rauch, al cual en seguida dejó para tomar el callejón que conduce al puente Peñaflor sobre el Canal N° 12; se costó este Canal por su lado izquierdo entrando en la estancia La Dormida y pasando por La Barfancosa y Las Lilas se siguió hasta la estancia ya citada de Los Aromos.

*28 de Noviembre de 1927.* — Saliendo de Los Aromos se tomó el camino a Las Flores y cruzó el arroyo Gualicho en el puente, llegando hasta el Canal N° 11 por el cual siguió hasta el puente Bruzone; se abandonó allí el Canal dejándolo a la derecha para buscar luego el camino de Cacharí a Tapalqué, llegando a este pueblo a mediodía, donde se almorzó; reanudada la jira por La Yerba de Insua, se llegó hasta la estación Ema y desde ésta siguió la huella hasta El Peligro de Campon, por los campos de los señores Crotto, donde cruzó en un vado el arroyo Las Flores que se hallaba algo crecido; desde El Peligro se tomó el camino real de General Alvear a Bolívar pasando por las esquinas La Brava y Santa Isabel y en el campo de Del Cerro se desvió para ver el arroyo Vallimanca en el paso que existe frente a la estancia El Mate Dulce; se volvió al camino, cruzando el arroyo Vallimanca en el puente sobre el mismo y entrada la noche se llegó a Bolívar.



29 de Noviembre de 1927. — A las 8 y 30 en compañía del ingeniero Gitling se emprendió viaje desde Bolívar hasta la estación La Larga; llegando a ésta se tomó el camino que lleva a la estación Loudge siguiendo hasta la tranquera de entrada a la estancia Arbolito, de la señora Josefina Roca de Castells; en este trecho de camino se cruzó el Cañadón de Paraíso Grandè, en el que a pesar de haber caído últimamente una lluvia de 150 mm. no se observó corriente de agua, por tratarse de un bajo cerrado. Asimismo se cruzó la cadena medanosa que separa dicho cañadón de la depresión de las grandes lagunas.

Llegados a la estancia Arbolitos nos dirigimos al puente existente sobre el arroyo canalizado que comunica el Cañadón de Paraíso Chico con la laguna Arbolito; se pudo observar que a causa de la lluvia antes mencionada, se había establecido una corriente de agua apreciable del primero al segundo de estos depósitos; asimismo desde la loma alta situada al Sur del puente pudo observarse la posición relativa de los depósitos y la topografía de los terrenos vecinos.

Se almorzó en el monte de la estancia Arbolito y a continuación se llegó a las alcantarillas que el camino de La Larga a Louge tiene sobre los canales que comunican la laguna Arbolito con las lagunas La Larga e Inchauspe. En esos canales se observó una corriente importante dirigida hacia las últimas lagunas.

Se volvió a la estancia La Larga por el camino que corre junto a la vía de Bolívar a Guaminí se llegó al paso a nivel ubicado a 2.500 metros al Oeste de la estación Bonifacio; se tomó rumbo al Sur por el camino que conduce a Huanguelén, siguiendo hasta el puente existente sobre el arroyo que comunica las lagunas Alsina y Cochicó; así pudieron observarse estas lagunas y la existencia en dicho arroyo de una fuerte y caudalosa corriente dirigida hacia el Sur de una a otra laguna motivada por la afluencia de agua traída principalmente por el Arroyo Sauce Corto; volviendo al paso a nivel citado se siguió de nuevo al camino a Guaminí pasando por la estación Alamos arribando a aquel pueblo a las 19 y 30, donde se pernoctó.

En este último trayecto se observaron las dos comunicaciones naturales existentes entre las lagunas Cochicó y del Monte, ninguna de ellas funcionaba por no haber alcanzado todavía el agua en la laguna Cochicó el nivel necesario, a pesar de la entrada de agua que antes se constató bajo el puente del camino de Bonifacio a Huanguelén; se observó también el punto en que se obtuvo la cota de creciete máxima correspondiente a la laguna del Monte en el año 1919.

30 de Noviembre de 1927. — A las 8 horas se prosiguió la jira hacia el Oeste por el camino de Guaminí a la estación Saturno, pasando sobre el puente del arroyo Guaminí y llegando al llamado canal de Alzaga, donde se examinó el corte practicado para comunicar las lagunas del Monte

y La Dulce; se rodeó esta última laguna por el Sur, y luego por el Oeste, se tomó el camino a la estación Rolito atravesando el displayado que une en aguas altas, las lagunas La Dulce y El Venado, y rodeando a esta última por el Norte se llegó a Rolito. Se tomó el camino que conduce a la media estación del F. C. O., lo cual permitió observar el lugar de paso de las aguas que en crecientes extraordinarias escurren de la laguna de El Venado a Las Paraguayas. Se llegó a la media estación y siguiendo la vía del F. C. O. hacia el Norte se examinó el lugar de paso de las aguas de la laguna Las Paraguayas a Epecuén; volviendo al Sur se llegó hasta la laguna Epecuén y se terminó la inspección con el examen del cauce del arroyo Pigüé en el camino de Carhué a Puan; se tomó el tren de regreso en Carhué llegando a la estación Once el jueves 1 de Diciembre por la mañana.

#### SEXTO VIAJE

*9 de Enero de 1928.* — Salida de Constitución a las 8 y 15.

*10 de Enero de 1928.* — Llegada a Coronel Vidal (F. C. S.) a las 4 y 50. — 5 y 15. Salida siguiendo la vía del F. C. S. hasta el puente sobre el arroyo Grande. Durante el camino se observó que la vía del F. C. S. tiene un gran número de puentes para el paso de las aguas, siendo la mayor parte constituidos por tramos metálicos; se observó prolijamente el cauce del arroyo Grande estudiando los planos generales y de detalle; este arroyo sólo recibe agua de afluentes y derrames en su margen derecha (derrames del Pantanoso divididos, arroyos Guarangueyú y Bachicha, etc.), constituyendo una especie de Colector, pues la margen izquierda está defendida por terrenos altos con pendiente dirigida hacia el arroyo Chico y Napaleofú.

Regreso a Coronel Vidal y tomando un camino en dirección N. O. nos dirigimos hacia un punto del arroyo Grande próximo al límite de los partidos de Mar Chiquita y Balcarce (límite S. O. de la propiedad de la señora Rosa Aguirre de Balcarce); desde ese punto nos dirigimos a la estación Bosch (línea de Ayacucho a Balcarce) pasando los puentes sobre los arroyos Grande y Guarangueyú; regreso por el mismo camino hasta el puente sobre el arroyo Grande, tomando desde este punto el camino a estación Ramos Otero.

Desde Ramos Otero, apartándonos de la vía del F. C. S., nos dirigimos a San Ignacio atravesando el arroyo Chico y su afluente el Zanjón Grande por sus respectivos puentes, observando los bajíos y derrames que presenta la cuenca. Pasando San Ignacio, en dirección a Ayacucho, del lado Este de la vía del F. C. S. se atravesó el arroyo Las Chilcas y sus varios brazos afluentes verificando la existencia de bajíos, lagunas, etc., que demuestran la importancia de los derrames al Sud de Ayacu-

cho; se atravesó el arroyo Las Chilcas y un afluente que forman una laguna situada en el campo de la señora Pereyra Iraola de Herrera Vegas, de la cual sale el arroyo Hinojales, prolongación del arroyo Las Chilcas. A las 14 se llegó a Ayacucho.

Emprendiendo luego viaje al campamento de la Comisión de estudios de la Dirección de Desagües, donde se examinaron los planos de los levantamientos efectuados por la Comisión que dirige el señor Uгла (cuenca de los arroyos Tandileofú y Chelforó); regresando a Ayacucho donde se pernoctó.

*11 de Enero de 1928.* — 6 y 45. Salida de Ayacucho en dirección N. O. pasando por el campamento de Uгла y camino entre las propiedades La Delfina y La Dolores y Santa María, volviendo por la estación Cangallo hasta el arroyo Tandileofú, donde se examinó una expansión del mismo que tiene en esas alturas un cauce muy reducido.

De estación Cangallo se siguió el curso del arroyo hasta llegar frente a la estación Iraola, donde se atravesó nuevamente el arroyo Tandileofú; desde el puente se hizo un examen general de la cuenca superior del arroyo comprobándose la posibilidad de crear un lago artificial que requeriría una obra de cierre de relativamente poco desarrollo. Al llegar frente al Chalet de la estancia de Martín Pereyra Iraola, se tomó el camino de la izquierda (N. O. a S. E.) y se siguió hasta la confluencia del arroyo Las Chilcas con su afluente el arroyo Cerrillada. En este punto se comprobó que el cauce es muy profundo y encajonado, teniendo el terreno fuerte pendiente transversal a ambos lados; característica que se observó en casi toda la cuenca de este arroyo; se siguió después hasta encontrar el camino a estación Fulton en la estancia de Julio A. García, tomando por este rumbo N.E. a S.O.

Pasando la estación Fulton se tomó, primero rumbo N.O. a S.E. hasta llegar a la estancia de la sucesión Ponce de León, siguiendo el camino general de N.E. a S.O. hasta llegar frente a la propiedad de Fermín Castex Madariaga, doblando a la derecha y tomando rumbo N.O. para cruzar todos los arroyos que dan origen al arroyo Las Chilcas en las sierras del Tandil.

Esta cuenca superior del arroyo presenta numerosos desagües naturales con pendientes transversales muy acentuadas y arroyos de cauce encajonado y profundo a pesar de la superficie reducida de sus respectivas cuencas, unos 100 km<sup>2</sup>, que revela que durante las fuertes lluvias pasa un caudal importante; antes de llegar a Tandil se atravesó nuevamente el arroyo Tandileofú.

15 y 20. — Salida de Tandil siguiendo el camino casi paralelo al arroyo del Tandil pasando por la propiedad de Raimundo Piñero hasta llegar al campamento de la Comisión de estudios de la Dirección de Desagües después de atravesar un brazo del Chapaleofú Grande y un arroyo de menor importancia.

En el campamento situado en el campo de propiedad del señor José Santamarina se examinaron los planos de detalle del arroyo Los Huesos, que fueron explicados por el Jefe de la Comisión, agrimensor Gonzalo; de regreso nos acercamos al paso de Las Maravillas en el arroyo Chapaleofú Grande; se observó que mientras la margen izquierda del arroyo era alta, la derecha era sumamente baja, lo que produce derrames de importancia en los campos situados en la margen derecha; por otra parte el estado de los campos recorridos así lo demuestra; regreso al Tandil donde se llegó a las 20.

*12 de Enero de 1928.* — Salida de Tandil a las 8 y 30 en dirección a la estación Azucena del F. C. S., pasando por los campos de Santamarina; cruzándose los principales afluentes del arroyo *Chapaleofú Grande*, en el siguiente orden: Arroyo Chico, de la Amistad, de la Merced y antes de llegar a la línea Gardey-Azucena, el puente sobre el *Chapaleofú Grande*. La cuenca de este arroyo, de mayor extensión que la del arroyo Las Chilcas, presenta menor pendiente que esta última.

Antes de llegar a la estación Azucena se tomó el camino a estación Gardey, siguiendo aproximadamente la dirección de la vía, casi paralela a la del arroyo Chapaleofú Grande y cruzando los afluentes de éste en la margen izquierda.

Durante el trayecto se observó detenidamente la cuenca llamando la atención la gran cantidad de alcantarillas, puentes, etc., que tiene la línea del F. C. S. entre Gardey y Azucena, demostrativo de la importancia de las corrientes de agua que originan las lluvias de gran intensidad caídas en la cuenca. Saliendo de la estación Gardey se tomó rumbo al Norte cruzando el puente sobre el Chapaleofú Chico y atravesando primero la estancia La Alicia, del señor Angel Castaño, y siguiendo después el camino de O. a E. hasta encontrar el camino general de Tandil a Azul. Se siguió este camino en dirección al Tandil hasta el puente sobre el arroyo Chapaleofú Grande.

El arroyo presenta en este punto un cauce ancho y profundo con fuerte pendiente en el sentido longitudinal, presentando el terreno, transversalmente, grandes pendientes de ambos lados del arroyo. Esta particularidad del cauce permite al arroyo conducir grandes caudales, sin que el cauce mayor o zona de inundación sea muy ancha; aguas arriba parecería posible la construcción de un pantano regulador. La importancia del puente, por otra parte, hace sospechar que en este punto, cuando las lluvias son intensas pasa un caudal importante. Se tomó nuevamente el rumbo hacia Azul hasta llegar al almacén próximo al arroyo Los Huesos, límite entre los partidos Tandil y Azul. En este trayecto se atravesó el arroyo La Pastora, afluente del Chapaleofú Grande; desde este punto se siguió un camino en dirección de E. a O. que sigue casi paralelamente el cauce del arroyo Los Huesos pasando el puentecito sobre el arroyo Lau-

ra-Leofú, afluente de aquél, llegando hasta la confluencia de los arroyos San Nicolás y Santa Rita, afluentes principales del arroyo Los Huesos en su margen derecha; se atravesó el campo del Sr. Pablo Acosta hasta encontrar el arroyo Los Huesos; se regresó por el mismo camino llegando al almacén citado a las 13 y 30, donde se almorzó.

A las 15, salida para Azul, cruzando el arroyo de Los Huesos, que en todos los puntos de esta región, presenta un cauce de poca importancia con lecho mayor extendido en pequeña pendiente transversal.

En el camino se cruzaron los arroyos Cortaderas y de La Corina que nacen y se pierden entre los arroyos Los Huesos y Azul, así como otros arroyuelos de menor importancia.

Saliendo de Azul se examinó el cauce del arroyo Azul siguiendo por el camino situado a poca distancia de la margen derecha de este arroyo hacia aguas arriba del mismo hasta la calle situada al S.O. de la propiedad del señor Manuel Gamies que conduce directamente a Olavarría, pero no fué posible cruzar el arroyo Azul por no existir puente y ser el cauce profundo y muy encajonado; en este trayecto se examinó en varios puntos el cauce del arroyo Azul y las características de su cuenca superior. El arroyo presenta siempre un cauce profundo y encajonado y el terreno transversalmente es casi horizontal. Sólo se encontró un afluente, el arroyo Manantiales, de poca pendiente longitudinal y cauce reducido que nace en el cerro Los Manantiales situado en la estancia del mismo nombre de propiedad de la señora Josefina Anchorena de Rodríguez Larreta; en la parte derecha de la cuenca del arroyo Azul y a poca distancia existen cerros de poca altura que separan las aguas que van al arroyo Los Huesos .

Se volvió por el mismo camino hasta encontrar la calle situada entre las propiedades de Alcántaras y Montenegro y siguiendo por ésta se cruzó el arroyo Azul tomando el camino a Olavarría.

Se pasó por Sierras Bayas, aldea San Miguel, cruzando varios afluentes del arroyo Tapalqué, de fuerte pendiente longitudinal para atravesar los cuales el F. C. S. ha construído grandes puentes, cosa que parece demostrar que los caudales son relativamente importantes; rodeando la fábrica de cemento Portland se siguió por el camino general a Olavarría, donde se llegó a las 20 y 15.

*13 de Enero de 1928.* — 7. Salida de Olavarría en dirección al arroyo Tapalqué, en el lugar en que se encuentra un puente colgante para peatones; se observó con detenimiento el cauce del arroyo Tapalqué hasta un punto situado aguas arriba de la presa que conduce las aguas al molino situado en la ciudad sobre la margen derecha del arroyo.

En la ciudad misma el cauce es ancho y profundo con barrancas a pique. Un vecino de la localidad suministró informes sobre la crecida de

1919; según éste, el arroyo desbordó alcanzando las aguas en la margen derecha hasta la plaza principal situada a cuatro cuadradas del arroyo; la violencia de la corriente fué tal que se recuerda que un coche fué arrastrado con sus caballos hasta Sierra Chica.

Siguiendo el camino paralelo a la vía del ferrocarril se llegó al empalme Querandíes atravesando el arroyo El Perdido, origen del Tapalqué; se siguió por el mismo camino hasta la estación Santa Luisa observando la cuenca en la margen izquierda del arroyo El Perdido que presenta fuerte pendiente transversal; el arroyo La Totorá y la laguna del mismo nombre. La vía del F. C. S. estaba en reparación por cuadrillas numerosas y presenta un gran número de alcantarillas y pequeños puentes para dar paso a las aguas hacia el arroyo El Perdido. De la laguna La Totorá se siguió el camino general a Pourtalé y de aquí el camino hasta llegar al campo de Julián García. Se continuó atravesando los campos de García y Beristayn hacia la estación Blanca Grande. En este trayecto se comprobó la existencia de numerosos canales particulares que llevan las aguas al arroyo Brandzen, origen del arroyo Las Flores. Los campos de García y Beristayn son inundables en casi toda su extensión (el último tiene 16.500 Ha.) así como otros linderos debido a que el escurrimiento de las aguas hacia el Norte está interrumpido por las sierras San Martín, de pequeña altura entre Blanca Grande y Olavarría. Por otra parte, como están situadas al pié de las sierras San Martín recibe las aguas de la vertiente Sud de las mismas, aguas que no tienen más desagüe que el arroyo que pasa al N.E. de la estación Blanca Grande. Se cruzó la sierra San Martín hasta encontrar el camino general de Olavarría a Blanca Grande, siguiendo por él hasta llegar a la última estación. La mayor parte de los campos recorridos situados en la cuenca superior del arroyo Las Flores son bajos y poco permeables porque la tosea se encuentra a poca profundidad.

13 y 35. — Llegada a Blanca Grande almorzando en el almacén situado frente a la estación.

14 y 40. — Salida para la laguna Blanca Grande pasando por los edificios de la estancia de Herrera Vegas; se bordeó la laguna hasta llegar a las compuertas que dan salida al excedente del agua de la laguna al cauce del arroyo Las Flores; regreso a Blanca Grande, desde donde se continuó por el camino paralelo a la vía hasta la estación Recalde, cruzando el arroyo Brandzen; se observó que en las vías existen numerosas alcantarillas y puentes cuyas luces se están aumentando, algunos duplicando, trabajando actualmente mucho personal. La cuenca del Brandzen recorrida transversalmente y la existencia de bajíos en abundancia demuestra que debido a la insuficiencia del cauce del Brandzen todos los terrenos al S.E. de la línea férrea Espigas, Blanca Grande, Recalde, etc., se inundan en una gran extensión.

La hoya que delimita la sierra San Martín y la laguna Blanca Grande, actúan, evidentemente, como reguladores de las crecidas del arroyo Las Flores. De estación Recalde se siguió rumbo al N.O. hasta encontrar el arroyo Salado, afluente principal del Vallimanca, el que fué vadeado por encontrarse en mal estado el puente; llamó la atención que este puente a ambos lados del arroyo presente, en un ancho de 100 metros aproximadamente, varias luces que amplían la sección de descarga. En este punto se pidieron informaciones a un chacarero que manifestó que residía desde hace 25 años allí; según él, en el año 1919 el nivel de las aguas fué superior en 3 m. al de la superestructura del puente y los campos se inundaron totalmente en ambas márgenes. La inundación duró siete días.

La crecida de 1925 hizo llegar el agua hasta 300 mts. aproximadamente del cauce del Salado en la margen izquierda del mismo. Explicó que este hecho se debe a la construcción de canales de gran sección aguas arriba en las propiedades de San Urbano y otras; la existencia de estos grandes canales fué constada al continuar el viaje a Lamadrid. Se continuó aguas arriba del arroyo Salado hasta la laguna La Raquel, tomando el camino a estación Mapis de la línea Recalde a Bolívar; desde aquí por el camino que corre paralelamente al arroyo Salado por la margen izquierda se continuó hasta Lamadrid, tomando el tren de regreso a las 21 y 15 llegando a Buenos Aires el día 14 de Enero de 1928.

#### SÉPTIMO VIAJE

*21 de Enero de 1928.* — Hora 17. Salida de Constitución. Hora 21.20. Llegada a Castelli y salida en automóvil para el campamento El Callejón, de la Dirección de Desagües; hora 22 y 25, llegada al campamento.

*22 de Enero de 1928.* — Salida del campamento a hora 7, atravesando el campo del señor José Guerrero y las calles divisorias entre las estaciones de Don Enrique Guerrero hasta llegar a la estación Guerrero, del F. C. S. Desde ésta, la Comisión se dirigió al puente del F. C., donde el señor Ursino, antiguo vecino y pescador de la localidad, indicó el nivel que alcanzó el agua en la crecida de 1913 (aproximadamente 25 cms. sobre el ala de la platabanda inferior del puente). Informó el señor Ursino sobre otros detalles de la crecida de 1913 y suministró algunos datos sobre la crecida de 1922, bastante importante, a pesar de haber llovido muy poco en la zona de la sierra. Según opinión del señor Ursino, la crecida de 1922 fué debida a las lluvias de la zona Oeste, pues la clase de peces correspondía a los que se procrean en las lagunas del Oeste (Junín).

El señor Ursino, muy conocedor de la región, se ofreció para acompañarnos en la recorrida de las lagunas próximas a Guerrero, en la margen derecha del Salado, siendo aceptado su ofrecimiento

Desde estación Guerrero pasamos por los campos de Bordelago y Jorge Guerrero, dirigiéndonos a la laguna de San Miguel, cuya orilla S. v S.O. se siguió hasta llegar a la Horqueta del Salado, en la cual, separada por una loma de altura regular (aproximadamente 4 a 5 m. en algunos puntos) se efectúa la unión con la laguna La Tigra, que no es otra cosa que una gran expansión del Salado, por cuyo centro pasa el cauce menor del río. Desde la Horqueta se recorrió la orilla Sud de la laguna La Tigra, cuyas barrancas son altas, mientras que en la orilla opuesta son de muy poca altura; se examinó después el tramo del Salado comprendido entre la desembocadura del Camarones y la iniciación de La Tigra, presentando un cauce encajonado con barrancas a pique y que según referencia del señor Ursino, nunca ha desbordado; dicho tramo podría utilizarse para la instalación de una estación permanente de aforos (medición de caudales). Se continuó por la orilla derecha de la laguna San Lorenzo (La Boca) examinando a la distancia la otra orilla. Esta laguna tiene las mismas características que las anteriores; se examinó también el tajamar construido por el señor Ursino en el término del arroyo Camarones; desde este punto se siguió rumbo a la laguna Troncoso, situada en el campo de Goñi, que fué examinada cruzando el puente sobre el arroyo Pesca que une las lagunas Troncoso y San Lorenzo; continuando hasta encontrar el camino a Dolores, atravesando el arroyo Camarones y llegando a la estancia del señor Solanas donde se almorzó; solicitáronse informes sobre el nivel que alcanzaron las aguas en la crecida de 1913, el capatáz de la estancia considera que las aguas realmente perjudiciales, son las que llegan por Camarones desde la parte alta, no ocasionando mayores daños las lluvias propias de la región.

A las 14 y 30 se continuó viaje tomando una huella que costea hacia aguas arriba el curso del arroyo Camarones el cual fué examinado en varios puntos llegando hasta el puente El Cacique en el camino a Pila y continuando después de atravesar campos hasta la laguna del Medio, siguiendo por la márgen derecha del Camarones se llegó hasta un punto próximo a la laguna de Camarones Grandes; desde este punto se tomó rumbo a Vichahuel pasando por los campos de Don Plácido Marín y frente al establecimiento Los Fachinales de Belloq donde se observaron algunos brazos del arroyo Zapallar; cruzando campos se siguió hasta encontrar el puente situado en el kilómetro 123 del Canal N° 9, continuándose por éste hasta el campamento de Vichahuel, llegando a las 19 y 30.

*23 de Enero de 1928.* — 8 y 30 horas — Salida del Campamento Vichahuel siguiendo la márgen derecha del Canal N° 9 hasta el puente en el kilómetro 123 y regresando por la márgen izquierda hasta tomar el camino a estación Ibáñez; se vadeó el arroyo Zapallar y el de las Huertas, tomándose datos sobre el nivel alcanzado por las aguas en las inundacio-



nes de 1913 y 1919; luego de pasar la estación Ibáñez, se cruzó la vía del Ferrocarril marchando en dirección a la laguna Villanueva siguiendo por la margen izquierda de los arroyos Picardía y Las Lechuzas cruzando a éste frente a la estancia Los Fachinales de Belloq. De ahí regresando por una parte de camino ya efectuado y tomando rumbo general N.O. se atravesó los campos de Don Plácido Marín y del señor Aguirre hasta llegar al camino general de General Belgrano a Pila; almorzándose en Pila (almacén de Angel Martire).

A la hora 14 y 35 se salió de Pila, acompañados por el baqueano Ramón Hidalgo, y atravesando campos nos dirigimos al paso sobre el río Salado, en el camino de Pila a Lezama; se pasaron los automóviles en una balsa, penetrando en el partido de *Chascomús* y recorriendo éste por la estancia Las Barrancas hasta llegar al puente que une a la laguna Las Barrancas (primera de las Encadenadas de Chascomús próxima al Salado) con la siguiente. Se costeó esta laguna por el Norte y N.O. observándose que en la orilla Este presenta barrancas muy altas, siendo de menor altura las del Oeste; dirigiéndonos luego por el camino próximo a la margen izquierda del río Salado hasta el puente de El Venado; por el que se cruzó el río para dirigirnos a General Belgrano, llegando a esta población a la hora 21.

*24 de Enero de 1928.* — Salida de General Belgrano por el camino Belgrano-Pila hasta llegar a los puentes situados sobre el arroyo Poronguitos; el arroyo presenta un cauce poco ancho, profundo y encajonado observándose en el cruce del camino general un ensanchamiento importante; por otra parte el terreno presenta paralelamente al camino una fuerte pendiente que asciende rumbo a Pila.

Se regresó a General Belgrano y se siguió paralelamente a la vía del F. C. S., hasta llegar al puente Villanueva, examinándose, en ese punto, el cauce del Salado, los tres tramos de hierro del puente del F. C. S., el puente del camino carretero y la escala hidrométrica. Se retornó a General Belgrano para tomar el camino general a Monte, atravesando terrenos bajos, en los cuales se desarrollaría el trazado del proyectado Canal N° 19; llegada a Monte a las 14 y 30 y almuerzo en el hotel Jardín. A la hora 16 se partió para Lobos, atravesando campos, pasando frente al establecimiento San Ramón, propiedad del señor Ramón Videla Dorna y tomando rumbo N.O. se siguió hasta la laguna Culú-Culú, recorriendo parte de su playa S.O.; dicha laguna tiene barrancas de 2 metros de altura aproximadamente, estando cubierta de juncos. Esta laguna recibe los derrames de la de Lobos y parte de las aguas que llegan por la cañada del Toro a un cañadón que une las dos lagunas y por otros que llegan por la parte Norte y Este; tomando rumbo al Oeste se pasó frente al establecimiento El Ombú, de don Salvador Viale, y se siguió hasta «La Porteña», propiedad

del señor Federico Erdmann, miembro de la Dirección de Desagües. El señor Erdman nos atendió con toda deferencia y nos confirmó el dato de que en el río Salado se produjo en el año 1922 una crecida muy importante que provocó el ascenso de las aguas en la laguna de Lobos; hallándose en ésta peces procedentes de las de Junin.

Saliendo del establecimiento «La Porteña» se tomó el camino Las Flores-Lobos, pasando el cañadón que comunica las lagunas Lobos y Culú-Culú y los puentes sobre las cañadas del Toro y de Lobos; la primera nace en la línea férrea Las Hieras-Lobos, a unos 14 kilómetros de la estación Lobos y atraviesa la línea Uribelarrea-Lobos, a 10 kilómetros aproximadamente de la primera estación describiendo una curva que termina en la cañada Lobos, siguiendo las aguas por ésta a las lagunas de Lobos y Culú-Culú; se arribó a Lobos a la hora 19 y 40.

*25 de Enero de 1928.* — Salida de Lobos tomando el camino paralelo a la vía del ferrocarril que vá a Salvador María atravesando la cañada o arroyo de Las Garzas, la cañada de Las Nutrias; se examinó desde el terraplén la configuración general de la cuenca, la entrada a la laguna de Lobos, los puentes, etc., pasando por la cañada del Tajamar se continuó por el camino hasta encontrar el paso sobre el río Salado recorriendo una parte del curso de éste hacia aguas arriba y regresando al paso para entrar en Roque Pérez. Se siguió hasta la estación y después por la calle principal de esta localidad para continuar por el camino general hasta Ernestina, donde se almorzó.

A la hora 14 y 40 se tomó el camino paralelo a la vía del ferrocarril rumbo a estación Elvira hasta el segundo puente pasando el Salado. Sobre este río se encuentra terminado el puente nuevo y se está desarmando el antiguo; se examinó el cauce del río Salado en ese punto y su configuración general; se regresó a Ernestina y se tomó el camino paralelo a la vía hasta 25 de Mayo. Desde esta localidad se tomó el camino a Chivilcoy, pasando por Ugarte y cruzando el río Salado por el puente carretero nuevo sobre el Salado; se pasó por Alberti, Benítez, atravesando los cañadones de Antonio de Hinojo y de Chivilcoy; se llegó a esta ciudad a las 21.10.

*26 de Enero de 1928.* — Salida de Chivilcoy por el camino a Benítez por el cual se siguió hasta la cañada Chivilcoy que fué examinada detenidamente; se regresó a Chivilcoy y se tomó el camino general a Chacabuco que pasa por la estación Hinojo. En el camino se cruzaron los puentes sobre las cañadas de Chivilcoy y la de los Peludos, próxima a Chacabuco; al llegar a Membrillar se cruzó el canal de navegación del Norte. De Chacabuco se tomó el camino general a Junin, llegando a esta localidad a las 13 y 30; observándose en este trayecto los terraplenes del canal del Norte y, antes de la Oriental, la laguna del Carpincho, en la propiedad del señor Justo C. Saavedra.

A la hora 15 y 30, salida para estación Agustina y al llegar a ésta se entró en el campo de propiedad del señor Justo C. Saavedra hasta llegar a la laguna Mar Chiquita, que se examinó desde una loma, teniendo a la vista el plano catastral de Junin; regresando a la estación Agustina se siguió viaje rumbo a puente Mósotti, situado sobre el cauce que comunica a las lagunas Mar Chiquita y Gómez; de éste se siguió hasta el balneario de la laguna Gómez recorriendo la playa en automóvil hasta el tajamar situado en la punta Este de la laguna donde se inicia el río Salado; se tomó luego el camino a Junín llegando a las 19 y 20.

*27 de Enero de 1928.* — A la hora 9.05, salida para Buenos Aires.

---

## CAPITULO SEGUNDO

### SINTESIS DE LOS DIVERSOS PLANES

V. — Plan del ingeniero Juan A. Waldorp (año 1882) informe preliminar, canalización de la cañada del Vecino. — VI. Informe del ingeniero Luis A. Huergo: mejoramiento del tramo inferior del río Salado. — VII. Proyecto de los ingenieros Lavalle y Médi- ci. — VIII. Proyecto del Departamento de Ingenieros de la Provincia. — IX. Proyecto de la Dirección de Desagües (plan Nystromer, obras construidas). — X. Plan del ingeniero Carlos Wauters (Comisión Asesora de 1913). — XI. Plan de los inge- nieros Agustín Mercau y Juan A. Waldorp (hijo) (Comisión Asesora de 1913). — XII. Plan del ingeniero Jorge Duclout. — XIII. Plan del ingeniero Eduardo Agui- rre (año 1917). — XIV. Plan del ingeniero Julián Romero: *a*) Presentado a la Direc- ción de Desagües en 1919; *b*) Plan aconsejado en 1927. — XV. Plan del Ingeniero Alejandro Foster. — XVI. Plan del ingeniero Manuel J. Arce: *a*) Expuesto en con- ferencias en C. N. de I. (1919), *b*) plan aconsejado en 1927. — XVII. Plan de la Em- presa Héctor J. Iguain. — XVIII. Informe de los ingenieros Zuleta y Castells. — XIX. Proposición del ingeniero Alfredo R. Gando. — XX. Plan del ingeniero Carlos Po- sadas.

### V

#### PLAN DEL INGENIERO JUAN A. WALDORP <sup>(1)</sup>

##### Informe preliminar.

(Marzo 1882).

Constituye la primera manifestación de carácter oficial relativa al pro- blema de los desagües del Sur de la Provincia de Buenos Aires; se con- creta a exponer cuáles son las soluciones que pueden eliminar parcial o totalmente las causas que determinan las inundaciones, a saber:

I. — En el Río Salado deben desaguar directamente:

- a*) El arroyo Tapalqué por medio de una conexión con el de Las Flores;
- b*) Hacer afluir los arroyos Azul, Los Huesos y Chapaleofú a un ca-

(1) *La Ingeniería*. Año 1914. pág. 322.

nal común, que yendo por el talweg o vaguada llevaría las aguas al Salado.

II. — Llevar al río de Ajó — y por consiguiente a la ensenada de Samborombón las aguas de:

- a) Arroyo Langueyú y su prolongación por la cañada del Vecino, puesto en conexión con las aguas inundantes de Dolores;
- b) Los arroyos Tandileofú y Chelforó que deben ser ligados entre sí y con la canalización de la cañada del Vecino.

III. — Llevar al océano, conectados entre sí, los arroyos Chico y Grande, Tandil, etc. utilizando al efecto la laguna de Mar Chiquita.

### Canalización de la Cañada del Vecino.

(Agosto de 1883).

El cauce central, entre terraplenes, se destina a la conducción hasta el río de Ajó de las aguas de los arroyos Langueyú y Perdido, la distancia  $D$  entre terraplenes es variable, siendo de 50 m. en Km. 133, 68,6 m. en Km. 105 y 126,1 m. en Km. 0; en Km. 105 desemboca un canal semejante que conduce las aguas del Tandileofú y Quetreléofú.

Los canales laterales tienen por objeto el desagüe de los campos situados a ambos lados de los terraplenes, la anchura en el fondo varía desde 12 m. hasta 20 m.

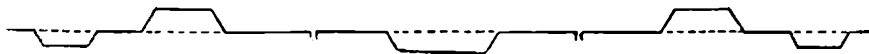


Fig. 1

Conjuntamente con dicha canalización, que tendrá un desarrollo total de 133 Km. se indica el dragado de la ría de Ajó y la construcción de un terraplén para defensa del pueblo General Lavalle.

El presupuesto de las obras de referencia ascenderá a \$ 16.900.000  $\frac{3}{4}$  (Diez y seis millones novecientos mil pesos moneda nacional), a invertirse según un programa de trabajos a desarrollar en 10 años.

Como observación complementaria, hace notar que el río Salado recibe ya demasiado agua y que, por tanto, antes de canalizar los arroyos Tapalqué, Azul, Los Huesos y Chapaleofú, debe considerarse el mejoramiento de su cauce por medio de dragado y construcción de diques longitudinales; y en consecuencia, aconseja efectuar una licitación para dragar un millón de metros cúbicos al año, sin perjuicio de que se haga inmediatamente un relevamiento completo de dicho curso de agua y zona adyacente.

## VI

### **INFORME DEL INGENIERO LUIS A. HUERGO <sup>(1)</sup>**

(Octubre de 1934).

Para mejorar el desagüe del río Salado, a fin de evitar su desborde en el tramo comprendido entre Paso Guerrero y la estancia Sáenz Valiente (Rincón de López), propone las siguientes obras, indicadas en orden de importancia :

- I — Rectificación de las vueltas fuertes ensanchando los nuevos cauces a una sección conveniente.
- II — Dragado de la playa del mar en la desembocadura del río.
- III — Detención de las aguas en los afluentes para que lleguen al cauce del río con la mayor lentitud posible.

Estima que las angosturas del Salado frente a la estancia de Sáenz Valiente, son las que determinan el represamiento de las aguas de las avenidas y los desbordes a los terrenos adyacentes; por lo cual, como trabajo a realizar de inmediato — y cuyo costo considera que no será de gran monto — aconseja el corte de las dos vueltas de Sáenz Valiente y Rincón de las Cabras.

## VII

### **PROYECTO DE LOS INGENIEROS FRANCISCO LAVALLE Y JUAN B. MEDICI**

(Encomendado por el Gobierno de la Provincia de Buenos Aires por Decretos de fecha 30 de Enero de 1882 y 6 de Diciembre de 1883).

En el informe respectivo se estudia con proligidad el régimen de las lluvias sobre la base de las observaciones pluviométricas de la ciudad de Buenos Aires — que arrojan valores algo mayores que los correspondientes a la región inundable. Analizan los datos pluviométricos del período 1861-1883 y clasifican las 1292 lluvias de este período en la siguiente forma :

(1) *La Ingeniería*. Año 1914. pág. 278.

| Precipitación Total<br>mm. | Número | Proporción por mil |
|----------------------------|--------|--------------------|
| Menos de 10                | 688    | 532                |
| Entre 10 y 20              | 287    | 222                |
| » 20 y 30                  | 148    | 114                |
| » 30 y 40                  | 76     | 59                 |
| » 40 y 50                  | 44     | 34                 |
| » 50 y 60                  | 22     | 17                 |
| » 60 y 70                  | 15     | 12                 |
| » 70 y 80                  | 6      | 5                  |
| » 80 y 100                 | 4      | 3                  |
| Más de 100                 | 6      | 5                  |

Como lluvias verdaderamente extraordinarias citan las siguientes:

*Año 1877:*

Marzo : 115 mm en 9 días ó sea 12,7 mm/24 horas  
 Abril : 116 » » 12 » ó sea 9,6 » » »  
 Mayo : 189 » » 3 » ó » 63 » » »

*Año 1883:*

Mayo : 167 mm en 11 días ó sea 15,2 mm/24 horas.  
 Junio : 172 » » 16 » ó » 15,7 » » »  
 Julio : 140 » » 6 » ó » 23,3 » » »

Detallan con toda minuciosidad las *características hidrográficas* de la región y establecen las siguientes conclusiones:

**Cuenca del Salado:**

- 1° — Existe un sistema de arroyos, cañadones y lagunas, cuyo colector natural es el río Salado.
- 2° — La comunicación entre los tributarios y los principales, entre éstos y el Salado es efectiva, y solamente en los períodos notables de lluvias; en circunstancias ordinarias, los desagües son incompletos, derramándose los arroyos en los campos por falta de un cauce definido.
- 3° — Estas inconexiones en el sistema hidrográfico originan para el Salado dos cuencas diferentes y muy distintas; una que puede llamarse ordinaria, y la otra que llaman de las grandes lluvias. La superficie de la primera, es en la sección nivelada, de kilómetros cuadrados 20.000; la de la segunda, de kilómetros cuadrados 48.500. La extensión absoluta de las dos por lo anteriormente expuesto, no podría determinarse hasta la conclusión de los estudios

de nivelación, pero hay fundamento para creer que en especial modo la segunda cuenca, debe abarcar una superficie inmensamente mayor.

- 4° — *El cauce presente del Salado es el que corresponde a la primera cuenca, no hay ninguna proporción entre su forma y dimensiones y el caudal inmenso de aguas que en los períodos de grandes lluvias, afluyen a él de toda su extensa cuenca.*
- 5° — *En igual condición de insuficiencia se encuentran el arroyo Saladillo, el de Las Flores y principalmente el arroyo Azul.*
- 6° — En las crecientes del Salado, los afluentes de la izquierda no pueden descargar sus aguas en él; estas aguas entonces, remansan y desbordan en los campos adyacentes inundándolos en grandes extensiones.
- 7° — Entre el Samborombón y el Salado, es mal definida y casi no existe la línea divisoria de las cuencas; en las crecientes fuertes las aguas de los ríos llegan a mezclarse cubriendo los campos interpuestos.

#### **Cuenca de desagüe directo al mar:**

- 1° — Región: (arroyos Dulce, Grande y Chico) provista de arroyos que desde la sierra llegan con sus cauces hasta el mar o a poca distancia de la costa; es la más al Sud y comprende la cuenca de los arroyos Chico y Grande.
- 2° — Región: (arroyos Chilcas, Tandileofú y Chelforó) los arroyos bajando de las sierras, muy pronto se pierden en bañado, en un terreno muy parejo, faltan, pues, en una grande extensión, líneas definidas de impluvio, y las aguas formando una red intrincadísima de cañadones y lagunas, buscan una salida hacia el mar. Esta región comprende la cuenca de los arroyos de Las Chilcas, Tandileofú y todas las lagunas y cañadones de Monsalvo que en su plano constituyen la cuenca E. Las aguas de estas cuencas se dirigen, hacia el Este; pero los médanos de costa impidiendo su desagüe directo al mar han originado la formación de una extensa cuenca de impluvio, las lagunas Saladas y los grandes cañadones del Mangrullo, del Malo y de Ajó, en que se reúnen las aguas y se descargan lentamente por las cañadas y arroyos que desembocan en la Ensenada de Samborombón.
- 3° — Región: (arroyos Languayú y Perdido — Cañada del Vecino —) es constituida por los terrenos que están comprendidos entre la línea Sud de cumbre de la cuenca del Vecino, la línea general de cumbre del sistema Salado y la cadena de Médanos en la costa de la Ensenada de Samborombón. Carácter general de esta región es la existencia de algunas líneas principales de impluvio, las cañadas del Vecino, de Dolores y Grande; pero faltan líneas secundarias



de impluvio que convergen a las principales; además la cadena antedicha de médanos pone obstáculos al libre desagüe. A más de este carácter general, hay especiales condiciones que diferencian notablemente entre sí, bajo el aspecto hidrológico, las distintas cuencas en esta región. Así el Vecino solo, es formado por los derrames de arroyos que bajan de las sierras; en las demás cuencas y en los varios distritos, las cañadas son menos acentuadas, no llegando a formar una línea continua, y son más bien líneas locales que generales de impluvio. *Lo que equivale a decir, que las aguas de lluvia y las vertientes locales se derraman en todo sentido siguiendo la pendiente general del terreno hacia el Este y Noreste, sin constituir verdaderos sistemas hidrográficos, hecho muy natural considerando la falta de arroyos provenientes de las sierras, los cuales llevando reunido un caudal importante de aguas con sus derrames y avenidas, concurren a producir una línea definida general de impluvio, y la falta de accidentes orográficos que originan las líneas absolutas de máxima y de mínima pendiente. A estas aguas así derramadas, es evidente que la cadena de médanos, debe oponer un obstáculo insuperable.*

Puntualizan las causas determinantes de las *inundaciones*, clasificándolas así:

- 1° — Inundación producida por los desbordes transversales de los ríos y arroyos, cuyo cauce es inadecuado al caudal de sus propias crecientes. Son las que generalmente ocupan menor extensión transversal del terreno, pero pueden extenderse por muchos kilómetros siguiendo el curso del río; casi siempre desaparecen a medida que baja la creciente del río mismo; sin embargo en circunstancias especiales pueden durar mucho tiempo. Esto acontece cuando el río tiene diques naturales de aluvión, pues, una vez que él ha vuelto a sus límites naturales, el agua de sus desbordes no tiene otra salida sino por algún afluente del mismo río o buscando un punto más bajo donde éste no tenga dique, lo que no siempre consigue.
- 2° — Inundación producida por los derrames de los arroyos que no llegan con su cauce hasta otro arroyo mayor. Estas abarcan generalmente una zona bastante extensa especialmente en sentido longitudinal, o sea, en el sentido de la dirección general del arroyo, sin embargo, en especiales condiciones locales, puede ocupar una grande extensión transversal si el terreno en que se derraman las aguas es muy parejo y sin pendientes acentuadas, o si estas aguas llegan a encontrar alguna línea o cuenca local de impluvio transversal a la primera.
- 3° — Inundación producida por la falta de desagüe. Esta naturalmente es la que cubre extensiones mayores de terreno, pues las aguas

se derraman en todas partes amontonándose en los bajos y estancándose en los campos, y la que dura más tiempo, por lo que las aguas en gran parte, sólo desaparecen por la evaporación.

4° — Cuando un cañadón o arroyo no puede desaguar en su colector ordinario a causa de la creciente de éste.

Las inundaciones de la primera clase se producen con las crecientes ordinarias del Salado en muchas partes de su curso, y cuando las lluvias son muy intensas la inundación es general en todo el trayecto desde la laguna Las Flores Grandes hasta el mar, produciéndose, también, de la cuarta clase en las cuencas parciales de sus tributarios de la margen izquierda; análogos desbordes se producen en el Samborombón; en la zona comprendida entre los ríos Salado y Samborombón se producen inundaciones, en especial, de la tercera clase. En todo el sistema del Azul — empezando a desbordar algunos kilómetros abajo del pueblo — se constatan inundaciones de la primera y especialmente de la segunda clase, siendo éstas de larga duración; en el cañadón del Vecino — prolongación de los arroyos Languayú y Perdido — se producen inundaciones de primera clase, alcanzando la corriente anchuras hasta de diez kilómetros, en el tramo inferior se verifican, por las condiciones del terreno, inundaciones de 2ª y 3ª clase. La región del Cañadón Grande, Kakei y Las Saladas, es azotada por inundaciones de 3ª clase; las cuencas de los arroyos Chelforó, Tandileofú, Chilcas, Chico y Grande presentan inundaciones de 1ª y 2ª clase.

Detallan en forma bastante clara los efectos de las inundaciones de 1883, lamentando que la carencia de datos completos, les impida efectuar un estudio profundo de la cuestión.

#### **Obras propuestas:**

El tipo general responde al siguiente criterio: « con la tierra sacada « en la excavación de los canales, se construirán diques a los costados, en « ya distancia del eje del canal se calculará de modo que resulte un per- « fil suficiente para retener y dar salida a las mayores crecientes.» A continuación exponen los siguiente: «Los canales serán divididos en una « serie de cuencas o biefs, por medio de barreras, las cuales serán movi- « bles para dar libre salida a las aguas de las grandes crecientes. Con « estas barreras se obtiene la inmensa ventaja de hacer una sagaz econo- « mía de las aguas, constituyendo una serie de depósitos cuya utilidad es « muy evidente, pudiendo aprovecharlas en las secas y dar fácil alimen- « to a los canales de riego. Además, cada uno de estos biefs, estará en « condiciones a propósito para recibir las aguas de una determinada zona « de los terrenos superiores; pues como hechos dicho, con estos canales « no se trata sino de proporcionar a las diferentes cuencas hidrográficas, « un colector aparente para desaguarlas y en este colector deberán desem- « bocar en puntos convenientes, canales secundarios, que lleven a él las « aguas de las cuencas especiales».

El desarrollo kilométrico de las canalizaciones propuestas, alcanza a 678 kilómetros, según el siguiente detalle: habiendo sido fijada su capacidad máxima en 43 litros por segundo y kilómetro cuadrado, en el concepto de evacuar un excedente de lluvia de 15 mm. diarios en 4 días.

*Sistemación de los cauces existentes:*

|  |        |
|--|--------|
| Arroyo Dulce . . . . .                 | Km 10  |
| » Grande . . . . .                     | » 17   |
| » Chapaleofú . . . . .                 | » 40   |
| » Azul . . . . .                       | » 122  |
| » de Las Flores . . . . .              | » 9    |
| » Saladillo hasta la laguna La Verdosa | » 152  |
| Río Salado . . . . .                   | » 120  |
| » Samborombón . . . . .                | » 27   |
| Total . . . . .                        | Km 497 |

*Rectificación de las vueltas viciosas:*

|                           |       |
|---------------------------|-------|
| Arroyo Chico . . . . .    | Km 5  |
| » de Los Huesos . . . . . | » 6   |
| » Azul . . . . .          | » 7   |
| Río Salado . . . . .      | » 34  |
| » Samborombón . . . . .   | » 15  |
| Total . . . . .           | Km 67 |

*Canales en prolongación de los cauces existentes para enlazar a los colectores:*

|  |        |
|--|--------|
| Arroyo Chico . . . . .                       | Km 40  |
| » Tandileofú . . . . .                       | » 11   |
| » Chelforó . . . . .                         | » 21   |
| » Las Chilcas . . . . .                      | » 140  |
| » Corina y Cortadera . . . . .               | » 66   |
| » Los Huesos . . . . .                       | » 46   |
| » Chapaleofú . . . . .                       | » 62   |
| » Gualichu hasta la laguna La Boca . . . . . | » 68   |
| » Tapalqué . . . . .                         | » 42   |
| Total . . . . .                              | Km 496 |

*Colectores nuevos:*

|   |        |
|---|--------|
| Desde la laguna Llamahuida al cañadón del Mangrullo   | Km 63  |
| Canal secundario de comunicación entre las lagunas Llamahuida, Kakel, y Cascallares y de ésta al precedente | » 19   |
| Canal a través al Cabo San Antonio  | » 97   |
| Canal del Vecino . . . . .  | » 167  |
| » secundario de Dolores . . . . .   | » 68   |
| » de la laguna Boca al mar . . . . .  | » 64   |
| » de la laguna Flores al mar . . . . .  | » 165  |
| » diversivo del Samborombón . . . . .   | » 35   |
| Total . . . . .   | Km 678 |

Las obras esencialmente características del plan son:

- a) *Canal aliviador del Salado por la margen Norte*: Desde la laguna Las Flores Grandes hasta la desembocadura del Samborombón, pasando por las lagunas Encadenadas, Siasgò, Esquivel, Chis Chis y Salada.
- b) *Canal aliviador del Salado por la margen Sud*: Desde la laguna La Boca hasta el mar, pasando por el Cañadón Grande y cortando los médanos. (Capacidad máxima: 22 litros por segundo y kilómetro cuadrado).
- c) *Diques longitudinales en el tramo desde puente Villar o Guerrero hasta la desembocadura*, para dejar entre ellos y el río una zona de terreno — dos kilómetros como mínimo — en el cual pueden libremente derramarse las aguas de las crecientes, a fin de violentar lo menos posible las condiciones naturales del río; presentando éste, dicen, en las grandes barrancas exteriores, verdaderas líneas de diques discontinuos, han hecho correr los propuestos entre esas barrancas.

El presupuesto general del proyecto asciende a la suma de pesos 55.504.478.37 m/n., habiéndose computado el movimiento de tierras a \$ 0.35 por metro cúbico, correspondiendo al siguiente detalle:

|  |                         |
|--|-------------------------|
| 1. Sistemación y rectificación del río Salado . . . . .  | 4.226.201,70            |
| 2. — Canal desviador, al Norte del Río Salado . . . . .  | 11.062.004,45           |
| 3. — Sistemación de la laguna La Tigra y La Boca . . . . .   | 900.219,25              |
| 4. — Sistemación de las Encadenadas de Chascomús . . . . .   | 1.895.512,50            |
| 5. — Canal de unión entre las Encadenadas de Chascomús y el canal al Norte del Río Salado . . . . .  | 32.773,35               |
| 6. — Sistemación de la laguna Chascomús . . . . .  | 363.541,00              |
| 7. — Canal de unión entre la laguna de Chascomús y el canal al Norte del río Salado . . . . .  | 268.154,95              |
| 8. — Canal de comunicación entre el río Salado y laguna de Lobos y el canal al Norte del río Salado . . . . .  | 981.449,35              |
| 9. — Sistemación del río Samborombón . . . . .   | 2.470.254,50            |
| 10. — Obras de arte y varios . . . . .   | 1.372.967,83            |
|  | <u>23.573.078,88</u>    |
| Dirección e imprevistos 6 % . . . . .  | 1.425.089,85            |
|  | <u>24.998.168,73</u>    |
| Sistemación del arroyo Azul, canal aliviador al sur del río Salado, sistemación de los arroyos Corina y Cortaderas, sistemación de los arroyos Chapaleofú y Los Huesos . . . . .   | 11.168.156,64           |
| Canalización de la Cañada del Vecino, incluido arroyos Langueyú y Perdido, Tandileofú y Quetreléofú, ramal a Dolores, dragado del río Ajó y canal de circunvalación de las lagunas Las Cruces y Tordillo (Presupuesto del Ing. Waldorp . . . . . | 16.900.000,00           |
| Endicamiento del tramo inferior del Salado . . . . .   | 2.438.153,00            |
| <b>Total</b>   | <b>\$ 55.504.478,37</b> |

El proyecto de referencia, dividido en secciones, fué sometido a la consideración del Gobierno de la Provincia, en diversas fechas: Septiembre de 1884, Abril de 1885, Octubre de 1888 y Junio de 1889; dictaminando favorablemente a su respecto — salvo observaciones de detalle — una comisión especial constituida por los Ingenieros Luis Silveyra, Santiago Brian, Pedro Benoit, Cristóbal Giagnoni, Jorge Coquet, José Antonio Lagos, Julián Romero y Justo Pascali.

## VIII

### PROYECTO DEL DEPARTAMENTO DE INGENIEROS DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

(Presidencia del Ingeniero Julián Romero). Año 1896

#### Concepto del plan propuesto:

Hace mérito de la tendencia — que en la época, dice, gana mayor número de partidarios — y que consiste « *en no tratar de evitar las inundaciones, sino de modificarlas en sentido de atenuar sus efectos perniciosos* »; agregando, que sólo cuando se trate de zonas de extensión reducida, destinadas a una población compacta o a una explotación agrícola intensiva, será conveniente realizar los trabajos necesarios para evitar totalmente las inundaciones.

Enumera y analiza las características y efectos de los diversos medios de defensa contra inundaciones: *a*) Retención de las aguas en la parte alta de las regiones de que proceden; *b*) Diques insumergibles; *c*) Diques sumergibles; *d*) Canales excavados; así como el régimen de las avenidas en la provincia y la acción de las lagunas y bañados, expresando al respecto: «son, en la actualidad, los verdaderos desagües de los terrenos más altos, y es algo que excede a todo cálculo y a todo lo que pudiera imaginarse, la frecuencia y la forma, verdaderamente desastrosa, con que se producirían las inundaciones si esas lagunas o cañadas no se repartiesen en tan grande extensión».

Clasifica los receptáculos naturales en cuatro categorías:

- a*) Lagunas hondas, de fondo limpio y agua permanente;
- b*) Lagunas menos hondas o cañadones, cubiertas de la maleza característica de los pantanos, una gran parte de sus aguas vuelve a derramarse;
- c*) Cañadones que vierten sus aguas con mucha lentitud por su escasa pendiente y conservan una capa delgada el tiempo suficiente para hacer prevalecer la vegetación del bañado;
- d*) Bañados o anegadizos, que sin permanecer tanto tiempo bajo el

agua, sufren la influencia de las aguas muertas que hacen crecer el duraznillo y pasto de bañado.

Hacen notar que las grandes avenidas cubren, además, los terrenos que designa bajo el calificativo de *inundables*: «cubiertos por las aguas un « tiempo limitado, sin estancarse, cuando éstas descienden, el césped ad- « quiere nuevo vigor». Agrega que los terrenos de las categorías c) y d) son utilizables mediante la apertura de *canales de desagüe local* — especialmente en la zona intermedia, donde los arroyos conservan un cauce medianamente formado. Reflexiona a renglón seguido, que tales obras constituyen un adelanto y que «sería retardataria cualquier disposición « que tratase de restringirlos; pero es también necesario *no olvidar que, « activando el desagüe de los terrenos que actualmente sirven de depósito « a las avenidas, éstas se precipitarán sobre la zona baja con más violen- « cia, si, al mismo tiempo, no se busca mejorar el desagüe de ésta, para lo « cual ya no basta la acción aislada de cada propietario.*»

Refiriéndose al régimen de las lluvias y sus efectos, dice: «lluvias como « las que ocurrieron los días 21 al 24 de Septiembre de 1884 dan lugar a « una avenida tan grande, que basta por sí sola para llenar las lagunas, « cañadas y bañados y elevarse hasta cubrir gran parte de los terrenos « altos. Contra inundaciones de esta clase no hay, en el *estado actual de « la industria, ninguna defensa posible.*»

Dice que dicha inundación debió parte de su gran altura a que, en los meses que la precedieron, había llovido lo bastante para llenar las lagunas, cañadas y bañados cuyas aguas por falta de un desagüe regular, permanecían estancadas. « Un sistema de desagües como el que se proyecta, « dice, *habría influido* en el sentido de aumentar la extensión de terrenos « que quedasen libres de inundación».

En resumen, el plan del Departamento de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires, consiste en: la apertura de canales en todos aquellos puntos donde las corrientes no han formado cauce, rectificación de los más tortuosos, escalonándolos en las lagunas y cañadones para dar *un* desagüe gradual a las aguas que depositen las avenidas, habilitándolos para recibir el que provenga de nuevas lluvias y teniendo especial cuidado de no afectar a las lagunas de fondo limpio, que se utilizan como aguas permanentes; se les ha asignado la mayor pendiente posible a fin de obtener economía en la construcción y previendo que la mayor velocidad que adquieran las aguas encauzadas, agrande paulatinamente la sección excavada; los canales son más amplios en las regiones bajas, habiéndose tenido «*especial cuidado*» de no exagerar las secciones de desagüe en las zonas más altas, para no provocar una afluencia demasiado rápida.

La *sección* de dichos canales se ha calculado para que den salida a una lámina de agua de 25 milímetros de espesor repartida mensualmente en toda la extensión de la cuenca respectiva, lo que equivale a 9,6 litros por

segundo y kilómetro cuadrado. Esta cifra se ha calculado con el siguiente procedimiento: Utilizando las observaciones pluviométricas de los señores Gibson Hnos. (Ajó), del semestre Marzo-Septiembre, correspondiente a los años 1860 a 1892, se han clasificado en orden creciente de precipitación semestral — desde 256,1 milímetros el año 1873, hasta 738.6 mm. el año 1860, separando los 17 años que dan menor altura de los que dan mayor y calculando los promedios para cada grupo, resultando:

|   |                   |
|---|-------------------|
| Promedio 17 años de mayores lluvias . . . . . | 583,84 milímetros |
| » 17 » » menores »                            | 381,10 »          |
| Exceso en siete meses                         | 202,74 milímetros |

$$\text{Promedio mensual: } \frac{202,74}{7} = 28,96 \text{ mm.}$$

Deduciendo 3,96 milímetros por concepto de evaporación, establecí la cifra dicha de 25 milímetros mensuales como «*coeficiente de inundación*».

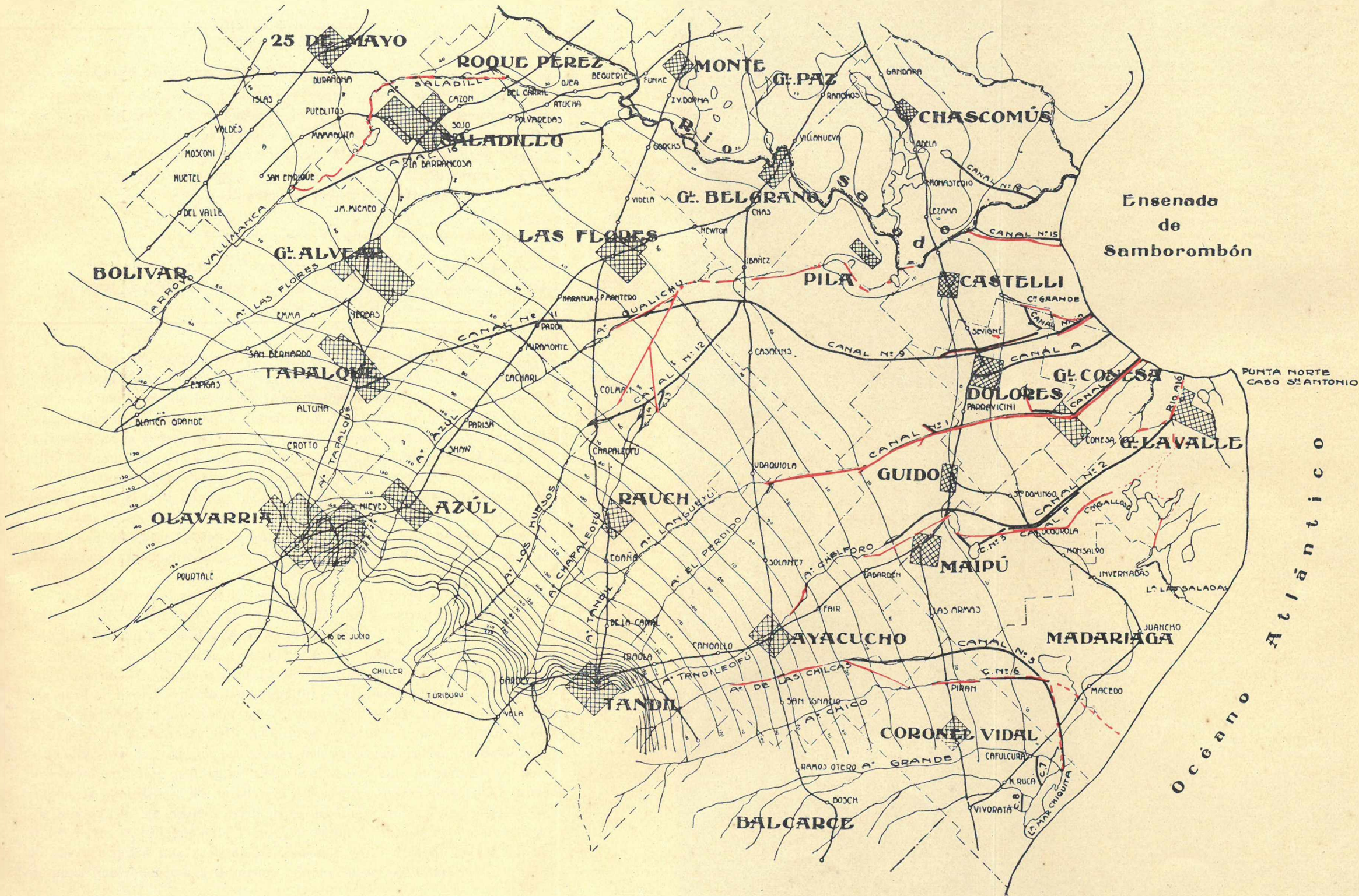
Hace notar que, con el aumento de la red de desagües parciales, las «obras calculadas según este principio, podrán requerir quizás una ampliación». Agrega que conceptúa erróneo «pretender modificar en un día, lo que la naturaleza ha formado en muchos siglos, que un completo sistema de desagües y la mejora de los terrenos cubiertos por las plan-tas del bañado, sólo pueden obtenerse por la acción de varias generaciones, actuando cada una con arreglo a sus recursos y necesidades».

*Clasificación y superficies de cuencas:*

|                              |                |                      |
|------------------------------|----------------|----------------------|
| Chico y Chilcas              | 6521           | kilómetros cuadrados |
| Ajó . . . . .                | 9580           | » »                  |
| Vecino . . . . .             | 9847,5         | » »                  |
| Arroyo Las Víboras . . . . . | 1823           | » »                  |
|                              | <u>27771,5</u> | » »                  |

*Cuenca del Salado:*

|                                     |   |                                     |              |                      |
|-------------------------------------|---|-------------------------------------|--------------|----------------------|
| Camarones (19.032 Km <sup>2</sup> ) | { | Chapaleofú . . . . .                | 4142         | kilómetros cuadrados |
|                                     |   | Los Huesos . . . . .                | 3985         | » »                  |
|                                     |   | Azul, Gualicho y Zapallar . . . . . | 10905        | » »                  |
| Las Flores y Tapalqué . . . . .     |   |                                     | 17564        | » »                  |
| Saladillo . . . . .                 |   |                                     | 24166        | » »                  |
|                                     |   |                                     | <u>60762</u> | » »                  |





### Obras propuestas.

#### « A » — Canal aliviador del Salado:

Destinado a mejorar el desagüe del tronco inferior del río Salado (desde la laguna de La Tigra hasta la desembocadura), y del arroyo Camarones, arranca en las proximidades del arroyo del Callejón y cruza el médano por el antiguo cauce o canal de los Riojanitos; su longitud total es de 32.643 metros — mientras que el trayecto por el río resulta ser de 71.000 metros, la sección adoptada se indica en la figura

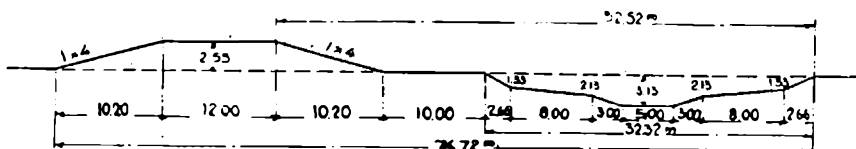


Fig. 2

Al analizar las razones por las cuales desechó la variante estudiada con origen en la Loma Verde, dice textualmente el Departamento de Ingenieros: «La amplitud de las obras proyectadas se limita a lo estrictamente exigido por las necesidades actuales, porque sería de todo punto irrealizables en la actualidad, las que puedan necesitarse en el porvenir, pero hay que mirar la facilidad de ampliarlas cuando llegue el caso».

Previendo posibles socavaciones, se ha fijado al primer tramo desde el origen hasta el médano, una pendiente de fondo de dos centímetros por kilómetro, dejando a su extremo una caída sobre el canal de los Riojanitos: el movimiento del agua será determinado por la pendiente superficial y progresivamente se acelerará la profundización en el extremo de salida.

Para impedir el derrame de las aguas hacia el Cañadón Grande, el Departamento preveía construir un terraplén de 2 metros de altura en la margen derecha o Sur del canal de referencia.

La capacidad del Canal Aliviador con una profundidad de 4 metros, sin desbordar, fué calculada en 172.000 metros cúbicos por hora — es decir unos 48 metros cúbicos por segundo; — el Departamento de Ingenieros había previsto que dicho canal produciría los siguientes efectos: «la división de la corriente del Salado provocará en el punto de bifurcación un descenso de nivel de las aguas; por consecuencia, en las Saladillas se producirá una pendiente superficial mayor que aumentará su portada, la cual deberá ser igual a la que seguirá por el cauce y el canal a la vez»; en las grandes avenidas se producirá un descenso relativo de 0.10 metros en la laguna La Tigra, por razón de su más rápida descarga, lo que provocará una aceleración favorable en el desagüe de los cursos de agua que concurren a la misma (Salado superior, Camarones).

«B» — **Tronco superior del río Salado:** (Desde la laguna de Las Flores Grandes hasta la de La Tigra).

Se proyectan diversas obras de rectificación y ensanche en los siguientes lugares:

- 1° — Entre la laguna Las Flores y el Puente del F. C. Sud de Monte a Las Flores: tramo de 450 metros con 46 metros de ancho medio y 2 metros de profundidad, para corregir un paso sumamente angosto (ancho: 7 metros, y sección: 5.58 metros cuadrados), que provoca un represamiento que dificulta el desagüe del arroyo Las Flores y de la Cañada de las Garzas.
- 2° — Entre la confluencia con el arroyo Camarones y la laguna La Tigra: *rectificación* de 560 metros de desarrollo, 184 metros cuadrados de sección media y profundidad de 3,15 metros — siendo la longitud del cauce natural de 3.500 metros — lo que aumentando la pendiente superficial, favorecerá el desagüe del arroyo Camarones.

El Departamento de Ingenieros ha considerado también, la posibilidad y conveniencia de rectificar la gran curva que forma el Salado frente a General Belgrano (Plan de Lavalle y Medici), y no la adopta por las siguientes razones:

- 1° — Su elevado costo;
- 2° — Las inundaciones que se producen en los tramos superiores provienen de la abundancia de las aguas y no de que sean represadas por falta de declive del cauce;
- 3° — No pudiendo precisarse la forma de propagación de las avenidas, una afluencia demasiado rápida podría resultar perjudicial para la región próxima a la laguna de La Tigra.

«C» — **Cuenca del Camarones:**

Al estudiar el desagüe de esta cuenca, hace referencia a las siguientes soluciones estudiadas y que no se ha estimado conveniente adoptar:

- a) Desagüe directo de la laguna Camarones Grandes al Salado: el canal, a juicio del Departamento, habría resultado muy costoso.
- b) Desagüe directo de la laguna La Boca — término del arroyo Camarones — hacia el Cañadón Grande, con el objeto de permitir su desagüe aun cuando el río Salado estuviese crecido: tal obra, aun cuando factible, se considera de elevado costo, máxime «cuando el Cañadón Grande no está en condiciones favorables para dar salida a «una cantidad de agua que pueda tener influencia sensible en la «región que desagua el Camarones».
- c) Una desviación que arrancase de la parte donde el Gualicho reco-

re terreno más alto: sería igualmente de costo elevado y presentaría el inconveniente de exigir un endicamiento longitudinal.

En consecuencia, se propone resolver el problema del Camarones con las siguientes obras:

- 1° — Canal aliviador del Salado y rectificación del Salado entre la desembocadura del Camarones y la laguna La Tigra — ya citados.
- 2° — Cortar una vuelta que forma el arroyo Camarones al llegar a la laguna de La Boca, construyendo un canal de 460 m. de desarrollo y sección media de 46 metros cuadrados.
- 3° — Ligar por canales de sección, proporcionada a la de los cauces regulares existentes, todos aquellos que están interrumpidos, donde las aguas se derraman en bañados o donde los cauces se hacen muy estrechos y tortuosos, correspondiendo las características indicadas en el siguiente cuadro:

| DESIGNACIÓN   | Desarrollo<br>(metros) | Pendiente<br>(m. por<br>Km.) | Sección<br>excavada<br>m <sup>2</sup> . |
|---|------------------------|------------------------------|---|
| a) Regularizar el curso del arroyo Camarones desde la laguna del Cacique hasta el puente del mismo nombre . . . . . | 4.300                  | 0,50                         | 11,51                                   |
| b) Canal entre la laguna del Cacique y la de Camarones. . . . .   | 5.500                  | 0,25                         | 18,51                                   |
| c) Canal de unión del arroyo Las Saladas con el Zapallar . . . . .  | 17.550                 | 0,365                        | 19,66                                   |
| d) Rectificación del arroyo Zapallar:   |                        |                              |   |
| 1.er Tramo . . . . .  | 2.600                  | 0,50                         | 42,44                                   |
| 2.º    » . . . . .  | 2.905                  | 0,45                         | 18,62                                   |
| 3.er   » . . . . .  | 2.050                  | 0,50                         | 19,39                                   |
| e) Rectificaciones del arroyo Gualicho:   |                        |                              |   |
| 1.er Tramo . . . . .  | 1.950                  | 0,25                         | 25,50                                   |
| 2.º    » . . . . .  | 3.555                  | 0,50                         | 22,74                                   |
| 3.er   » . . . . .  | 11.555                 | 0,66                         | 17,12                                   |
| f) Canal de unión del arroyo Gualicho con el de Las Mostazas . . . . .  | 10.610                 | 0,55                         | 17,00                                   |
| g) Canal de unión del arroyo Las Mostazas con el Chapalecú . . . . .  | 19.666                 | 0,50                         | 17,22                                   |
| h) Canal de unión del arroyo Los Huesos con el de Las Mostazas . . . . .  | 28.600                 | 0,50                         | 17,00                                   |

«D» — Cuenca de Las Flores:

Coincidiendo con la opinión de Lavalle y Médici — que hicieron un estudio detallado de esa cuenca — el Departamento considera innecesario ejecutar obra alguna.

**«E» — Cuenca del Saladillo:**

Además de la ya citada rectificación del Salado — entre la laguna Las Flores Grandes y la línea férrea Monte - Alvear — que facilitará el desagüe de dicha laguna, y por tanto del arroyo Saladillo, se proponen en éste 9 tramos de rectificación con un desarrollo total de 48.200 metros, escalonados hasta la laguna La Verdosa, y con secciones medias de excavación variables entre 13,98 metros cuadrados y 27,47 metros cuadrados.

**«F» — Cañada del Vecino:**

Se proponen las siguientes obras:

- 1º — Canal, según la dirección general del arroyo Los Perros, de 30.869 metros de desarrollo con terraplén a ambos lados para habilitar una sección mayor de desagüe; la capacidad máxima se calculó en 540.000 metros cúbicos por hora, o sea 150 metros cúbicos por segundo. El Departamento ha previsto que por la mayor velocidad en su extremo de salida y la acción de las mareas, irá aumentando de sección y — dando mayor caída al lado de arriba — aumentará progresivamente su capacidad.
- 2º — Canal, concurrente al anterior, de 2.883 metros de desarrollo para recibir los desagües del arroyo Alday.
- 3º — Canal de 43.211 metros — que resulta una prolongación del primero citado — para recibir las aguas de la zona situada al Oeste de la vía férrea; tendrá solo terraplén del lado Sur para impedir los desbordes hacia esa parte.
- 4º — Canal — concurrente al anterior — con 2.350 metros de desarrollo, que recibirá los desbordes de las lagunas del Tordillo y Las Cruces.
- 5º — Tramos de empalme con los cauces de los arroyos Langueyú y Perdido; «teniendo la precaución de no producir sobre los trozos inferiores una afluencia demasiado rápida que exceda su capacidad».

**«G» — Arroyo Las Víboras:**

Para regularizar el régimen de las aguas de la Cañada del Vecino, que se derraman sobre los alrededores de Dolores, se propone la construcción de un canal de 59.272 metros de desarrollo, que arranca en la laguna Aguaderos, sigue la dirección general que señala el arroyo Picasa y se prolonga por las depresiones del terreno y en la línea más directa hasta la parte en que el arroyo Las Víboras tiene el cauce bien formado y utilizando ese trozo se prolonga hasta la Ensenada de Samborombón.

«H» — **Cañadón Grande:**

Si bien el terraplén Sur del Canal Aliviador del Salado salvará a dicha zona de los grandes desbordes del río, las aguas propias de la región bastan para producir inundación. Para subsanar esta situación se proyecta un canal con las siguientes características: Desde el Cañadón Grande hasta el Canal Santa Maura con un desarrollo de 5.106 metros, pendiente 0,08 metros por kilómetro y sección media excavada de 17 metros cuadrados, desde dicho canal Santa Maura que se utiliza en 2.384 metros (cruce del médano), se proyecta un segundo trozo hasta el mar de 9.888 metros, pendiente de 0,12 metros por kilómetro y sección excavada de 2,47 metros cuadrados.

«I» — **Cuenca de Ajó:**

Luego de exponer las características hidrográficas de la cuenca, expresa que: « La gran extensión de terrenos tan bajos en que se derraman « las aguas, dan la repartición más desfavorable de las pendientes generales. La gran extensión de cañadones y cangrejales que es consecuencia de la misma y que sirven de depósito ordinario de las aguas de lluvia, ha servido, en cambio, por una parte, a dar una corriente de más « duración que favorecida por la acción de las mareas, ha provocado la « formación del río Ajó, y por otra, ha venido a limitar las necesidades « de la industria actual, y facilitar el plan de desagües, en el concepto de « que no puede exigirse a este el drenaje de lagunas y cañadas, cuyo fondo esté más bajo que el nivel de las mareas».

Las obras proyectadas corresponden a las características distintas de las tres regiones en que el Departamento de Ingenieros divide la cuenca:

1° — *Parte alta hasta la Cañada de Galloso:* se propone construir tres canales para unir: a) Los arroyos Tandileofú y Chelforó; b) éste y la laguna de Kakel; c) la serie de lagunas que se escalonan hasta la Cañada de Galloso.

a) Regularización del arroyo Tandileofú y canal de unión con el Chelforó: desarrollo 13.625 metros, sección media excavada 10.80 metros cuadrados y sección media entre diques 23.40 metros cuadrados.

b) Canal de regularización del arroyo Chelforó hasta la laguna de Kakel: desarrollo 24.900 metros, sección media excavada 19.25 metros cuadrados y sección entre diques 44 metros cuadrados, pendiente variable entre 0,49 metros y 0,70 metros por kilómetro.

c) Canal de unión de la laguna Kakel, Llamahuida, Los Bueyes, Las Lisas, Durazno y Cañada de Galloso, y con un desarrollo total de 36.000 metros, (sin computar el curso del arroyo Chanco, que se aprovecha convenientemente rectificado) con

sección media excavada — variables entre 27 y 15,66 metros cuadrados — y sección entre diques de 53,50 y 68 metros cuadrados para los tramos Las Lisas — Durazno y Durazno — Galloso respectivamente, la pendiente media es de 0,10 metros por kilómetros; el fondo del canal se ha dispuesto más alto — 1,60 metros — que el fondo actual de las lagunas Los Bueyes y Kakel, para no afectarlas en su carácter de agua permanente.

- 2° — *Zona de cañadones entre Galloso y la laguna Palenque.* — Por razón de la pésima calidad del terreno, barro cangrejal, se ha preferido en lugar de excavar un cauce, que resultaría de costosa conservación, «limitar una zona de los cañadones principales, para que reciban las aguas de avenidas levantando sus bordes por medio de diques de tierra, para que puedan recibir una avenida mayor y establecer una pendiente superficial, que les dé paso más rápido hacia la parte inferior, sin que sus derrames perjudiquen a los terrenos útiles.» La sección-tipo de los terraplenes, es la que indica la figura 3; las zonas delimitadas se extien-

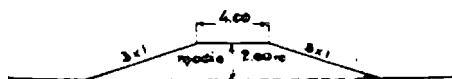


Fig. 3

den en dos direcciones: la principal, correspondiente a los cañadones del epígrafe y la desviación que forma la cañada del Mangrullo, que comunica la de Pila con la laguna La Salada.

- 3° — *Rectificación del río Ajó.* (En ejecución) — Su objeto es facilitar la acción de las mareas, a fin de que provoquen la formación de un cauce regular hasta la laguna del Palenque para acelerar el desagüe de éste, pues se ha constatado que en las grandes avenidas permanece llena, determinando el represamiento de las aguas de los cañadones. La obra de desviación del arroyo Los Perros — ya citada — contribuirá también al mejoramiento de esta región.

El Departamento de Ingenieros también hace referencia, a la desviación de la laguna La Salada, por medio de un canal directo al mar que cruzase el médano, pero fué desechada por su costo excesivo e imposibilidad de conservación en condiciones económicas.

#### «J» — **Cuenca de los arroyos Chico y Chilcas:**

- 1° — *Canal de descarga del arroyo Chico, desde la laguna La Merced, hasta Mar Chiquita:* desarrollo: 38 kilómetros; sección media excavada 30,80 metros cuadrados, y pendiente 0,225 metros por kilómetro.

- 2° — *Canal de rectificación del arroyo Chico*: desarrollo 25.000 metros hasta el codo que forma en el campo de Senillosa, sección excavada 24,40 metros cuadrados y pendiente de 0,32 metros por kilómetro.
- 3° — *Canal de unión del arroyo Chico con el Chilcas*: desde el codo mencionado hasta la laguna La Redonda (campo de Braulio Castaño), con desarrollo de 13.950 metros, sección media excavada 13,51 metros cuadrados, y pendiente de 0,55 metros por kilómetro.
- 4° — *Canal de rectificación del arroyo de las Chilcas*: desde la laguna del Hinojal hasta la del Tajamar con desarrollo de 20.385 metros, sección excavada de 15,63 metros cuadrados, y pendiente de 1,02 metros por kilómetro.

PRESUPUESTO GENERAL

|  |                      |
|--|----------------------|
|  | " \$n                |
| Cuenca del Saladillo . . . . .           | 803.987,74           |
| Cuenca del Camarones . . . . .           | 1.286.421,86         |
| Aliviador del Salado . . . . .           | 1.796.417,70         |
| Cuenca del Vecino . . . . .              | 3.599.932,17         |
| Desagüe del Cañadón Grande . . . . .     | 241.352,00           |
| Desagüe de Ranchos (1) . . . . .         | 112.978,76           |
| Cuenca de Ajó . . . . .                  | 2.624.626,09         |
| Cuenca arroyos Chico y Chilcas . . . . . | 1.452.482,26         |
|  | <hr/>                |
|  | 11.918.198,58        |
| Dirección 6 % . . . . .                  | 715.091,91           |
|  | <hr/>                |
| Total . . . . . \$ m n                   | <u>12.633.290,49</u> |

IX

OBRAS CONSTRUIDAS POR LA DIRECCION DE DESAGÜES

(Año 1902 - 1919).

**Proyecto Nystromer** (2)

(Año 1899).

Dicho proyecto comprende los siguientes canales:

*Canal N° 1 o del Vecino*: capta las aguas de los arroyos Langueyú y Perdido para llevarlas directamente a la Bahía de Samborombón.

*Canal N° 2 de Maipú y Ajó*: conduce las aguas del arroyo Chelforó hasta el río de Ajó; recibe un tributario el *Canal N° 3* que le aporta las aguas de las lagunas Los Bueyes y Ilamahuida.

(1) En la memoria del Departamento no se hace referencia a esta obra.

(2) Publicación oficial, año 1899.

*Canal N° 5:* para conducir las aguas del arroyo Las Chileas hasta la laguna Mar Chiquita, recibe un tributario el *Canal N° 6* que le aporta las aguas del arroyo Chico.

*Canal N° 7:* para facilitar el desagüe del arroyo Grande a la laguna Mar Chiquita; por medio del *Canal N° 8* recibe además las aguas del arroyo Dulce y laguna Nahuel Rucá.

*Canal N° 9:* (el más importante del sistema) tiene por objeto conducir al mar las aguas de los arroyos Azul y Gualicho, Tapalqué (a favor del *Canal N° 11*), Los Huesos (por medio del *Canal N° 12*), Pantanoso (utilizando el *Canal N° 13*) y Chapaleofú (*Canal N° 14*).

*Canal N° 10:* cuya misión es facilitar el desagüe de los cañadones Grande y Chico (en las proximidades de Dolores), utilizando el cauce del arroyo Corralito para cruzar el médano.

*Canal N° 15:* Desde el río Salado (en las proximidades del Callejón) hasta la Bahía de Samborombón, su traza coincide con la propuesta por el Departamento de Ingenieros; habiéndose modificado su sección transversal, disponiendo diques longitudinales en ambas márgenes y estableciendo su umbral a 2,16 m más alto que el fondo del cauce del río Salado.

*Canal N° 16:* para conducir las aguas del arroyo Vallimanca al Salado, se utiliza en la parte final el arroyo Las Flores.

*Canal N° 18:* para el desagüe del partido de Chascomús al río Salado, con origen en la laguna Martínez.

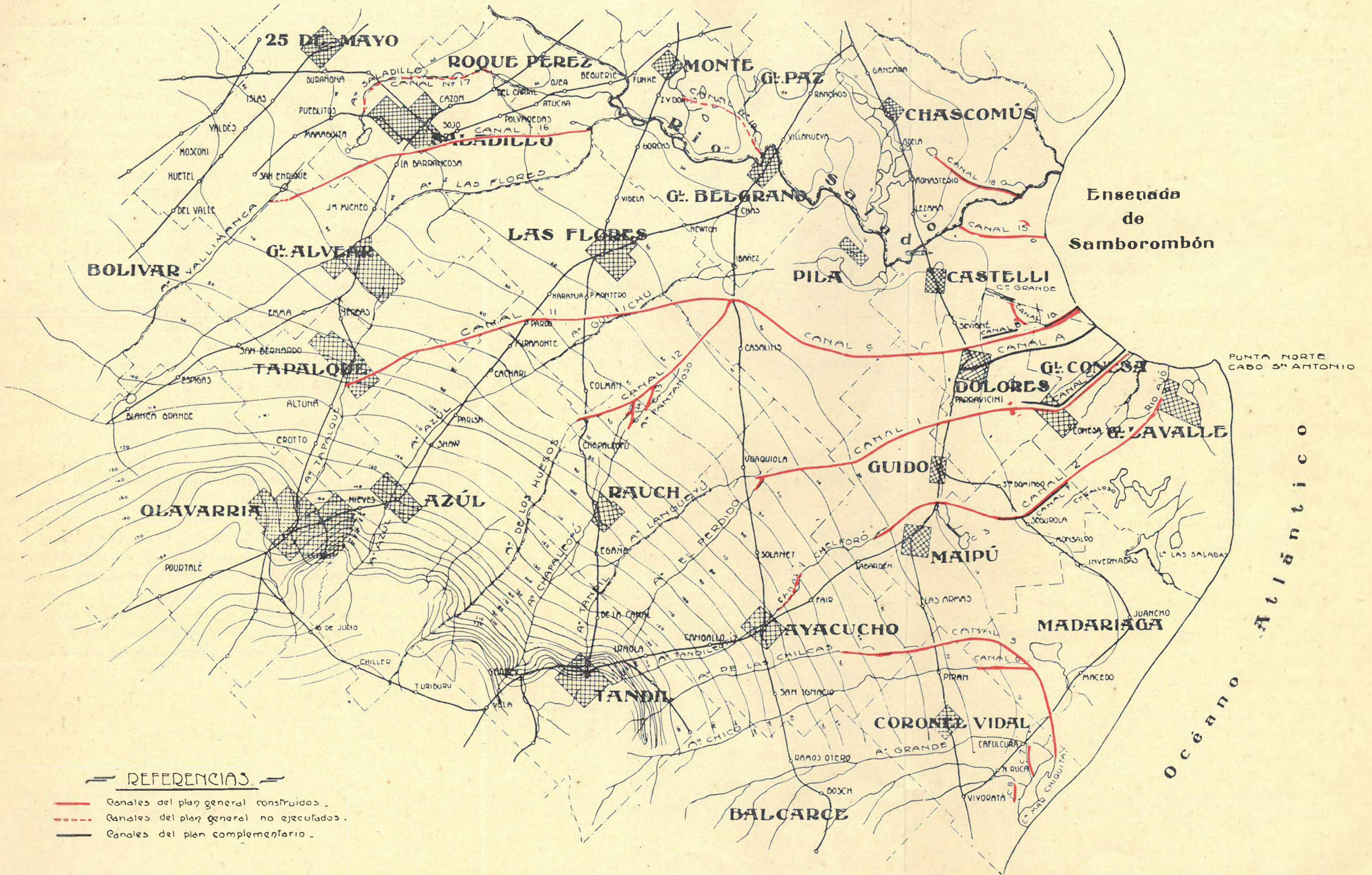
No han sido construídos, aún cuando figuraban en el proyecto aprobado, los canales: N° 4 (unión del Tandileofú con el Chelforó), N° 17 (rectificación del arroyo Saladillo y N° 19 (descargador al Salado, desde las Encadenadas del Monte).

El plan Nyströmer que asignaba a los canales una capacidad variable entre 11 y 25 litros por segundo y kilómetro cuadrado de cuenca — cifra determinada en base a las observaciones efectuadas durante el año 1898 con relación a las referencias de vecinos, etc., se fundamentaba en los siguientes conceptos:

Las aguas que caen en las zonas altas debido a las fuertes pendientes de estos terrenos, bajan con rapidez y en grandes cantidades a la planicie, produciendo inundaciones desastrosas en las regiones inferiores, en la que no existen cauces adecuados para llevarlos a puntos convenientes de desagüe.

No son, pues, las aguas locales las que producen el daño, sino las ajenas a la región. En las lluvias fuertes, aquellas llenarán las lagunas y otros depósitos naturales que existen en abundancia y podrán llegar a cubrir los terrenos bajos en alguna extensión. Pero, si sólo permanecieran allí por poco tiempo, tal vez algunos días, ninguno de los propieta-





rios se quejaría seguramente, porque una ligera sumersión periódica y pasajera debe considerarse más bien benéfica para los campos de pastoreo, y a otro fin no se dedicarían esos terrenos bajos.

Así es que, si fuera posible conducir rápidamente a través de las regiones bajas las avenidas, o el exceso de agua que causa los perjuicios y que no puede ser aprovechado útilmente, desde que la configuración de los terrenos no permite su represamiento transitorio, se habría conseguido un excelente resultado.

Evidentemente es ésta la única solución de la dificultad y se puede realizar de dos medios diferentes.

Podría ensancharse y profundizarse los cursos naturales, prolongándolos donde fuese necesario y arreglando las partes defectuosas de su cauce. Los trabajos de rectificación que se hagan para acortar su recorrido, y los ensanches para darles un cauce suficientemente amplio, serían muy importantes, y de costo elevado las excavaciones correspondientes.

Las aguas inundantes podrían también alejarse en el trayecto medio o superior de los cursos existentes, desviando de éstos una parte o todas las aguas que llevan, según el caso.

Este modo comparado con el otro, tiene manifiestamente la ventaja de que pueden elegirse para los canales trazas más cortas y convenientes y pendientes buenas para la rápida conducción del exceso de agua. Distribuyéndose, en el caso de una desviación parcial, entre el canal y el curso existente el volumen que antes pasaba por éste sólo, la disminución del caudal pondría al último en mejores condiciones que antes, reduciéndose sus desbordes y aún suprimiéndolos del todo.

Salvo algunos casos, en que sólo se trata de una desviación parcial para llevar, en condiciones normales, el agua que puede traer el arroyo hasta el punto de arranque del canal, de acuerdo con los resultados de aquellas observaciones. Por la forma que se les ha dado, tienen un margen bastante grande de sección, que admite un aumento de esa capacidad normal sin que la obra sufra peligro; y este margen compensará todo error que pudiera haber en los aforos de los arroyos, a consecuencia de la dificultad manifiesta de establecer fuera de toda duda si los datos en que ellos se basan corresponden a las grandes o a las máximas crecientes habidas.

**CARACTERISTICAS DE LOS CANALES**

**Sección tipo.**

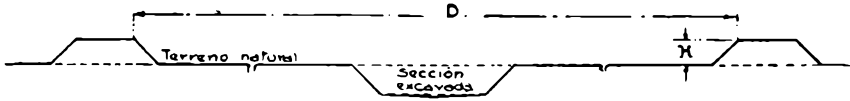


Fig. 4

| Canal | Ubicación del perfil | Distancia entre diques - D - m. | Sección excavada m. <sup>2</sup> | Altura de los terraplenes - H - m | Pendiente m./Km | Q <sub>c</sub> m <sup>3</sup> /s | Q máx                 |                       |
|-------|----------------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-----------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
|       |                      |                                 |                                  |                                   |                 |                                  | (1) m <sup>3</sup> /s | (3) m <sup>3</sup> /s |
| N° 1  | K° 0                 | 130                             | 47,02                            | 1,65                              | 0,10            | 25                               | 91                    | 137                   |
|       | » 70                 | 80                              | 29,57                            | 1,63                              | 0,28            | 28                               | 91                    | 134                   |
|       | » 100                | 80                              | 28,63                            | 1,60                              | 0,33            | 34                               | 91                    | 138                   |
|       | » 125                | 80                              | 23,15                            | 1,45                              | 0,62            | 29                               | 91                    | 149                   |
|       | » (4)                | 70                              | 21,45                            | 1,20                              | 0,60            | 30                               | 45                    | 89                    |
| N° 2  | K° 0                 | —                               | 110,62                           | —                                 | 0,21            | 114                              | —                     | —                     |
|       | » 6                  | 150                             | 45,24                            | 1,00                              | 0,085           | 28                               | 38                    | 77                    |
|       | » 66                 | 125                             | 63,19                            | 0,80                              | 0,135           | 35                               | 36                    | 79                    |
|       | » 96                 | 100                             | 32,81                            | 0,70                              | 0,55            | 33                               | 36                    | 76                    |
|       | » (4)                | 100                             | 29,04                            | 0,80                              | 0,60            | 29                               | 38                    | 83                    |
| N° 3  | (3)                  | —                               | 13,68                            | —                                 | 0,125           | 6                                | —                     | —                     |
| N° 5  | K° 0                 | 300                             | 62,23                            | 1,35                              | 0,28            | 50                               | 77                    | 201                   |
|       | » 5                  | 150                             | 33,23                            | 1,57                              | 0,28            | 26                               | 77                    | 202                   |
|       | » 35                 | 150                             | 35,03                            | 1,30                              | 0,20            | 30                               | 78                    | 139                   |
|       | » 59                 | 50                              | 26,50                            | 0,80                              | 0,38            | 30                               | 35                    | 61                    |
|       | (4) 102              | —                               | 19,63                            | —                                 | 0,80            | 28                               | —                     | —                     |
| N° 6  | K° 38                | 32                              | 24,28                            | 1,80                              | 0,32            | 22                               | 42                    | 74                    |
|       | (4) 49,5             | 24,9                            | 24,28                            | 1,35                              | 0,50            | 27                               | 41                    | 70                    |
| N° 7  | K° (4) 7,6           | —                               | 29,75                            | —                                 | 0,15            | 21                               | —                     | —                     |
|       | » 1,6                | —                               | 22,15                            | —                                 | 0,60            | 25                               | —                     | —                     |
| N° 8  | K° 1,4               | —                               | 11,71                            | —                                 | 0,46            | 9                                | —                     | —                     |
| N° 9  | K° 0                 | 380                             | 52,11                            | 1,90                              | 0,13            | 30                               | 159                   | 423                   |
|       | » 37                 | 330                             | 67,95                            | 1,60                              | 0,06            | 37                               | 135                   | 223                   |
|       | » 67                 | 300                             | 63,45                            | 1,60                              | 0,70            | 37                               | 134                   | 222                   |
|       | (5) 100              | 260                             | 46,95                            | 1,36                              | 0,17            | 39                               | 136                   | 216                   |
|       | (6) 165,5            | 260                             | 20,17                            | 1,20                              | 0,53            | 21                               | 65                    | 245                   |
| N° 10 | (3)                  | 100                             | 27,45                            | 1,60                              | 0,10            | 13                               | 26                    | —                     |
| N° 11 | K° 250               | —                               | 16,70                            | 0,77                              | 0,60            | 19                               | 30                    | —                     |
|       | » 191                | —                               | 15,40                            | 0,80                              | 0,63            | 17                               | 30                    | —                     |
|       | » 165,5              | —                               | 16,05                            | 0,85                              | 0,45            | 15                               | 30                    | —                     |

CARACTERISTICAS DE LOS CANALES (continuación).

| Canal | Ubicación del perfil          | Distancia entre diques - D - m. | Sección excavada m <sup>2</sup> | Altura de los terraplenes - H - m | Pendiente m/Km | Q <sub>c</sub> m <sup>3</sup> /s | Q máx                 |                       |
|-------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|----------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
|       |                               |                                 |                                 |                                   |                |                                  | (1) m <sup>3</sup> /s | (2) m <sup>3</sup> /s |
| N° 12 | K° 65,35                      | 90                              | 12,08                           | 1,00                              | 0,80           | 14                               | 36                    | 88                    |
|       | » 40                          | 150                             | 17,26                           | 1,10                              | 0,82           | 21                               | 70                    | 167                   |
|       | » 16                          | 150                             | 19,53                           | 1,12                              | 0,65           | 23                               | 70                    | 159                   |
|       | (7) 0                         | 150                             | 31,92                           | 1,40                              | 0,22           | 27                               | 70                    | 151                   |
| N° 13 | K° (3)                        | 60                              | 11,20                           | 0,80                              | 0,93           | 13                               | 20                    | 53                    |
| N° 14 | (3)                           | (8)                             | 6,87                            | 0,70                              | 1,10           | 8                                | 16                    | —                     |
| N° 15 | K° 1                          | 150                             | 87,16                           | 2,00                              | 0,09           | —                                | 175                   | 220                   |
|       | » 26                          | 150                             | 80,70                           | 1,70                              | 0,15           | 73                               | 175                   | 220                   |
|       | (9) 32,8                      | 200                             | 57,00                           | 1,40                              | 0,22           | 48                               | 150                   | 220                   |
| N° 16 | K° (4) 121                    | 24                              | 28,60                           | 0,50                              | 0,30           | 24                               | —                     | 26                    |
|       | » » 92                        | 80                              | 15,18                           | 0,80                              | 0,50           | 14                               | 25                    | 51                    |
|       | » » 51                        | 80                              | 16,65                           | 0,85                              | 0,46           | 15                               | 24                    | 58                    |
|       | » » 19                        | 80                              | 18,18                           | 0,95                              | 0,27           | 13                               | 24                    | 53                    |
|       | » » 1                         | 80                              | 18,32                           | 1,02                              | 0,28           | 14                               | 24                    | 61                    |
| N° 18 | K° (4) 34,9                   | 30                              | 12,66                           | 0,60                              | 0,12           | 6                                | —                     | —                     |
|       | » » 14,4                      | 100                             | 13,97                           | 1,50                              | 0,40           | 12                               | —                     | —                     |
|       | » » 2,4                       | 100                             | 37,27                           | 2,00                              | 0,12           | 25                               | —                     | —                     |
| « A » | Primer tramo<br>segundo tramo | —                               | —                               | —                                 | 0,15           | 20                               | —                     | —                     |
|       |                               | 50                              | 20                              | —                                 | 0,12           | 12                               | 57                    | —                     |
| « B » | (3)                           | —                               | 16                              | —                                 | 0,08           | 6                                | —                     | —                     |
| « C » | K° 43                         | —                               | 18                              | —                                 | 0,07           | —                                | —                     | —                     |
|       | K° 30                         | —                               | 15                              | —                                 | 0,10           | —                                | —                     | —                     |
|       | » 0                           | —                               | 22                              | —                                 | 0,10           | —                                | —                     | —                     |
| « F » | (3)                           | —                               | 15                              | —                                 | 0,10           | —                                | —                     | —                     |

Q<sub>c</sub>: caudal máximo en la sección excavada.

(1): caudal máximo, quedando una revancha prudencial.

(2): caudal máximo, con una revancha de 0.10 m.

(3): sección idéntica en todo el desarrollo del canal.

(4): arranque ó origen del canal.

(5): captación del arroyo Gualicho.

(6): empalme con el canal N° 11.

(7): empalme con el canal N° 12.

(8): endicamiento en una margen solamente.

(9): origen en el Callejón.

A raíz de las inundaciones de 1913 se construyeron los siguientes canales que no figuraban en el plan primitivo y que fueron propuestos en Diciembre de 1913:

*Canal A:* para el desagüe local de la zona de Dolores, comprendida entre el Canal N° 9 y el Canal N° 1, utilizando el arroyo Ramírez para su desagüe al mar; el primer tramo desde el arroyo Dolores hasta el Ramírez es excavado solamente y el segundo tramo desde éste hasta el mar presenta también diques longitudinales.

*Canal B:* dispuesto lateralmente al norte del Canal N° 9 y con desagüe a éste en Km. 21,3, tiene por objeto aumentar la eficacia del Canal N° 9 para el desagüe local.

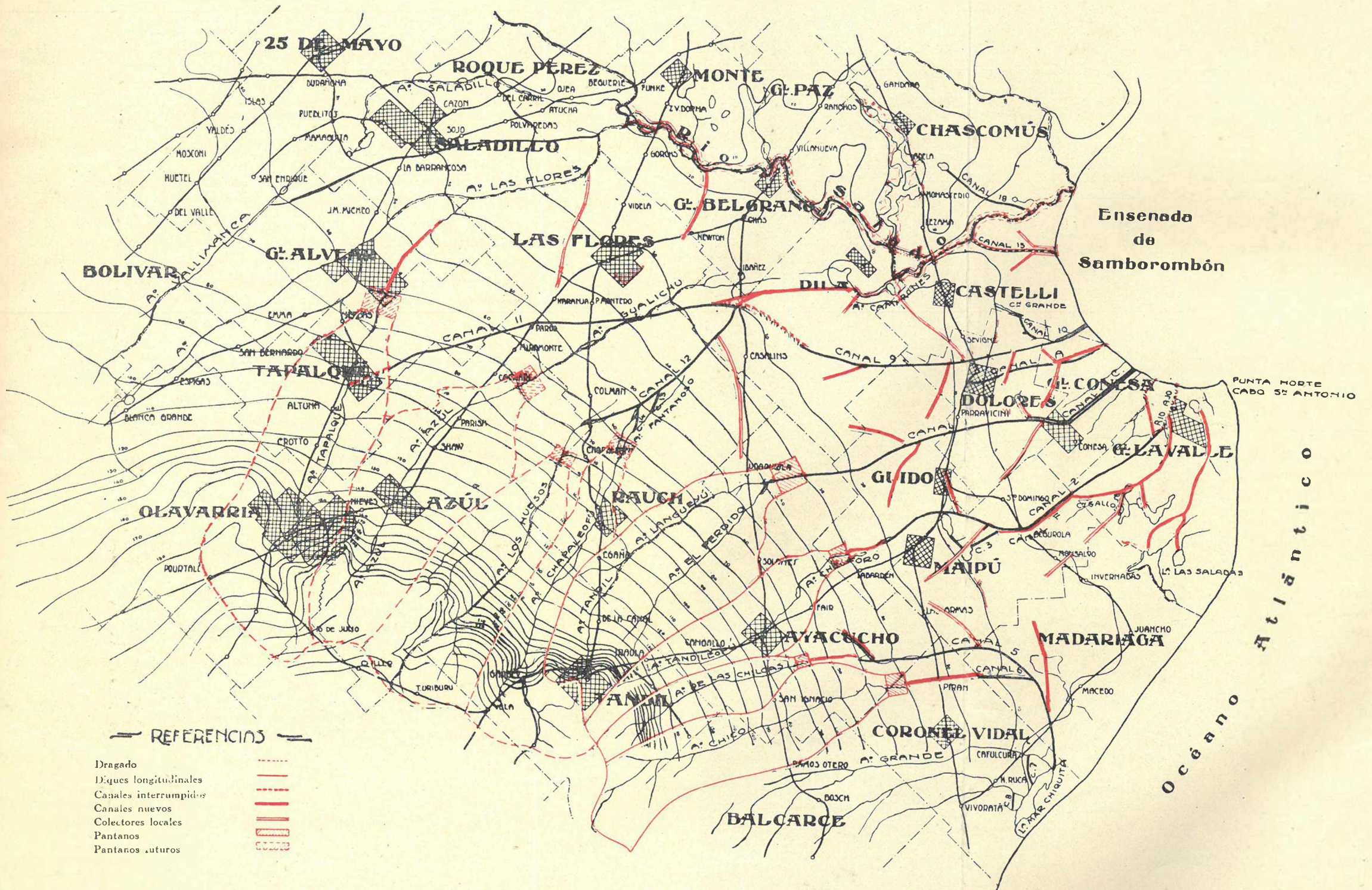
*Canal C:* para aliviar la zona próxima al médano y Canal N° 1; arranca en las proximidades de la laguna Las Cruces y luego se dispone lateralmente a la izquierda de dicho canal N° 1.

*Canal F:* para aliviar la zona que naturalmente debiera desaguar por el cañadón de Los Bueyes, está dispuesto paralelamente al Canal N° 2 (margen derecha y desde ese cañadón hasta el arroyo La Favorita, pasando por la laguna Las Lisas.

El presupuesto del proyecto formulado en 1899 alcanzaba a la suma de \$ 21.583.185,23 <sup>m</sup>/<sub>n</sub> según el siguiente detalle:

|  |                                |  |
|--|--------------------------------|--|
| 1 Canal del Vecino . . . . .                         | \$ <sup>m</sup> / <sub>n</sub> | 3.918.991,70                                 |
| 2 » de Maipú y Ajó . . . . .                         | »                              | 2.974.927,30                                 |
| 3 » a la laguna Llamahuída . . . . .                 | » »                            | 49.959,00                                    |
| 4 » del arroyo Tandilcofú . . . . .                  | » »                            | 70.415,90                                    |
| 5 » de Ayacucho y Tuyú . . . . .                     | » »                            | 1.661.583,00                                 |
| 6 » del arroyo Chico . . . . .                       | » »                            | 227.913,00                                   |
| 7 » » Grande . . . . .                               | » »                            | 105.417,65                                   |
| 8 » » Dulce . . . . .                                | » »                            | 11.944,60                                    |
| 9 » » Gualicho . . . . .                             | » »                            | 4.719.917,70                                 |
| 10 » de los cañadones Grande y Chico . . . . .       | » »                            | 209.017,10                                   |
| 11 » del arroyo Tapalqué . . . . .                   | » »                            | 837.049,70                                   |
| 12 » » Los Huesos . . . . .                          | » »                            | 766.280,70                                   |
| 13 » » Pantanoso . . . . .                           | »                              | 23.446,10                                    |
| 14 » » Chapaleofú . . . . .                          |                                | 27.614,60                                    |
| 15 » de Castelli . . . . .                           | »                              | 1.291.219,90                                 |
| 16 » del arroyo Vallimanca . . . . .                 | »                              | 1.731.755,40                                 |
| 17 » del Saladillo . . . . .                         | »                              | 377.961,16                                   |
|  | » »                            | 19.005.414,51                                |
| 18 » de Chascomús y Viedma (Ante-Proyecto) . . . . . | » »                            | 1.006.900,00                                 |
| 19 » de Monte y Ranchos . . . . .                    | » »                            | 543.100,00                                   |
|  |                                | <hr/>  |
|  | Total Presupuesto:             | 20.555.414,51                                |
|  | Imprevistos 5 % . . . . .      | » » 1.027.770,72                             |
|  | (1) Total                      | \$ <sup>m</sup> / <sub>n</sub> 21.583.185,23 |

(1) El Balance de la Dirección de Desagües al 31 de Marzo de 1928 arroja en la cuenta « Construcción de obras » un total invertido de \$ 58.853.916,83 m/n. y en « Conservación de obras » \$ 1.851.750,36 m/n.



REFERENCIAS

- Dragado
- Diques longitudinales
- Canales interrumpidos
- Canales nuevos
- Colectores locales
- Pantanos
- Pantanos futuros

X

PLAN DEL INGENIERO CARLOS WAUTERS

(6 de Mayo de 1914).

«A» — Informe de la Comisión (Minoría) de 1913 <sup>(1)</sup>

Dicho informe dividido en 10 capítulos trata de los siguientes puntos:

**I. Cuencas hidrográficas.** — Después de una breve exposición de antecedentes y del punto de vista en que se ha colocado, entra el ingeniero Wauters a tratar este capítulo, describiendo minuciosamente las características planialtimétricas y geológicas de la zona inundable, haciendo presente que «*la limitación de la región por el oeste es deficiente, por- que si Lavalle y Médici por el sud, estudiaron la comunicación de las lagunas de Guaminí con el arroyo Vallimanca, otros ingenieros fueron por el oeste a buscar los primeros aportes de agua de la zona en las proximidades de Río Cuarto en Córdoba*».

Describe, después con todo detalle, las cuencas parciales de los distintos arroyos que tienden a llevar las aguas al río Salado o al sur manifestando que «*sólo existen muy pocas aberturas naturales para dar salida al mar, siendo las únicas apreciables las de los ríos Salado, Ajó y laguna Mar Chiquita — habiendo quedado muy reducidas las que han formado los arroyos de Las Víboras, Ramírez, Los Perros y Al- day*».

Calcula las superficies de las cuencas parciales como sigue:

|  |                |                 |
|--|----------------|-----------------|
| <i>Cuenca interior del Salado.</i> . . . . .   | 40.853         | Km <sup>2</sup> |
| <i>Cuenca de Las Flores (Arroyos Vallimanca, Saladillo, Las Flores y Tapalqué)</i> . . . . . | 26.862         | »               |
| <i>Cuenca de Camarones (Arroyos Azul, Los Huesos, Chapaleofú y Pantanoso)</i> . . . . .      | 17.855         | »               |
| <i>Zona directa (Arroyos Langueyú, Perdido, Chelforó, Las Chilcas y Chico)</i> . . . . .     | 28.107         | »               |
| <i>Zona independiente, Arroyo Grande</i> . . . . .   | 4.276          | »               |
| <b>Total</b> . . . . .   | <b>117.953</b> | <b>»</b>        |

Atribuye a las lagunas que se encuentran en la cuenca interior del Salado, sin ser cruzadas o formadas por él, las superficies siguientes:

|   |      |                 |
|---|------|-----------------|
| 1. Encadenadas del Monte . . . . .                              | 42,8 | Km <sup>2</sup> |
| 2. Lagunas del Siasgo . . . . .                                 |      |                 |
| 3. Lagunas de Esquivel . . . . .                                | 30   | »               |
| 4. Encadenadas de Chascomús con 7 lagunas principales . . . . . | 125  | »               |

(1) Publicación oficial (Año 1915) y «*La Ingeniería*», año 1915, tomo I.

Teniendo en cuenta la forma en que se producen los desbordes hace una clasificación de zonas como sigue:

|  |         |                 |
|--|---------|-----------------|
| 1. <i>Zona superior.</i> — (arroyos encauzados) Limitada por la cumbre de las sierras, la divisoria de las cuencas de los arroyos Tapalqué y las Flores y una línea curva que pasa por los nacimientos de los canales, 11, 12, 1 y 5 y por el Oeste de Coronel Vidal . . . . . | 33.100  | Km <sup>2</sup> |
| 2. <i>Zona inferior.</i> — (grandes lagunas y cañadones) Limitada por la costa del Océano Atlántico, el río Salado y la línea de nivel (5.00) aproximadamente . . . . .  | 8.700   | »               |
| 3. <i>Zona intermedia.</i> — La cuenca restante, en la que los arroyos derraman las aguas . . . . .  | 76,153  | »               |
| Total . . . . .  | 117.953 | »               |

En la zona superior « *no hay inundaciones de clase alguna* »; en la zona inferior se producen las inundaciones de mayor importancia por falta de canales de descarga y por remanso de los ríos o arroyos de sección insuficiente; en la zona intermedia las inundaciones ocurren por discontinuidad de los cauces, siendo la pendiente longitudinal favorable para un buen desagüe.

II. **Lluvias.** — Teniendo en cuenta, dice, la orografía y las características de los vientos predominantes que hacen declinar la precipitación hacia el interior separa (plano N° 4 de su informe) la *zona litoral* de la *interior* cada una de las cuales es subdividida en dos: *alta y baja*. (Véase lámina de pag. 63).

Dice el informe:

« La zona interior, se ha subdividido simplemente a los efectos de poder estudiar la influencia que sobre el Salado produce la cuenca de Camarones comparada con la propia del río, puesto que la distribución de lluvias es conecordante para toda la zona; puede decirse que la influencia litoral no se percibe ya, pues la lluvia media es igual para las regiones alta y baja ».

Acompaña diagramas de lluvias medias mensuales en los doce meses de los años 1900 y 1913 y cuatro primeros meses de 1914, indicando los puntos de cada zona con cuyas alturas ha calculado la lluvia media.

La zona litoral alta (15.800 kilómetros cuadrados) dió, en 1913 una media mensual de 300 milímetros que según el diagrama debe considerarse como anormal. En la zona litoral baja (22.500 kilómetros cuadrados) la media de los pluviómetros de Maipú, Dolores, Guerrero y Chascomús dió, en Abril de 1914, una media de 350 milímetros, como valor medio en una superficie de 18.400 kilómetros cuadrados. La zona interior del Salado, como valor medio de las alturas registradas en Monte, Navarro, Bragado, Belgrano, Las Flores, Saladillo, Veinticinco de Mayo, General Pinto, Junín, Lincoln, Lobos, Nueve de Julio, Pehuajó,





Alberti, Tejedor, C. Casares, Chacabuco, Chivilcoy, Suipacha, Bolívar y Lamadrid presenta en Abril de 1914, 250 milímetros sobre una superficie de 61.523 kilómetros cuadrados.

Estudia, después, las lluvias totales anuales producidas durante los 25 años comprendidos entre los años 1889 y 1913 inclusive, para las cuatro zonas consideradas y determina los años muy lluviosos, secos, etc., estableciendo el número de ellos que corresponde al periodo de 25 años en cada zona y mediante consideraciones muy interesantes llega a las conclusiones siguientes:

- a) En todas las zonas se presentan dos períodos de lluvias abundantes el primero de Marzo a Mayo (otoño) y el segundo de Agosto a Septiembre (al principio de la primavera).
- b) Los máximos mensuales son aislados y generalmente precedidos o seguidos de valores mucho más reducidos (casi en un 50%). En otros términos el máximo de 300 milímetros para la zona litoral alta observado en 1913, es más del doble de la media mensual en todo el año 1900, de la misma de 1913 y de la que puede preverse para 1914.
- c) Los años muy lluviosos son tan frecuentes en el litoral (zona alta) como en el interior para la zona baja; pero no así en la alta, en que sólo se les observa en el litoral.
- d) La lluvia caída del 15 al 22 de Agosto de 1913 (255,8 milímetros) dió una media diaria de 42,6 milímetros y a ella sucedió un período seco hasta el 10 de Septiembre. « En la zona baja litoral en esta época no corresponde lluvia normal registrándose un total medio mensual de 75 milímetros lo cual equivale a dejar sentado que aquel fenómeno de gran precipitación se localiza en la parte litoral del único cordón orográfico de la región, es decir que no hay superposición de fenómenos anormales en la zona litoral baja y alta ».

**III. Inundaciones y sus características.** — Estudia las distintas causas que, a su juicio producen las inundaciones: desbordes transversales de ríos o arroyos, discontinuidad de cauce, falta de canal de descarga, remanso de agua, y la acción de las lagunas, vías férreas y condiciones de desagüe. Analiza el curso superior del Salado, la acción de las lagunas que se encuentran sobre el mismo y en sus márgenes, llegando a la conclusión de que « el río Salado es el gran colector natural de la región, perfectamente adecuado para responder al desagüe de la zona en sus condiciones ordinarias, esto es, hasta un límite de caudal que no se ha fijado en una forma precisa ».

Considera, de acuerdo con las observaciones hechas por la oficina técnica de la Dirección de Desagües que para un caudal no mayor de 400 metros cúbicos por segundo, a partir del cual se inicia el derrame en las Saladillas, el cauce del río Salado responde satisfactoriamente al desagüe de la cuenca, en la época de lluvias ordinarias.

IV. **Concepto técnico de los proyectos presentados y de las obras ejecutadas.**— Este capítulo está destinado a describir sintéticamente los planes presentados para la solución del problema de los desagües por los ingenieros *Waldorp*, 1881), *Lavalle y Medici* (1889), Departamento de Ingenieros de la Provincia (1896) e ingeniero *Nyströmer* (obras ejecutadas). Manifiesta, después de analizar la acción de los canales actuales, « que las obras realizadas conforme al *proyecto de la Dirección de Desagües, no han respondido a su objeto* ».

V. **Sistemación del Río Salado.** — Menciona minuciosamente, las características del cauce de este río en su parte inferior, la acción de las lagunas, extensión de las mismas, etc. etc.; la sección del canal N<sup>o</sup> 15 o aliviador del Salado, la influencia de los estrechamientos de la sección del cauce en Rincón López, en el puente de La Postrera y en la vuelta del Toro, etc.

Para determinar la influencia de la cuenca del Camarones sobre el caudal de crecida observado en puente Guerrero superpone las curvas de altura y caudales correspondientes a las crecidas de 1900 en puente Villanueva y Puente Guerrero (figura 5).

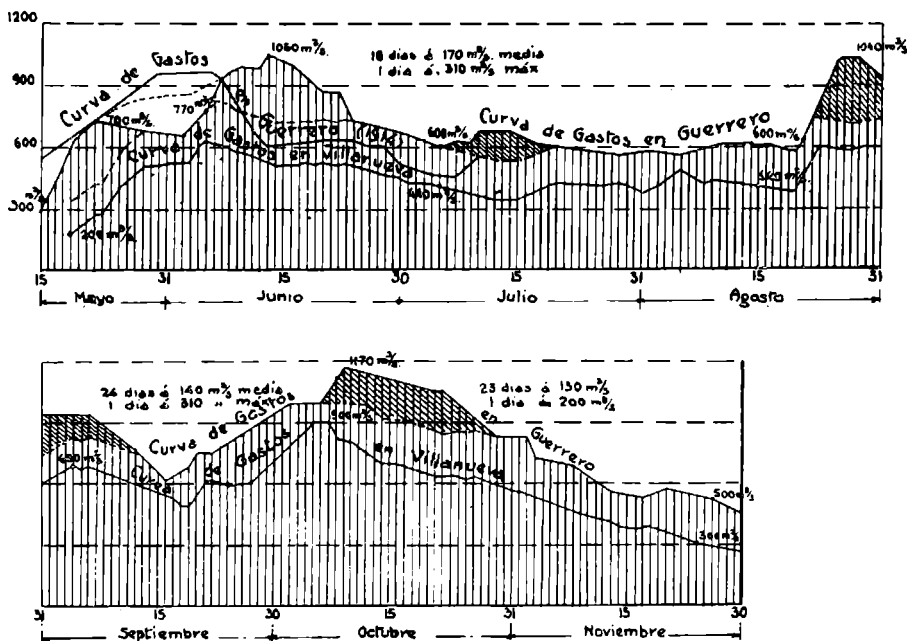


Fig. 5

Hace presente que « las lluvias de la cuenca de Camarones desde el « Azul, por ejemplo, tardan de 4 a 12 días para alcanzar a notarse en el « hidrómetro de Guerrero, según los observadores, pues mientras Lava- « lle y Médici toman el primer plazo, la oficina técnica de la Dirección

« de Desagües señala el segundo, lo cual se explicaría según la época de observación, pues el retardo de las aguas en llegar a Guerrero, depende del estado en que se encuentren los arroyos, cañadones y lagunas que se interponen en su recorrido y de la velocidad en función de la altura que adquieren en sus cauces ».

El ingeniero Wauters considera que « la influencia de la lluvia de Mayo en la cuenca de Camarones puede, dentro de las reservas repetidas veces enunciadas por falta de base completa para el análisis considerarse representada en el hidrómetro Guerrero por el área sombreada en la figura 6 ».

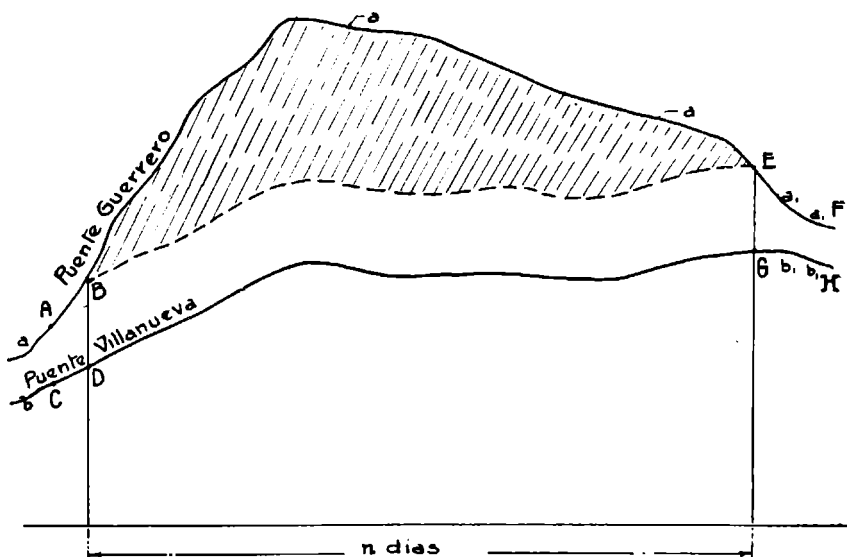


Fig. 6

El razonamiento que hace para determinar el caudal que aporta la cuenca de Camarones puede sintetizarse así:

Sean *a a* y *b b* las curvas de caudales correspondientes a puente Guerrero y puente Villanueva, superpuestas y supongamos que antes y después de una onda de crecida, en las partes *A B* y *C D* a la izquierda y *E F* y *G H* a la derecha, las dos curvas sean sensiblemente paralelas durante un cierto tiempo. Suponiendo que entre los dos puntos no hubiere más que un afluente importante (en el caso considerado entre Villanueva y Guerrero sería el arroyo Camarones) la diferencia de ordenadas de las dos curvas daría el caudal correspondiente a la parte de la cuenca que corresponde al trozo de cauce comprendido entre Villanueva y Guerrero de modo que trazando la línea paralela *B E* a la línea *D G* trozo de la curva de caudales en Villanueva la superficie rayada en la figura representaría el volumen aportado por el afluente principal (Camarones) en el tiempo representado por la diferencia de abscisas de los puntos *B* y *E*.

De esta forma, que analizaremos más adelante, el ingeniero Wauters calcula los siguientes caudales medios y máximos que la cuenca del Camarones produce en puente Guerrero.

AÑO 1900. — CRECIDAS.

| n (fig.) | Mayo - Junio<br>16 días.                       | Agosto - Setiembre<br>24 días.  | Octubre<br>23 días.             |
|----------|--|---------------------------------|---------------------------------|
| Caudales | { medio 170 m <sup>3</sup> /s.<br>máximo 310 » | 140 m <sup>3</sup> /s.<br>310 » | 130 m <sup>3</sup> /s.<br>200 » |

Superpone después el ingeniero Wauters las curvas de caudales del río Salado para Villanueva y Guerrero en el año 1913 y analizando los diagramas observa que la empresa del Ferro-Carril del Sud ha modificado los puentes aumentando la sección libre y no habiendo sido modificados las escalas o las alturas registradas corresponden valores mayores que la de las curvas de caudales trazadas— que lo han sido con el gráfico correspondiente a la anterior sección de descarga y *que acepta así porque no influyen mayormente al propósito que lo guía de simple comparación.*

Manifiesta que « en ese año funcionaba el canal N<sup>o</sup> 9 de modo que se puede admitir que ha descargado un caudal de 216 metros cúbicos provenientes de los arroyos que captan los canales Nos. 12, 13 y 14 y que disminuye en ese mismo caudal el gasto del río Salado por Camarones ».

Después de analizar las curvas, la influencia de la rotura de los terraplenes del canal N<sup>o</sup> 9, etc., manifiesta:

« Mientras el canal colector N<sup>o</sup> 9 ha funcionado en buenas condiciones, el gasto en Guerrero ha sido sensiblemente el de Villanueva, es decir de la cuenca interna del Salado comprendiendo íntegramente la de Las Flores, es decir 67.715 kilómetros cuadrados. Una vez destruido el canal y restablecido el desagüe hacia el Camarones el desarrollo del fenómeno de inundación se ha normalizado, mostrando analogía completa con sus modalidades en el año 1900... ».

Deduce de las curvas de caudales los siguientes coeficientes de descarga:

*Cuenca interior del Salado comprendiendo la de Las Flores con 26.862 kilómetros cuadrados.*

h — 148 milímetros de Marzo a Mayo de 1900.

S — 67.715 kilómetros cuadrados.

Q<sub>1</sub> — 400 metros cúbicos por segundo, caudal observado en Villanueva desde principios de Junio a fin de Agosto de 1900.

Q<sub>2</sub> — 1.400 metros cúbicos por segundo, caudal observado en Septiembre de 1913.

Coefficiente de descarga para Julio/1900: 6 litros por segundo y Km<sup>2</sup>.  
Coefficiente de descarga para Septiembre/1913: 19 litros por segundo y Km<sup>2</sup>.

*Cuenca de Camarones.* — Considera 200 metros cúbicos por segundo como diferencia entre los caudales de Guerrero y Villanueva o como influencia normal del Camarones.

Calcula el coeficiente de descarga en 11 litros por segundo y kilómetro cuadrado para la lluvia de Marzo de ese año 1900, y con 510 metros cúbicos por segundo que es la diferencia más notoria de los caudales, corresponde un suplemento en el coeficiente igual a 17 litros.

En resumen fija:

Cuenca del Camarones . . . 30 litros por segundo y kilómetro cuadrado  
Cuenca interior del Salado 20 litros por segundo y kilómetro cuadrado

Calcula de esta manera los siguientes caudales:

*Cuenca:*

$$\text{Camarones} \quad 17.855 \text{ Km}^2 \times 0,030 \frac{\text{m}^3}{\text{s. Km}^2} = 536 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\text{Interior del Salado: } 67,715 \text{ Km}^2 \times 0,020 \frac{\text{m}^3}{\text{s. Km}^2} = 1354 \text{ m}^3/\text{s.}$$

De este último caudal, dice, pertenecen 537 metros cúbicos por segundo a la cuenca de Las Flores y 817 a la cuenca superior.

Estos resultados, según el ingeniero Wauters, aparecerían confirmados por los caudales observados y estarían de acuerdo con las leyes de Belgrand.

Respecto a las aguas inundantes dice:

« Las aguas inundantes han escapado a estos cálculos, *pero no hay que exagerar su importancia como masa de agua, pues para formar idea al respecto basta observar que con 10 metros cúbicos por segundo durante un día y admitiendo una infiltración del 25 por ciento quedan inundados 7 kilómetros cuadrados con 0.10 de altura* ».

Con este criterio y suponiendo las condiciones más desfavorables, es decir que los caudales máximos se suman, calcula el caudal máximo en puente Guerrero en 1900 metros cúbicos por segundo.

Después de estudiar el funcionamiento de los actuales canales, comparando sus capacidades con los caudales calculados, propone las obras siguientes para **la sistematización del Salado**.

1. *Salado inferior.* — (Desde puente Guerrero a la desembocadura).

a) Corrección de la pendiente del fondo y ensanche de la sección para que pueda conducir, sin producir remanso alguno un caudal de

1900 metros cúbicos permanentemente. La sección es la indicada en la figura 7.

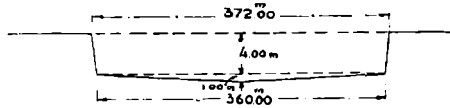


Fig. 7

- b) Rebajar a 7 metros la altura máxima de las aguas en la escala de puente Guerrero para la descarga de 1.400 metros cúbicos por segundo, excavando el cauce hasta obtener una altura máxima de agua de 5 metros, cosa que permitiría obtener una pendiente general de 6,6 centímetros por kilómetro en caso de mareas altas extraordinarias.
- c) Cerrar los albardones donde se encuentren interrumpidos para evitar posibles derrames con terraplenes sensiblemente paralelos y dispuestos a 2.500 metros de distancia, adoptando la sección media dibujada en la figura 8. Hace notar que estos terraplenes no tienen el carácter de endicamiento.

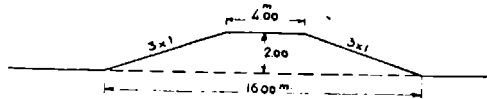


Fig. 8

- d) Dar al Canal N° 15 o aliviador del Salado la sección indicada en la figura 9 aumentando su capacidad de descarga al doble de la actual, que es de 230 metros cúbicos por segundo.

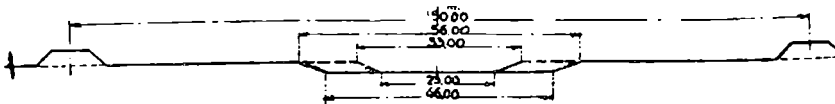


Fig. 9

- e) Aumentar la sección excavada del Salado, desde el Canal N° 15 hacia aguas arriba, para conducir 1900 metros cúbicos por segundo;

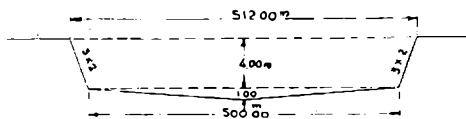


Fig. 10

propone la sección indicada en la figura 10 que puede conducir 2,023 metros cúbicos por segundo. (Sección en las Saladillas).

- f) Mejoramiento de los pasos de La Postrera y el Rincón del Toro, para que no se produzca remanso alguno.
- g) Endicar las lagunas de La Tigra y La Boca con terraplenes de la sección dibujada en la figura 8.

En esta forma, dice, con la superficie de 45 kilómetros cuadrados que ocupan y admitiendo una sobreelevación de 2 metros de altura puede almacenarse 90.000.000 de metros cúbicos y obtener un gran efecto moderador de las crecidas en el Salado. Estas lagunas debido a la rectificación que se indica más adelante, no se llenarían con aguas provenientes de la cuenca interior del Salado.

## II. Salado superior. —

- a) Un canal de rectificación, de 9.980 metros de longitud que identifique los niveles del río y la laguna La Tigra, desde el Rincón de Las Barrancas, que asegura un desnivel de fondo de 1,217 metros. Su sección para conducir 1.350 metros cúbicos por segundo sería la dibujada en la figura.

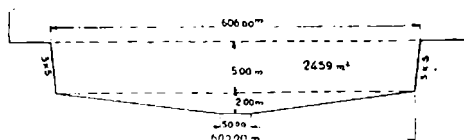


Fig. 11

- b) Defensa del lado sur de las lagunas La Boca y La Tigra para evitar derrames hacia Castelli y Dolores, con terraplenes de la sección dibujada en la figura 8.
- c) Defensa del lado norte de las mismas en 29 kilómetros de longitud.

El ingeniero Wauters opina que el mejoramiento que propone para el Salado podrá provocar su navegabilidad desde la desembocadura hasta el puente Guerrero, siempre que haya agua suficiente, la que podría asegurarse mediante obras a estudiar aguas arriba del puente para habilitar las grandes lagunas a utilizar en la época de magra.

Como alternativa de la corrección del tramo inferior del Salado, sugiere el dragado del Canal N° 15 hasta decuplicar su capacidad actual.

**VI. Retención de las aguas superiores** — En este capítulo, después de examinar las ideas que inspiraron los proyectos de los ingenieros Waldorp y Lavalle-Medici y del Departamento de Ingenieros manifiesta que « en un todo de acuerdo con el numeroso grupo de profesionales que ha recordado, sostiene que el río Salado es colector natural y eficaz, siem-



« pre que se le aporten los mejoramientos proyectados, reservando las obras de retención en la zona superior únicamente para la época en que se haya arraigado el convencimiento de que el aprovechamiento de las aguas no sólo es necesario por los beneficios de carácter general que señaló Ameghino, sino para completar el grado de imbibición que las tierras requieren para poder trasformarse en agrícolas... ».

Manifiesta que « ha adoptado una solución que responda a los hechos, que toma el terreno tal como es, que respeta las obras existentes que tienen derecho a conservarse y que obedeciendo a los hechos de la naturaleza, sin interrumpir desagües ni vagnadas naturales, independice las aguas de una cuenca de las de otra, localizando los peligros y también los beneficios, dejando a cada zona sus características naturales propias ».

El plan « consiste en construir en cada una de las cuencas de los arroyos de la zona inferior, un depósito o pantano artificial de capacidad suficientemente amplia, para retener las aguas que caen en toda la cuenca hidrográfica durante el mes de máximas lluvias observadas ».

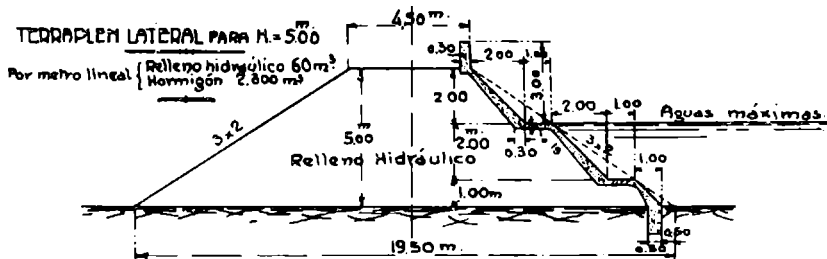
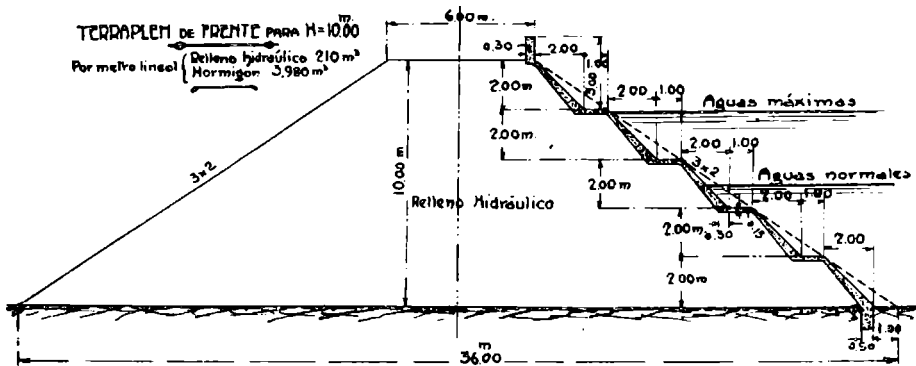
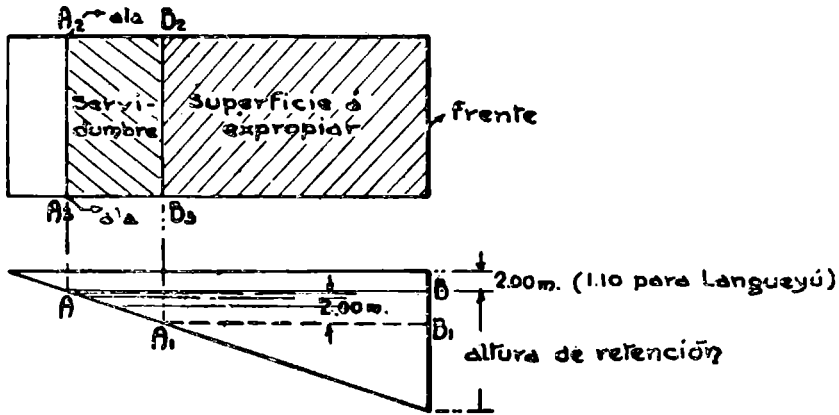
Propone, en consecuencia, la construcción de los cuatro pantanos siguientes, con capacidad para retener 25 por ciento de la lluvia máxima de 300 milímetros fijando el nivel de retención normal 2 metros más bajo que el coronamiento del terraplén.

| Arroyo             | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | Capacidad del<br>pantano m <sup>3</sup> |
|--------------------|---------------------------|---|
| Chico              | 2.200                     | 170.000.000                             |
| Chilcas            | 1.000                     | 75.000.000                              |
| Chelforó           | 1.400                     | 105.000.000                             |
| Langueyú y Perdido | 3.200                     | 240.000.000                             |
| Totales            | 7.800                     | 590.000.000                             |

Estos pantanos artificiales, dice el ingeniero Wauters, « se sitúan en el límite inferior de la zona superior, es decir donde aquellos arroyos empiezan a presentar cauces definidos, esto es donde las aguas inician sus derrames sobre la zona intermedia ».

« La afluencia de las aguas pluviales al pantano se asegurará encauzando sus corrientes naturales hacia el mismo, aprovechando la configuración del terreno, ya sea para cerrar depresiones aisladas con simples terraplenes de retención de altura muy reducida en general, ya sea para abrir zanjias colectoras, todo ello según señale en cada caso el reconocimiento del terreno, a falta de plano acotado... »

Las represas propuestas serían de planta rectangular como indica la figura 12; las secciones transversales del frente y de las alas son las dibujadas en las figuras 13 y 14.



Propone para la construcción el procedimiento de relleno hidráulico, « adaptable, dice, por la presencia de agua como agente de excavación, « transporte y formación del macizo, reduciendo considerablemente el « número de obreros necesarios, obteniendo un relleno de una homogenei-

«dad completa y provocando una gran rapidez del trabajo». Se extiende sobre las ventajas del mismo, composición de las tierras, etc., etc., manifestando que puede obtenerse el relleno al precio de 10 centavos el metros cúbico.

Refiriéndose a la acción del parapeto manifiesta que «permite utilizar una reserva extraordinaria de 1,50 metros de altura en toda la superficie del embalse, lo que representa una capacidad de 37 por ciento sobre la útil del depósito y que sobre la masa de agua en reserva la «hace elevarse a 808 millones».

Considera que la superficie a expropiar para la construcción de cada embalse es la que corresponde, dentro del embalse al nivel  $A_1 B_1$  dos metros más bajo que el normal del pantano y que la parte comprendida entre los niveles  $A_1 B_1$   $A B$  como sometida a servidumbre de uso. Fija en 100 pesos el precio de la hectárea a expropiar y en 50 pesos la servidumbre por hectárea.

Calcula los costos siguientes para los cuatro embalses:

|                                |                             |
|--------------------------------|-----------------------------|
| Arroyo Chico . . . . .         | m\$ <sub>n</sub> 5.640.000  |
| » Chilcas . . . . .            | » 2.764.000                 |
| » Chelforó . . . . .           | » 4.236.800                 |
| » Langueyú y Perdido . . . . . | » 5.952.800                 |
| Total . . . . .                | m\$ <sub>n</sub> 18.593.600 |

Como las aguas de los pantanos, según el proyecto del ingeniero Wauers, deben evacuarse por los canales actuales, calcula los siguientes tiempos de evacuación considerando la sección de los canales en su origen, para no tener que proceder a ensanches de sección.

| Pantano              | Capacidad<br>m <sup>3</sup> | Canal | Caudal en<br>metros cúbicos<br>por segundo | Número de<br>días necesarios<br>para<br>la evacuación |
|----------------------|-----------------------------|-------|--|---|
| Arroyo Chico         | 170.000.000                 | Nº 6  | 5.200.000                                  | 33  |
| » Chilcas            | 75.000.000                  | Nº 5  | 3.000.000                                  | 25  |
| » Chelforó           | 105.000.000                 | Nº 2  | 6.000.000                                  | 28  |
| » Langueyú y Perdido | 240.000.000                 | Nº 1  | 11.800.000                                 | 21  |

De acuerdo con las mismas bases, reproduce datos análogos para represas en los arroyos de la cuenca tributaria del Salado, desde el Pantanoso al Tapalqué. Estas obras, dice, se ejecutarían recién cuando su necesidad quede evidenciada, no para el desagüe que se asegura con las obras proyectadas en el Salado inferior y el sistema de lagunas inmediatas a Guerrero, sino cuando se imponga la necesidad de retener las aguas superiores para su aprovechamiento intensivo; agrega, luego, no serán indispensables para el desagüe pero contribuirán a mejorarlo.

Los datos que para estos pantanos dá la página 164 del informe impreso oficial *corresponden a capacidades de acumulación de agua iguales a 25 por ciento de una lluvia de 250 milímetros en las cuencas parciales o sea para retener el agua que cae en una lluvia de 62,5 milímetros con el nivel normal.*

La superficie a expropiar, sometidas a servidumbre, etc., las calcula como para los cuatro pantanos anteriores. El costo de estos cuatro pantanos y sus características principales son:

| Arroyo               | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | Capacidad<br>m <sup>3</sup> | Costo<br>\$ m <sup>n</sup> |
|----------------------|---------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Chapaleofú-Pantanoso | 2.300                     | 145.000.000                 | 3.790.000                  |
| Los Huesos           | 3.300                     | 210.000.000                 | 5.715.000                  |
| Gualicho             | 3.300                     | 210.000.000                 | 5.714.400                  |
| Tapalqué             | 4.500                     | 280.000.000                 | 6.790.000                  |
| Totales              | 13.400                    | 845.000.000                 | 22.009.400                 |

La capacidad de los cuatro pantanos sería de 845 millones de metros cúbicos para servir a 13.400 kilómetros cuadrados.

Opina el ingeniero Wauters, que no serán necesarios para el desagüe pero contribuirán a mejorarlo *puesto que la reserva de 845 millones, representará un caudal que no llegará al Salado en las mismas condiciones.*

**VII. Aprovechamiento de las aguas de los pantanos.** — Este capítulo del informe está destinado a demostrar la conveniencia y utilidad de aprovechar las aguas de los pantanos artificiales y la posibilidad de hacerlo en condiciones prácticamente aceptables.

Habla de la utilización del riego en Tucumán, Francia, citando el interés de las grandes potencias poseedoras de colonias en regiones de lluvias regulares han demostrado en los congresos internacionales coloniales por el estudio de sistemas y legislaciones de riego, etc., de los efectos del avenamiento en el Agro Romano, del proyecto de aprovechamiento del río Negro en tierras fiscales de la Provincia de Buenos Aires, de los ensayos en la chacra experimental de Patagones y estima que aprovechando el 50 por ciento de la capacidad total de los pantanos puede obtenerse un riego regular. Haciendo consideraciones sobre arrendamientos, valorizaciones, etc., etc., estima que los cuatro primeros pantanos se obtendría (adjudicando 1500 metros cúbicos por hectárea) el siguiente resultado:

| Pantano  | Reserva<br>m <sup>3</sup> . | Area de cul-<br>tivo<br>Hectáreas | Areas<br>beneficiadas<br>Hectáreas | Valorización<br>s m <sup>3</sup> |
|----------|-----------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| Langueyú | 135.000.000                 | 90.000                            | 112.500                            | 22.500.000                       |
| Chelforó | 95.000.000                  | 63.300                            | 79.500                             | 15.900.000                       |
| Chilcas. | 45.000.000                  | 30.000                            | 37.500                             | 7.500.000                        |
| Chico    | 85.000.000                  | 56.600                            | 70.500                             | 14.100.000                       |
| Totales  | 360.000.000                 | 239.900                           | 300.000                            | 60.000.000                       |

**VIII. Conservación de los canales existentes y obras complementarias.** — Manifiesta que, *después de contenidas las aguas de la zona superior, media* que afectan, aún cuando el concepto que presidió su trazado no permita aceptar la afirmación por todo el recorrido con igual fundamento.

Después de analizar la acción de los canales actuales, la forma en que obstruyen en la zona baja los desagües naturales, etc., propone el siguiente plan de obras para ser ejecutadas en la zona intermedia, que se transcribe textualmente:

« 1º Supresión del Canal N° 11, en sus últimos kilómetros, desde el « kilómetro 246, es decir en la parte que recorre la cuenca hidro-  
« gráfica del Tapalqué a que se refiere el plano número 1, con el  
« propósito de permitir que sus aguas corran por su propia va-  
« guada.

« Bastaría para conseguir este propósito y a la vez mantener  
« la tranquilidad del pueblo de Tapalqué, admitir la derivación de  
« 35 metros cúbicos de su arroyo, que asegura el canal N° 11, se-  
« gún la oficina técnica de la Dirección de Desagües y dejar es-  
« currir ese caudal por el arroyo de la Margarita convenientemen-  
« te regularizado, interrumpiendo el Canal N° 11 recién después  
« de ese punto, kilómetro 257 próximamente, hasta el límite de la  
« cuenca o kilómetro 246, es decir sólo en 11 kilómetros de su  
« recorrido. Las interrupciones del canal se reducen a provocar  
« algunos cortes en los terraplenes, cerrando el cauce menor y ma-  
« yor aguas abajo, o sea en el límite de la cuenca, dejando el cau-  
« ce menor de la parte interrumpida rellenarse poco a poco por  
« el arrastre del terraplén del lado de aguas arriba.

« 2º Asegurar la continuidad del arroyo Tapalqué hasta la laguna  
« La Pastora, que por simple gravitación, desagua por el arroyo  
« San Miguel al de Las Flores. El canal se trazaría por la línea  
« del talweg con diques laterales, para una descarga de 70 metros  
« cúbicos, longitud de 25 kilómetros próximamente, sin ninguna  
« obra de arte en ese recorrido.

« Este canal asegura la descarga diaria de una masa de seis millones de metros cúbicos.

- « 3º Asegurar en la misma forma la continuidad de los canales N° 11 y N° 12 que comprenden a los N° 13 y 14, hasta el arroyo de Camarones, con desarrollo de 25 kilómetros, descarga de 216 metros cúbicos, sin obras de arte en el recorrido y 1.400.000 metros cúbicos de movimiento de tierra.

« La conservación del Canal N° 11, desde este punto de unión con el N° 12 hasta el límite de la cuenca de influencia del Tapalqué, o se en 11 kilómetros de extensión, asegura el desagüe de una cuenca propia, desempeñando el papel de colector que se proyecta conservar hasta el arroyo del Azul o kilómetro 167, y nuevamente hacia abajo, por poderse comprender en la categoría de los colectores locales de que nos ocuparemos luego.

« Dado este carácter, la conservación del terraplén de la derecha no ofrece ventajas, pueden, en cambio, utilizarse las compuertas colocadas en otros puntos en que sean necesarias, dejando que los terraplenes se destruyan por el uso, pero cuidando que los arrastres no obstruyan el cauce menor que debe mantenerse en buen estado, reforzando siempre el terraplén izquierdo con las tierras de las limpiezas periódicas que aseguren el desagüe eficaz.

« No obstante que las compuertas funcionarán mejor una vez contenidas las aguas superiores en los depósitos, en la unión de los canales N° 11 y N° 12 habrá siempre alguna afluencia de aguas locales y convendrá asegurarle el acceso al canal de descarga al Camarones, dejando abiertos los terraplenes o colocando una compuerta de las retiradas más arriba.

- « 4º Supresión del Canal N° 9, desde el kilómetro 103 al 135, es decir entre el albardón que corre desde el depósito del Pantanoso, casi sin solución de continuidad, hasta la laguna del Carancho y la unión de los canales N° 11 y N° 12. Esta interrupción del canal N° 9 determina para su parte restante el carácter de colector local que conviene reservar para el eficaz desagüe de los partidos de Castelli y Dolores.

« Puede realizarse en la misma forma que señalamos para el trecho suprimido del Canal N° 11, dejando actuar la acción del tiempo, pero asegurando que la cabecera del Canal N° 9, en el albardón que nos hemos referido, próximo al kilómetro 103 del recorrido, no permita la afluencia de las aguas locales que pudieran allí reunirse hacia la parte inferior del Canal N° 9.

- « 5º Conservación del Canal N° 9, desde el kilómetro 77 al 103, en carácter de colector local de una cuenca general de 500 kilómetros cuadrados próximamente, a cuyo efecto se admitiría la destrucción del terraplén de la derecha, con las precauciones

- « ya señaladas para la parte conservada en igual carácter desde el  
« kilómetro 167 a 246 del Canal N° 11.
- « 6° La continuidad de los canales Nos, 2, 5 y 6, para asegurar la  
« eficaz descarga de los pantanos respectivos, exigen la prolonga-  
« ción de 12, 8 y 28 kilómetros de los mismos, con sus mismas di-  
« mensiones y características, sin obra de arte alguna.
- « 7° Todos los canales existentes requieren algunos trabajos comple-  
« mentarios o de conservación, que nos limitamos a enumerar aquí:
- « a) Supresión de tapones en el cauce mayor; al cortar albardones,  
« como consecuencia del concepto que guió el trazado de los ca-  
« nales, no se han rebajado, cuidando sólo la acción del cauce  
« menor, de modo que los terraplenes no aseguran siempre la sec-  
« ción de gasto calculada para la descarga en lecho mayor; se  
« produce una reducción de la misma, un remanso aguas arriba  
« y los terraplenes requieren una sobreelevación que muchas veces  
« no se ha hecho a tiempo, produciendo roturas más o menos im-  
« portantes.
- « b) Regularización de la sección desagüe, posible una vez que se de-  
« termine la zona propia de cada uno de los colectores locales, de  
« que nos ocuparemos enseguida. y para que no se dificulte la  
« descarga simultánea, haciendo desaparecer las secciones que pu-  
« dieran presentar un gasto menor que otros superiores, por irre-  
« gularidad de pendiente u otra causa.
- « c) Compostura, refuerzo y peinada de taludes destruídos, socavados  
« o alterados por el movimiento de las aguas en el lecho mayor,  
« retocando taludes y coronamientos.
- « d) Limpieza general del cauce menor, mayor y terraplenes, consin-  
« tiendo y provocando únicamente la vegetación de champa o ces-  
« ped, destinada a reforzar y conservar superficies planas y re-  
« gulares.
- « e) Fomento de plantaciones forestales que consoliden y saneen el  
« suelo dentro de la zona ocupada entre alambrados, fuera de los  
« terraplenes.
- « f) Alambrado general, para evitar el acceso de haciendas que des-  
« truyan terraplenes, acceso a obras de cruce, etc.
- « g) Construcción de casillas para cuadrillas permanentes de camine-  
« ros, encargados de la conservación constante de las obras, uni-  
« das todas por una red telefónica que permita la transmisión rá-  
« pida de órdenes de previsión ú otras, habilitadas con un terre-  
« no suficiente para que pueda hacerse allí tolerable la vida del  
« personal y el mantenimiento de animales suficientes para el ser-  
« vicio de inspección.
- « 8° En algunos puntos del recorrido de los canales existentes, el le-  
« cho menor se encuentra bastante alto con respecto al terreno  
« circundante, resultado del concepto que hizo prescindir de las

«vaguadas para buscar el recorrido más corto en la descarga hacia el mar.

« 9º Activar el desagüe local de la zona intermedia con colectores escalonados en forma de espina de pescado, a ambos lados de cada canal, los cuales, aislando en diferentes partes las cuencas de cada uno permitan dividir las aguas y provocar más fácilmente su desagüe, precipitando su salida al mar ».

Por simple vía de aproximación hace el trazado de estos canales y considera para ellos una sección media de 5 metros cuadrados con depósito inmediato de las tierras. Acompaña un cuadro con el número de canales colectores que parecen ser necesarios para el arroyo Las Flores y los canales actuales Nos. 9, 12, 1, 2 y 5 resultando un total de 14 con un desarrollo en conjunto de 312 kilómetros y previendo un movimiento de tierras de 1.560.000 metros cúbicos.

**IX. Saneamiento de la zona inferior.** — Describe las características de esta zona, cuya superficie calcula en 8.700 kilómetros cuadrados. Propone para esta zona como para la intermedia, donde la pendiente lo permita, la construcción de colectores locales en espina de pescado procurando aislar las aguas de lluvia y defendiendo cada zona de las superiores e indica, con criterio de aproximación, los colectores que deben construirse a ambos lados de los canales N° 9 y N° 1.

Menciona las deficiencias del Canal N° 2 en relación con el N° 3 y los perjuicios que ocasionan estos canales.

Hace notar los inconvenientes de las compuertas colocadas en la desembocadura de la cañada del Malo en el Canal N° 2.

Propone la utilización de los arroyos La Favorita y La Colorada como colectores de las aguas escurridas al pié de los montes de Monsalvo y del arroyo El Chanco de las escurridas más al sud y las obras siguientes:

- a) Ensanche del Canal F, canalizando el arroyo La Favorita hasta la laguna del Galloso, recogiendo en la misma las aguas locales que se escurren hacia la depresión natural existente al sur.
- b) Canalizar el talweg de los cañadones de San Pablo, Tellechea, y el Malo abriendo un nuevo cauce, por medio de excavaciones mecánicas, de 20 metros cuadrados de sección. Las tierras provenientes de la excavación se colocarían a ambos lados formando diques; pero como sólo se formaría cauce donde no lo hay abierto y no en las lagunas o depresiones en que el curso de las aguas está habilitado, las aguas locales caerían a ellos favorecidos por la situación del cauce abierto.
- c) Hacer afluir el cauce anterior a un colector de 12 kilómetros de largo destinado a facilitar el desagüe de los cañadones del Mangrullo y Frías, de 10 metros cuadrados de sección.



- d) Construir un segundo colector de 20 kilómetros de longitud y 10 metros cuadrados de sección para desaguar la laguna de Monsalvo y una prolongación de 15 kilómetros con 5 metros cuadrados de sección para desaguar las lagunas superiores.
- e) Desviar, si los estudios definitivos demuestran la posibilidad de hacerlo, el Canal N° 2, a partir del kilómetro 12 de su recorrido u otro punto más aparente, hacia el Cañadón de Ajó para el desagüe propio de los partidos de Ajó y Maipú. Calcula que esta desviación importa la apertura de un canal de 50 metros cuadrados de sección de 10 kilómetros de longitud y un dragado del cañadón de Ajó en 15 kilómetros de longitud.
- f) Canalizar, partiendo de las lagunas Saladas y siguiendo las vaguadas de las cañadas de la Estancia, Borjas, Moran, Animas, Cisneros y de las Tijeras para llegar al mar por el cangrejal de las Tijeras.
- g) Construir un colector de 15 kilómetros de longitud — como el indicado para la laguna Mangrullo — para el desagüe de la laguna Las Chileas por el cañadón del Rosillo.
- h) Construir para la zona de Dolores un canal de 10 metros cuadrados de sección a través del médano en dirección al mar con un desarrollo total de 48 kilómetros y dos colectores afluentes al norte y sud del mismo de 17 y 12 kilómetros respectivamente.
- i) Construir un canal de 20 kilómetros de longitud y 5 metros cuadrados de sección útil de descarga para el desagüe de los 360 kilómetros cuadrados comprendidos entre los albardones del Salado, el terraplén norte del Canal N° 15 y el médano, junto al mismo Canal N° 15.
- j) Utilización de las numerosas lagunas que existen en la zona inferior, cuya superficie total calcula en 570 kilómetros cuadrados para represas o abrevaderos utilísimos en épocas de sequía (obras particulares) y que clasifica así: cuenca de los canales Nos. 1, 2, 5 y 10: 220 Km<sup>2</sup>, cuenca de Ajó 350 Km<sup>2</sup>.

**X. Carácter de las obras generales, regionales o domiciliarias.** — Manifiesta que las obras propuestas no benefician a toda la zona inundable por igual, y por tanto, no es equitativo que todas contribuyan en la misma proporción porque las obras no son de carácter uniforme y de costo comparable.

Analiza, a continuación, cual es el concepto impositivo que debe tenerse en cuenta para hacer costear las obras y para establecer el impuesto permanente necesario para la conservación y explotación de las obras. Menciona en otro capítulo los tipos modernos de dragas que deben emplearse, la aplicación del procedimiento del relleno hidráulico, etc.

**XI. Presupuesto.** — Formula el presupuesto siguiente para la ejecución de su plan:

| N° de orden                                | Designación de las obras                      | Unidad         | Cantidades | Precio unitario<br>\$ m <sup>3</sup> | Importes  |                   |
|--|---|----------------|------------|--------------------------------------|-----------|-------------------|
|  |   |                |            |                                      | Parciales | Totales           |
| <b>I</b>                                   |   |                |            |                                      |           |                   |
| <b>SISTEMACION DEL RIO SALADO INFERIOR</b> |   |                |            |                                      |           |                   |
| 1  | Dragado general del cauce                     | m <sup>3</sup> | 60.000.000 | 0,15                                 | 9.000.000 |                   |
| 2  | Cierre de albardones longitudinales . . . . . | »              | 250.000    | 0,35                                 | 91.000    |                   |
| 3  | Ampliación del canal N° 15                    | »              | 2.800.000  | 0,20                                 | 420.000   |                   |
| 4  | Defensa lagunas La Tigra y Boca . . . . .     | »              | 1.580.000  | 0,30                                 | 474.000   |                   |
| 5  | Mejoras en paso Postrera y Toro . . . . .     | »              | 1.500.000  | 0,20                                 | 300.000   | 10.285.000        |
|  | Dirección é inspección 10%                    | »              | —          | —                                    | —         | 1.028.500         |
|  |   |                |            |                                      |           | <u>11.313.500</u> |
| <b>II.</b>                                 |   |                |            |                                      |           |                   |
| <b>SISTEMACION DEL SALADO SUPERIOR</b>     |   |                |            |                                      |           |                   |
| 6  | Rectificación de las barrancas . . . . .      | m <sup>3</sup> | 37.000.000 | 0,15                                 | 5.550.000 |                   |
| 7  | Defensa de accesos . . . . .                  | »              | 160.000    | 0,30                                 | 48.000    |                   |
| 8  | Defensa de lagunas del Este . . . . .         | »              | 2.600.000  | 0,30                                 | 780.000   |                   |
| 9  | Endicamiento superior . . . . .               | »              | 4.600.000  | 0,30                                 | 1.380.000 | 7.758.000         |
|  | Dirección é inspección 10%                    | »              | —          | —                                    | —         | 775.800           |
|  |   |                |            |                                      |           | <u>8.533.800</u>  |
| <b>III.</b>                                |   |                |            |                                      |           |                   |
| <b>RETENCION DE AGUAS SUPERIORES</b>       |   |                |            |                                      |           |                   |
| 10   | Pantano del río Langueyú y Perdido . . . . .  |                | —          | —                                    | 5.952.800 |                   |
| 11   | Pantano del río Chelforó                      |                | —          | —                                    | 4.236.800 |                   |
| 12   | Pantano del río Chilcas . . . . .             |                | —          | —                                    | 2.764.000 |                   |
| 13   | Pantano del río Chico . . . . .               |                | —          | —                                    | 5.640.000 | 18.593.600        |
|  | Dirección é inspección 10%                    |                | —          | —                                    | —         | 1.859.360         |
|  |   |                |            |                                      |           | <u>20.452.960</u> |
| <b>IV.</b>                                 |   |                |            |                                      |           |                   |
| <b>OBRAS EN ZONA INTERMEDIA</b>            |   |                |            |                                      |           |                   |
| 14   | Interrupción canal N° 11                      | Km             | 11         | 1000                                 | 11.000    |                   |
| 15   | Canal de descarga del Tapalqué . . . . .      | m <sup>3</sup> | 500.000    | 0,35                                 | 175.000   |                   |
| 16   | Prolongación del canal N° 12 . . . . .        | »              | 1.400.000  | 0,35                                 | 490.000   |                   |
|  | A la vuelta . . . . .                         |                |            |                                      | 676.000   |                   |



RESUMEN GENERAL DEL PRESUPUESTO.

|          |                  |            |
|----------|------------------|------------|
| Item I   | °\$ <sub>n</sub> | 11.313.500 |
| Item II  | °                | 8.533.800  |
| Item III | °                | 20.452.960 |
| Item IV  | °                | 3.988.325  |
| Item V   | °                | 1.040.600  |
| Total    | °\$ <sub>n</sub> | 45.329.185 |

« B » — El avenamiento de la zona inundable. <sup>(1)</sup>

(Septiembre y octubre de 1919).

Previamente, analiza las observaciones formuladas: *¿Responde el valor actual de la zona inundable de la provincia al costo de las obras que cifran por millones? ¿No se hallaría la más acertada solución en la expropiación de todas las tierras inundables. ¿No costaría ésto menos que gastar en obras complementarias de las actuales consideradas insuficientes?*

Estima inaceptables semejantes supuestos y para demostrarlo relaciona el valor de la riqueza de la zona inundable en 1916 que alcanza a 5.000 millones de pesos moneda nacional — admitiendo una extensión de doce millones de hectáreas — según detalle:

|   |                  |
|---|------------------|
| 1. Tierra: 30,7 %, 12.000.000 de hectáreas a \$ 128 . . . . . | \$ 1.536.000.000 |
| 2. Otros valores: 69,3 % . . . . .                            | » 3.464.000.000  |
|   | \$ 5.000.000.000 |

En el año 1895 esa cifra se reducía a sólo \$ 1.218.000.000 de modo que la zona inundable ha cuadruplicado de valor en 20 años. Agrega: cualquier solución que evitara para siempre las inundaciones valorizaría en \$ 100.— <sup>°</sup>/<sub>n</sub> la hectárea de tierra en la zona. La zona de 12 millones de hectáreas sufriría una valorización total de 1.200 millones de pesos, en cuya suma se aumentaría la riqueza privada por el sólo concepto de la tierra mejorada.

Luego de analizar sucintamente el criterio que inspiró los diversos proyectos anteriores, expone que en su plan se ha propuesto hallar una forma para que las obras ejecutadas *a la vez sirvan* la zona inferior evitando la *superposición en tiempo* de ambos aprovechamientos, con una retención *provisoria*, a cuyo efecto conserva en cada cuenca sus propias aguas y proyecta construir colectores *secundarios*, desprendidos a uno y otro lado del canal existente, formando *aristas de pescado* en direcciones oblicuas y pendiente, intermedia inferior a la máxima del canal existente. En la zona baja litoral, donde la falta de pendiente no permite

(1) Folleto de 154 páginas conteniendo la versión taquigráfica de las conferencias dadas en la Sociedad Rural en Septiembre y Octubre de 1919 por el ing. Wauters.

aplicar el mismo procedimiento, se impone, dice, la construcción de canales anchos y profundos, canales dragados, abiertos en las vaguadas o depresiones más bajas del terreno, que realizan así la primitiva solución del Departamento de Ingenieros, pero limitada a la zona litoral. De esta manera se realizaría un verdadero drenaje destinado a deprimir también la napa freática del subsuelo.

Para apreciar la duración de la inundación en las *zonas bajas* admite que el total de lluvia caída es de 6100 millones de metros cúbicos, de los cuales supone que haya que eliminar el 50 %, o sea 3050 millones de metros cúbicos; después de establecer que las grandes lagunas presentan una utilidad reconocida por los proyectistas y que con obras sencillas de terraplenamiento se puede aumentar su capacidad a 2280 millones de metros cúbicos — con una profundidad media de 2 m — llega a la conclusión de que basta eliminar hacia el mar 770 millones de metros cúbicos.

Computando en 816 metros cúbicos por segundo, la capacidad máxima de los canales construidos, en 1000 metros cúbicos por segundo la de la nueva red propuesta en su proyecto y teniendo en cuenta que aumenta la capacidad de descarga del Salado a 1900 metros cúbicos por segundo la eliminación total de 770 millones de metros cúbicos se produciría en 2,5 días, es decir, *que se desagua en menos tiempo que el que emplea en caer; más propiamente, no habría tiempo para producir inundación.* Colocándose en un caso límite extremo, supone nula la acción de las lagunas y en tal caso para descargar 3050 millones de metros cúbicos, se requieren 9,5 días, esto equivale a decir que *1,5 días después de la lluvia no hay restos de inundación.*

Refiriéndose a la *retención de las aguas de la zona alta*, hace notar que todos los proyectistas que han intervenido después de las inundaciones de 1913, han coincidido en la necesidad de evitar que las aguas de la zona alta derramen hacia el mar hasta superponerse con las locales, caídas en las zonas inferiores, complicando la situación de las tierras bajas, ya por concentración de aguas inundantes, ya por prolongación del período de inundación, agregando: « Pensamos nosotros que mientras « se persista en hacer creer que *la solución está en hacer concentrar las aguas en los bajos, no habrá solución racional posible* ».

Deja constancia que la desviación no es operación equivalente a la retención y no deben confundirse, aún cuando en ambos casos se evita que las aguas se derramen sobre las tierras inferiores. Insiste en que su solución responde a una retención completa de las aguas.

Compara la capacidad de los embalses del plan Duclout con los propuestos en el suyo, haciendo notar que los once depósitos del primero pueden almacenar 1112 millones de metros cúbicos, mientras que los ocho que proyecta tienen capacidad para 1435 millones.

Después de referirse a los derrames asignados en los proyectos del Departamento de Ingenieros, Nyströmer, Mercau y Duclout, dice: « En

« nuestro proyecto el coeficiente de descarga se ha tomado, por falta de determinaciones más exactas, del 25 % del total de la lluvia mensual « máxima, lo cual equivale sensiblemente a tomar el 50 % de lluvia del « período del 16 al 21 de Agosto de 1913 ». Formula el siguiente cuadro comparativo de derrames unitarios:

| Ingenieros         | Derrames unitarios    |                       | Altura napa mensual mm. | Lluvia máxima  |                       | Derrame continuo horas |      |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|----------------|-----------------------|------------------------|------|
|                    | Según Ing. Mercau     | exactos según autores |                         | 5 días 162 mm. | mensual 300 mm.       | 24                     | 12   |
|                    | l/s y Km <sup>2</sup> | l/s y Km <sup>2</sup> | %                       | %              | l/s y Km <sup>2</sup> | l/s y Km <sup>2</sup>  |      |
| Romero . . . .     | 9,64                  | 9,64                  | 25                      | 15,4           | 8,3                   | 9,64                   | 9,64 |
| Nystromer . . . .  | 11,27                 | 25                    | 65                      | 21,7           | 21,7                  | 25                     | 25   |
| Duelout . . . .    | 15,89                 | 27,5                  | 71                      | 44             | 23,7                  | 821                    | 1642 |
| Wauters . . . .    | 13,52                 | 29,1                  | 75                      | 47,3           | 25                    | 868                    | 1736 |
| Mercau             |                       |                       |                         |                |                       |                        |      |
| Imposible . . . .  | 864                   | 864                   | 2240                    | 1382,4         | 746,6                 | 864                    | 864  |
| Improbable . . . . | 93                    | 93                    | 241                     | 148,7          | 80,3                  | 93                     | 93   |
| Posible . . . .    | 46,5                  | 46,5                  | 120                     | 74,4           | 40,2                  | 46,5                   | 46,5 |

Al referirse a que la seguridad absoluta es característica de los embalses, expresa que un canal de cualquier tipo que sea, excavado, endicado, mixto o colector, debe ofrecer dimensiones tales que en un momento dado el caudal que pueda recibir y conducir corresponda a una lluvia torrencial por grande que sea, y aún cuando dure sólo poco tiempo; mientras que para cualquier proyecto con depósitos de retención o embalses, esas extraordinarias precipitaciones ningún peligro representan, porque poco importa que se llenen en mucho o poco tiempo, máxime cuando la observación universal demuestra que esas avalanchas no se repiten, son cortas, sólo contribuyen a llenar los depósitos con mayor o menor rapidez, mientras que pueden en breves instantes determinar la destrucción de canales de sección insuficiente.

De ahí que los embalses en razón del « tipo de las obras y su plan », ofrezcan una seguridad absoluta que en vano se pretendería atribuir a cualquier proyecto de canales, sin esas obras de retención destinadas a *ganar tiempo* para el desagüe y *compensar* la insuficiencia de la sección de escurrimiento de los canales.

La observación de las precipitaciones atmosféricas, permite admitir su caída torrencial en pocas horas; y con sólo examinar lo que pasaría en doce horas con las obras proyectadas, resultara en forma más evidente la falta de seguridad del colector en relación a cualquiera de los dos proyectos de embalses.

En resumen, los embalses en razón de su carácter de depósitos de reten-

ción, admiten derrames mucho mayores que los canales, cualquiera que sea su tipo, y la seguridad absoluta es su característica que en forma alguna puede alcanzar el canal colector. Por otra parte, es inútil abultar las cifras que corresponden a los derrames, pues los aforos directos han dado valores comprendidos entre 25 y 30 litros por segundo y kilómetro cuadrado, que los proyectos con embalses contemplan y con los cuales ya el colector es de construcción *inadmisible*.

Estudia la fórmula del ingeniero Mercan y expresa, entre otras consideraciones, que no puede ser de aplicación a la zona inundable pues su autor no ha tenido en cuenta la acción reguladora de las lagunas La Boca y La Tigra, próximas a la escala de Puente Guerrero, siendo además inadmisibile el empleo de la *lluvia mensual* como factor determinante del caudal máximo.

Se refiere al concepto general de la solución con embalses al simple objeto de retener las aguas inundantes y hace notar que la solución no es nueva. Observa que sólo se ha impugnado la utilización ulterior de las aguas retenidas y cita numerosos ejemplos de que en Europa y Estados Unidos se han propuesto o adoptado soluciones semejantes. Argumenta, con abundantes citas, en favor de la tesis que los diques de tierra no son peligrosos y al efecto se refiere a las obras de Miami, Ceylán, Madrás, Rusia, etc. etc., resumiendo las discusiones que sobre tal tema se produjeron en diversos congresos científicos. Hace mérito del reducido costo unitario por metro cúbico de agua embalsada en diversas obras (0,0003 \$ a 0,002 \$ en Estados Unidos e India).

Recuerda que sostienen la solución con embalses los ingenieros Romero, Duclout y el conferenciante.

Al analizar el plan de la mayoría de la Comisión de 1913 expresa que la capacidad máxima de 15.000 metros cúbicos por segundo exige: para movimientos de tierra \$ 32.000.000  $\frac{m}{n}$ ; para viaductos carreteros y ferroviarios \$ 168.000.000  $\frac{m}{n}$  (computando una luz media de 4200 m. l y precios unitarios de \$ 1000 para los primeros y \$ 1700 para los segundos); para expropiaciones \$ 13.320.000  $\frac{m}{n}$ . Respecto a los colectores inferiores hace notar que no se ha computado ni las expropiaciones ni las obras de cruce; cuyos importes aprecia en un total de más de \$ 50.000.000  $\frac{m}{n}$ .

Limitando la capacidad del colector Mercan a la máxima probable: 1500 metros cúbicos por segundo estima que el importe de las obras de cruce alcanzará a más de \$ 60.000.000  $\frac{m}{n}$ .

Los embalses, dice el ingeniero Wauters presentan la indiscutible ventaja de no alterar las comunicaciones y pueden colocarse donde mejor respondan las condiciones del terreno, respetando vías y carreteras, que sólo se desviarían en reducidas extensiones. Los embalses han sido ubicados en las cabeceras de los canales existentes; los colectores en cambio, cortan la zona inundable en dos partes, interrumpiendo todas las comunicaciones, agrega luego, « esta elasticidad preciosa no existe en el

*proyecto del ingeniero Duclout*»; la independencia para ubicar los embalses no la presenta dicho proyecto, pues esos embalses son depósitos *compensadores del caudal del colector*; tal circunstancia los hace solidarios y no pueden ubicarse libremente donde mejor convienen.

Agrega que en el plan del ingeniero Duclout se ha omitido computar el costo de los viaductos carreteros y ferroviarios que el conferencista estima en \$ 84.000.000  $\frac{m}{n}$ .

Al referirse luego al « *mecanismo para aumentar la capacidad de descarga en nuestro proyecto* » hace notar el aspecto seductor del plan del ingeniero Duclout agregando que sin embargo, no es posible conocer qué grado de amplitud suplementaria da a su proyecto. Manifiesta que, ha preferido dar a cada embalse su propia seguridad habilitándolo para recibir hasta el 50 % de su capacidad total como excedente imprevisto; lo que representa « en los cuatro embalses de construcción inmediata le-  
« vantar la capacidad de 500 millones de metros cúbicos a 885 millones  
« de metros cúbicos, y la de los cuatro embalses de la cuenca del Salado  
« de 845 millones de metros cúbicos a 1267 millones de metros cúbicos, o  
« sea el total de 1435 millones de metros cúbicos a 2152 millones de me-  
« tros cúbicos, mientras que las once represas del ingeniero Duclout han  
« previsto una retención de 1112 millones de metros cúbicos, esto es, la  
« mitad de previsión que en nuestro proyecto ».

Para el propósito exteriorizado en aquel proyecto, *hemos ligado cada represa con los dos canales inmediatos aguas abajo, con simples colectores en espina de pescado*: « Como este mecanismo es para cada repre-  
« sa, los colectores al cruzarse se interrumpirían en un depósito auxiliar  
« de reducida dimensión, simple dique de tierra destinado a permitir el  
« escurrimiento en una u otra dirección oblicua hacia abajo, hasta el  
« canal existente más próximo. Nunca se encontrarían totalmente ocu-  
« pados tres canales consecutivos de descarga al mar, con aguas locales;  
« y esta circunstancia, agregada a la reserva auxiliar de cada embalse,  
« asegura un mecanismo tan o más perfecto que el propuesto por el inge-  
« niero Duclout, sin los inconvenientes de la interrupción de comunica-  
« ciones que importa el aliviador inundante, por su trazado en línea  
« de menor pendiente del terreno, que el embalse substituye por una  
« de mayor pendiente y a ubicar libremente, respetando los hechos exis-  
« tentes ».

Dice que el plan de colectores ha sido propuesto pero rechazado en varios casos; hace referencia a las características de los diques del Missisipi que son longitudinales y para limitar una vaguada; agregando que la experiencia de esas obras « afirma que el colector proyectado es téc-  
« nicamente inadmisibile, no sólo como concepto, sino por razones cons-  
« tructivas ».

Puntualiza diversos errores de concepto que atribuya al estudio comparativo sobre embalses del ingeniero Mereau: insiste en que a tal efecto deben computarse las lluvias de gran intensidad y duración limitada sien-



do completamente erróneo considerar lluvias anuales para determinar esas capacidades, etc., agrega que su precio de \$ 0,032  $\frac{m}{n}$  por metro cúbico ha sido calculado en base a un estudio detallado del trabajo a ejecutar, en cambio el de \$ 0,06 del ingeniero Marceau se refiere a embalses de montaña en otras condiciones topográficas y con materiales distintos.

Critica lo sostenido por el ingeniero Marceau, en sus conferencias, respecto a la *evaporación de los embalses* que «sería tan activa que sería ilusorio pensar en utilizar las aguas almacenadas», hace notar el error de admitir una evaporación anual de 2400 milímetros, estima que no ha de exceder de 1400 milímetros y que prácticamente puede considerarse compensada con la lluvia anual de 1200 milímetros.

Respecto a la posibilidad del desarrollo de la flora acuática en los embalses de llanura de poca profundidad, expresa que la numerosa bibliografía que se refiere a embalses de poca profundidad, no menciona tal peligro y le parece poco serio que se diga que la flora acuática puede reducir la capacidad de los embalses.

Sostiene, luego, que las tierras de la zona inundable son aptas para cultivos intensivos y que el regadío de ellas daría excelentes resultados.

Expresa que las inundaciones y las sequías son manifestaciones extremas de un mismo fenómeno natural, analiza al efecto una afirmación de Ameghino «si las inundaciones son una calamidad, *las secas* «*desastrosas son una calamidad mucho mayor*». Agrega que dentro del problema de conjunto que se refiere a la distribución de las aguas meteoricas, la solución propuesta (los embalses) resuelve también la grave cuestión de las sequías.

Respecto al criterio impositivo para la amortización de las obras, estima que existe una completa analogía entre las zonas de riego y de desagües y considera que en el caso de éstas todos deben contribuir al pago de las obras y no se podría establecer hasta donde sería justo no gravar con mayor proporción en el impuesto las tierras altas; la experiencia demostraría si con la explotación racional de las obras podrían evitarse las funestas consecuencias de las sequias para las altas y las inundaciones para las inferiores.

Respecto al régimen de las lluvias acompaña un gráfico que señala totales anuales en un largo período de observaciones, desde 1861 a 1918 y dice: se comete un grave error al afirmar que hay regularidad en el fenómeno de las precipitaciones atmosféricas en la zona inundable de la provincia o en la cuenca hidrográfica del río Salado. Esta irregularidad justifica cualquier esfuerzo que tienda a suprimirla o atenuarla, sin que importe que ello sea mayor o menor que en otras regiones del del país, porque se trata de problemas de origen local que requieren soluciones propias y adecuadas, no siempre sujetas a normas uniformes de conducta. Agrega que es una herejía sostener que la evaporación en el océano determina por sí solo el régimen de las lluvias; tan próximos al

océano se encuentran las tierras de la Provincia de Buenos Aires, como las del este de España, la costa africana del Mediterráneo, el Sahara, la Siria, el Egipto y la Arabia, la Australia, la costa norte de Chile o nuestra misma Patagonia, donde no llueve o llueve poco, la proximidad del océano nada tiene que ver con el régimen de las lluvias. Dos grandes corrientes de aire encontradas determinan el régimen pluvial argentino, y de su predominio relativo y accidental resultan las grandes modalidades del mismo.

Refiriéndose a la evaporación de los pantanos y el régimen de lluvias, dice que la influencia de los pantanos o embalses no ha sido materia de estudios comparables a los realizados con los bosques, cita la opinión del ingeniero Oppokoff que estudia la cuenca del río Dnieper.

Termina diciendo el ingeniero Wauters: puede afirmarse que en nuestro caso, sistemadas las aguas de lluvia, contenidas dentro de embalses apropiados, artificiales o naturales, bien acondicionados, y de modo que puedan utilizarse los sobrantes para alimentar los canales navegables, para regadíos locales o para otros usos, lejos de producir perjuicios como hoy, presentarían, como lo son en todas partes, fuentes de riqueza nueva.

Detalla obras de retención construídas en los estados litorales del Brasil de régimen pluvial comparable, para atenuar la irregularidad de las lluvias; un censo del año 1906 acusa la existencia de 1061 embalses; 34 construídos por el gobierno federal; 20 por municipios y 1007 por los particulares; se han hecho embalses para resistir hasta tres años de seca y también para irrigar tierras inmediatas, crear la industria de la pesca; y favorecer la humedad en la vecindad.

La ejecución de los proyectos con carácter oficial, determinaría la construcción de otros muchos particulares; y repetida aquí la magna empresa de previsión señalada para el Brasil, toda la zona de desagüe directo al mar y la del Salado, sufriría una radical transformación en las condiciones de explotación; las aguas perjudiciales hoy, se transformarían en factores de civilización: canales navegables; las inundaciones y sequías desaparecerían por completo y las tierras se valorizarían.

Presenta los presupuestos de las obras propuestas por el ingeniero Mercáu y las proyectadas por el ingeniero Wauters y Duclout y de la comparación, resulta, en definitiva para los presupuestos corregidos y comparables:

|                           |                  |             |
|---------------------------|------------------|-------------|
| Proyecto Mercáu . . . . . | °\$ <sub>u</sub> | 150.000.000 |
| » Duclout . . . . .       | »                | 82.000.000  |
| » Wauters . . . . .       | »                | 34.000.000  |

« C » — El problema del Salado. <sup>(1)</sup>

El ingeniero Wauters atribuye capital importancia a este problema y en tal concepto lo señaló en el seno de la Comisión de 1913 como primero entre diez cuestiones distintas a examinar separadamente.

La extensión de la cuenca, el escaso número y valor de las obras ejecutadas en ella por la Dirección de Desagües, no bastan para hacer reconocer esa importancia preponderante que el proyecto presentado a la Cámara de Diputados de la Nación en 1915 vino a confirmar algún tiempo después.

Sin duda, dice, el invento del colector hecho por el ingeniero Mercan debía reducir al Salado a un plan secundario, acreedor a insignificantes obras; pero esta importancia capital que atribuye al problema no importa establecer que sea complicado desde el punto de vista técnico, muy al contrario, el problema, agrega, es magno por los gastos que impone su solución y porque la Dirección de Desagües relegó sistemáticamente la cuenca del Salado al olvido más completo.

Recuerda que ha asignado a la cuenca del Salado un área de 85.370 kilómetros cuadrados mientras que la Comisión en mayoría sólo le atribuye 70.000 kilómetros cuadrados; la cuenca del Vallimanca — desde las nacientes hasta la laguna Las Flores Grandes la aprecia en 26.862 kilómetros cuadrados *agrega, que la cuenca de las lagunas del grupo La Larga, Cochicó o Alsina, Monte, Guaminí, Epecuén o Carhué con un área de 25.000 kilómetros cuadrados producen desbordes que afluyen al Vallimanca.*

Formula el siguiente cuadro de clasificación de cuencas:

| DENOMINACIÓN   | Aguas superficiales           |  | Aguas freáticas<br>Km <sup>2</sup> |
|--|-------------------------------|--|------------------------------------|
|  | Ordinarias<br>Km <sup>2</sup> | Extraordinarias<br>por afloramiento<br>eventual<br>Km <sup>2</sup> |                                    |
| 1 — Derrame directo del mar  | 38.300                        | —  | —                                  |
| 2 — <i>Cuenca del Salado:</i>  |                               |  |                                    |
| a) Camarones ( Arroyos Azul,<br>Los Huesos y Pantanoso ) .                     | 17.855                        | —  | —                                  |
| b) Las Flores ( Arroyos Tapal-<br>qué, Las Flores y Valliman-<br>ca) . . . . . | 26.862                        | 25.000   | 25.000                             |
| c) Interior . . . . .  | 40.853                        | 25.000 <sup>2)</sup>   | 45.000                             |
|  |                               | 50.000   | 70.000                             |
| Totales . . . . .  | 123,870                       | 120.000  |                                    |

(1). Folleto de 95 páginas editado en La Plata el año 1920.

(2) Partidos de General Villegas y General Pinto, Sur de Santa Fe y de Córdoba.

A continuación el ingeniero Wauters formula un breve análisis de los planes de los ingenieros Waldorp, Lavalle y Médici, Departamento de Ingenieros y Nyströmer que resuelven el problema del Salado así:

Waldorp recomienda dragar el cauce para rectificarlo y regularizarlo; Lavalle y Médici suprimen todo dragado aliviando el río con canales derivados navegables, procediendo a un endicamiento; el Departamento se limita a proponer la construcción de un aliviador en el tramo inferior del río, suprime el dragado y el endicamiento pero precipita los afluentes al río; la Dirección de Desagües apoya la construcción de un aliviador inferior, sin dragado ni endicamiento, propone y construye un nuevo aliviador superior (el canal N° 9), derivando hacia el mar las aguas del sud antes de caer al Salado; el Departamento de Ingenieros y la Dirección de Desagües reconocen que la construcción de canales *hondos y amplios*, realizaba la mejor solución del problema — lo que no se adoptaba sólo por su crecido costo.

Se refiere luego a las secciones críticas en el cauce del río Salado que determinan remansos y con ellos derrames inundantes; dichas secciones son algunas naturales y otras provocadas por la construcción de puentes y terraplenes de acceso para las vías férreas, a saber: Rincón de López, Puente Guerrero, Puente La Postrera, Puente Villanueva.

Agrega que la regularización, por ensanche o profundización, o ambos medios a la vez, en esas pocas secciones, crearía un alivio eficaz y decisivo para el desagüe.

Formula un análisis crítico del concepto de la Comisión en mayoría y la fórmula del ingeniero Mercieu y termina diciendo: Es evidente, que partiendo de premisas erróneas, aún cuando la fórmula fuera exacta, lo que no pasa en este caso según demostramos en nuestras conferencias anteriores, los resultados tienen que ser también erróneos; y las soluciones que en ellos se basan, carecen de todo fundamento científico, como pasa con la que se pretende dar al problema del Salado por la Comisión en mayoría. Agrega luego, que una sólo observación anula toda la argumentación del ingeniero Mercieu respecto a la influencia relativa de las cuencas tributarias del Salado: del examen de las mismas curvas reproducidas en la lámina 10 de su informe oficial, donde indica las alturas alcanzadas por las aguas del Salado en el hidrómetro de Villanueva 111,2 kilómetros de Guerrero, es decir, donde se aprecia la influencia de la cuenca llamada de Las Flores, que comprende los arroyos de Tapalqué, Las Flores y Vallimanca, y también la cuenca interior del Salado o del Oeste; por razón de las características de las cuencas, tan torrencial es el régimen de crecidas de la cuenca del Camarones como la de Las Flores; señala el ingeniero Wauters que es fácil « comprobar que « el aumento del caudal que se inicia en Villanueva el 20 de Agosto de « 1900 se reproduce en Guerrero y declina aquí cuando sucede allí; otro « repunte el 19 de Septiembre en Villanueva se repite en Guerrero, donde « el caudal disminuye con la misma regularidad ».

Se ocupa de la verdadera influencia de la cuenca de Camarones muy distinta de la que le atribuye el ingeniero Mercau, el diagrama de 1900 demuestra que en los primeros días de Octubre el hidrómetro de Guerrero marcaba entre 1000 y 1050 metros cúbicos por segundo sólo con las aguas que venían desde Villanueva donde se anotaban 900 metros cúbicos por segundo, es decir sin la influencia de la cuenca de Camarones, llevando el gasto a 1170 metros cúbicos por segundo; mientras que en 1913 se precipitaban mayores caudales al Salado, se notaban en Guerrero 1400 metros cúbicos por segundo, pero no por derrames de la cuenca de Camarones, sino porque en Villanueva pasan 1280 metros cúbicos por segundo.

Después de refutar el cálculo de caudales que a cada cuenca le atribuye el ingeniero Mercau y de presentar un cuadro comparativo de áreas y caudales entre los suyos y los del citado ingeniero termina así: Pero no obstante la indeterminación que a cada uno alcanza por separado, hay elementos suficientes para demostrar que « la mayor influencia ejerce « en las crecidas de su curso inferior », nos referimos al Salado, es la interior o la de Las Flores o las dos juntas y no la de Camarones como afirma el ingeniero Mercau: basta observar la curva de gastos de Villanueva para el año 1913 que marca 1280 metros cúbicos por segundo sobre el total de 1400 metros cúbicos por segundo de Guerrero. Agrega, que tampoco es exacto lo que afirma el ingeniero Mercau refiriéndose a la cuenca del interior, que sólo puede dar lugar a crecientes de régimen tranquilo y que las crecientes sean insuficientes para hacer desbordar su cauce, puesto que con 400 metros cúbicos por segundo se producen desbordes.

Demuestra luego que la cuenca de Vallimanca no representa « pequeño aumento de caudal » para lo cual se refiere a los datos del hidrómetro de Villanueva y lo acontecido con las lluvias de 1919.

Agrega que el proceso de las inundaciones de 1919 demuestra que todos los perjuicios han provenido exclusivamente de los derrames de la zona que no reviste importancia para el ingeniero Mercau.

Después de decir que las aguas de Guaminí y Lamadrid derraman hacia el Vallimanca para caer sobre Bolívar, Recalde, Saladillo y 25 de Mayo donde se encuentran con el centro activo Las Flores, Tapalqué que provocan inundaciones generales en el Salado, agrega: Las inundaciones de 1919 son típicas para contradecir la opinión lanzada de que el Vallimanca y el Salado superior contribuyen *con un pequeño caudal* a determinar su régimen y que esa cuenca *difícilmente podría por sí sola* dar lugar a derrames del Salado.

Expresa, en conclusión, que el gran colector proyectado para desviar las aguas a Mar Chiquita no resolverá el problema del Salado, como no lo resuelve el Canal N° 9 con sus tributarios N° 11 y 12 aunque por otras causas.

Respecto a la eficacia real del aliviador o Canal N° 15 el ingeniero Wauters efectúa un estudio minucioso y establece que las reformas in-

trducidas por la Dirección de Desagües al proyecto del Departamento en nada han influído y que el fracaso de la obra hubiera sido idéntico.

Cualquier ampliación del aliviador, dice el ingeniero Wauters, « sin « despejar la sección crítica de Rincón de López y todo el cauce inferior « del Callejón, verdadero apéndice del cauce produciría una verdadera « inundación general; y si aquella admite una descarga, el remanso inevitable que se produce, anulará la acción del aliviador ensanchado, cuyo « efecto sólo se seguirá notando para períodos de crecidas ordinarias, « pero nunca para las realmente molestas y temidas ».

Con el propósito de establecer la mejor solución estudiada con gran acopio de referencias los problemas que se refieren al endicamiento, la construcción de canales aliviadores, la aplicación simultánea de desagüe y la navegación y especialmente el dragado, estableciendo las siguientes conclusiones: el endicamiento sólo se impone en casos determinados, la canalización del cauce es preferible a los canales laterales, es difícil un pronunciamiento definitivo sobre uso simultáneo de canales para navegación y desagüe, el dragado no importa un gasto prohibitivo.

El ingeniero Wauters dedica preferente atención al estudio de los trabajos de dragado, cita que en el Congreso de Navegación de 1900 se reconoció que las dragas se han perfeccionado de tal manera que su poder y la economía de su empleo han aumentado en proporciones inesperadas; que para los grandes ríos, cuando lo justifican las exigencias del tráfico, los dragados asociados a obras de defensa de riberas, constituyen un método a recomendar, en realidad el único realmente práctico; y que para ríos de dimensiones medias con obras fijas y de regularización pueden efectuarse dragados en proporción mucho mayor que antes.

Invoca opiniones de los ingenieros Timonoff — relativa al Danubio, Neva, Volga, Dnieper — y Bong-Turazza, Tartley, Sanford — estudio de puertos de Estados Unidos, etc.

Hace referencia a los ensayos realizados con las dragas Delta y Gamma — trabajos del Mississipi — habiéndose extraído 1000 metros cúbicos por hora al precio de dos centavos moneda nacional el metro cúbico|

Se ocupa luego del alejamiento del material dragado por cañería, cita los trabajos del Puerto de Burdeos en que el precio medio, con conducción a distancia de 1500 a 3000 metros, resultó de \$ 0,10  $\frac{m}{n}$  por metro cúbico; al hablar del perfeccionamiento en el empleo de desintegradores, cita: draga J. Tarte para trabajos en el río San Lorenzo (Canadá), dragado del Mersey — entrada del puerto de Liverpool, draga Leviathan — construída por Cammell, Lair & Cía. con capacidad 7500 m<sup>3</sup> por hora, dragas Jinga y Kalu usadas en el puerto de Bombay, etc. etc.

Analiza los antecedentes del dragado en el canal de Panamá — invocado por el ingeniero Mercieu — y llega a la conclusión de que: « Ni el tren « de dragado ni en particular ninguna de sus unidades, ni sus métodos « de trabajo pueden servir de base de orientación y mucho menos como « base de precio para juzgar de un trabajo implantado a base de utilizar

« los perfeccionamientos aportados a esa técnica importantísima del dragado, tal como lo entendemos recomendar para el Salado ».

Bajo el subtítulo *la retención arriba y el dragado abajo*, dice el ingeniero Wauters: « La retención de aguas inundantes debe hacerse, tanto « en el Salado como en los afluentes, lo más arriba posible, *para limitar « el camino que recorren en desorden, inundando terrenos para que pue- « dan proveer canales navegables o de regadío; o simplemente para ali- « mentar en forma continua y lenta las napas freáticas del subsuelo; y « las zonas litorales o bajas, los últimos tramos inferiores de los ríos o « arroyos, dragarse o mejorarse con canales hondos y amplios para ase- « gurar el drenaje de las tierras inmediatas, de poca pendiente y redu- « cido e incompleto desagüe superficial, si desembocan al mar; y en caso « contrario, para asegurar su descarga, dentro de un cauce regular y li- « mitado, a su colector inferior, previamente habilitado para desempeñar « las funciones de tal.*

« Dominadas las aguas en embalses de llanura para la provincia de « Buenos Aires, en los cauces de los arroyos tributarios del Salado o « en este mismo, pero no sobre el mar, regulado su régimen con compu- « rtas y diques móviles y combinados, su unión puede realizarse luego con « canales regulares navegables, alimentados por aquellos depósitos de « reserva que permitirían también dar vida a canales naturales para vin- « cular cuencas distintas y separadas.

« En el cauce del Salado, en particular, el dragado permite asegurar « su navegación; y los embalses de cauce, escalonados en La Tigra y Las « Flores Grandes, confluencia del Camarones y Saladillo, y en las En- « cadenadas entre ambos, contribuir con los superiores a construir en los « afluentes aislados o escalonados a su vez como se haría en el Vallimanca, « a mantener con agua permanente los tramos escalonados, con diques mo- « vibles destinados a retenerlas al tiempo del descenso de las aguas o per- « mitir su descarga al tiempo de las inundaciones. La reducida pendien- « te del Salado permitiría hacerle navegable en todo su tramo inferior, « con sólo habilitar en el Rincón de López el dique movable necesario para « llenar esa doble finalidad.

« Pero estos depósitos *no deben considerarse* destinados a almacenar « las crecidas *sino simples embalses compensadores*; no substituyen al « río en su función de colector de descarga y sólo se trata con ellos de « *almacenar los excedentes aportados en períodos anormales sobre el « caudal calculado, para descarga admisible, sin provocar daños o perjui- « cios. Cuando hemos propuesto provocar un embalse de cauce en La « Tigra de 90 millones de metros cúbicos dominado con obras adecuadas « en La Postrera, o de 500 millones de metros cúbicos en las lagunas al « norte del Salado reguladas con otras en el Rincón de las Barrancas, etc., « es siempre bajo la base de que el cauce del Salado esté habilitado para « descargar continuamente y *sin producir derrames inundantes*, mayores « caudales que los medidos hasta hoy, bajo el supuesto de que las aguas*

« inundantes no deben eliminarse instantáneamente como pretenden algunos, sino que no deben acumularse, porque la sección de descarga del cauce queda habilitada para eliminarlas a medida que caen al colector.

« El dragado permite rebajar en 0,50 metros el nivel de las aguas inundantes pero de ninguna manera desecar las lagunas de la Boca y otras como sostiene algunos; el endicamiento, en cambio, lo hacen levantar en 2,50 metros en el proyecto de Lavalle y Médici; y sólo este hecho señala la utilidad que para ellos mismos representaban los canales aliados que proyectaban, con evidentes miras a completar su red de canales navegables más bien que resolver el desagüe ».

Se refiere luego al *costo del dragado en el río de la Plata*: cita los trabajos de la draga ex-Majestic que, en el canal norte de acceso al puerto de la Capital, trabajaba a \$ 0,203 y \$ 0,255  $\frac{m}{n}$  por metro cúbico, costando su descarga en chatas \$ 0,10 a \$ 0,13  $\frac{m}{n}$ ; hace referencia a una draga sistema Frühling con cortador para profundizar los canales del puerto de la Capital cuya construcción se resolvió en 1919 y sobre la que se esperaba reducir el costo del dragado a \$ 0,08  $\frac{m}{n}$  el metro cúbico.

Efectúa el análisis de precio de dragado en el río Salado sobre la base de utilizar las dragas Jinga o Kalú — que trabajaron en el puerto de Bombay y se vendieron en 1914 al precio de \$ 300.000  $\frac{m}{n}$  cuyas características son: motor a vapor tipo marino de 3000 HP, bomba centrífuga, cañería flotante para descargar a 1250 m de distancia y rendimiento de 1.000.000 m<sup>3</sup> mensuales, armada con desintegrador — agrega que la práctica enseña que 1 HP produce un trabajo útil de 1 m<sup>3</sup> de excavación y consume un kg de carbón. Con los precios de 1913, resulta un gasto mensual clasificado así:

|   |                      |
|---|----------------------|
| 1. Carbón, 1000 toneladas a \$ 20 . . . . .               | \$ 20.000            |
| 2. Personal . . . . .                                     | » 3.500              |
| 3. Materiales, repuestos, lubricantes, etc. »             | 1.500                |
| 4. Reparaciones, etc. . . . .                             | » 2.000              |
| 5. Amortización total en 100 millones de m <sup>3</sup> » | 3.000                |
| 6. Imprevistos, etc. . . . .                              | » 5.000              |
|   | Toma total \$ 35.000 |

El precio unitario resulta así de \$ 0,035  $\frac{m}{n}$  el m<sup>3</sup>. Al adoptar el de \$ 0,05  $\frac{m}{n}$ , suponía un margen de más de 40 % de aumento.

Agrega luego: « ¿No se pretende, acaso, por el M. de O. P. para los canales de entrada al puerto con draga de limitado rendimiento y conservando la descarga actual, excavar en tosea o loess a \$ 0,055 ó 0,084  $\frac{m}{n}$  el metro cúbico? El mayor rendimiento de la unidad dragadora y la descarga en cañería flotante economizará la diferencia ».

Dice a renglón seguido: « La guerra, que había estallado al presentar nuestro informe oficial, nos hizo modificar el precio del dragado, pues hemos adoptado por prudencia un precio tres veces mayor. Esta previ-



« sión ha sido plenamente justificada, pués, dentro de ese precio hay « completa seguridad de realizar el dragado proyectado ».

Afirma que en el *cauce del Salado pueden funcionar dragas*, cita diversos ejemplos de excavación de canales de drenaje efectuados por medios de dragas y agrega: « En el Salado la draga trabajará cuando haya « agua; y cuando se inicie su descenso ella misma podrá formar recin- « tos cerrados que produzcan embalses escalonados que se lo permitan « en tiempo de seca. Esto si no se prefiere resolver directamente y desde « un principio el problema en el Rincón de López, instalando las com- « puertas necesarias para dominar desde allí todo el tramo inferior del « río, asegurando su navegación en todo tiempo: en un río de régimen « tranquilo, un sistema de compuertas y diques móviles no es costoso ».

Con relación al *Canal N° 15* dice que debe verificarse un estudio comparativo entre el costo del ensanche de dicha obra para darle capacidad equivalente a la que propuso obtener por dragado en el cauce del Salado. Insiste en que debe igualarse la sección de Rincón de López a la de Guerrero para que se produzca, sin remanso alguno, una descarga de 1400 metros cúbicos por segundo.

Ocupándose de la *construcción de los embalses en la cuenca del Salado* (Camarones, Pantanoso, Huesos, Gualicho y Tapalqué) insiste en que *debieran hacerse más adelante*, impuesto más bien por razones de aprovechamiento de sus aguas que para asegurar el desagüe; agrega: « la « solución radical propuesta para el Salado, al deprimir el nivel de las « aguas inundantes actuales, resuelve el punto sin retención alguna de « las aguas superiores en los afluentes.

« Dedicados todos los recursos y esfuerzos a mejorar radicalmente el « tramo inferior del Salado, podrán impunemente después precipitarse « las aguas de los afluentes, *con obras aceleratrices*; y la retención sur- « girá como una necesidad impuesta para cooperar a ese trabajo de rá- « pida eliminación de las aguas, es decir como lo establecimos en nuestro « informe, con miras a su aprovechamiento ulterior.

« Ciertamente, disponiendo de recursos suficientes para acometer si- « multáneamente todas las obras no hubiéramos hablado de postergar su « construcción; pero en tal caso, preferiríamos ensanchar ese campo de « acción, haciendo embalses equivalentes o mayores en los afluentes más « distantes de la cuenca, especialmente en el Vallimanca, escalonándolos « desde el grupo de las lagunas de Guaminí, precisamente porque estas « aguas recorren mayores distancias, provocan con igual volumen de agua « daños y perjuicios sucesivos a mayor extensión de tierra y merecerían « un tratamiento idéntico pero más inmediato; haciendo que las supe- « riores se detuvieran en embalses a estudiar en ubicación, capacidad y « número, dejando que en la laguna de Las Flores Grandes y su grupo, en « el cauce del Salado, convenientemente mejoradas, se agrupen las aguas « del derrame de las tierras inferiores; y que así dominadas en varios « grupos escalonados no sólo se *resuelva el problema del desagüe* sino

« el de la retención de las aguas para épocas de escasez alimentar una  
« buena y bien estudiada red de canales de navegación que permitirían  
« llevar los pesados productos de las sierras del Tandil por agua y con  
« reducido flete y cubrir con sus beneficios una gran zona de la pro-  
« vincia de Buenos Aires que bien pronto habría amortizado el costo de  
« estas obras de comunicación interior, perfectamente apropiadas a las  
« condiciones de su territorio ».

Estima el ingeniero Wauters que la cuenca oeste o interior del Salado podrá mejorarse notablemente canalizando los cañadones para encauzar las aguas inundantes y localizar los perjuicios formando embalses de llanura, pero debe hacerse a base de eliminar los sobrantes echándolos al Salado, para lo cual es preciso ejecutar las obras que aconseja en el tramo inferior.

Refiriéndose al cañadón del Vallimanca dice: « Hay parajes indica-  
« dos para repetir embalses escalonados e independientes de los que pue-  
« dan construirse en los cauces del arroyo de Las Flores y Vallimanca  
« propiamente dicho, de la misma forma de los que detallamos en nues-  
« tro proyecto oficial, para otros arroyos.

Estos *depósitos vinculados* por canales abiertos en la vaguada, recti-  
« ficando cauces tortuosos, regularizando secciones, conteniendo las aguas  
« entre diques donde las barrancas no resultarían de altura suficiente y  
« construyendo diques móviles que permitan el dominio completo de  
« las aguas, no sólo suprimirían las inundaciones, sino que permitirían  
« la utilización de todas ellas, para fines de navegación, de regadío, o  
« de ambas aplicaciones simultáneas. La sistemación de estas aguas, aún  
« prescindiendo de estas aplicaciones inmediatas, se impone; pero pen-  
« samos que debe empezarse esta obra, resolviendo con tino pero en  
« forma radical, la descarga del mismo Salado, deprimiendo el nivel de  
« inundación por dragado de su tramo inferior y litoral: lo demás ven-  
« drá después ».

Más adelante agrega: « resuelto el problema del Salado inferior, en  
« todas las cuencas tributarias que lo necesiten, habrá llegado la oportu-  
« nidad de retener las aguas, ya por que provocan excedentes moles-  
« tos, entumescencias en las curvas de régimen, para usar terminología  
« hidráulica, ya porque pueden almacenarse para aprovechamientos in-  
« tensivos diversos, aislados o combinados, regadío, navegación fuerza  
« motriz, etc. ».

Apunta la contradicción que a su juicio importa que la mayoría de la Comisión de 1913 (Mercau-Waldorp) aconseja conjuntamente con el gran colector a Mar Chiquita, obras de mejoras en el Salado inferior por \$ 1.720.000  $\frac{m}{n}$ .

Estima que el problema de la zona inundable de la provincia de Buenos Aires no es de carácter nacional y que la circunstancia de que la cuenca hidrográfica del Salado ocupe otras provincias y territorios no es razón suficiente y agrega: « El río de la Plata, con su cuenca, al-

« canza a tierras del Paraguay, Bolivia y Brasil; la conservación de los « canales de navegación, de acceso a los puertos o entre las islas del Delta, etc., lucha con embanques que traen los afluentes desde los últimos « confines de la cuenca. Pero ni al Uruguay ni a la Argentina se les « ocurriría la curiosa idea de llamar a repartir los gastos a aquellas naciones amigas ».

Para la cuenca del Salado, dice: « No existen aguas superficiales continuas; por el subsuelo se escurren corrientes de agua que afluirán « dentro de la provincia de Buenos Aires, y sólo esta circunstancia « permite señalar una concurrencia de aguas subterráneas. Es caso muy « distinto.

« Si tratándose de corrientes superficiales, de existencia visible y real, « no es posible pensar siquiera en internacionalizar un problema análogo, « difícil es admitir que por corrientes invisibles, verosímiles quizá, pueda « nacionalizarse un problema netamente provincial ».

Insiste en que la provincia de Buenos Aires tiene la capacidad financiera suficiente para afrontar la ejecución de las obras y que un impuesto que representara el 10 % del mayor valor adquirido por las tierras, por efecto de las obras, permitiría aportar un total de más de 120.000.000 ₞ calculando una valorización de \$ 100,00 ₞ por hectárea sobre un total de 12.000.000 de hectáreas.

Después de hacer el estudio de las leyes de desagüe y de la actuación de las Comisiones que se han sucedido en la Dirección, como de la Oficina Técnica, propone una comisión de técnicos especializados en el estudio de este debatido problema, constituidos en comisión permanente para proyectar, dirigir, inspeccionar todas las obras del sistema, entregándolas a la Dirección de Desagües para su administración, conservación y explotación *recién después de terminadas*. Esa Comisión técnica sería independiente, autónoma y nombrada con acuerdo del Honorable Senado con miembros inamovibles.

## XI

### PLAN DE LOS INGENIEROS AGUSTIN MERCAU Y JUAN A. WALDORP

(Adoptado oficialmente por la Dirección de Desagües)

(19 de Mayo de 1914).

#### « A » — Informe de la Comisión (Mayoría) de 1913. <sup>(1)</sup>

El informe de la mayoría de la Comisión de 1913, está dividido en XVII capítulos, cuyo contenido se sintetiza a continuación:

I. **Antecedentes.** — Transcribe los Decretos del Poder Ejecutivo de la Provincia de fecha 26 de Agosto de 1913, 15 de Diciembre de 1913, 12 de Mayo de 1914 y una lista de 10 publicaciones consultadas.

II. **Cometido de la Comisión.** — *Planes estudiados.* — Indica los documentos y proyectos consultados.

III. **Orden de exposición.** — Explica sintéticamente como trabajó la Comisión y las causas de la presentación de los dos informes citados: el de la mayoría y el del Ingeniero Wauters.

Manifiestan que el informe contestará a las cuatro preguntas que figuran en la parte dispositiva del decreto de fecha 26 de Agosto de 1913, que más adelante se mencionan.

IV. **Eficacia de las obras actuales.** — La primera pregunta era la siguiente:

a) *Si el plan general de desagües, llevado a cabo en su mayor parte por la Dirección y Administración de Desagües, es eficiente para llenar los fines que motivaron la Ley del 24 de Setiembre de 1900.*

La mayoría Mercau - Waldorp, opina que «tanto por el concepto a que «obedecen las obras construídas, como por su capacidad en relación a la «que sería necesaria para el desagüe de las zonas inundables, el plan no «es eficiente».

V. **Contestación a la pregunta: b).** — La pregunta es la siguiente:

b) *Si las inundaciones actuales han sido aminoradas por las obras construídas y su servicio, o si éstas han contribuído en alguna forma a perjudicar determinadas localidades.*

(1) Publicación Oficial del M. O. P. de la Provincia de Buenos Aires. Insertado también, en 'La Ingeniería'. Año 1915. Tomo II.

Los ingenieros Mercau y Waldorp contestan afirmativamente a la pregunta, que en realidad, comprende a la anterior.

**VI. Preguntas: c) y d).** — *Para el caso de que el plan en ejecución no resultase eficiente, ¿cuál sería el sistema que debería adoptarse para las obras definitivas? ¿Cuáles serían los medios más rápidos y eficaces para la evacuación de las aguas que invaden las zonas bajas de la región llamada inundable?*

La contestación a estas preguntas, constituye la parte fundamental del informe Mercau - Waldorp, y del plan que presentaron para solucionar el problema de los desagües.

**VII. La división en zonas de la región inundable al Sur del río Salado.** — Del levantamiento planialtimétrico de la región inundable situada al sur del río Salado deducen los ingenieros Mercau y Waldorp, que es posible «hacer una primera división de esos terrenos en dos regiones altimétricas y topográficamente distintas, que podemos considerar separadas «por la línea indicada en el plano con el nombre de canal colector «A.» (Véase lámina).

Dividen la parte comprendida entre el colector y la divisoria de agua en las sierras, que llaman *región alta* en las dos zonas I y II, que tienden naturalmente a desaguar en el mar la primera, y en el río Salado la segunda.

La parte comprendida entre el río Salado y el colector con los límites indicados en la lámina, es aquella en que las inundaciones, dicen, «adquieren caracteres que las hacen generales y devastadoras». Esta región es llamada *región baja* y la subdividen en tres partes:

- a) Una designada *zona IV*, que comprende la extensa zona de terrenos bajos próximos al mar y al estuario del Plata, limitada por el Océano Atlántico, desde la laguna Mar Chiquita hasta la desembocadura del río Salado, los albardones de la margen derecha de éste y una línea que partiría del extremo sud de la laguna La Tigra y seguiría con rumbo al suroeste, hasta encontrar el Canal N° 9, para continuar por éste y por el N° 11 hasta encontrar el eje del canal Colector «A» en el kilómetro 222,8.
- b) Las zonas III y IIIi, que llaman *zona inundable del Salado*, comprenden de gran parte de los terrenos que forman la cuenca inferior de ese río, en correspondencia con sus márgenes derecha e izquierda, respectivamente.

Mediante dos perfiles demuestran que las pendientes de las zonas alta y baja son muy distintas y agregan: «*La naturaleza de los terrenos es fuertemente impermeable (la misma presencia de las numerosas lagu-*

« nas indicadas en los planos lo demuestra) de modo que la absorción de  
 « las lluvias por el terreno es muy escasa y, por lo tanto, el derrame muy  
 « elevado. »

### VIII. Las inundaciones y sus causas.

Zona IV. — Opinan que las causas que producen las inundaciones a que está sujeta esta zona son :

- a) Las aguas provenientes de las lluvias que caen directamente en la misma.
- b) Las aguas provenientes de las lluvias que caen en la región alta.
- c) Los derrames en la zona inferior del Salado.

Para demostrar la influencia preponderante de la segunda causa dan el cuadro siguiente que indica los volúmenes de agua caídos en las zonas I, II y IV en el mes de Agosto de 1913, admitiendo una pérdida de 25 por ciento por evaporación e infiltración.

| Zona | Lluvia media en milímetros | Superficie en kilómetros cuadrados | Volúmen de agua en milímetros descontando las pérdidas | Relación de los volúmenes con respecto al de la zona IV |
|------|----------------------------|------------------------------------|--|---|
| I    | 302                        | 17.550                             | 3.975.075.000  | 1: 4,4  |
| II   | 172                        | 17.120                             | 2.234.160.000  | 1: 7  |
|      |                            | Total zonas I y II:                | 6.209.235.000  |   |
| IV   | 70                         | 17.150                             | 900.375.000  |   |

Es decir que el volumen de agua correspondiente a la lluvia caída en la zona I es aproximadamente cuatro y media veces mayor que el caído en la zona IV y el volumen de agua en las zonas I y II siete veces mayor. Agregan: « Se ve, pues, sin necesidad de abundar en mayores consideraciones la acción preponderante que tienen las aguas provenientes de la zona alta sobre las inundaciones de la zona baja. »

Hacen notar que la doble, continua y elevada cadena de médanos que rodea la costa marítima de la zona IV impide el desagüe de la misma, no existiendo en toda su extensión más que un curso de agua bien definido, el río Ajó.

Manifiestan que la acción preponderante de las lluvias caídas en la zona alta sobre las inundaciones en las bajas ha sido reconocida por la mayoría de los ingenieros que han proyectado o intervenido en obras de desagüe y dicen: « que no hay razón técnica ni económica alguna que aconseje, en el caso que nos ocupa, para hacer descender las primeras hacia la zona baja y eliminarlas después « a través de ella », mucho más cuando la pendiente de esta zona es, como hemos visto, tan escasa, casi



«nuta, y su nivel o altura, con respecto al recipiente que sirve de descarga (el mar) tan limitado y cuando el acceso al mismo se haya dificultado por inconvenientes tan serios como el que ofrece el extenso cordón litoral de médanos que bordea la costa.»

Opinan que la capacidad total de los canales N° 1, N° 2 y N° 5, que es de 370 metros cúbicos por segundo, tendría que ser cuadruplicada para eliminar el agua de la zona I que produciría un caudal de 1.600 metros cúbicos por segundo.

*Zona inundable del río Salado.* — Opinan que las inundaciones en ella son producidas por los desbordes del río Salado, «cuyo cauce durante las grandes crecidas es insuficiente para contener las aguas provenientes de su inmensa cuenca de recepción.» Agregan:

«La débil pendiente de los terrenos que constituyen la cuenca inferior del mismo, hace que esos desbordes puedan cubrir grandes extensiones y como esos mismos desbordes impiden, a su vez, el libre acceso de las aguas provenientes de los terrenos más altos que rodean esa parte de la cuenca (especialmente los que bajan de la margen derecha) sus aguas, no pudiendo seguir su curso natural hacia el Salado, vienen a superponerse a aquéllas, agravando la situación.»

Analizan sintéticamente las soluciones propuestas por los ingenieros *J. Waldorp, Lavalle y Médici* y *Nyströmer*, demostrando que el Canal N° 9 que puede conducir 216 metros cúbicos por segundo es insuficiente, puesto que la zona II puede producir un caudal de 1.400 metros cúbicos por segundo.

### **IX. Plan de obras propuesto.**

Después de manifestar «que no participan de la idea, tantas veces expresada, según la cual la solución completa del problema de los desagües en la provincia debe considerarse, por lo menos económicamente, como imposible y que las dificultades con que se ha tropezado dependen del plan o tipo de obras con que se ha pretendido resolverlo más que del problema en sí mismo», manifiestan:

«Nos hemos propuesto dar una solución radical y completa de la cuestión mediante un plan que conduce a la utilización íntegra de todas las obras construídas, condición que hemos tenido muy presente en nuestro espíritu porque ella nos permite asegurar, desde luego, que no han de resultar estériles los desembolsos y sacrificios hechos hasta aquí...»

*Plan y obras para el desagüe de la Zona IV.* — Concretan este plan en obras destinadas a:

1° — *Recoger las aguas altas o extrañas a la región por un colector exterior a la misma.*

Esto se realiza :

- a) Con la parte del Canal Colector A, desde su desembocadura en la laguna Mar Chiquita hasta el kilómetro 162, que recogería las aguas provenientes de la zona alta I y las conduciría directamente al mar, después de descargarlas en la laguna citada.  
El tipo de sección adoptado para este canal está representado en las figuras 15 y 16.

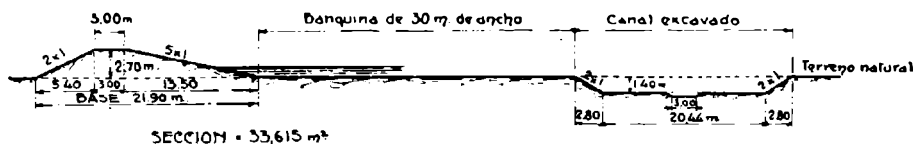


Fig. 15

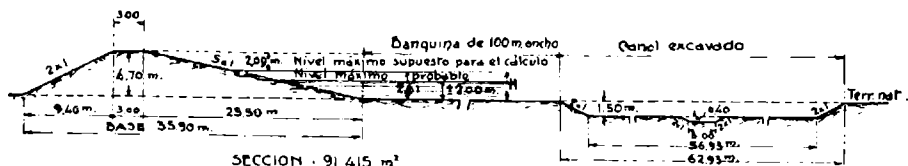


Fig. 16

Se complementaría esta obra: « con la desviación de los arroyos o « cursos laterales de la región alta para facilitar la entrada de sus « aguas al canal; por descargadores de fondo destinados a asegurar « la continuidad de esos cursos de agua para que, en la medida que se « quiera pueda utilizarse sus aguas durante la época de sequía o « para bebida de haciendas en la región baja; por obras de arte ge- « nerales, puentes, viaductos, etc. ».

- b) Obras destinadas a impedir el acceso de los derrames del Salado, a cuyo objeto responde uno de los fines del Canal B indicado en la lámina.

2º — *Obras de desagüe local en la Zona IV.* — Se utilizarían íntegramente la red actual de los canales completada por una red de canales secundarios.

Manifiestan que los canales actuales están dirigidos según las líneas de máxima pendiente del terreno, « disposición que con relación a las « facilidades de desagüe y funcionamiento de los mismos no es, segura- « mente, la más favorable », y consideran que ellos deben ser completados por una nueva red de canales secundarios que fueran del tipo colector con la sección indicada en la figura 17 con traza distinta de la de máxima pendiente. Este tipo de canales obedece a dos objetos, según los ingenieros Mercau y Waldorp: si la capacidad del canal resulta sobrepasa-



da por las aguas, éstas son retenidas por el terraplén como en el colector *A*, con ventajas evidentes para su funcionamiento y capacidad de desagüe que resulta ilimitada; utilización del terraplén, cuyo ancho sería de 12 metros, como camino a alto nivel, cosa que ofrecería un gran beneficio a la vialidad de la provincia.

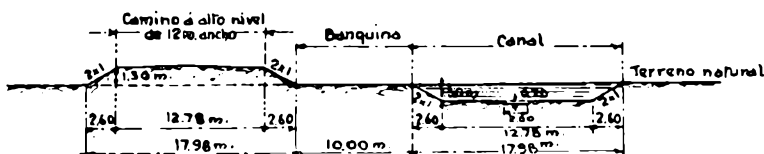


Fig. 17

### X. Caudales, dimensiones, etc.

Refiriéndose a la apreciación de los caudales máximos de derrame de una zona que es necesario hacer para fijar las dimensiones de las obras manifiestan los ingenieros Mercau y Waldorp « que es la cuestión más « difícil y delicada en todo proyecto de desagüe y que omiten reseñar la « extensa bibliografía extranjera relativa a esta cuestión, así como las « numerosas fórmulas que se han propuesto a ese objeto, por cuanto ello « no conduciría a nada práctico desde que, como fácilmente se compren- « de, son fórmulas deducidas para regiones en general muy distintas de « las que nos ocupa, resultan aquí inaplicables o de dudosa aplicación. »

Agregan que el ingeniero Mercau ha deducido, « después de un dete- « nido estudio de la cuestión la fórmula siguiente que permite calcular « el caudal máximo en función de la lluvia media mensual, elemento este « último para el cual disponemos de mayor número de datos. »

$$Q = C h S \sqrt{I}$$

en la que:

$Q$  — caudal en metros cúbicos por segundo.

$I$  — pendiente de la zona.

$S$  — superficie de la misma en kilómetros cuadrados.

$h$  — la lluvia media máxima mensual, expresada en milímetros.

$C$  — un coeficiente numérico igual a 0.00842 que corresponde a un estado del suelo próximo a la saturación, como sucede durante las lluvias de primavera e invierno, y que ha sido deducido utilizando las observaciones practicadas en la región desgraciadamente poco numerosas.

Tratándose en este caso de una región de caracteres uniformes, la naturaleza del terreno, así como la evaporación e infiltración pueden considerarse como constantes y su acción, por lo tanto, queda comprendida en el coeficiente citado.

Manifiestan que « no es del caso exponer los fundamentos de orden « técnico en que la fórmula se apoya porque ello nos llevaría demasiado « lejos », pero « que esperan, en cambio, que la misma aplicación de ella, « ya sea para explicar hechos conocidos o deducir nuevos, suministrará « numerosas comprobaciones que la justifiquen y hará ver la notable « concordancia de los datos deducidos a favor de ella con los directamente « observados. »

Aplicando la fórmula obtienen:

Zona I. —  $S = 17.120$  kilómetros cuadrados,  
 $I = 0,00139$  pendiente *media* de la zona,  
 $h = 300$  milímetros,  
 $Q = \underline{1600}$  metros cúbicos por segundo.

Zona II. —  $S = 17.550$  kilómetros cuadrados.  
 $I = 0,0011$ ,  
 $h = 300$  mm. supuesta,  
 $Q = \underline{1463}$  metros cúbicos por segundo.

*Su suma con la cifra anterior, agregan, da 3063 metros cúbicos por segundo en el supuesto que cayese en toda la extensión de ambas zonas una lluvia de 300 milímetros y, como dada la enorme extensión de ella (34.670 kilómetros cuadrados), tal suposición correspondería a un hecho muy improbable desde que equivale a suponer que en toda la extensión de las zonas ha de caer al mismo tiempo el máximo de lluvia, podríamos admitir como más aproximado a la realidad la mitad de esa cifra, o sea, en números redondos, 1.500 metros cúbicos por segundo para tener lo que llamaremos el caudal máximo probable.*

Manifiestan que el canal ha sido calculado para 3063 metros cúbicos por segundo y que la capacidad del canal proyectado es  $Q = 7.500$  metros cúbicos por segundo, utilizando sólo una parte de la revancha de seguridad, es decir, suponiendo que el nivel del agua fuera un metro más alto que el correspondiente a 3063 metros cúbicos por segundo.

Acompañan:

- a) Diagrama para la aplicación de la fórmula del ingeniero Mercau, que da el derrame en litros por segundo y kilómetro cuadrado para diferentes pendientes y alturas mensuales de lluvia.
- b) Diagrama de velocidades medias en el colector para distintos valores del radio medio en cinco secciones del mismo.
- c) Diagrama de capacidades del colector, de anchos de la zona de expansión y a indemnizar por servidumbre, altura del terraplén y niveles máximos del agua para el caudal supuesto para el cálculo y para el caudal máximo probable, a lo largo del Colector.

Para obras de descarga en Mar Chiquita indican un edificio de compuertas de gran luz, fácilmente manejables, de capacidad tal que no sólo permitan la evacuación del caudal máximo, sino también un caudal igual al doble del mismo.

La cota del umbral de los descargadores la fijan en (2.39).

### XI. Obras en la zona inundable del Salado.

Proponen las siguientes:

1<sup>o</sup> — Construcción de la segunda parte del Canal Colector desde el kilómetro 162 hasta el kilómetro 300 terminando a 17 kilómetros del arroyo Las Flores y 21 kilómetros, más o menos, de la estación General Alvear con el objeto de abstraer a la cuenca del río Salado la Zona II, « dejando así el río sujeto únicamente a la llamada zona baja, constituida por las zonas III y III<sub>1</sub> y la designada con el número V que, aunque « de pendiente algo mayor está, en cambio, más alejada de la desembocadura del río y de la zona inundable propiamente dicha. »

Para poder apreciar mejor la influencia de la reducción de la cuenca primitiva del Salado estudian la influencia de las dos para las lluvias de 1900 y 1913, únicas para las cuales se tienen datos bien observados, *aplicando la fórmula del ingeniero Mercou.*

Dan para poder aplicarla el siguiente cuadro de lluvias en varias localidades de las zonas II y baja del Salado en los años 1900 y 1913, y acompañan las curvas de altura y caudales del río Salado durante las crecidas habidas en los mismos años *para Puente Villanueva y Puente Guerrero.*

La aplicación de la fórmula del ingeniero *Mercou* da, según el informe de los ingenieros *Mercou y Waldorp*:

|                                  |                         |
|----------------------------------|-------------------------|
| <i>Zona II:</i>                  | Agosto de 1913          |
| S = 17.550 kilómetros cuadrados. |                         |
| I = 0,000933 ; h = 172 mm (1913) | 776 m <sup>3</sup> /s   |
| h = 50 mm (1900)                 |                         |
| <i>Zona baja del Salado:</i>     |                         |
| S = 52.450 kilómetros cuadrados. |                         |
| I = 0,0002 ; h = 105,2 mm (1913) | 665 »                   |
| h = 46,5 mm (1900)               |                         |
| Total .                          | 1,431 m <sup>3</sup> /s |

El caudal 1.431 metros cúbicos por segundo *calculado en esta forma*, para la crecida de 1913 apenas difiere del medido directamente 1.400 metros cúbicos por segundo.

ZONA ALTA II

| PARTIDOS                   | Año 1900 |       |       |        |           |         | Año 1913 |        |           |
|----------------------------|----------|-------|-------|--------|-----------|---------|----------|--------|-----------|
|                            | Mayo     | Junio | Julio | Agosto | Setiembre | Octubre | Julio    | Agosto | Setiembre |
| Rauch . . . . .            | 234      | 81    | 59    | 92     | 163       | 160     | 50       | 181    | 60        |
| Tapalqué . . . . .         | 162      | 46    | 66    | 85     | 206       | 105     | 86       | 111    | 57        |
| Azul . . . . .             | 168      | 35    | 66    | 90     | 144       | 103     | 47       | 191    | 53        |
| Olavarría . . . . .        | 113      | 37    | 90    | 71     | 116       | 177     | 21       | 206    | 22        |
| Suma . . . . .             | 677      | 199   | 281   | 338    | 629       | 545     | 204      | 689    | 192       |
| Promedio mensual . . . . . | 169      | 50    | 70    | 84,5   | 157       | 136     | 51       | 172    | 48        |
| ZONA BAJA DEL SALADO       |          |       |       |        |           |         |          |        |           |
| Guerrero . . . . .         | 143      | 85    | 137   | 186    | 115       | 121     | 42       | 50     | 186       |
| Chascomús . . . . .        | 123      | 86    | 102   | 146    | 130       | 117     | 51       | 100    | 219       |
| General Belgrano . . . . . | 200      | 84    | 84    | 223    | 196       | 124     | 50       | 63     | 171       |
| Monte . . . . .            | 68       | 55    | 2     | 134    | 207       | 102     | 68       | 81     | 185       |
| Las Flores . . . . .       | 260      | 42    | 73    | 139    | 176       | 69      | 73       | 84     | 142       |
| Navarro . . . . .          | 144      | 43    | 50    | 184    | 143       | 91      | 90       | 68     | 238       |
| Saladillo . . . . .        | 181      | 40    | 18    | 175    | 149       | 81      | 99       | 159    | 127       |
| General Alvear . . . . .   | 170      | 52    | 79    | 88     | 118       | 69      | 68       | 75     | 44        |
| 25 de Mayo . . . . .       | 99       | 13    | 8     | 48     | 47        | 43      | 87       | 135    | 96        |
| Bragado . . . . .          | 97       | 12    | 17    | 47     | 76        | 33      | 66       | 72     | 79        |
| Bolívar . . . . .          | 107      | 31    | 43    | 63     | 56        | 167     | 2        | 136    | 76        |
| Chacabuco . . . . .        | —        | —     | —     | —      | —         | —       | 1        | 161    | 191       |
| Lincoln . . . . .          | 73       | 41    | 9     | 35     | 132       | 37      | 13       | 118    | 74        |
| Junín . . . . .            | 23       | 34    | —     | 48     | 92        | 17      | 17       | 158    | 53        |
| 9 de Julio . . . . .       | 88       | 33    | 7     | 91     | 100       | 35      | 8        | 119    | 44        |
| Suma . . . . .             | 1766     | 651   | 629   | 1607   | 1737      | 1106    | 735      | 1579   | 1925      |
| Promedio mensual . . . . . | 126,1    | 46,5  | 48,3  | 114,8  | 124       | 79      | 49       | 105,2  | 128,4     |

Comentando este resultado dice el informe:

« Como ésto pudiera ser una coincidencia, desde que no es posible pre-  
 tender ni exigir de esa fórmula una exactitud casi matemática, que  
 « estamos por lo demás lejos de atribuirle, veremos si sus resultados se  
 « justifican aplicando a la crecida de 1900 y si podemos apreciar en ella  
 « la influencia de la zona II. »

El informe dice que también en junio de 1900 hay una notable con-  
 cordancia entre la cifra calculada y la observada; para el mes de agosto  
 de 1900, resulta:

|            |              |                                    |
|------------|--------------|------------------------------------|
| Zona II:   | h = 84,5 mm  | Q = 382 metros cúbicos por segundo |
| Zona baja: | h = 114,8 mm | Q = 715 » » » »                    |
|            |              | 1097 » » » »                       |

mientras que el caudal observado es 1030 metros cúbicos por segundo.

Estos resultados, según los ingenieros Mercau y Waldorp « demuestran « la concordancia entre los *datos* observados y los calculados » y que « mediante la sustracción de la zona alta II, puede obtenerse una notable « reducción de las crecientes del Salado. »

Manifiestan que la acción moderadora de las lagunas La Boca y de La Tigra, sobre las crecientes del Salado, acción reconocida por todos los que se han ocupado de estos estudios, ha de quedar por efecto de la disminución que se produciría en el caudal del río, considerablemente aumentada.

Y, refiriéndose al canal N° 15, dicen :

« Igualmente, la acción del Canal N° 15, o aliviador del cauce inferior « del Salado, que antes debía ejercerse sobre crecidas muy grandes (1.400 « metros cúbicos por segundo) y ante las cuales lógicamente, muy poca « influencia podía ejercer la sustracción de 230 metros cúbicos por se- « gundo que representa su capacidad máxima, quedará, del mismo modo, « considerablemente aumentada, y puede decirse que recién será ella efi- « ciente desde que deberá ejercerse sobre crecientes de mucho menor « caudal comprendido entre 600 y 700 metros cúbicos por segundo, como « acabamos de verlo. »

2° — Cierre de los portezuelos que dejan entre sí los albardones naturales discontinuos del cauce inferior del Salado a partir de la laguna La Tigra hasta la desembocadura mediante pequeños diques de tierra, de la sección dibujada en la figura 18.

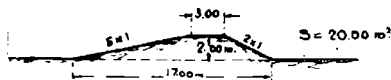


Fig. 18

Calculan un movimiento de tierra de 1.600.000 metros cúbicos.

*Prolongación del Colector hasta el arroyo Vallimanca.* — Manifiestan que si al hacer el estudio definitivo de las obras o con nuevos y mejores datos que los muy escasos y deficientes de que han podido disponer, demostraran la conveniencia de sustraer mayor parte de su cuenca al Salado « nada sería más fácil que prolongar el canal Colector A hasta « captar el arroyo Las Flores o el Vallimanca. »

Para el primer caso calculan un mayor gasto de \$ 300.000 moneda nacional y la prolongación al Vallimanca que no creen que sea necesaria, exigirá una suma algo mayor de \$ 800.000 moneda nacional.

## XII. Indemnizaciones a pagar por ocupación transitoria de terrenos.

Consideran que lo equitativo para hacer el cálculo de la partida del presupuesto que debe fijarse para este caso es basarse sobre el caudal máximo probable, 1.500 metros cúbicos por segundo.

Y sobre la base de este caudal y considerando « que no sería justo « pagar la misma indemnización a terrenos que resultan sujetos a dife- « rentes alturas máximas y a contingencias también muy diferentes en « cuanto a la frecuencia y duración de la sumersión, descartan la zona « que se extiende más allá del punto en que las aguas adquieren el espe- « sor máximo de 0.30 o el espesor medio de 15 centímetros y en la que, « justamente, por ser la zona extrema, sería también menor la perma- « nencia de las aguas. »

Fijan así en 3.000 metros el ancho de la zona a indemnizar en la desembocadura y, como en su origen (kilómetro 300) el ancho de la zona sería prácticamente nulo, calculan en 45.000 hectáreas la superficie a indemnizar.

Debido a que las inundaciones se producen cada 12 a 15 años, la sumersión no produce tan graves perjuicios a los propietarios, por lo que consideran que es suficiente fijar la suma de \$ 120 por ocupación transitoria de los terrenos, quedando los propietarios con el dominio del mismo.

### XIII. Costo probable de las obras.

Formulan el siguiente presupuesto de máxima de las obras proyectadas:

| I   | \$ m/n        | \$ m/n               |
|---|---------------|----------------------|
| MOVIMIENTO DE TIERRA  |               |                      |
| Canal Colector A comprendido revestimientos 18.046.000 m <sup>3</sup> a \$ 0,80 el metro cúbico . . . . .   | 14.436.800,00 |                      |
| Canal B. 658,500 m <sup>3</sup> a \$ 0,65 el metro cúbico . . . . .   | 428.025,00    |                      |
| OBRAS EN EL RIO SALADO  |               |                      |
| Cierre de los albardones laterales, 1.600.000 m <sup>3</sup> a \$ 0,70 el metro cúbico . . . . .  | 1.120.000,00  |                      |
| Obras en el cauce ad corpus . . . . .   | 600.000,00    | 16.584.825,00        |
| II  |               |                      |
| OBRAS DE ARTE   |               |                      |
| Obras de descarga en Mar Chiquita, vertederos, descargadores de fondo, espigones, desviación de arroyos, viaductos, puentes, alcantarillas, etc . . . . . |               | 9.000.000,00         |
| III   |               |                      |
| OBRAS DE DESAGUE LOCAL  |               |                      |
| Nueva red secundaria, comprendido obras de arte . . . . .   |               | 3.000.000,00         |
| IV  |               |                      |
| ESTUDIOS, DIRECCION e IMPREVISTOS   |               |                      |
| Ad corpus . . . . .   |               | 4.000.000,00         |
| V   |               |                      |
| INDEMNIZACIONES   |               |                      |
| Por ocupación transitoria del terreno, quedan los propietarios con el dominio del mismo . . . . .   |               | 5.400.000,00         |
| Importe total . . . . .   | \$ m/n        | <u>37.984.825,00</u> |

O sea en cifras redondas, **treinta y ocho millones de pesos moneda nacional.**

#### **XIV, XV, XVI, XVII y XVIII. Varios puntos.**

En estos capítulos del informe de los ingenieros Mereau y Waldorp se estudian la faz económica de las obras propuestas, zona beneficiada por ellas, las distintas soluciones presentadas bajo el punto de vista técnico y económico, la forma de proyectarlas y ejecutarlas y el efecto de las sequías en la provincia.

#### **« B » — Fundamentos y antecedentes en que apoya la Dirección de Desagües el nuevo plan adoptado. <sup>(1)</sup>**

(Sesión del 24 de Agosto de 1922).

*Exposición del plan adoptado.* — El proyecto adoptado de los ingenieros Mereau y Waldorp utiliza íntegramente la red de los canales actuales y se ajusta estrictamente al concepto clásico a que debe responder todo proyecto de desagüe: « Cuando se tiene que desaguar una zona inundable, « lo primero a realizar es el canal de cintura, destinado a impedir el acceso « de las aguas de la zona alta, a la zona a desaguar, y proceder después al « desagüe de las aguas propias de la zona baja, quedando así el problema « resuelto. » El canal de cintura es el gran canal colector — obra de tipo especial que permite dar al canal una capacidad enorme con un precio reducidísimo, en comparación con cualquier otro sistema.

Para su construcción se empezaría por excavar un canal que la naturaleza permite trazar con la pendiente que se quiera desde Mar Chiquita hasta el Vallimanca, depositando la tierra a una cierta distancia del canal excavado y del lado de aguas abajo, de modo que el agua, llegando de la región alta, llena primero el cauce excavado, y después de desbordar el canal llegue al terraplén, escurriéndose a lo largo del mismo, desde que este terraplén está trazado con la misma pendiente del fondo del canal. Se formará así un gran canal de sección triangular, en que el fondo es el mismo terreno natural.

En virtud de este tipo de obra, ha sido posible llevar la capacidad del canal a un límite que alcanza en momento de desborde del terraplén hasta 15.000 metros cúbicos por segundo, cifra que lo pone a cubierto de cualquier avenida de agua, desde el momento que las avenidas probables en la zona inundable que deberá recoger el colector, se calculan en 3.000 metros cúbicos por segundo, en base a la propia experiencia local y a los estudios prolijos realizados en Europa y Estados Unidos, para cuencas similares en extensión, permeabilidad de tierras, pendientes de las mismas y lluvias.

(1) Publicación oficial. Año 1922.





« do, trazado seguramente en un curso de agua natural o no, según resulte de los estudios a realizarse.

« A estas obras secundarias los propietarios o el consorcio de ellos podrán por obras de carácter privado (canales *d*) llevar sus aguas para « concluir en esta forma el perfeccionamiento del desagüe de la región ».

Respecto al desagüe de la zona IV (situada al norte del colector), dice: eliminada el agua que venía de la parte alta, quedan, entonces, como causas de inundación de esta zona: 1° El agua proveniente de los desbordes del río Salado, y 2° el agua propia llovida en la zona IV.

1° — *Agua proveniente de los desbordes del Salado*: estos desbordes serán mucho menores de lo que han sido hasta ahora, porque el caudal de este río, una vez ejecutadas las obras que proponemos será reducido en mucho, y prácticamente anulados. De todas maneras, se ha previsto el canal B que es del tipo del colector, y que está destinado a contener los derrames de los ríos Camarones y Salado; a suprimir estos desbordes contribuyen también una serie de pequeños diques longitudinales en el río Salado, en las partes bajas de los albardones.

2° — *Agua propia llovida en la zona IV*: para la eliminación de estas aguas, este proyecto cuenta principalmente con la utilización total de la red de canales actuales complementados con una serie de canales colectores secundarios del mismo tipo que el gran canal colector.

El tipo de obra que se propone para estos nuevos canales permite su utilización como camino, resolviendo el problema de la vialidad en toda la zona IV, que las inundaciones han hecho hasta ahora imposible, a menos de construir verdaderos viaductos de un costo fuera de toda proporción con los recursos de que la zona puede disponer; los cursos de agua naturales, así como los canales existentes, que atravesaban esta zona, que son cortados por el gran colector, tendrán en estas obras de arte que permitirán conservar o nó su caudal según se desee o las circunstancias hagan necesario.

Refiriéndose a la *zona del Salado (III y IIIi)* expresa la Dirección de Desagües, que la eliminación de las aguas de la zona II se puede calcular que reducirá el caudal del río Salado en las grandes crecientes en un 60 %, actuando como un verdadero regulador de su régimen y que prácticamente quedarán eliminados sus desbordes que son los causantes de los perjuicios de la zona III y IIIi; por otra parte, la acción reguladora de las lagunas La Boca, La Tigra, etc., será mucho más eficaz, por ser menor y mucho más uniforme el caudal a regular. Sin embargo, se prevé el *ensanche y profundización del cauce inferior del Salado* así como el *cierre de las portezuelas en la parte media y baja*.

En cuanto al *desagüe de la zona Oeste*, se manifiesta que su solución se podrá encarar directamente, una vez solucionado el problema del Sa-

lado, pues se dispondrá entonces de un río que podrá recibir las aguas de los canales que se construyan en esa zona, lo que hoy no es posible por la insuficiencia de su cauce.

El presupuesto de máxima de las obras se calcula así:

|                      |                          |                      |        |               |
|----------------------|--------------------------|----------------------|--------|---------------|
| En base al caudal de | 1.500 m <sup>3</sup> /s. | (medio probable)     | \$ m/n | 37.984.825,00 |
| » » » » »            | 3.000                    | (máximo probable)    | » »    | 39.628.825,00 |
| » » » » »            | 15.000                   | (valor de previsión) | » »    | 45.244.825,00 |

Haciendo notar que para obras de arte se computan \$ 11.000.000 m/n., para la nueva red de la zona baja \$ 3.000.000 m/n.; para estudios, dirección e imprevistos \$ 2.000.000 m/n., y para indemnizaciones \$ 5.400.000 moneda nacional.

**« C » — Ampliaciones complementarias al informe elevado por la Dirección de Desagües al Poder Ejecutivo con fecha 19 de Setiembre de 1922. (1)**

En la parte general se tratan, en el primer capítulo, los puntos siguientes: insuficiencia de la capacidad de descarga fijada en los planes del Departamento de Ingenieros y en el de la Dirección de Desagües. (Plan ejecutado del ingeniero Nyströmer); deficiencia de este plan, ampliación de las obras actuales para lo cual calcula que es necesario gastar 60.000.000 de pesos y 100.000.000 si se les diera la capacidad necesaria; situación actual del problema de desagües.

En el segundo capítulo se trata: fundamentos del plan adoptado por el Poder Ejecutivo (colector Mercáu-Waldorp); despacho de la mayoría; caudal de inundación en el colector; garantía que ofrece la capacidad del mismo que calcula en 15.000 metros cúbicos, supuesto que las aguas llegaran hasta el coronamiento del terraplén en la desembocadura; trazado del eje del canal; superficie ocupada por las aguas; zona a indemnizar; ventajas del colector; utilización íntegra de las obras actuales; desagüe de la zona IV; estudios para el canal Colector; conservación de las obras, etcétera.

En el capítulo III se trata el desagüe de la zona inundable del río Salado, analizando los medios clásicos para aumentar su capacidad de descarga, profundización del cauce y endicamiento. Fijando en 2.000 metros cúbicos por segundo el caudal mínimo que debe conducir el Salado, y teniendo en cuenta que con 600 a 700 metros cúbicos por segundo se produce el desborde, calcula que sería necesario para la profundización y ensanche del cauce un movimiento de tierra mayor de 200.000.000 de

(1) En la memoria del M. O. P. de la Provincia de Buenos Aires (Años 1922-1923) aparece en gran parte el contenido de dicho informe.

metros cúbicos, aun limitando las obras únicamente a su tramo medio e inferior, y aplicando los precios obtenidos en licitaciones efectuadas por la Dirección de Desagües, las grandes distancias de transporte, etc., etc., calcula el gasto correspondiente en 400.000.000 de pesos, suma que aumentaría por el costo de obras de arte, puentes, viaductos, etc.

Para el endicamiento, solución más económica, menciona el proyecto de los ingenieros *Lavalle y Médici*, quienes calcularon el presupuesto correspondiente en 134.000.000 de pesos, en una época en que « el costo de la construcción era considerablemente menor que en la actualidad, y en que las crecientes hasta entonces observadas, los condujeron a adoptar una capacidad de descarga menor que la que los antecedentes de que ahora se disponen demuestran como necesaria ».

Se analiza, después, en este capítulo, la nueva solución propuesta (Colector Mercau-Waldorp), las ventajas que presenta para la zona del Salado y el desagüe local de la misma.

En el capítulo IV se estudia el costo de las obras (plan oficial), justificando los precios fijados en el presupuesto de la mayoría de la Comisión de 1913, la navegación del Salado, etc., etc.

En su parte final, se deja constancia de la amplia sanción que en Estados Unidos ha obtenido la idea original del ingeniero Mercau — quien la expusiera en el Congreso Científico de Washington en 1916, citándose al efecto, el plan proyectado para el desagüe del valle de Yazoo (Estado de Mississippi) que consiste en un colector de 225 kilómetros de longitud y profundidad media de agua 5.20 m. (New-River), en el cual descargan gran número de ríos que bajan de la zona alta, cuyas aguas son conducidas por dicho colector pasando por las ciudades de Charlestown, Greenwood y Yazoo hasta desembocar dentro de los diques de Mississippi — en las proximidades de Vicksburg; se agrega que el costo unitario de las obras es de \$ 90.—  $\frac{1}{4}$  por hectárea. (Engineering News Record de Setiembre 22 de 1921).

En el anexo 3 constan diversos antecedentes que han servido para la confección del presupuesto de las obras:

*Viaductos de Ferro-Carriles* con tramos metálicos de 5 m. de luz (computando el acero a \$ 100.— la tonelada, a \$ 37.— la mampostería de ladrillos con mortero cementicio 1 x 3, etc.), resultan a \$ 179.13 m/n. el metro lineal como precio medio; previéndose la construcción de los siguientes:

|   | Luz libre | Altura de media de las pilas | zona de expansión 3000 m. <sup>3</sup> / <sub>4</sub> |
|---|-----------|------------------------------|---|
| 1 Línea Guido - Juanchico - Vivotará (K° 10 del colector . . . . .) | 3.000 m   | 4,55 m                       | 4578  |
| 2 Línea Maipú - Mar del Plata (K° 100 del colector . . . . .)       | 2,500 »   | 4,08 »                       | 3790  |
| 3 Línea Maipú - Ayacucho (K° 120 del colector . . . . .)            | 2.500 »   | 4,08 »                       | 3790  |
| 4 Línea Chás - Ayacucho (K° 170 del colector . . . . .)             | 1.850 »   | 3,76 »                       | 3200  |
| 5 Línea Las Flores - Tandil (K° 240 del colector . . . . .)         | 1.000 »   | 3,30 »                       | 2350  |
| 6 Línea Las Flores - Azul (K° 280 del colector . . . . .)           | 1.000 »   | 3,30 »                       | 2350  |
| Total . . . . .   | 11.850 m  |                              |   |

*Puentes carreteros principales*, se computa un precio unitario medio de \$<sup>m</sup><sub>n</sub> 236,59 previendo adoptar estructura metálica y tramos de 7 m de luz — ubicándolos en los siguientes caminos generales:

|                                     |                       |              |
|-------------------------------------|-----------------------|--------------|
| 1 Maipú al sur . . . . .            | (K° 100 del colector) | luz 2.000 m  |
| 2 Castelli a Ayacucho . . . . .     | » 125                 | » 2.000 »    |
| 3 Parravicini a Udaquiola . . . . . | » 135                 | » 1.800 »    |
| 4 Pila a Tandil . . . . .           | » 165                 | » 1.700 »    |
| 5 Casalins a Rauch . . . . .        | » 175                 | » 1.600 »    |
| 6 Newton a Rauch . . . . .          | » 195                 | » 1.500 »    |
| 7 Las Flores a Rauch . . . . .      | » 210                 | » 1.200 »    |
| 8 Las Flores a Azul . . . . .       | » 239                 | » 1.100 »    |
| Total . . . . .                     |                       | luz 12.900 m |

*Puentes vecinales*. — Se ha previsto la construcción de 30 puentes con un promedio de 42 m de luz cada uno sobre la parte excavada del colector.

*Presupuesto de las obras de arte*: Indican el siguiente resumen:

|  |                  |
|--|------------------|
| Viaductos ferroviarios . . . . .                                 | \$ 2.123.798,80  |
| Viaductos y puentes carreteros . . . . .                         | » 3.685.125,84   |
| Descargador en Mar Chiquita y compuertas 2.000 ml . . . . .      | » 3.000.000,00   |
| Casillas, terraplenes de acceso y fundaciones de pilas . . . . . | » 204.108,00     |
|  | \$ 9.013.032,64  |
| Imprevistos para obras de arte . . . . .                         | » 1.986.967,36   |
| Total . . . . .  | \$ 11.000.000,00 |

*Prolongación del canal colector hasta el Vallimanca*. — Bajo este título dice textualmente lo siguiente: « La partida de \$ 1.986.967.36 m|n., « permite computar en ella el costo del nuevo viaducto ferroviario que re- « querirá la prolongación del canal colector, prevista por la Comisión

« Asesora y aconsejada por la Dirección de Desagües, hasta captar el Va-  
« llimanca. *Esta será para la vía férrea de Alvear a Saladillo* y tendrá  
« una longitud de 1.000 m.l. con un presupuesto de \$ 179.131.00 m|n.  
« Corresponderán, además, *dos viaductos* carreteros sobre los caminos de  
« Alvear a Bolivar y de Alvear a Saladillo, con una longitud total de  
« 2.000 m.l. y un costo de \$ 473.180.00 m|n. Estas obras representan un  
« valor de \$ 652.311.00 m|n., quedando aún de la partida de imprevistos  
« una cantidad disponible de \$ 1.334.656.36 m|n. En cuanto al movi-  
« miento de tierra necesario para esa prolongación, cabe también amplia-  
« mente dentro de la segunda parte de \$ 2.000.000 m|n. de la partida  
« reservada para imprevistos de movimiento de tierra.

**« D » — Informe requerido a la Dirección de Desagües por el  
Ministerio de Obras Públicas para ser elevado a la Honorable Cámara  
de Senadores de la Provincia.**

(Setiembre de 1925).

Del mismo se sintetiza a continuación el contenido del artículo a) del capítulo II, que lleva por título: « *Prosección de las obras cristentes, por la ejecución de aquellas que restaban del plan de 1900* ».

Refiriéndose a los canales N° 4, N° 17 y N° 19 del plan de 1900, o del ingeniero Nyströmer, dice la Dirección de Desagües:

« Ninguno de esos canales — que no constituyen otra cosa que peque-  
« ños ramales que harían converger más agua a los escasos emisarios exis-  
« tentes — pueden construirse, por cuanto esos emisarios son absoluta-  
« mente insuficientes para recibir nuevos aportes.

« Pretender construirlos en la actualidad no importaría otra cosa, que  
« el absurdo de pretender hacer caber más agua en un vaso completamen-  
« te colmado. Por esto, y mientras no se amplie la capacidad de esos emi-  
« sarios, o lo que es más indispensable aún, mientras no se creen nuevos  
« emisarios de capacidad suficiente, *jamás podrán, técnica ni legalmente,*  
« realizarse esas obras.

« Sólo podrán hacerse, y esto bajo la presión de la Ley que las ordena  
« si, en cuanto a su capacidad y efectos, se las sujeta a la condición fun-  
« damental *de no causar sino los menores perjuicios posibles a la zona*  
« que deben recibir sus aguas.»

Refiriéndose al canal N° 4, manifiesta que *no se ha hecho ni puede ha-  
cerse*, por insuficiencia del emisario que debe recibir sus aguas.

Refiriéndose al canal N° 17, manifiesta que, *no se ha hecho ni puede  
hacerse*, por insuficiencia del emisario que debe recibir las aguas: el río  
Salado. Hace presente que el denominado canal N° 17 no es otra cosa que  
cuatro o cinco cortes propuestos por el Departamento de Ingenieros, *des-  
tinados a la rectificación y ensanche de algunos cortos trechos del arroyo*

*Saladillo*. Agrega: « Si no fuera por su escasa importancia, esta obra sería, desde luego, desechable como medio de desagüe de la región».

Se refiere, después, a la insuficiencia del cauce del Salado: « La zona que éste comprende, o sea la del Saladillo, 25 de Mayo y Roque Pérez es, quizá, aquella cuyo desagüe es de más difícil solución, no sólo por sus deficientes condiciones altimétricas, sino también por la carencia de emisarios naturales en que pudiera hacerse descargar sus aguas. Alejada de la costa, el desagüe directo sobre la misma es prácticamente imposible, y el único emisario que puede servirla, el río Salado, es de tan deficiente capacidad que sería un grave error, de funestas consecuencias para la zona del Salado, llevar a este río las aguas provenientes del desagüe de esa extensa zona, sin que previamente no se hubiera aumentado, en igual o mayor medida, la capacidad de descarga del río mencionado.»

Se refiere más adelante al proyecto redactado por el ingeniero Alfredo R. Gando, de la Dirección de Desagües, de un nuevo canal lateral al arroyo Saladillo, en substitución del Canal N° 17, de más de 100 kilómetros de longitud y con capacidad para 10 metros cúbicos por segundo, cuyo presupuesto es de \$ 3.000.000 m/n. Este proyecto no fué aceptado por la Dirección — porque « se apartaba por su forma y por su monto de la obra a que se refiere el plan de 1900, y porque, además, existía una inaceptable desproporción entre su costo y el caudal a conducir, etc.»

\* \* \*

Constituida la Comisión que suscribe, formuló, en diversas oportunidades, al ingeniero Mercan y a la Dirección de Desagües una serie de preguntas concretas sobre diversos puntos del plan adoptado oficialmente por ésta en setiembre de 1922, habiéndose obtenido las respuestas que sintetizadas se insertan a continuación:

**« E » — Fundamentos de la fórmula propuesta <sup>(1)</sup> para el cálculo del caudal en el canal colector.**

a) **Respuesta de fecha 8 de Julio de 1927.** — Previamente el ingeniero Mercan hace presente que dicha fórmula ha sido deducida teniendo en vista exclusivamente el caso especial de la región inundable de la provincia de Buenos Aires (zonas de 17.000 Km<sup>2</sup> de superficie o mayores, formas regulares o concentradas, pendientes suaves y uniformes, casi planas y de composición geológica uniforme) y en el concepto de que el caudal, por razón de la gran extensión de las zonas no podía expresarse en función de la lluvia máxima diaria o del más fuerte aguacero y que había conveniencia en computar en cambio, la lluvia máxima mensual.

(1) Véase pág. 103

La introducción del factor  $\sqrt{I}$  — en base al cual varía la velocidad de escurrimiento — permite comparar sin error sensible cuencas de idénticas características y de pendiente distinta.

El coeficiente de 0,00842 adoptado, corresponde a superficies de 17.000 Km<sup>2</sup> o más y admitiendo un estado de suelo próximo a la saturación — como ocurre en invierno y primavera; para zonas de menor superficie correspondería un coeficiente mayor debido a la lógica variación del derrame unitario con la superficie.

Manifiesta luego que no desea — repitiendo lo expresado en la memoria que presentara en 1914 con el ingeniero Waldorp — dar publicidad a los fundamentos técnicos que sirvieron de base a la determinación de dicho coeficiente, lo que agrega, nada tienen que ver con las crecidas del río Salado; ofrece suministrarlos a la Comisión en carácter confidencial.

Recuerda la concordancia entre los resultados obtenidos con la aplicación de su fórmula y los caudales máximos constatados en Puente Guerrero en 1900 y 1913; agrega los cálculos que comprueban esa misma concordancia para la crecida de Julio de 1919, a cuyo efecto computa para la zona alta II ( $S = 17.550$  Km<sup>2</sup>,  $i = 0,0093$ ) un promedio mensual de 113,5 milímetros — correspondientes a Rauch, Tapalqué, Azul y Olavarría — y para la zona baja del Salado ( $S = 52.450$  Km<sup>2</sup>,  $i = 0,0002$ ) un promedio mensual de 76,5 milímetros — correspondientes a Guerrero, Chascomús, General Belgrano, Monte, Las Flores, Navarro, Saladillo, General Alvear, 25 de Mayo, Bragado, Bolívar, Chacabuco, Lincoln, Junín y 9 de Julio; los caudales máximos resultan ser de 512 metros cúbicos por segundo para la primera y 478 metros cúbicos por segundo para la segunda, cuyo total es de 990 metros cúbicos por segundo.

**b) Exposición del ingeniero Mercou en Diciembre 14 de 1927.** — Defiriendo a un nuevo pedido de la Comisión, el ingeniero Mercou tuvo a bien exponer en la sesión de esa fecha los fundamentos del estudio que efectuó para determinar el coeficiente  $C = 0,00842$ ; se transcriben a continuación las constancias del acta respectiva:

De acuerdo con lo convenido por los miembros de la Comisión Asesora que consta al pie de la nota firmada por el ingeniero Mercou, con fecha 22 del corriente mes, se inserta el documento acompañado, en este libro como acta de esta sesión.

« Leída la nota de fecha 12 del presente, por la cual manifiesto « que accedo al pedido formulado por la Comisión por su nota de « fecha 9 del corriente, dije que me ponía a disposición de la misma « para suministrar las informaciones que ésta deseara.

« Invitado por el señor Presidente a hacer uso de la palabra, manifiesté que habiendo ya expresado por mi comunicación anterior « de fecha 8 de Julio de 1927 los fundamentos técnicos de la fórmu-

« la que he propuesto creía que el pedido a que la Comisión se refería  
« en el presente caso a la determinación del coeficiente que figura  
« en la misma, a lo que asintió el Presidente.

« Agregué que accedía complacido al pedido de la Comisión, no  
« obstante que, como lo he manifestado en mi comunicación del 8  
« de Julio citada, no había deseado hasta aquí, hacer ninguna publi-  
« cación a aquel respecto, en lo que creo, dije, estar en mi perfecto  
« derecho, hasta no complementarla con la determinación de otros  
« valores de ese coeficiente, lo que no me habían permitido hacer  
« mis múltiples ocupaciones.

« Dije que por igual motivo no he podido presentar por escrito  
« mi contestación, pero que lo haría después si me fuera posible;  
« que no obstante iba a presentar, como lo hice, los cuadernos y  
« cálculos originales de que me he servido cuando hice mi estudio.

« Agregué que mi exposición, esperaba, probaría clara y termi-  
« nantemente que en la determinación de esa fórmula y del coefi-  
« ciente que figura en la misma, no han intervenido para nada  
« absolutamente los datos de crecientes del Salado, ni de ningún  
« otro curso de agua de la provincia.

« Previas algunas otras consideraciones manifesté que concretaría  
« pues mi exposición, a la determinación del coeficiente  $C = 0,00842$   
« que figura en mi fórmula y que por lo tanto no insistiría sobre  
« los fundamentos generales de la misma, que he expuesto en mi  
« ya citada comunicación anterior.

« Que sentada pues, en virtud de esos fundamentos, la expresión  
« general:  $Q = C h S \sqrt{I}$  el problema para mí radicaba en la deter-  
« minación del coeficiente:

$$C = \frac{Q}{h S \sqrt{I}}$$

« aplicable al caso de las zonas que estudiaba.

« Que, como sin duda habrá sucedido a los miembros de la Comi-  
« sión actual, yo, como mis colegas de la Comisión de que formé  
« parte, debí luchar con la carencia de datos y observaciones rela-  
« tivas a la zona inundable.

« Que cuando yo actué esa carencia era casi absoluta, pues no  
« existía ni siquiera un plano altimétrico de la región, a tal punto  
« que me ví en el caso de confeccionarlo, plano que es el que figura  
« en los informes de esa comisión y que creía es el primero de tal  
« carácter que se hubiera hecho en la zona inundable.

« Que careciendo pues de datos de observación directa, la deter-  
« minación del valor de ese coeficiente para las zonas que estudiaba,  
« no podía hacerse sino basándose en consideraciones de orden téc-  
« nico que fueran a mi juicio bien justificadas.



« Que a tal objeto elejí la zona que en mi proyecto designo con  
« el número II, de 17.550 kilómetros cuadrados de superficie, por  
« ser de pendiente uniforme y de forma más regular y concentrada.  
« Que partiendo de un hecho de simple observación en la región,  
« perfectamente comprobable por cualquiera que la haya recorri-  
« do, esto es, que en esa zona como en sus similares del resto de la  
« región inundable, no existe verdadero cumpluvio de aguas, por  
« ser de una planitud casi absoluta, como lo diseñan los alambra-  
« dos que la cruzan, que dan secciones casi rectilíneas, lo que a  
« mayor abundamiento lo comprueban también « a posteriori » los  
« perfiles de las nivelaciones practicadas después con motivo de los  
« estudios realizados en la región, y que los señores miembros de  
« la Comisión han tenido a la vista, asimilé el escurrimiento de sus  
« aguas al que se efectuaría en una superficie plana (o casi tal)  
« cubiertas de hierbas, asimilación, a mi juicio, bien justificada si  
« se tiene en cuenta que las pequeñas ondulaciones de la zona no  
« pueden producir otra cosa que pequeños compluvios sin mayor  
« efecto en el derrame total.

« Que partiendo de esos hechos, la determinación del caudal de  
« una zona y por consiguiente la del valor del coeficiente  $C$  co-  
« rrespondiente a la misma, puede hacerse por aplicación de las  
« fórmulas de la hidráulica.

« Que para colocarme en el caso de valores máximos he supuesto,  
« que estando el terreno saturado o próximo a la saturación, se pro-  
« duzca sobre la zona, la máxima concentración de lluvia que pueda  
« producirse en un mes, ya sea por acción directa o por superposi-  
« ción de lluvias, tiempo que para las zonas que estudio en mi pro-  
« yecto, considero compatible con su forma y extensión.

« Que en el caso de la zona II a que me refiero, y como puede  
« comprobarse por los datos consignados en la página 55 del in-  
« forme original presentado con mi colega el ingeniero Waldorp  
« y publicado por el Ministerio de Obras Públicas de la Provincia,  
« la lluvia media mensual alcanzó en Agosto de 1913 a 172 milíme-  
« tros, valor que es el máximo observado en toda la región y que  
« además corresponde a lluvias concentradas en un corto número  
« de días.

« Que para el cálculo o determinación del caudal correspondien-  
« te a esa zona y a esa lluvia media mensual y por consiguiente para  
« el valor del coeficiente  $C$  correspondiente a ese caso, admití como  
« espesor de la capa que puede formarse sobre el terreno el valor  
« antes dicho de 172 mm y procedí al cálculo del caudal y del coe-  
« ficiente  $C$ , aplicando los resultados experimentales consignados en  
« una comunicación hecha a la Academia Nacional de Ciencias de  
« Francia por los Sres. Muntz y Lainé (comunicación que fué tra-  
« tada por la Academia en su sesión del 7 de Julio de 1913) y que

« se hallan consignadas en el número correspondiente al mes de « Agosto de 1913 de la revista « La Houille Blanche ».

« Que esos autores llegan, de acuerdo con sus experiencias, a la « siguiente expresión para la velocidad de escurrimiento en terrenos cubiertos de hierbas:

$$V = m \cdot h \cdot \sqrt{I}$$

« en la cual:

- «  $V$  = velocidad de escurrimiento en metros por segundo.
- «  $m$  = un coeficiente variable entre los valores 7,5 para terreno « cubierto por hierbas largas y poco espesas y 5 para el « caso de hierbas cortas y suaves.
- «  $h$  = el espesor en metros de la napa.
- «  $I$  = la pendiente.

« que aplicando esa fórmula, para deducir la velocidad de escurrimiento, tomé como valor de  $m$  el valor medio entre los señalados « por esos autores o sea  $m = 6,25$  y como la pendiente de la zona « según se consigna en la página 43 del informe original antes « citado, es de 0,0011, esa velocidad para la capa antes dicha de « 172 milímetros, resulta de:

$$V = 6,25 \times 0,172 \times \sqrt{0,0011} = 0,0354 \text{ m/s.}$$

« y como el ancho de la zona es de 138 kilómetros, comprendidos, « (véase plano N° 5 del proyecto presentado conjuntamente con mi « colega el Ing. Waldorp, publicación citada) entre la « división de « zonas Km 162 » indicada en el mismo y el término del canal co- « lector Km 300, el caudal  $Q$  de la zona, resulta para el caso consi- « derado de:

$$Q = 138.000 \times 0,172 \times 0,0354 = 840 \text{ m}^3/\text{s.}$$

« y por tanto el valor del coeficiente  $C$  correspondiente a la misma:

$$C = \frac{Q}{h \cdot s \cdot \sqrt{I}} = \frac{840}{172 \times 17550 \times 0,033} = 0,00842$$

« Ahora bien, deducido así ese coeficiente, he considerado que él « podría aplicarse sin error sensible a otras zonas similares, de su « superficies de alrededor de 17.000 Km<sup>2</sup> o mayores, de forma regu- « lar o concentrada, por razones bien conocidas y a distintas alturas « de medias mensuales de lluvia, por cuanto la suposición de que « he partido (de 172 mm de capa integral) resulta evidentemente un « máximo difícil e improbable de superar en el caso de alturas ma- « yores y que da prácticamente igual seguridad en el de menores.

« Por ello y como lo he hecho en el proyecto de las obras a que  
« se refiere el informe aludido, he admitido el mismo valor  $C$  para  
« cálculo del caudal que vertería la misma zona II en el caso de la  
« máxima media mensual de 300 mm de lluvia que supongo para la  
« zona, obteniendo así el gasto máximo de:

$$Q = 0,00842 \times 17,550 \times 300 \sqrt{0,0011} = 1.473 \text{ m}^3/\text{s}.$$

« para la misma.

« Como se vé y queda comprobado por lo expuesto, en esa fórmula  
« y en la determinación del coeficiente que figura en la misma, no  
« he tenido en cuenta para nada absolutamente, las crecidas del  
« Salado ni de ningún otro curso de agua, si bien sus resultados  
« coinciden con notable concordancia con los datos directamente ob-  
« servados en el Salado durante las grandes inundaciones de 1900  
« y 1913, tal como lo expresamos con mi colega Waldorp en el in-  
« forme antes citado, concordancia que se repite con mayor aproxi-  
« mación aún para la creciente de julio de 1919 acaecida cinco años  
« después de la fecha de ese informe, tal como lo hago ver por mi  
« comunicación citada de fecha Julio 8 de 1927.

« Interrogado por el ingeniero Castiñeiras sobre si el coeficiente  
«  $C$ , como parecería desprenderse de lo antes dicho, era constante,  
« contesté que ese coeficiente no era ni podía ser constante; que en  
« los casos aludidos y por las razones expuestas lo había admitido  
« como constante, por considerar que en ello no había error sensible,  
« pero que esa suposición no podía extenderse a zonas cualesquiera,  
« de características distintas de las señaladas.

« El ingeniero Céspedes recuerda con ese motivo que ha leído y  
« tiene en su poder copia de un informe producido por mí en un  
« expediente de la Dirección de F. F. C. C. nacionales, en el que yo  
« manifiesto que ese coeficiente es variable, y en el que se consigna  
« una curva con valores provisorios del mismo.

« Yo ratifiqué lo expuesto por el ingeniero Céspedes y dije que  
« si la Comisión lo deseaba facilitaría una copia de ese informe, en  
« el que hago además la crítica de una fórmula a que se refirió el  
« ingeniero Castiñeiras » (1).

(1) Se refiere a la fórmula empleada por la oficina técnica del ferrocarril del Sud para la determinación de los caudales (cuenca del arroyo Salado que origina el Vallimanca) en los puentes de las líneas Recalde-Bolívar, Recalde-Louge, Recalde-Lamadrid, etc. Esta fórmula ha sido deducida aplicando los criterios fundamentales y partiendo de la fórmula de Manning para hallar la velocidad del escurrimiento.

DIAGRAMA DE VALORES PROVISORIOS DEL COEFICIENTE C.

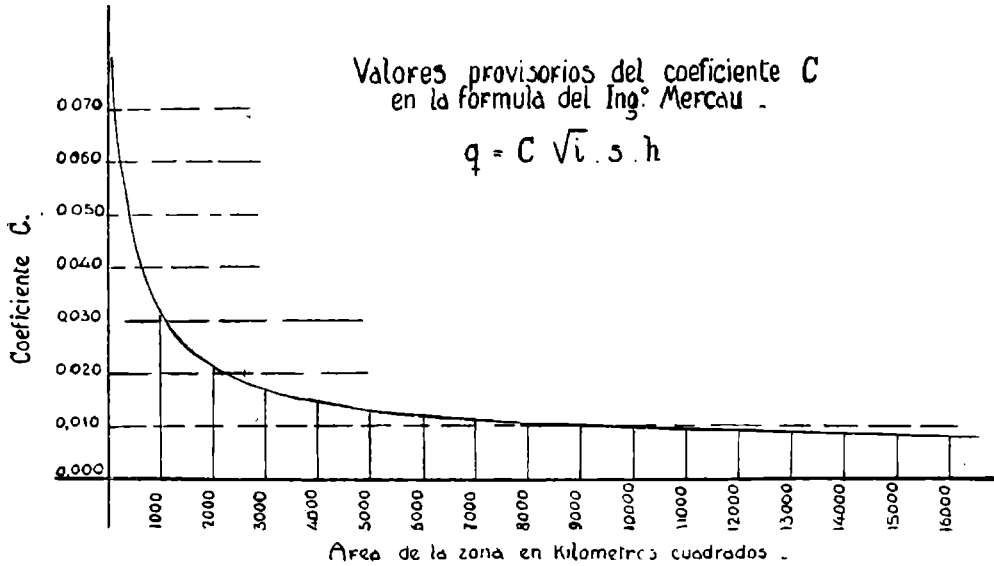


Fig. 20

« F » — Ancho de la zona de expansión y su posible limitación.

(Respuesta de fecha Julio 8 de 1927).

Acompaña un diagrama — correspondiente al anteproyecto primitivo — con los siguientes datos característicos:

| Progresiva<br>K <sup>o</sup> . | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s | Ancho de la<br>zona de<br>expansión<br>m. | Profundidad<br>máxima<br>m. |
|--------------------------------|------------------------------|---|-----------------------------|
| 300                            | 0                            | 0   | 0                           |
| 231                            | 751                          | 2.350                                     | 1,55                        |
| 161                            | 1.559                        | 3.200                                     | 2,05                        |
| 81                             | 2.276                        | 3.790                                     | 2,35                        |
| 41                             | 2.668                        | 4.490                                     | 2,47                        |
| Mar Chiquita                   | 3.026                        | 4.578                                     | 2,61                        |

Hace notar que para establecer el ancho de la zona de expansión en forma precisa debería hacerse el proyecto definitivo de las obras; agrega que, privadamente y a base de los levantamientos practicados por la Dirección de Desagües, ha efectuado algunos trazados de tanteo que sin revestir carácter definitivo permiten apreciar que dicho ancho resulta, salvo escasas excepciones, constantemente menor que el supuesto en el anteproyecto primitivo. Al referirse a los originales de ese trabajo facilitados a la Comisión, reitera que lo ha hecho en forma privada no deseando sean dados a la publicidad.

En los puntos donde la zona de expansión de las aguas resultase demasiado extensa podría construirse un pequeño terraplén longitudinal para limitarlo, el costo del cual no excedería —trabajando con excavaras Austin, por ejemplo— de un peso por metro lineal— lo que reportaría un recargo de costo insignificante. El efecto de dichos terraplenes sobre el régimen del canal colector se circunscribe a impedir que las aguas conducidas por el canal, provenientes de regiones extrañas a esos campos, no se expandieran sobre los mismos; sólo excepcionalmente las locales podrían quedar momentáneamente retenidas por dichos terraplenes, para épocas ordinarias tendrían acceso por medio de alcantarillas a tapa válvula.

« G » — **Revestimiento del talud y modificación de la sección transversal del terraplén.**

(Respuesta del 8 de Julio de 1927)

Considera que para darle al terraplén del colector la máxima garantía de seguridad — para mejor protegerlo contra una mala conservación, degradación por el oleaje, erosión de taludes o del fondo y para evitar su destrucción por efecto de perforaciones o cuevas practicadas por animales — «habría verdadera conveniencia en revestir el talud de aguas « arriba por una losa de hormigón armado, la que penetraría en el terreno en forma de diafragma de profundidad ».

El mayor gasto estaría íntegramente compensado por:

- a) economía en el movimiento de tierra que aprecia en 8.000.000 de metros cúbicos y
- b) economía en los gastos de conservación que estima \$ 1.000.000 anuales, equivalentes a un capital de \$ 17.000.000 que podría invertirse en ese revestimiento.

A título informativo — pues la disposición detallada de la losa debe ser objeto de un análisis detenido — consigna las dimensiones del terraplén revestido (figs. 21 y 21 bis) y estima que el espesor de la losa, computando por alto no excederá de 8 cm.

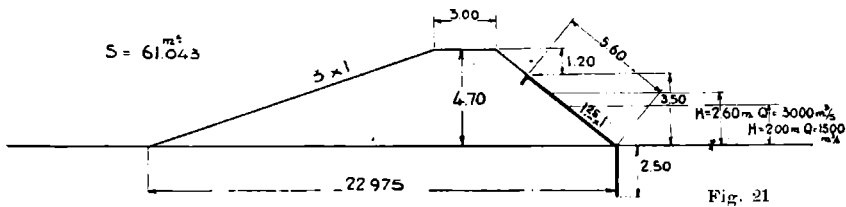


Fig. 21

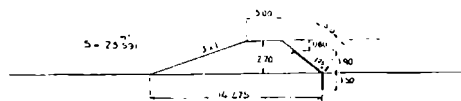


Fig. 21 bis

**« H » — Perfil longitudinal del colector.**

(Respuesta de fecha Julio 8 de 1927).

« La Dirección a poco de iniciados los estudios en el terreno del proyecto del canal colector de acuerdo con la traza primitiva de 300 kilómetros de longitud, con término poco antes de llegar a General Alvear, resolvió prolongar esos estudios hasta el arroyo Vallimanca, debiendo pasar esa prolongación aguas arriba del pueblo mencionado. A ese fin fué necesario modificar parte del perfil primitivo mediante un ligero cambio de la pendiente para poder pasar aguas arriba de General Alvear en la forma que se indica a continuación:

|     |     |   |     |     |                |
|-----|-----|---|-----|-----|----------------|
| Km. | 0   | a | Km. | 50  | — I = 0,00012  |
| »   | 50  | » | »   | 60  | — I = 0,00013  |
| »   | 60  | » | »   | 70  | — I = 0,00014  |
| »   | 70  | » | »   | 90  | — I = 0,00015  |
| »   | 90  | » | »   | 160 | — I = 0,00016  |
| »   | 160 | » | »   | 180 | — I = 0,00018  |
| »   | 180 | » | »   | 200 | — I = 0,00021  |
| »   | 200 | » | »   | 380 | — I = 0,000222 |

**« I » — Obras para establecer la comunicación del colector con los canales y cursos de agua existentes.**

(Respuesta de Julio 8 de 1927).

Se ha previsto la construcción de descargadores del tipo usual con un total de 2000 m de luz — provistos de compuertas de manejo directo o automático, que además de asegurar la continuidad del escurrimiento en cualquier tiempo actuarán como aliviadores en el caso de una afluencia de agua excepcional, local o general; como por metro lineal se podría evacuar entre  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $3,8 \text{ m}^3/\text{s}$  según la altura de agua en el canal, la seguridad de la obra, dice, queda garantida aún contra las más remotas contingencias que pudieran suponerse en cuanto al caudal de las aguas afluentes; estima que el costo medio no excederá de mil pesos por metro lineal. Expresa luego que ha estudiado un tipo especial para descargadores automáticos (1) que consiste en una compuerta a sector que lleva adosada en la parte de aguas arriba un depósito de dimensiones apropiadas cuyo contenido puede evacuarse por medio de una tubería en sifón, el cebado de éste se produce cuando el nivel de retención excede del máximo fijado previamente, lo que determina el vaciado de dicho depósito y la abertura automática de la compuerta al predominar el empuje de abajo hacia arriba.

(1) Presentado en 1926 a la Academia de Ciencias, Exactas, Físicas y Naturales con motivo de la incorporación del ingeniero Mercau.

«J» — **Obras al sud del colector.** Respuesta de fecha Julio 8 de 1927 a la siguiente pregunta formulada el 23 de Mayo de 1927, *¿Si se ha previsto alguna obra o corrección de los canales existentes o cursos de agua del lado sud del colector?*

Expresa el ingeniero Mereau: a fin de asegurar en épocas de creciente la descarga de los cursos de agua hacia el colector, se dispondrán donde fuere necesario pequeños terraplenes o espigones con ese objeto; en cuanto a los canales existentes las obras se reducirán a la interrupción de sus terraplenes en la parte comprendida dentro de la zona de expansión.

Respondiendo a la siguiente pregunta formulada en Enero 4 de 1928 a la Dirección de Desagües: «*Si la Dirección de Desagües ha proyectado o esbozado un plan de obras para facilitar el desagüe de las tierras situadas al sur del canal colector.*».

Expresa el ingeniero Kündig (1) a cargo interinamente de la jefatura de la Oficina Técnica en Marzo 21 de 1928, lo siguiente:

«La Dirección en su sesión del 29 de Octubre de 1926 resolvió, conforme a lo solicitado por la Oficina Técnica, autorizar los estudios de todos los cursos de agua de la zona inundable a fin de mejorar el desagüe de esa región».

Dichos estudios se han efectuado en el concepto de «recoger todos los elementos topográficos e hidráulicos referentes a cada curso de agua y a la vaguada del mismo, de manera a facilitar el proyecto bien fundamentado de cualquier obra de corrección, canalización e endicamiento»; extendiéndose desde la línea de base del gran canal colector hasta un lugar de cada arroyo situado aguas arriba en que los desbordes carezcan ya de importancia. Se indica luego los anchos medios de las zonas relevadas de cada arroyo: Tapalqué, 5924 metros; Azul, 4570 metros; Las Flores, 10.770 metros; Los Huesos, 7330 metros (2).

Dice luego el ingeniero Kündig que el ingeniero Mereau le ha manifestado: que los estudios en el Tandileofú y Chelforó, según instrucciones dadas, «deberán ampliarse en previsión de las obras necesarias para la protección del pueblo de Ayauecho las que convendrá probablemente efectuar mediante la desviación del Tandileofú operada aguas arriba del pueblo mencionado, para llevarlo siguiendo el curso del arroyo Manantiales hasta su unión con el Chelforó». Anuncia, también, que en breve se efectuarán estudios de igual carácter en el partido de General Lavalle o sea dentro de la zona baja inundable.

(1) Requerida por la Comisión la opinión del ingeniero Mereau respecto al contenido de esa respuesta, manifestó su conformidad con fecha 17 de Abril de 1928.

(2) La Comisión de estudios en campaña a cargo del ingeniero Fontana está efectuando los relevamientos de los arroyos Chelforó, Tandileofú, Chapaleofú y Gallinanca.

Respecto al tipo de obras a realizar expresa el ingeniero Kündig, que depende y surgirá en cada caso de las condiciones hidráulicas, planimétricas y topográficas que revelen los estudios; agregando: « Debo decir « que el ingeniero Mereau me ha manifestado igualmente, que al entregar « las instrucciones para los estudios de los diferentes cursos de agua a « que antes se hizo referencia, formuló verbalmente con respecto a esas « obras algunas indicaciones al Jefe de las comisiones y que reiteró así « mismo al Jefe interino mencionado y ello sólo como una simple indi- « cación destinada que al dirigir y ejecutar esos estudios tuvieran un « conocimiento más o menos aproximado sobre el tipo de obra que a su « juicio y sin ser por cierto absoluto, pudiera tener aplicación más ge- « neral.

« En forma de croquis esbozo aquí las informaciones que en igual for- « ma fueron dadas por el ingeniero Mereau. Como se vé ellas suponen que « regularizado o no el curso y cauce de un arroyo, se limitaría donde fue- « re necesario la zona de expansión de sus aguas por pequeños terraplenes « laterales discontinuos y se darían entrada a las aguas provenientes de « las vaguadas afluentes o de los canales de desagüe local que se hicieran « mediante el sencillo tipo de obras que indica también ese croquis. Si- « guiendo lógicamente el curso de esas vaguadas se harían en general, los « canales que servirían para el desagüe local y en estos descargarían los « canales terciarios de servicio directo de las diferentes propiedades o « grupo de las mismas.

« Análoga disposición, aunque simétrica, tendrían las obras a ejecu- « tar en el caso de derivaciones afluentes de esos cursos de agua, si tal « caso llegara a ser necesario.

« Pero creo inútil agregar que dentro de esas obras cabe cualquier otro « tipo que el examen y estudios detenidos de esos levantamientos aconseje « como convenientes.

« En cuanto al costo de esos pequeños terraplenes y canales será muy « reducido, si se tiene en cuenta que ellos pueden ejecutarse sin inconve- « niente alguno, a máquina » (fig. 22).

« K » — **Prolongación hasta el Vallimanca.** Respuesta de Julio 8 de 1927 a la pregunta formulada el 23 de Mayo de 1927: « *En caso que esté resuelto recoger con el colector proyectado las aguas de la cuenca superior del Vallimanca, indicar el tipo de obra para captar dichas aguas* » .

Expresa el ingeniero Mereau:

« Como se ha dicho antes la Dirección resolvió prolongar los estudios « del canal colector hasta el arroyo Vallimanca, teniendo en vista la cap- « tación de sus aguas.

« El tipo de obra a ejecutar con ese objeto comprendería, aparte de las « obras de encauzamiento, que seguramente se reducirán a simples te-



# CROQUIS

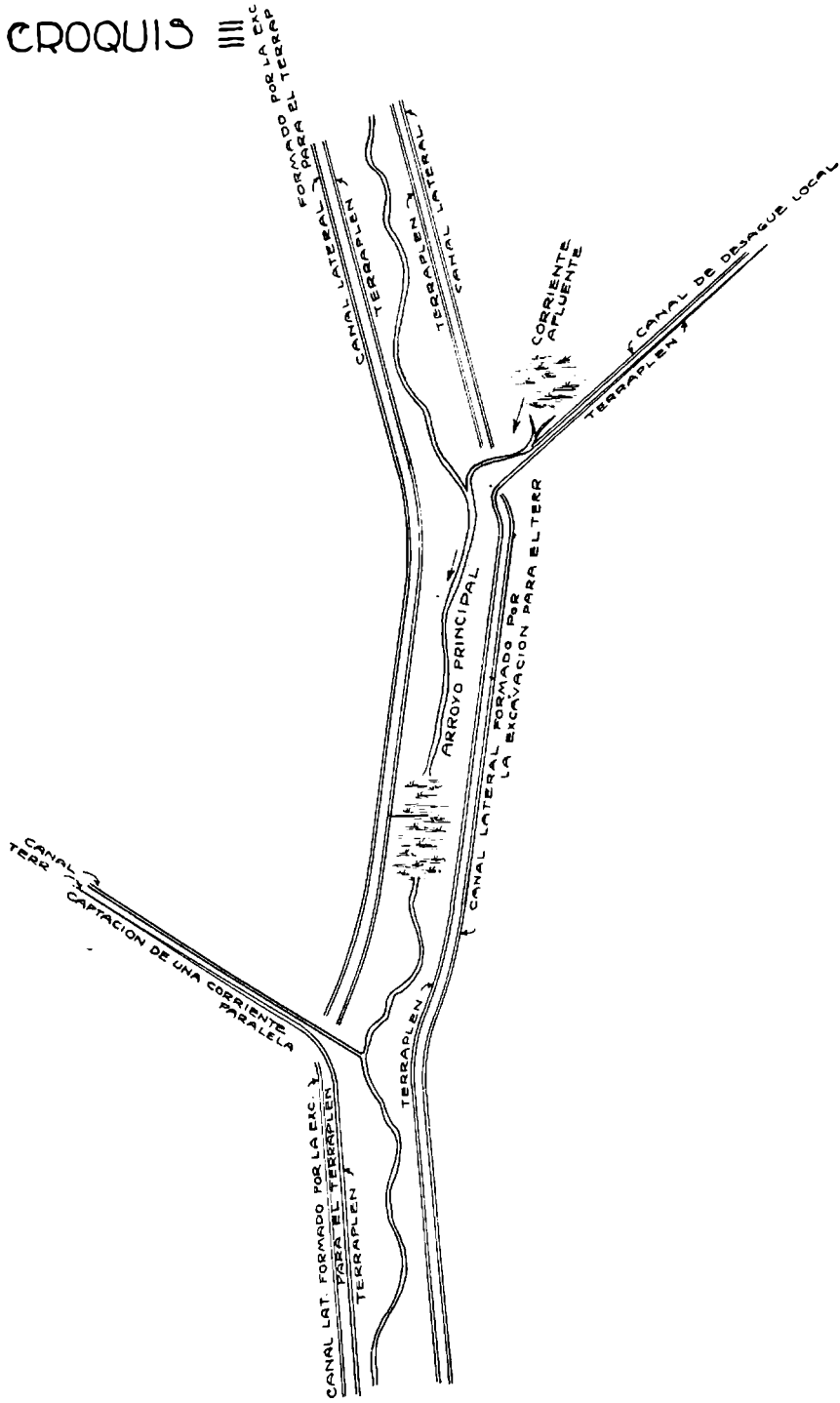


Fig. 22

« rraplentes, las de regulación y de descarga destinadas a restablecer y  
« regular, en régimen ordinario y de creciente, la continuidad del escu-  
« rrimiento.

« Las compuertas destinadas a ese objeto serán del tipo antes indicado  
« (pregunta f) a maniobra directa o automática.

« Creo del caso agregar que los aforos hasta aquí practicados en la  
« cuenca del Vallimanca, salvo el practicado por los ingenieros Fontana  
« y Gitlin, no dan la seguridad de que ellos abarquen la totalidad de la  
« zona de expansión del arroyo.

« Este punto que sería esencial para determinar la capacidad de las  
« obras antes mencionadas, ha de quedar suficientemente dilucidado con  
« los estudios que en cumplimiento de la resolución de la Dirección de  
« fecha 29 de Octubre de 1926 (que ordena la ejecución de estudios en  
« todos los cursos de la región inundable) van a emprenderse por las  
« Comisiones respectivas ».

Aún cuando en el plan sometido en 1922 (véase pág. 109) a la consi-  
deración del Poder Ejecutivo aparece claramente establecida la decisión  
de efectuar dicha prolongación, la contestación precedente — en que sólo  
se hace referencia a la prosecución de estudios — nos indujo a preguntar  
a la Dirección de Desagües con fecha Enero 4 de 1928: « *Si se ha resuelto  
« la prolongación del gran colector hasta el Vallimanca* ».

Con fecha Marzo 21 de 1928 el ingeniero Kündig — a cargo interina-  
mente de la jefatura de la Oficina Técnica, por encontrarse en uso de  
licencia el ingeniero Mercau — expresó lo siguiente:

« Al iniciarse, o a poco de iniciarse, los estudios del gran colector, la  
« Dirección resolvió se prolongaran esos estudios hasta el Vallimanca  
« y así lo ha hecho esta Oficina (1).

« Respondiendo al pedido formulado a la Dirección de Desagües el 31  
« de Agosto de 1927: « *Un anteproyecto de la prolongación del colector o  
« de la obra que se piense ejecutar desde Km 300 hasta el Vallimanca, para  
« apreciar la factibilidad de la obra* », el ingeniero Kündig, en igual ca-  
« rácter que para las preguntas anteriores, informa que: La Comisión  
« Asesora sobre Proyectos de desagües resolvió en su sesión del 14 de  
« Agosto ppdo. desistir de solicitar informes referentes a este asunto,  
« por cuanto el señor ingeniero Mercau les dió una explicación con los  
« planos por delante sobre la factibilidad de la continuación del colector  
« desde el Km 270 hasta pasar el Vallimanca ».

En Septiembre 30 de 1928 (2) el ingeniero Mercau presentó a la Co-  
misión la nota que se transcribe a continuación:

(1) A lo que prestó su conformidad el ing. Mercau con fecha 17 de Abril de 1928.

(2) Fecha en que el ingeniero Mercau ya conocía la opinión definitiva de la Comisión —  
expuesta al señor Gobernador de la Provincia Dr. Valentín Vergara y al Ministro de Obras  
Públicas Ing. Ernesto C. Boatti a principios de Agosto de 1928 — respecto a la imprescindible  
necesidad de prolongar el colector hasta el Vallimanca y de que su capacidad inicial debía  
ser de 1500 metros cúbicos por segundo, como mínimo.

« He tenido ocasión de leer el informe del ingeniero Kündig, evacuando  
« el pedido formulado por esa Comisión a la Dirección de Desagües por  
« nota de fecha Agosto 31 del año ppdo., producido en el expediente  
« C. N° 3589, mientras me reemplazaba durante mi licencia en el cargo  
« de Ingeniero Director de la Oficina Técnica, y habiendo notado que al  
« contestar la pregunta c) por la cual la Comisión requiere de la Di-  
« rección: « c) un anteproyecto de la prolongación del colector o de la  
« obra que se piense ejecutar desde el Km 300 hasta el Vallimanea, para  
« apreciar la factibilidad de la obra », el ingeniero Kündig ha omitido  
« algunos antecedentes que no estaban en su conocimiento relativos a mi  
« intervención y a la documentación que a pedido de la Comisión presenté  
« a la misma con motivo de esa pregunta, he creído del caso aclararlos  
« por mi parte, como lo manifesté al señor Presidente.

« Mi intervención con respecto a esa pregunta no se ha limitado, co-  
« mo es de conocimiento de la Comisión, únicamente a la simple expli-  
« cación con los planos por delante, de la factibilidad de la continuación  
« del canal colector desde el Km 270 hasta pasar el Vallimanea, como  
« parecería desprenderse de la contestación del ingeniero Kündig, sino  
« que, accediendo al pedido que me fuera formulado a nombre de la  
« Comisión por el señor Secretario, concurrí a una sesión que celebraba  
« la misma, para presentar, tal como se me había pedido algunos días  
« antes, el trazado de la parte del canal colector a que se refiere la pre-  
« gunta, trazado que comprendía también la rectificación de algunos  
« tramos de la parte restante (entre el Km 0 y hasta más allá del Km 300)  
« que con anterioridad había entregado ya a la Comisión.

« Con ello, y como lo expresé a la misma, quedaba, pues, íntegramente  
« trazado el canal colector en toda su longitud hasta pasar más allá del  
« Vallimanea o sea hasta el Km 393.300.

« Ese trazado lo he hecho de acuerdo con el plan de que soy autor:  
« plan que, como consta en las actas respectivas de la Comisión Asesora  
« de que formé parte y que obran en poder de la Comisión Asesora actual,  
« fué presentado por mí en la sesión de fecha 19 de Mayo de 1914 y al  
« que adhirió el ingeniero Waldorp en la sesión siguiente de fecha 23 de  
« Mayo y que, terminado nuestro cometido, presentamos conjuntamente  
« al P. E.

« Adoptado ese plan por la Dirección de Desagües y el P. E., los es-  
« tudios se han hecho de acuerdo con el mismo, prolongando el trazado  
« del canal colector hasta el Vallimanea, tal como expresamente lo prevé  
« ese plan, y se consigna en los planos e informes aludidos.

« Se introdujo sólo un pequeño aumento de uno o dos centímetros por  
« kilómetro en la pendiente consignada en el perfil longitudinal de la  
« lámina 5, que acompaña en ese informe, con el objeto de pasar aguas  
« arriba del pueblo de General Alvear, tal como lo expresé a la Comisión  
« contestando la pregunta que la misma se sirvió hacerme conjuntamente  
« con otras, precisas y determinadas, por su nota de fecha Mayo 23 de  
« año ppdo.

« Con respecto a la prolongación del canal hasta el Vallimanea, aparte  
« de consignarla expresamente en los planos, como antes he dicho, agre-  
« gábamos en ese informe lo siguiente :

« Más aún: si al hacer el estudio definitivo de estas obras, o si nuevos o  
« mejores datos que los muy escasos y deficientes de que hemos podido disponer,  
« demostraran la conveniencia de substraer mayor zona de la cuenca del Salado,  
« nada sería más fácil que prolongar el canal Colector A, hasta captar el arroyo  
« de Las Flores o el Vallimanea, por ejemplo.

« No habría en ello menor dificultad, pues una de las características de las  
« obras que proponemos es precisamente la de poder ser ejecutadas por partes  
« o ampliadas sin inconvenientes.

« Para el primer caso se necesitaría la ejecución de 12 kilómetros más de aquel  
« canal, con costo insignificante, alrededor de 300.000 pesos que puede desde  
« luego considerarse computado dentro de nuestro presupuesto, dada la ampli-  
« tud con que él ha sido calculado. No habría, por otra parte, inconvenientes de  
« orden técnico, por cuanto la capacidad del canal colector permite sobrada-  
« mente el pequeño aumento del caudal que ello le reportaría.

« La prolongación hasta el Vallimanea exigiría una suma algo mayor, pe-  
« sos 800.000  $\frac{00}{10}$ , pero no creemos que ella fuera necesaria ».

« Me he permitido hacer esa transcripción al sólo objeto de poder ex-  
« presar a la Comisión la razón de la manifestación que hacemos en la úl-  
« tima parte de la misma, con respecto al costo y necesidad de la prolon-  
« gación hasta el Vallimanea ».

« Esa manifestación era, a su fecha, perfectamente justificada, dado  
« el escasísimo caudal, de 30 a 35 metros cúbicos por segundo, que los  
« aforos practicados hasta entonces en el Vallimanea, y que nos habían sido  
« comunicados por la Dirección de Desagües, atribuían a ese arroyo y  
« que, a mayor abundamiento, se consignaban también en la memoria re-  
« lativa a las obras ejecutadas por el ingeniero Nyströmer y que reproduc-  
« co por la nota al pie (1) »

(1) « Era necesario ante todo darse cuenta de las cantidades de agua que puede llevar el  
« arroyo Vallimanea; y al tratar de resolver este punto hemos tenido la suerte de obtener se-  
« ñales de la gran creciente de 1884, las que reputamos indignas por la persona que las  
« indicó. Pudimos observar también una de las crecientes altas ordinarias todo en el mismo  
« sitio, unos 35 kilómetros más arriba de La Verdosa, y arriba también de los derrames atu-  
« didos, en donde el cauce del arroyo es muy regular y no hubo desbordes en esa gran cre-  
« ciente. Es posible que más arriba se produzcan algunos; pero, según nuestros informes no  
« pueden ser de mucha importancia los que no vuelven al cauce.

« Resultó de estas observaciones que correspondería a aquella gran creciente un caudal  
« de 30 a 35 metros cúbicos por segundo, y a la creciente alta que presenciamos unos 20 a 22  
« metros cúbicos; mientras que en aguas bajas el arroyo lleva sólo 4 a 6 metros por segundo  
« Parecerá pequeña aquella cantidad; pero no podría aumentarse mucho sin que se des-  
« bordara el arroyo, y según los informes obtenidos, no sucedió tal cosa; lo que se explica sin  
« duda por las condiciones especiales de la cuenca a que hemos hecho referencia ya ».

« Fué precisamente la posesión de « mejores datos » sobre el caudal de « ese arroyo, lo que determinó a la Dirección de Desagües, en concordancia con la opinión del suscrito, a hacer el estudio de esa prolongación, a « los fines de la captación de sus aguas, y a aumentar en algo más de 7 « millones el presupuesto primitivo de \$ 38.000.000 que formulamos con « mi colega Waldorp, llegando así, y en cifras redondas a la suma de « \$ 45.000.000 para costo total de la obra, sobre todo lo cual podría la « comisión solicitar ratificación si lo cree conveniente.

« Ahora bien, hechas esas referencias, debo decir que el trazado que « presenté a la Comisión, cuyos planos puse y están a la disposición de « la misma, comprendía el trazado del eje del terraplén del canal colector « hasta el Km 393,300, o sea hasta pasar más allá del Vallimanca; la « delimitación de la zona de expansión de sus aguas, calculada para un « caudal de 1500 metros cúbicos por segundo en su origen, arrancando « con ese caudal desde el Vallimanca, y al mismo tiempo y dentro de esa « zona de expansión se indicaba por una línea de puntos, la zona que las « aguas ocuparían desde el terraplén hasta alcanzar la altura de 0,30 m « sobre el terreno, con el objeto de hacer ver, como también lo expresé a la « Comisión, que esa expansión podría, si se quisiera, limitarse por un simple borde de tierra de esa altura, trazado según una línea continua y « sensiblemente paralela al terraplén

« En cada uno de los numerosos perfiles transversales nivelados al « hacer el levantamiento del terreno, a lo largo de la traza del Canal « Colector y distanciados entre sí aproximadamente de 500 metros como « promedio, y que puse también a disposición de la Comisión, señalé la « posición del eje del terraplén y la cota del nivel de las aguas, de modo « que la verificación del caudal podía hacerse con toda facilidad y como « hice notar a la Comisión había tenido la satisfacción de comprobar al « hacer ese trazado, que el punto de referencia indicativo de la poligonal « principal (trazada de acuerdo con las instrucciones dadas por el sus- « crito en base al plano que confeccioné al formular el anteproyecto « primitivo) y situado cerca del cruce con el Vallimanca, o sea a los « 387,300 kilómetros del origen del canal, coincidía exactamente con el « eje del terraplén cuyo trazado presentaba a la Comisión.

« Como también lo expresé a la misma, la incorporación al canal co- « lector del caudal captado mediante su prolongación hasta el Vallimanca, « implica lógicamente un aumento correlativo para el caudal calculado « primitivamente para todo el canal, y que por este motivo, aparte de « otros, el trazado presentado no podía tener, por cierto carácter defi- « nitivo; que en tal carácter el proyecto de ese canal sólo podía ejecutarse « cuando estuvieran terminados todos los estudios en el terreno, orde- « nados y en ejecución (1) tales como los relativos a la ampliación de

(1) « Estudios que abarcan en la actualidad más de 1.300.000 hectáreas. Haré notar a este « respecto que en la memoria que presentamos con el ingeniero Waldorp (publicación oficial)

« la zona próxima a la desembocadura del canal, en Mar Chiquita, efec-  
« tuados con el fin de poder decidir, entre las varias posibles, la solución  
« más conveniente para la descarga del canal; los relativos al río Salado  
« y zona de desborde correspondiente, necesarios para el proyecto de las  
« obras de mejoramiento del mismo, obras que dependen de la magnitud  
« de la zona que se substraiga de su cuenca por el canal colector y del  
« caudal propio de cada uno de los cursos que se captan, caudal que, co-  
« mo expresé a la Comisión, deberá quedar completamente dilucidado  
« con los estudios que se practican en todos los cursos de agua de la región  
« inundable y cuencas respectivas, estudios que se ejecutan con el fin de  
« proveer al desagüe local de las diferentes zonas que la componen (1)  
« y de cuyo tipo general, sin ser por cierto exclusivo, la Comisión ha re-  
« cibido ya el croquis correspondiente, y de determinar con la mayor pre-  
« cisión el aporte individual de cada uno de aquellos cuyo conocimiento  
« es necesario para el proyecto de las obras de descarga en el Canal Co-  
« lector, etc.

« Finalmente debo agregar que el trazado a que aludo lo presenté con  
« el debido conocimiento del señor Presidente en ejercicio de la Dirección,  
« quien a su vez y por razones que no es del caso expresar aquí, me auto-  
« rizó a utilizar dos copias de los planos del levantamiento practicado por  
« la Dirección, tal como lo solicité a ese objeto por nota de Diciembre de  
« 1924, trazado que he hecho en carácter particular y a mi costa, con el  
« concurso de los ingenieros Lomax y Bioleati.

« Hago esta referencia por que es precisamente el hecho de que la Di-  
« rección no poseyera, como tal, el anteproyecto que le solicitaba la  
« Comisión por la pregunta c) como en su oportunidad lo puse en co-  
« nocimiento de la misma, fué lo que determinó el pedido que me formuló  
« para que yo presentara ese trazado ».

---

« que ha recibido la Comisión, se ha deslizado una errata evidente al omitirse en la línea 28 de  
« la página 72 la palabra *decidir*, con la cual el párrafo respectivo debe leerse así: « El costo  
« del levantamiento de la zona suficiente para decidir su estudio y trazado definitivo no requie-  
« rirá un gasto superior a \$ 20.000 y puede ejecutarse en sólo algunos meses ».

« Suscribe también de conformidad esta aclaración el Ing. Waldorp. Firmado: Juan A.  
« Waldorp — A. Mercou ».

(1) « Cuyo anteproyecto no hicimos con el ingeniero Waldorp porque, como lo manifes-  
« tamos, ello sería « anticiparse a lo que debe ser motivo de un estudio detallado completo en el  
« terreno ».

**« L » — Ubicación en los planos de detalle del río Salado de los  
cierres de los albardones laterales y de las obras en el cauce  
estimados ad-corporis en el presupuesto de máxima.**

Esta pregunta formulada al ingeniero Mereau en Enero 4 de 1928, fué contestada por éste el 5 de Enero de 1928, quien manifestó que la sustracción al río Salado del aperte de la zona II habría reducido el caudal máximo del Salado -- en las inundaciones de 1900 y 1913 -- a 600 ó 700 m<sup>3</sup>/s, caudal que, como se expresa en el informe primitivo presentado conjuntamente con el ingeniero Waldorp, no podría producir por sí sólo inundaciones en la zona inferior del río. En tales términos no es imprevisible realizar de inmediato obra alguna en el cauce del río ni en sus márgenes ya que su capacidad de descarga -- construido el colector -- resulta suficiente; las obras propuestas en el proyecto han sido incluidas por un justo espíritu de previsión ya que en cuestiones de esta índole no es posible hacer afirmaciones categóricas y absolutas. Agrega que la suma prevista de \$ 1.720.000  $\frac{m}{n}$  permitirá realizar obras de mayor amplitud, ya que el precio unitario adoptado de \$ 0,70  $\frac{m}{n}$  es sin duda elevado si los movimientos de tierra para la formación de terraplenes se han de efectuar con máquinas excavadoras.

**« M » — Colector B.**

Preguntado sobre lo resuelto sobre este canal en nota de Enero 4 de 1928, el ingeniero Mercan en Enero 5, responde: « Al practicar los estudios relativos a la zona del Salado, dentro de los cuales se había incluido el trazado del canal B, el jefe de las comisiones de estudio ingeniero Fontana, me hizo presente que la topografía del terreno y los informes recogidos entre los conocedores de la región, le hacían ver que, con toda probabilidad, no se producirían los derrames hacia la zona IV a que se alude en el párrafo transcrito, y que el trazado en el terreno de ese canal, podría diferirse o en todo caso hacerse a favor de los planos del levantamiento general, por tratarse de un pequeño canal de escasa importancia y porque, para él el terreno no ofrecía dificultad alguna dada su completa uniformidad.

« En atención a esas justas consideraciones, el suscrito resolvió diferir el trazado de ese caudal, desde que en virtud de las mismas, la resolución definitiva que sobre el punto pudiera recaer, era prudente tomarla una vez hecho el proyecto definitivo.

« Por otra parte debo hacer presente, como surge también de esos informes y consideraciones, que la importancia de ese canal en el caso que llegara a ser necesario, será considerablemente menor que la su puesta y probablemente su trazado se reduciría al de un simple y pe-

« queño terraplén de defensa fácilmente ejecutable a máquina y a mucho  
 « menor precio unitario que el supuesto en el presupuesto formulado a  
 « su respecto ».

**« N » — Gastos de conservación de los terraplenes, indicando  
 su longitud y excluyendo los sueldos de oficina.**

En síntesis, el ingeniero Kündig — que responde en Marzo de 1928, por ausencia del ingeniero Mereau, a la pregunta que al respecto se formulara en Enero 4 de 1928 — expresa: « Aún cuando dichos trabajos « se han practicado en muy escasa proporción, se calcula en base a los « realmente ejecutados que para restablecer los terraplenes a sus condi- « ciones primitivas sería necesario realizar — como promedio — un mo- « vimiento de tierra de:

|                 |      |                  |           |           |            |
|-----------------|------|------------------|-----------|-----------|------------|
| Canal N° 1:     | 4,9  | m <sup>3</sup> . | por metro | lineal de | terraplén. |
| 2:              | 5,1  | »                | »         | »         | »          |
| 5:              | 3,75 | »                | »         | »         | »          |
| 9:              | 11,3 | »                | »         | »         | »          |
| 15:             | 14,7 | »                | »         | »         | »          |
| A:              | 4,3  | »                | »         | »         | »          |
| Los restantes : | 4,—  | »                | »         | »         | »          |

« Aplicando dichas cifras a la longitud total de terraplenes de cada « canal — y computado el precio por metro cúbico a \$ 0,80 con excepción « del correspondiente al N° 15 — \$ 0,97 por metro cúbico — resulta un « importe total de \$ 9. 216.720,00  $\frac{m}{n}$ ; dividiendo ese importe por 12 años « resulta que se requeriría a aquel objeto una inversión anual de pe- « sos 768.060,00  $\frac{m}{n}$  siendo la longitud total de terraplenes de 1951 kiló- « metros; esto es, a razón de \$ 400,00  $\frac{m}{n}$  por kilómetro, en cifras re- « dondas ».



« O » — **Otros gastos de conservación (Anuales).**

|   |        |                   |
|---|--------|-------------------|
| Pintura y reparación de puentes metálicos; 19 puentes con un total de 1861 metros y 2500 toneladas de hierro a \$ 48 la tonelada, asciende a \$ 120.000 m/n supuesto un ciclo de tres años para ese trabajo . . . . .   | \$ m/n | 40.000,00         |
| Pintura y reparación dispositivos metálicos de las compuertas, vertederos, esclusas, sifones, etc.; 187 obras con 657 hojas o aberturas, sin considerar algunas alcantarillas de caños pequeños, a \$ 120. la abertura (promedio) = \$ 79.920 sobre ciclo de tres años . . . . .  | » »    | 26.640,00         |
| Conservación de puentes, vertederos, pasarelas de obras, etc. de madera; 65 puentes con 1222 metros lineales, 4 vertederos con 37 vanos y 60 metros de longitud, etc. 28 a 30 años de duración, para proceder a su reconstrucción total sobre \$ 600.000 que importan estas obras el 3,5 % anual aproximado . . . . .   | » »    | 20.000,00         |
| Limpieza y conservación canales de acceso y descarga de las compuertas, vertederos, etc., sobre 13.000 metros lineales de estas obras . . . . .   | » »    | 10.000,00         |
| Reparación y conservación, estructuras de mampostería, hormigón, cemento armado de todas las obras de arte, estimado . . . . .  | » »    | 15.000,00         |
| Conservación alambrados . . . . .   | » »    | 10.000,00         |
| Conservación campamentos de los canales, vehículos, botes, lanchas, automóviles, depósitos . . . . .  | » »    | 15.000,00         |
| Limpieza cauces excavados de los canales principales ejecutados con pequeña draga, incluido su amortización . . . . .   | » »    | 60.000,00         |
| Conservación y limpieza canales laterales, 244.000 metros lineales, embaucamiento actual estimado 240.000 m <sup>3</sup> en 12 años transcurridos aproximadamente. . . . .  | » »    | 20.000,00         |
| Sueldos del personal de depósitos, talleres, encargados, y recorredores de los canales según presupuesto vigente . . . . .  | » »    | 74.160,00         |
| Gastos generales de campaña y varios. Inspecciones, recepción de obras, viáticos, chasques y correspondencia, fletes y pasajes, conservación autos y lanchas, útiles y herramientas varias, eventuales . . . . .  | » »    | 37.800,00         |
| Gastos de Dirección y Administración para conservación de las obras: a estos efectos se considera que del presupuesto vigente relativo a los sueldos del personal de empleados y gastos generales de todas las oficinas, Administración y Secretaría, Asesoría letrada, Oficina técnica, Padrones y Asignación rentas que suman \$ 207.580, corresponde el 75 % a la conservación de las obras propiamente y el resto imputable a los trabajos de prosecución parcial de las obras mismas a saber: estudios, construcción obras nuevas, etc. 75 % de \$ 207.580 m/n . . . . . | » »    | 155.685,00        |
|   | \$ m/n | <u>484.285,00</u> |

«P» — **Suspensión de las obras de ampliación del Canal N° 15.**

a) *Informe de la Oficina Técnica en base al cual la Dirección ordenó suspender el ensanche y profundización del Canal N° 15 presentado por el ingeniero Mercou a la Dirección de Desagües en Febrero 20 de 1923.*

En síntesis, las obras contratadas con la empresa Iguain en 4 de Enero de 1922, comprenden:

*Refuerzo del terraplén del lado sud, a efectuarse con las tierras provenientes del ensanche de la parte excavada del canal, trabajo que en la fecha del informe se halla casi completamente ejecutado entre el médano Km 8,6 y Km 20 o sea hasta 14 kilómetros antes de llegar al puente del Callejón.*

Desde el Km 20 hasta el Callejón — «según resulta de la inspección y de los levantamientos recientemente practicados» — la tierra proveniente del ensanche del canal no alcanza para completar el perfil del terraplén y el ingeniero Mercou aconseja compensar ese déficit mediante el ensanche del pequeño canal lateral que actualmente sirve de desagüe local y que desagua en la compuerta del Km 25,5.

Estima así mismo que no es necesario el refuerzo proyectado entre el citado puente del Callejón y el Salado ni aguas abajo del médano.

*Terraplén del lado norte del canal; en el contrato vigente no se ha previsto ningún trabajo de refuerzo, limitándose el ensanche de la parte excavada hacia un lado, y depositando toda la tierra sobre la banquina a una distancia mínima de 20 m del nuevo perfil; se ha modificado en el sentido de reforzar con esas tierras el terraplén Norte.*

Entre el médano y el mar estima el ingeniero Mercou que no es necesario construir el nuevo terraplén previsto en el proyecto aprobado; el canal exigiría, por otra parte, un movimiento de tierra doble a triple del previsto en el contrato.

*Profundización del cauce excavado: arrancando desde su origen en el Salado a 182 milímetros sobre el fondo del río en esa parte y continuar según la rasante indicada en el proyecto hasta identificarse con el fondo actual del canal cerca del Km 15 lo que exige una mayor profundización que en Km 27,5 alcanza a 1,75 m.*

El ingeniero Mercou expresa al referirse a la profundización propuesta que «esta parte de la obra es, no solo innecesaria, sino que, lo que es más grave, podría producir la desviación total del río hacia el canal, en virtud de la acción que tiene toda derivación hecha al fondo mismo de un río, en terrenos de la naturaleza de aquel en que se halla construido

« el canal, aparte de los grandes perjuicios que podría acarrear a los ribe-  
« reños del Salado esa derivación proyectada sin ninguna obra que la  
« regule, y que actuaría no solo sobre el caudal de creciente, sino también  
« sobre el de estiaje del río, provocando el inevitable embancamiento del  
« lecho aguas abajo de la derivación ».

« Es sin duda que, teniendo en cuenta esas consecuencias, el ingeniero  
« Nyströmer al formular su proyecto, tuvo especial cuidado en evitar, jui-  
« ciosamente, esa posible desviación del río, mediante la disposición que  
« dió a la toma y arranque del canal, y que él justifica según he tenido  
« oportunidad de leer en su memoria ».

## XII

### EL PLAN DEL INGENIERO JORCE DUCLOUT (1)

(Junio de 1914).

#### I. — Cálculo de los caudales:

Analizando los datos referentes a las lluvias del mes de Agosto de 1913, dice: « estas lluvias fueron muy violentas y dentro de un período  
« de siete días descargaron sobre la zona indicada en la lámina 5.300  
« millones de metros cúbicos de agua. *El máximo de la lluvia se encuen-  
« tra en la parte sud entre Tandil, Vidal y Ayacucho, recorriendo toda  
« la parte alta, de donde se precipitó en torrentes hacia la llanura cau-  
« sando en la parte baja, los desastres que durante más de un mes nos re-  
« fieren los diarios del año pasado.»*

Las lluvias de 1913 empezaron el 15 de Agosto y duraron sin interrupción hasta el 21, con un máximo muy notable el 18. Llovió muy poco el 23 y después siguió un período de sequía hasta el 11 de Septiembre.

Las lluvias de 1900 fueron más importantes, pero no tan concentradas, dice el ingeniero Duclout, y de sus efectos se ocupa luego, para verificar el funcionamiento del sistema proyectado.

Para determinar la magnitud del desagüe, emplea el procedimiento siguiente:

Admitase un diagrama (figura 23) para uno cualquiera de los arroyos en el que las abscisas representen los tiempos, contados a partir de la iniciación de un período lluvioso, y las ordenadas los caudales correspondientes. Divídase la curva de caudales, obtenidos por medición directa en *períodos* que comprenden las ondas de crecidas tales como  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $C_1$ ,  $D_1$ ,  $E_1$ , . . . . .

Represéntese como ordenadas, eligiendo una escala apropiada, las lluvias diarias determinadas con pluviómetros en el período considerado.

(1) Publicado en "La Nación" de los días 12, 14 y 22 de Junio de 1914, a pedido del director de ese diario; reproducido en "La Ingeniería", año 1914 y en un folleto de 29 páginas con 23 láminas.

En la figura estas ordenadas están representadas por verticales gruesas terminadas en un círculo.

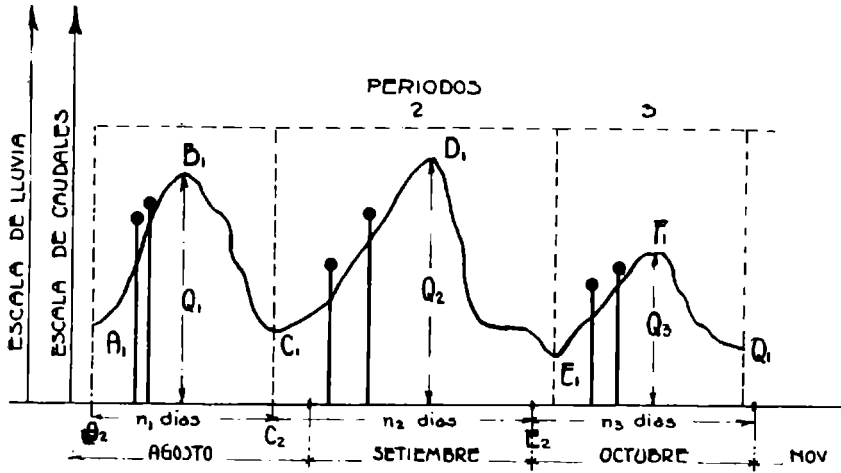


Fig. 23

El ingeniero Duclout tomó el valor medio de las alturas de lluvia dadas por la Dirección de Desagües y el Ferrocarril del Sud.

En esta forma obtiene con cierta aproximación el tiempo medio de escurrimiento de la lluvia en la cuenca de cada arroyo.

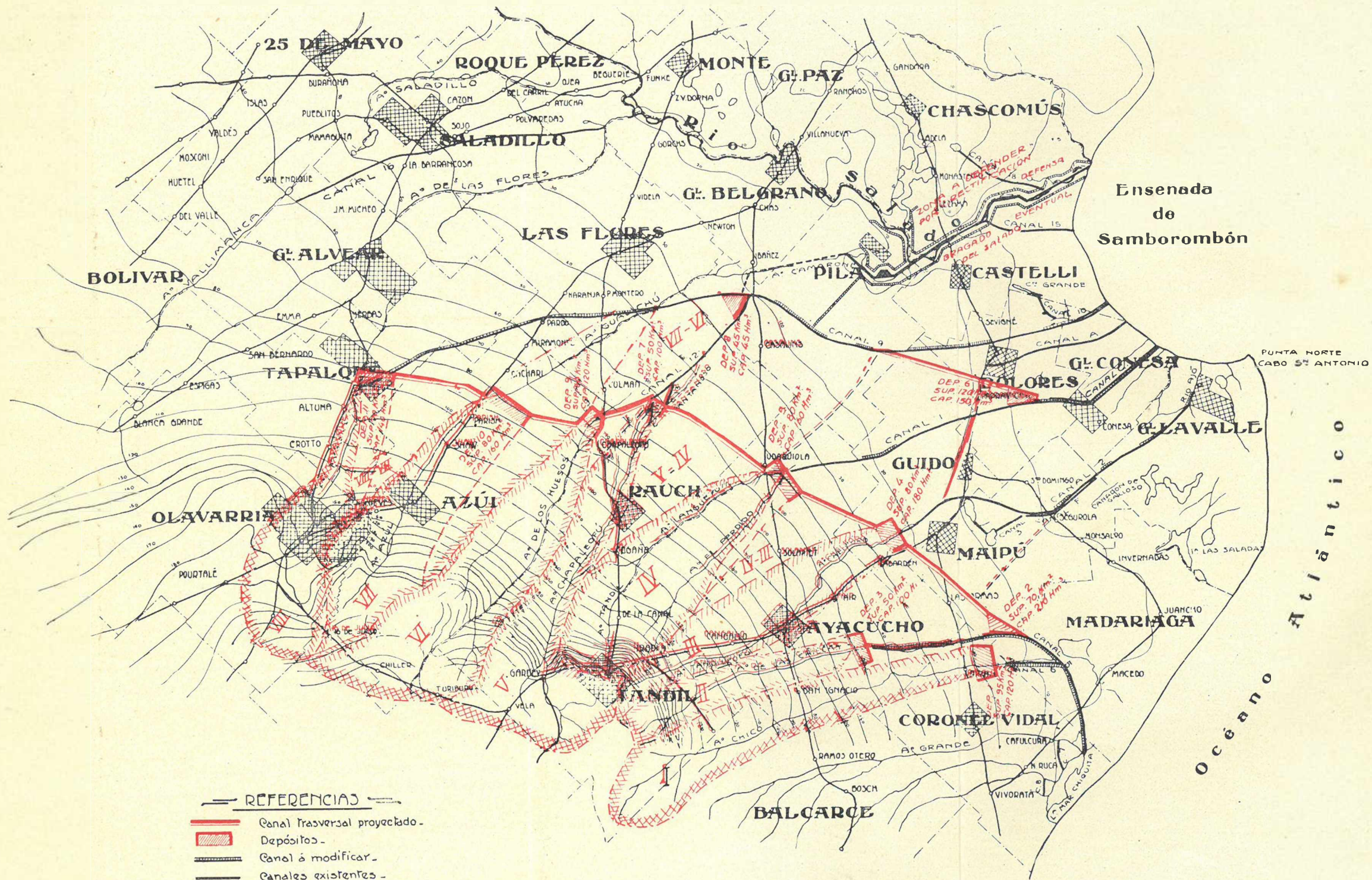
Tomando como abscisas en un diagrama cartesiano las lluvias medias diarias, y como ordenadas las cantidades de agua correspondientes por kilómetro cuadrado y por día. Si  $V$  es la cantidad de agua que corresponde a una lluvia de  $p$  milímetros en un día, se tiene evidentemente.





$$V = p \left( \frac{m}{día} \right) \times 1,000,000 m^2 = 1,000 p \left( \frac{m^3}{día, Km^2} \right)$$

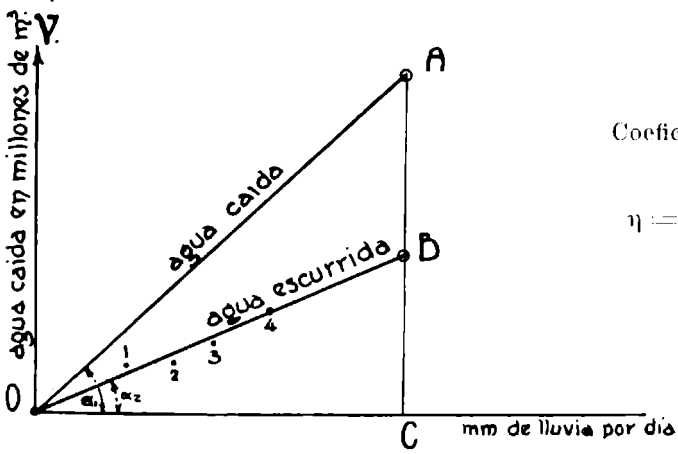
Esta expresión está representada en el diagrama por una recta  $OA$  que pasa por el origen.

Las superficies  $A_1 B_1 C_1 C_2 A_2$ ,  $C_1 D_1 E_1 E_2 C_2$  representan, respectivamente (figura 23) los volúmenes de aguas escurridos en los periodos 1, 2, 3 de duración  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  días, de modo que divididas por las duraciones correspondientes dan los caudales medios para cada periodo que se llevan como ordenadas en el diagrama de la figura 24 a partir del extremo de la abscisa que representa la lluvia media. Se obtienen así puntos como los 1, 2, 3, que se encuentran aproximadamente sobre una recta  $OB$  que pasa por el origen.

La relación de las pendientes de las rectas  $OB$  y  $OA$ , que es igual a la de dos ordenadas de las mismas,  $CB$  y  $CA$  correspondientes a una misma abscisa, da el coeficiente de desagüe para la cuenca del arroyo que se considera.



- REFERENCIAS**
-  Canal transversal proyectado.
  -  Depósitos.
  -  Canal a modificar.
  -  Canales existentes.



Coefficiente de desagüe

$$\eta = \frac{tg \alpha_2}{tg \alpha_1} = \frac{CB}{CA}$$

Fig. 24

Para encontrar la relación entre el caudal medio y el caudal máximo dibuja un diagrama cartesiano, llevando, para cada período, los caudales medios como abscisas (figura 25) y los máximos observados como ordenadas. Los extremos 1, 2, 3 — de éstas, en los arroyos de la zona estu-

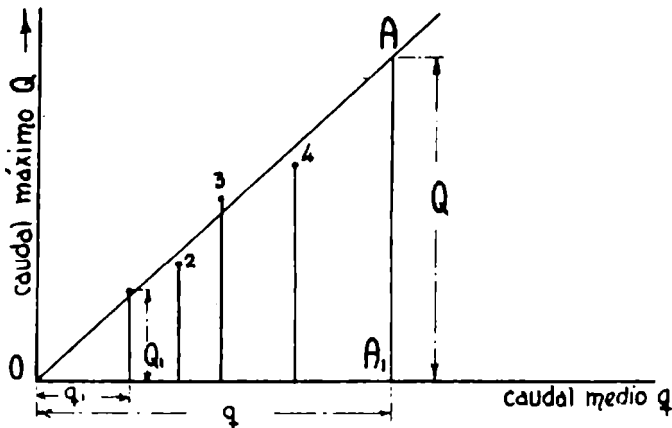


Fig. 25

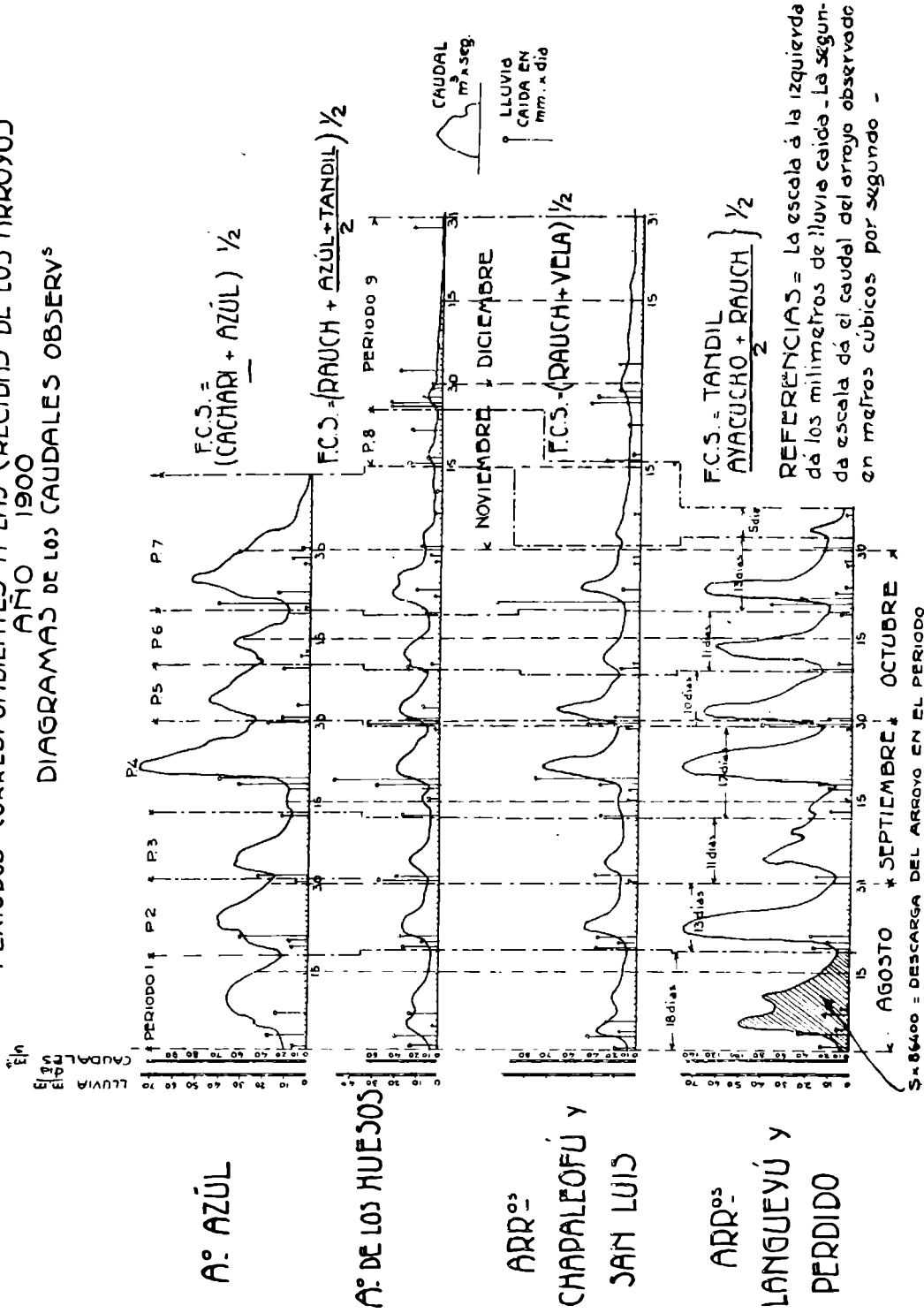
diada, están aproximadamente sobre una recta que pasa por el origen, cuya pendiente representa el valor medio de la relación.

$$tg \alpha = \frac{Q}{q} = \frac{\text{Caudal máximo}}{\text{Caudal medio}}$$

Como ejemplo reproducimos los diagramas correspondientes a la cuenca de los arroyos de la zona inundable que publica el ingeniero Duclout en la lámina (pág. 140) para el año 1900.

De esta manera obtiene para las cuencas de los arroyos de la zona inundable los valores que se indican a continuación:

PERIODOS CORRESPONDIENTES A LAS CRECIDAS DE LOS ARROYOS  
AÑO 1900  
DIAGRAMAS DE LOS CAUDALES OBSERVADOS



REFERENCIAS = La escala a la izquierda da los milímetros de lluvia caída - La segunda escala da el caudal del arroyo observado en metros cúbicos por segundo -

| ARROYO                          | Superficie cuenca    | Coefficiente de desague | Relación entre los caudales máximos y medio |
|---------------------------------|----------------------|-------------------------|---|
| Langueyú y Perdido . . . . .    | 2387 Km <sup>2</sup> | 0,50                    | 2,14  |
| Los Huesos . . . . .            | 1780 »               | 0,20                    | 2,00  |
| Chapaleofú y San Luis . . . . . | 2200 »               | 0,25                    | 1,33  |
| Azul y Gualicho . . . . .       | 3657 »               | 0,60                    | 2,00  |

**II. — Capacidad de los pantanos artificiales:**

Como se verá más adelante, el ingeniero Duclout propone para solución del problema la construcción de 11 pantanos artificiales unidos por un canal de cintura. Determinada la cuenca correspondiente a cada uno de ellos calcula su capacidad en la forma siguiente, *sobre la base de que el pantano debe vaciarse en 30 días.*

Dibuja un diagrama cartesiano cuyas abscisas son tiempos en días contados a partir del instante en que cada pantano comienza a llenarse y las ordenadas son los caudales del arroyo que lleva las aguas al mismo (figura 26) o los volúmenes.

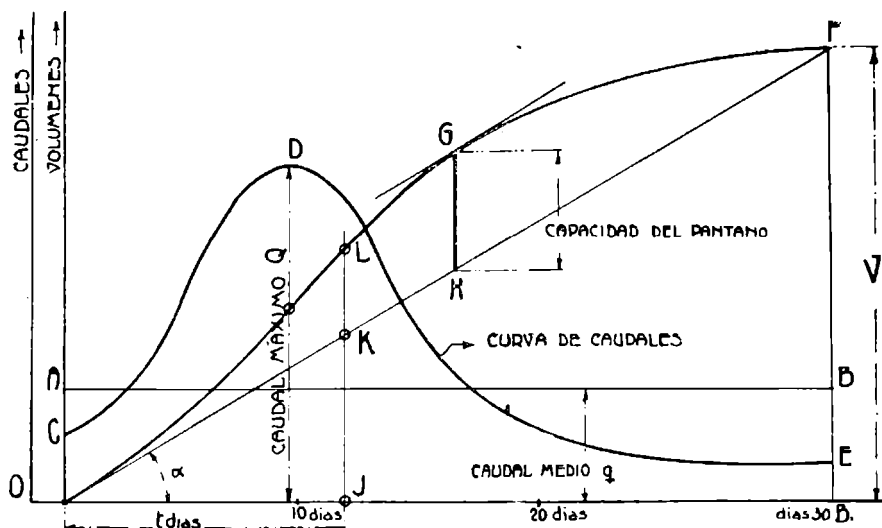


Fig. 26

En el diagrama :

- a) La curva *CDE* es la curva de caudales en el arroyo en el período de tiempo considerado.
- b) La curva *OGF* representa los volúmenes de agua escurridos por el arroyo y puede obtenerse por integración gráfica de la superficie limitada por la curva *CDE*. Por tanto, la ordenada *BF* repre-



sentada, en la escala de volúmenes, el volumen total  $V$  de agua que conduce el arroyo al pantano en el período considerado.

- c) La superficie del rectángulo  $O A B B_1$  representa el volumen  $V$ . Por tanto, la altura  $O A$  del mismo representa, en la escala de caudales, el caudal medio  $q$ .
- d) Las ordenadas de la recta  $O F'$  representan los volúmenes de agua que evacuaría un canal de caudal constante que partiera de la parte inferior del pantano, calculado para evacuar el volumen  $V$  en 30 días.
- e) La distancia  $G H$  medida verticalmente entre el punto  $G$  de contacto de la tangente, paralela a la recta  $O F$ , trazada a la curva  $O G F$  y la recta  $O F$ , representa la capacidad mínima del pantano.
- f) La pendiente de la recta  $O F$ .

$$t g \alpha = \frac{V}{30 \text{ días}}$$

representa el caudal constante del canal de evacuación.

### III. — Descarga por los canales actuales en el mes de Agosto de 1913:

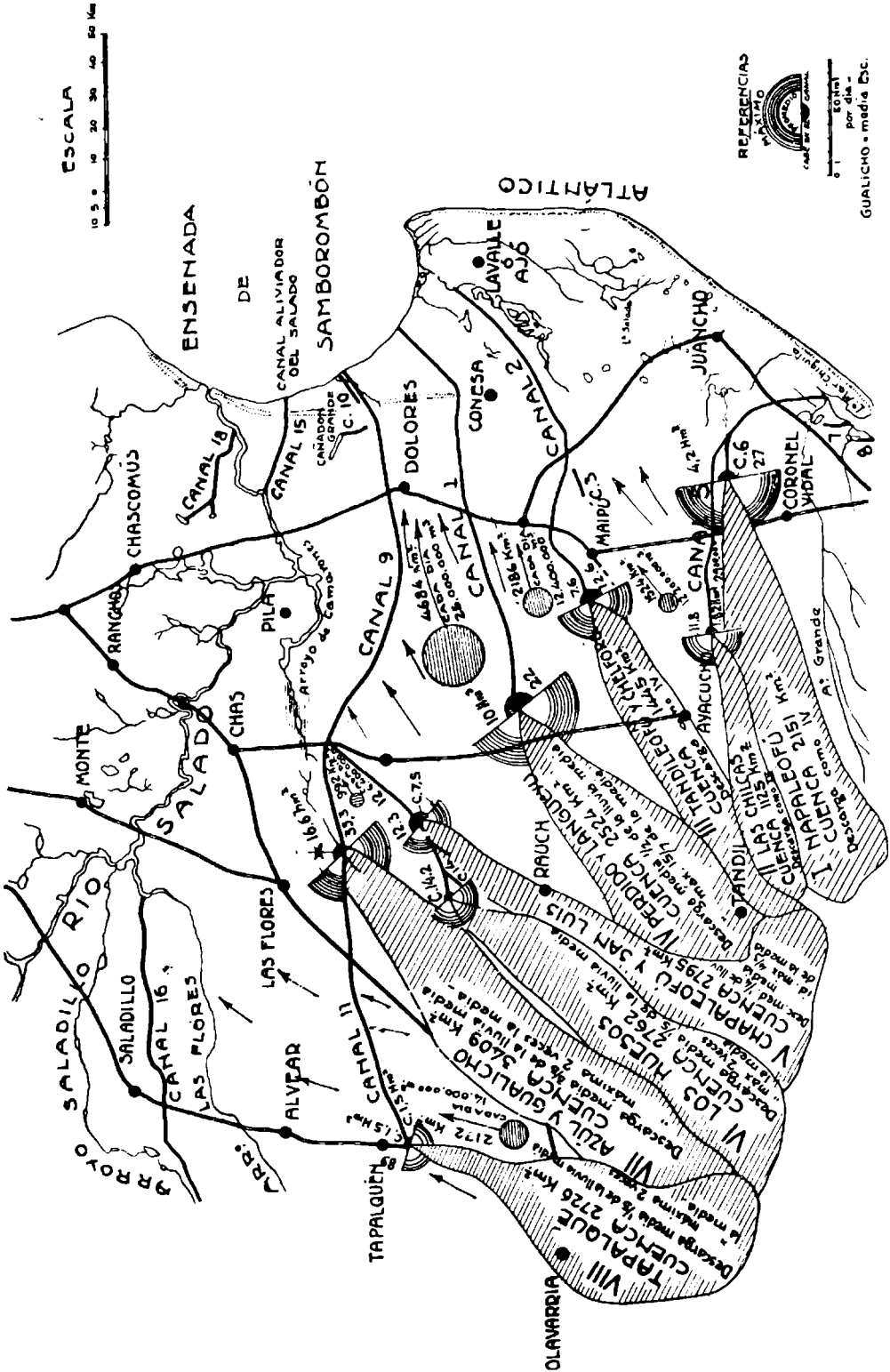
Para estudiar este punto el ingeniero Duclout parte de los valores obtenidos por los coeficientes de escurrimiento o de desagüe y relaciones entre los caudales máximo y medio en cada arroyo, « pues ellos son basados, dice, en la observación propia de nuestro suelo y no tomados de libros o de datos correspondientes a países extranjeros diferentes del nuestro por su clima y la constitución de su terreno. »

Calcula las descargas para una lluvia media como la de 1913 de 162 milímetros, mientras la lluvia efectiva sea menor que ella y con la lluvia efectivamente caída cuando es mayor que ella.

*Supone que el escurrimiento se produzca en 10 días, para una duración de la lluvia de 7 días y admitiendo que tarde 3 días para llegar a la cabecera de los canales.*

Estos datos figuran en la lámina 10 del folleto que se reproduce (lámina de pág. 143).

Para mayor claridad se da el siguiente cuadro tomado de la lámina :



ESCALA



REFERENCIAS

1. 50 Km por día -

GUALICHO = media Dc.



0 1 50 Km

por día -

GUALICHO = media Dc.

| CANAL                              | Caudales en metros cúbicos por día     |   |
|------------------------------------|--|---|
|                                    | a) Que puede conducir el canal actual. | b) Necesaria con los coef. del Ing. Duclout |
| Nº 11 (Tapalqué)                   | 1.500.000                              | 8.900.000                                   |
| Nº 11 (Gualicho)                   | 16.600.000                             | 33.300.000                                  |
| Nº 12 { Chapaleofú<br>Los Huesos . | 7.500.000                              | 12.300.000                                  |
| Nº 9                               | Notoriamente Insuficiente              |   |
| Nº 1 { Langueyú<br>Perdido .       | 10.000.000                             | 22.000.000                                  |
| Nº 2 { Tandileofú<br>Chelforó .    | 7.600.000                              | 12.600.000                                  |
| Nº 5 Las Chilcas .                 | 1.820.000                              | 11.800.000                                  |
| Nº 6 Napaleofú                     | 4.200.000                              | 27.000.000                                  |

La capacidad de descarga que da el cuadro *corresponden a los orígenes de los canales y para las cuencas que desaguan directamente a los arroyos.*

En las grandes inundaciones no toda el agua es conducida por los arroyos, una gran parte corre en forma de lámina y se escurre por los canales inmensamente anchos que forman los terraplenes de los canales 9, 1 y 2.

Así calcula el ingeniero Duclout :

- a) Para la zona comprendida entre los terraplenes sur del canal 9 y norte del canal 2 a la que corresponde una cuenca de 4684 kilómetros cuadrados, un volumen de 25.000.000 de metros cúbicos por día, que es la causa de las enormes inundaciones que sufre la zona de Dolores.
- b) Para la zona comprendida entre los terraplenes de los canales 1 y 2, de 2186 kilómetros cuadrados de superficie, un volumen de 12.400.000 metros cúbicos por día, que es la causa de las inundaciones de General Guido, Maipú y Conesa.

El ingeniero Duclout llega a la conclusión de que *« es evidente la insuficiencia del sistema actual de desagües. »*

#### IV. — Proyecto de obras:

El ingeniero Duclout considera que la zona baja, además de las lluvias que recibe directamente, sirve de descarga y depósito para todas las aguas que vienen de la región alta con desagüe directo al océano, cuya superficie puede calcularse en 30.700 kilómetros cuadrados y, *después de la ejecución de los canales 11 y 9, recibe casi todas las aguas de la zona situada al sur de sus respectivos trazados que antes se escurrían al río Salado, con superficie de 18.300 kilómetros cuadrados.*

Y agrega :

« Es bastante natural, entonces, para evitar la inundación de estos terrenos bajos, tratar de captar las aguas de arriba y llevarlas directamente al mar y esa idea ha dominado en la Dirección de Desagües con muchísima razón, pero su ejecución ha sido defectuosa. »

Sin computar la cuenca del Vallimanca, el ingeniero Duclout calcula las superficies siguientes :

|   |        |                      |
|---|--------|----------------------|
| zona mediana, entre las líneas de nivel<br>de cota 10 y 150 . . . . . | 27.000 | kilómetros cuadrados |
| zona alta, entre las líneas de nivel<br>150 a 200 . . . . .           | 6.000  | »           »        |
|   | 33.000 | »           »        |

Esta zona con una lluvia de 162 mm. como la caída del 15 al 21 de Agosto de 1913 daría un volumen de agua de 5.300 millones de metros cúbicos, de los cuales se escurrirían 2.000 millones, admitiendo un coeficiente de desagüe o escurrimiento igual a 0.40 próximamente. Suponiendo que el escurrimiento se hiciera en 10 días el caudal que diariamente pasaría por los canales sería de 200.000.000 de metros cúbicos, mientras que los canales 9, 1, 2 y 5 sólo pueden conducir 28,4 millones, según el ingeniero Duclout.

Agrega :

« Dada la enorme masa de agua antes indicada no es posible aumentar suficientemente la sección de los canales ni tampoco creo que condujera a buen resultado el aumentar indefinidamente el número de canales, pues con ello, si bien se podría desaguar las zonas inundadas, siempre que no se tuviera límite para el gasto respectivo, en cambio se correría el peligro de desecar toda la región en tiempo ordinario. »

Las obras propuestas son :

- a) *Construcción de 11 represas o pantanos artificiales formados con terraplenes de 5 metros de altura, cuyas características principales se dan a continuación :*

| Nº | UBICACIÓN  | Capacidad definitiva (millones de m <sup>3</sup> ). | Cuenca en kilómetros cuadrados |
|----|--|---|--------------------------------|
| 1  | Arroyo Napaleofú, entre Pirán y cabecera canal N° 6 . . . . .  | 122   | (I) 2.551                      |
| 2  | En el canal 5, prolongación en la vuelta aguas arriba del empalme con el Canal 6   | 60  | (III, II) 1.310                |
| 3  | Terminación arroyo Las Chilcas. Aproximadamente equidistante de Pirán y Ayacucho . . . . .   | 80  | (II) 1.125                     |
| 4  | Terminación arroyo Chelforó. Al oeste de Maipú, a 15 kilómetros de ésta población, próximo a la vía Maipú-Ayacucho, al Norte de la misma . . . . . | 120   | (III) 1.572                    |
| 5  | En el origen del Canal 1 para la cuenca de los arroyos Langueyú y Perdido . . . . .  | 160   | (IV) 2.650                     |
| 6  | Entre Dolores y Conesa, aproximadamente, a 15 kilómetros al noroeste de Conesa   | 100   | 3.544                          |
| 7  | Para la cuenca de los arroyos Pantanoso y Chapaleofú, aproximadamente en el origen del Canal 12 . . . . .  | 80  | (V) 2.635                      |
| 8  | En Viehahuel, en la unión de los Canales 11 y 12 . . . . .   | 50  | (VII, VI) 990                  |
| 9  | Cuenca arroyo Los Huesos aproximadamente a 30 kilómetros al N. N. O. de Rauch . . . . .  | 100   | (VI) 2.762                     |
| 10 | Para una parte de la cuenca del arroyo Azul. Aproximadamente a 34 kilómetros de Azul y Las Floresz. . . . .  | 160   | (VII) 2.033                    |
| 11 | En el nacimiento del Canal 11 para la cuenca del arroyo Tapalqué. Aproximadamente a 9 kilómetros al sud de esta población                          | 80  | (VIII, VII) 3.158              |
|    | Totales . . . . .  | 1,112   | 24.330                         |

La sección de los terraplenes para formar los frentes de los pantanos (altura máxima) está dibujada en la figura 27.

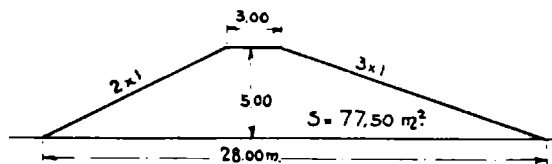
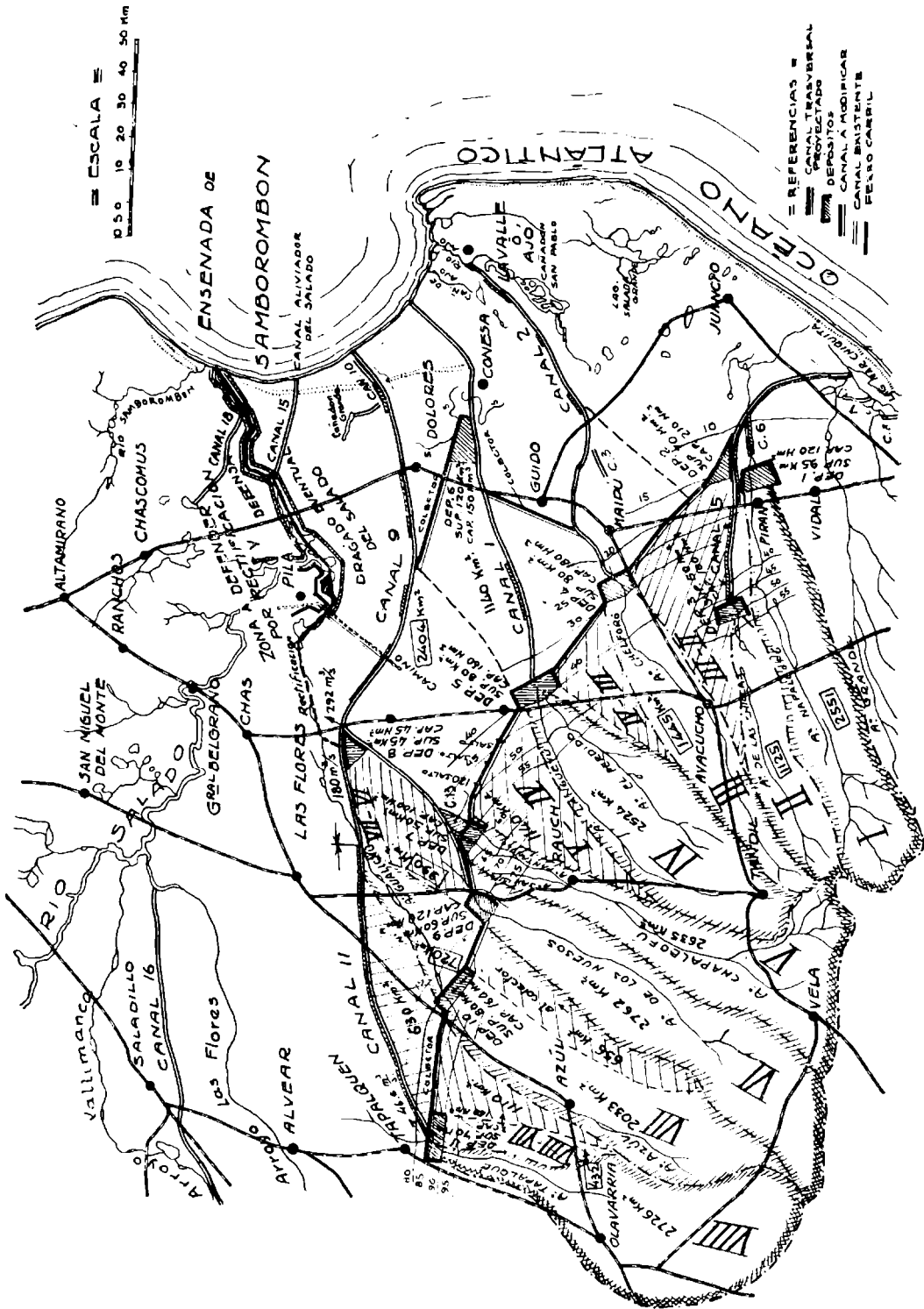


Fig. 27



ESCALA =  
0 5 10 20 30 40 50 Km

REFERENCIAS =  
CANAL TRANSVERSAL PROYECTADO  
DEPOSITOS  
CANAL A MODIFICAR  
CANAL BAISTENTE  
PELLO CARRIL

b) *Construcción de un terraplén, que el ingeniero Duclout llama tajamar, para desviar las aguas que se escurren entre las cuencas directas de los pantanos anteriores.*

La sección de este tajamar está dibujada en la figura 28.

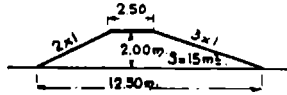


Fig. 28

El ingeniero Duclout dice:

« Pero estos depósitos (se refiere a los pantanos) podrían desbordar « en ciertos casos; los he unido además uno con otro por un tajamar de « 2 metros de altura que une la parte inferior de un depósito con la su- « perior del siguiente, *dejando que el agua corra a lo largo de ese taja- « mar, inundando una zona cuyo ancho no pasará de 2 kilómetros.* »

Este tajamar recibirá, como puede verse en la lámina VI, las aguas de las siguientes superficies de cuenca que no van directamente a los pantanos.

|  |     |        | Superficie en kilo-<br>metros cuadrados |
|--|-----|--------|---|
| Parte de la zona VIII - VII, entre los depósitos 10 y 11 |     |        |   |
| id.  | id. | 9 y 10 | 1110                                    |
| id.  | id. | 7 y 9  | 656                                     |
| id.  | id. | 5 y 7  | 1140                                    |
| id.  | id. | 4 y 5  | 930                                     |
| id.  | id. | 2 y 4  | 1310                                    |
| Total . . . . .  |     |        | 5146                                    |

c) *Aumento de la capacidad de los canales existentes para utilizarlos como evacuadores de las aguas acumuladas en los depósitos.*

Como la capacidad de los canales actuales es muy variable a lo largo de su curso, el ingeniero Duclout dibuja un diagrama cartesiano para cada uno de ellos, llevando como ordenadas los volúmenes diarios y como abscisas las longitudes acumuladas que corresponden a aquéllos.

Para efectuar la evacuación de los pantanos en 30 días conceptúa necesario ampliar la sección de los canales existentes, para lo cual existen dos medios, dice. El primero consiste en excavar la sección mayor del canal entre sus diques laterales y requiere un movimiento de tierra de

23.000.000 de metros cúbicos. El segundo en levantar suficientemente los diques laterales, un metro más o menos, y requiere un movimiento de tierra de 11.000.000 de metros cúbicos.

Se consignan a continuación algunas de las ampliaciones propuestas:

*Canal N° 11.* — La capacidad actual es de 58 metros cúbicos por segundo, o sea 5.000.000 de metros cúbicos por día en el origen, y disminuye a 1.500.000 metros cúbicos por día en el kilómetro 210. Aumenta la capacidad del canal desde el kilómetro 167.75 al 264.7 a 5.500.000 metros cúbicos por día. (64 metros cúbicos por segundo).

*Canal N° 9.* — Aumenta la capacidad a 27 millones de metros cúbicos por día (313 metros cúbicos por segundo) desde Km. 11.5 a 22.200; Km. 40 a 60; Km. 82.0 a 89.0; Km. 101.5 a 106.5; Km. 114 a 116.0.

*Canal N° 12.* — Aumenta su capacidad a 70 metros cúbicos por segundo desde el kilómetro 54 a 61 y desde el 66 a la terminación y a 116 metros cúbicos desde el Km. 32 al 38.5.

*Canal N° 1.* — Aumenta su capacidad a 197 metros cúbicos por segundo (17.000.000 metros cúbicos por día) desde el Km. 2.8 al 44.

*Canal N° 2.* — Aumenta a 98.5 metros cúbicos por segundo (8.500.000 metros cúbicos por día) desde el kilómetro 1 al 4 y desde el 6.0 al 21.5.

*d) Construcción de un terraplén de 33 kilómetros de longitud para proteger la ciudad de Dolores.*

Este terraplén colector prolongaría el terraplén del pantano número 6 hasta encontrar el canal 9. Su dirección aproximada en la dirección media de este canal desde Vichahuel hasta un punto del mismo situado a 30 kilómetros al oeste de Dolores. La sección sería la misma que para el tajar que une los pantanos N° 11, N° 10, N° 9.

*e) Construcción de un terraplén colector de dirección aproximadamente perpendicular al primero para proteger a la población de General Guido.*

Pasaría este terraplén a 5 kilómetros al oeste de Guido, entre los terraplenes de los canales 1 y 2. Su longitud aproximada sería de 32 kilómetros y su sección igual a la del anterior.

El ingeniero Duclout estudia en una forma muy interesante el funcionamiento del sistema de corrección propuesto para lluvias como las de junio 1900 y agosto de 1913, considerándolo como muy satisfactorio.

**V. — La defensa del Salado inferior:**

El ingeniero Duclout construye un diagrama, reproducido en la figura 29 que da las alturas observadas en Puente Guerrero, en el Salado y en el Canal N° 15 durante la crecida de 1913 por la Dirección de Desagües, y construye las curvas de caudales del Salado y del Canal N° 15



desde el 22 de agosto al 24 de noviembre de 1913. Integrando gráficamente estas últimas obtiene los volúmenes de agua que pasan por ambos cursos en el mismo lapso de tiempo encontrado:

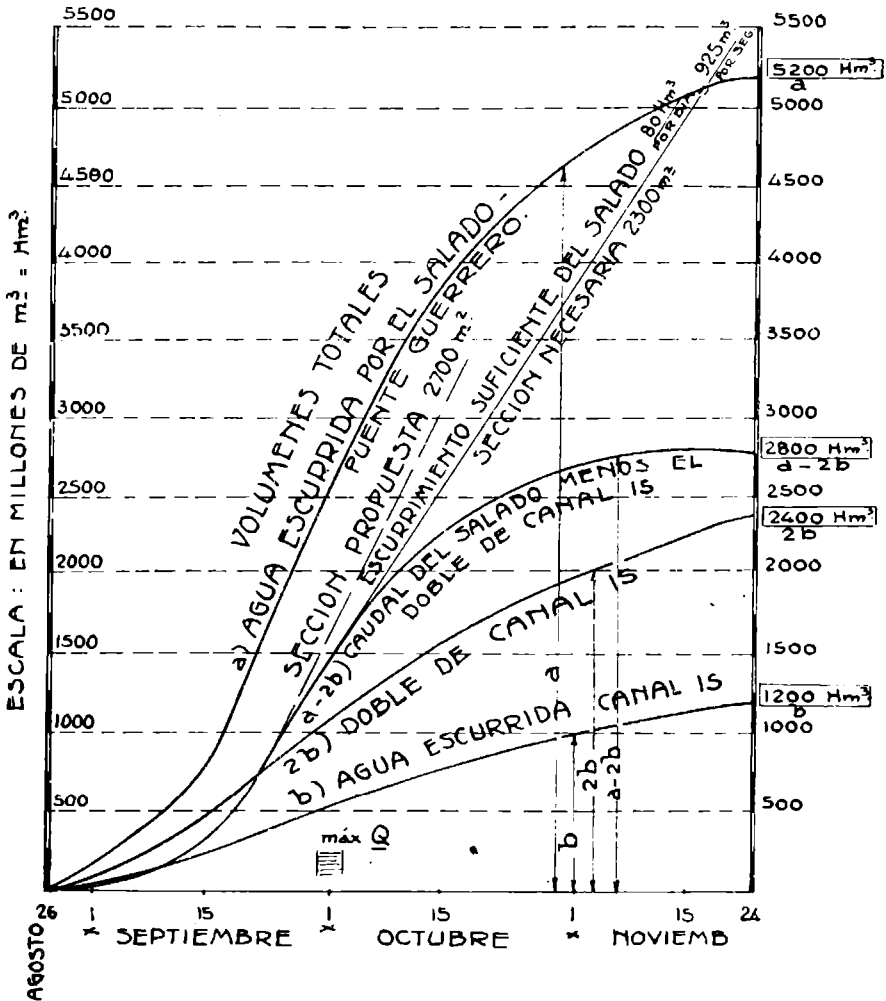


Fig. 29

|  |               |                |
|--|---------------|----------------|
| Volúmen que pasó por el río Salado . . . . . | 5.200.000.000 | metros cúbicos |
| Canal N.º 15 . . . . .                       | 1.200.000.000 | " "            |

Considera insuficiente la capacidad de este último y estudiando el problema del Salado en su conjunto, propone las siguientes:

- a) Duplicar la sección del Canal N.º 15.
- b) Ensanchar el lecho mayor del Salado construyendo terraplenes longitudinales a 1200 metros de distancia aguas abajo del origen del canal N.º 15, con lo cual se obtendría una sección de 2700 metros

cuadrados para un caudal de 926 metros cúbicos por segundo. La sección transversal de esos terraplenes sería semejante a los de los diques construídos en el Rhin.

- c) Aguas arriba del puente Guerrero, construir a 1500 o 2000 metros de distancia los mismos diques. El del lado sur bordearía las lagunas de La Tigra, La Boca y el arroyo Camarones en su margen derecha hasta la unión de los canales 9 y 12.

Por el lado Norte el dique arrancarí de la Bahía Samborombón hasta enfrentar el codo del Salado en la desembocadura del Camarones, y luego seguiría la laguna Chis Chis hasta encontrar terrenos de cota 9 o 10.

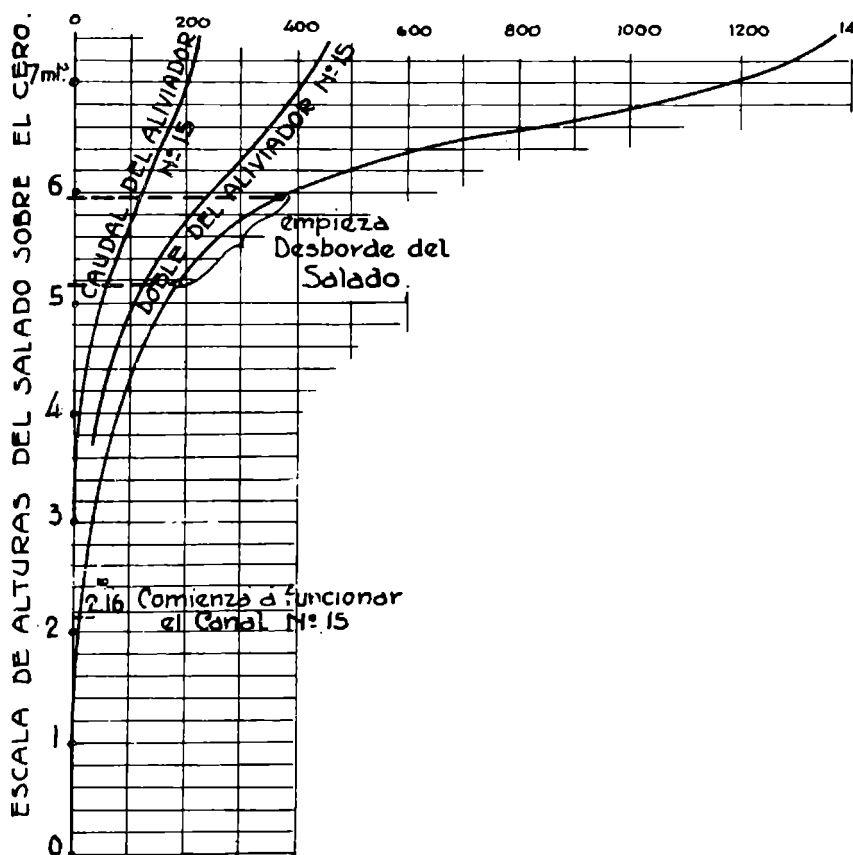


Fig. 30

#### VI. — Presupuesto:

El presupuesto de las obras, *excluyendo las del Salado Inferior*, calculado por el ingeniero Duclout, es el siguiente:

|                      |                 |
|----------------------|-----------------|
| Movimiento de tierra | \$ " 17.850.000 |
| Obras de arte        | " " 4.000.000   |
| Expropiaciones       | " " 10.500.000  |
| Varios 16 %          | " " 5.400.000   |
| Imprevistos          | " " 2.250.000   |
| Total                | \$ " 40.000.000 |

Al efecto, fija el costo de las obras de arte a razón de \$ 0.26 por metro cúbico de movimiento de tierra, el movimiento de tierra en \$ 0.70 el metro cúbico y el monto de las expropiaciones a razón de \$ 100 la hectárea.

### XIII

#### EL PLAN DEL INGENIERO EDUARDO AGUIRRE

(Diciembre 12 de 1917).

Después de hacer una crítica de los proyectos de los ingenieros Mercau y Waldorp, Wauters y Duclout, manifiesta el ingeniero Aguirre que son incompletos y que no solucionan el problema, por lo que propone un plan propio.

Manifiesta que no puede aconsejar la adopción de ninguno de los proyectos presentados porque, a su juicio, el criterio que guíe la ejecución de las obras de desagüe debe ser para convertir esa inmensa región en tierras cultivables —lo que por cierto no implica proibir la ganadería, pues ésta, para su mejor explotación, necesita que se cultiven y almacenen forrajes—. A tal objeto, además de impedir las inundaciones, deben arbitrarse los medios para que la napa freática se mantenga suficientemente baja —para ello hay que recurrir al drenaje del suelo—. Por supuesto que no hay que pensar por ahora en surcar los 5.000.000 de hectáreas que abarcan la zona inundable con drenes a 10 m. unos de otros, ni aún a 100 m.; pero hay que dar los primeros pasos en ese camino, surcando el territorio con redes de canales excavados a profundidades entre 2 y 4 m. que evacúen las aguas de inundación en las épocas de lluvias excesivas y provoquen una depresión de la napa freática durante los períodos de lluvias normales; el aumento progresivo de los cultivos exigirá el perfeccionamiento de esa red hasta llegar al drenaje propiamente dicho.

**Bases de un anteproyecto.** — El anteproyecto formulado se fundamenta en las siguientes bases:

- 1° — División de la región en 25 secciones con desagües independientes.
- 2° — Cada sección evacuará sus aguas locales por una red de canales profundos.
- 3° — Capacidad de los canales para evacuar en 23 días 100 milímetros de agua uniforme.
- 4° — Aprovechamiento total de los canales existentes.

La capacidad unitaria que así resulta (50 litros por segundo y kilómetro cuadrado) ha sido fijada admitiendo una lluvia uniforme de 300 milímetros en la totalidad de la zona al sur del Salado y que una tercera parte se insuma y se evapore, otra tercera parte queda detenida en las desigualdades del terreno y el resto deba evacuarse en un plazo de 23 días, hace notar que 20 días es el intervalo mínimo observado entre dos series de lluvias de importancia.

*Concepto de los trazados.* — Las secciones han sido delimitadas (véase lámina VII) por los accidentes naturales del terreno y por los canales existentes; en los límites entre secciones se construirán canales con terraplén donde sea necesario, para impedir que el agua de las secciones superiores invada las inferiores, y en cada una de ellas se dispondrá una red de desagüe local a bajo nivel, que desaguará al Río de la Plata o al Océano, según los casos, y los de las secciones más altas a canales, que recorrerán entre terraplenes los límites de las secciones inferiores hasta llegar a los límites antes citados, con caudales que no excedan de 200 metros cúbicos por segundo.

*Condición previa.* — Suprimir la concentración de aguas que se produce en el Km. 130 del Canal N° 9 en su confluencia con el Canal N° 12, pues concurren allí las aguas de las secciones 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 y 14, con un caudal de 700 metros cúbicos por segundo (cuenca superior y media de los arroyos Tapalqué, Azul, Los Huesos y Chapalcofú, con un total aproximado de 14.000 km. cuadrados), siendo así que la capacidad máxima del Canal N° 9 es de 200 metros cúbicos por segundo; considera muy costosa la solución que implicase el aumento de capacidad de dicho canal.

*Obras propuestas y plan de trabajo.* — En primer término:

- 1° Regularización de los arroyos que ligan el Zapallar con el Camarones.
- 2° Dispositivo en el Canal N° 9 para descargar la totalidad de su caudal por el Zapallar y Camarones.
- 3° Canal de defensa de Dolores (110 metros cúbicos por segundo) desembocando en el km. 70 del Canal N° 9.
- 4° Ensanche del Canal F y su prolongación hasta el río Ajó.
- 5° Canal de defensa de Guido (160 metros cúbicos por segundo) que desembocará en el Canal N° 2 antes del cruce de la línea férrea Guido-Maipú; aquel canal se dispondrá con terraplén al Este.
- 6° Ensanche del Canal N° 5 dándole capacidad para 260 metros cúbicos por segundo en su curso inferior.
- 7° Canal de defensa de Maipú (125 metros cúbicos por segundo) arrancando del nacimiento del Canal N° 2 y terminando en el Canal N° 5, donde éste cambia de rumbo hacia Mar Chiquita.

8° Desagües locales de las secciones 17, 18, 20 y 24 (partidos de Castelli, Dolores, General Lavalle, Guido, Maipú, Rauch y Madariaga).

*En segundo término:*

- 9° Canales de defensa de la zona de Saladillo, uno que arranque de las alturas de estación Mosconi y termine en el nacimiento del Canal N° 16, y el otro que arrancando del arroyo Las Flores a un nivel superior a cota 70 termine también en el nacimiento del canal N° 16.
10. Canal de defensa de Tapalqué y General Alvear (130 metros cúbicos por segundo), uniendo el arroyo Tapalqué con el de Las Flores y dispuesto al Oeste de la vía férrea Tapalqué-Alvear; este canal deberá ser a alto nivel tomando la tierra para los terraplenes de excavaciones hechas a su pie, del lado oeste para ambos, así la que queda fuera de los terraplenes servirá de canal colector para la zona situada al oeste.
11. Canal a alto nivel de unión del arroyo Azul con el arroyo Las Flores, pasando por las proximidades de la estación Pardo; con capacidad para 200 metros cúbicos por segundo —si fuese necesario, se endicaría el tramo inferior del arroyo Las Flores.
12. Canales de descarga del Canal N° 9 al Salado por Poronguitos y Camarones.
13. Canal desde el arroyo Los Huesos al arroyo del Azul y canal desde el arroyo Chapaleoufú hasta el kilómetro 70 del Canal N° 9.

*En tercer término:* Los desagües locales de todas las secciones.

El problema relativo a la región situada al Norte del Salado está vinculada al problema de la corrección de ese río. Propone que la excavación de los canales se efectúe, siempre que sea posible, por medio de dragas y al efecto acompaña dos proyectos de dragas a succión del tipo más conveniente para ese trabajo.

*Presupuesto.* — Fijando un precio de \$ 0.50 por metro cúbico de excavación sin terraplén; \$ 1.00 el metro cúbico de excavación con terraplén; \$ 0.70 el metro cúbico de terraplén, y \$ 0.30 el metro cúbico de dragado a succión, llega a los siguientes totales:

|                           |               |
|---------------------------|---------------|
| Obras del primer término  | \$ 17.000.000 |
| Obras del segundo término | » 11.000.000  |
| Desagües locales          | » 28.000.000  |
| Total . . .               | \$ 56.000.000 |

**Estudio del Salado.** — Considera que la solución más recomendable es el endicamiento propuesto ya por el ingeniero Duclout, entiende sin embargo que para proyectar esas obras es menester que previamente se estudie su régimen, se establezcan los perfiles hidráulicos, las alturas a que

llegan las crecidas en sus distintos puntos y se disponga de un plano acotado del mismo, desde Roque Pérez a su desembocadura.

Observa que si se adoptase la idea de excavarlo para darle mayor sección sería necesario dragarlo con bastante profundidad, pues las barrancas son demasiado elevadas para poderlas desmontar; lo que determinaría que las lagunas encadenadas de Chascomús quedasen sin comunicación con el Salado en las crecientes ordinarias, lo que necesariamente produciría su desecamiento. Estima que podrían limitarse los desbordes de esa laguna con pequeños diques de tierra y ahondarse sus canales emisarios, colocando compuertas en su unión con el Salado para poder regular la altura del agua.

*Colaboración del ingeniero Foster.* — Al finalizar su informe, el ingeniero Aguirre deja constancia que su redacción ha sido efectuada con la colaboración del ingeniero Alejandro Foster.

#### XIV

### LOS PLANES DEL INGENIERO JULIAN ROMERO

(Junio de 1919).

#### «A» Plan definitivo. <sup>(1)</sup>

#### EXPLICACIÓN DEL CONCEPTO DEL PLAN ANTIGÜO DEL DEPARTAMENTO DE INGENIEROS

Según el ingeniero Romero este plan comprendía obras que eliminasen las aguas detenidas en aquellas zonas donde su permanencia prolongada impedía el aprovechamiento de las tierras por épocas y por años enteros, pues se proponía encauzar el presupuesto dentro de la cifra de \$ 3.00 por Ha. No se le ocultaba que en la zona de mayores declives la afluencia de las aguas de la región más alta *ocasionaba perjuicios*; pero ellos eran menores, las necesidades menos apremiantes y como el costo de las obras respectivas sería elevado consideró que *podían quedar como ampliaciones futuras*.

*Situación actual.* — Manifiesta que por razones notorias — importancia de los perjuicios constatados en las inundaciones de 1900 y 1913, construcción de canales particulares, mayor valor de las tierras y de los ganados, etc. — se hace necesario proyectar obras que beneficien a los partidos de General Alvear, Tapalqué, Azul, Rauch, General Arenales, Ayacucho, Coronel Vidal y Madariaga.

(1) Preparado en su carácter de Ingeniero Director de la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües. Publicación oficial (1919).

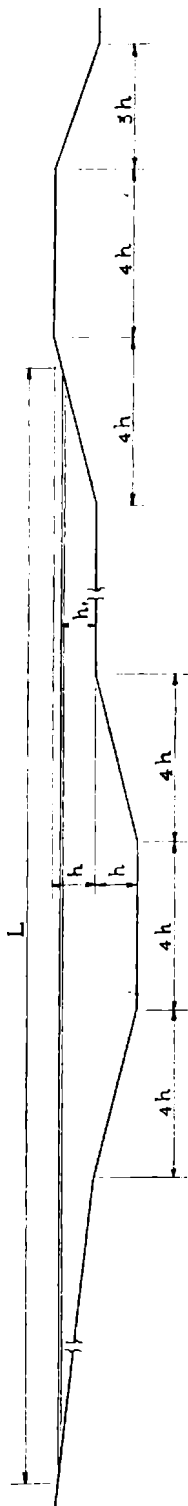
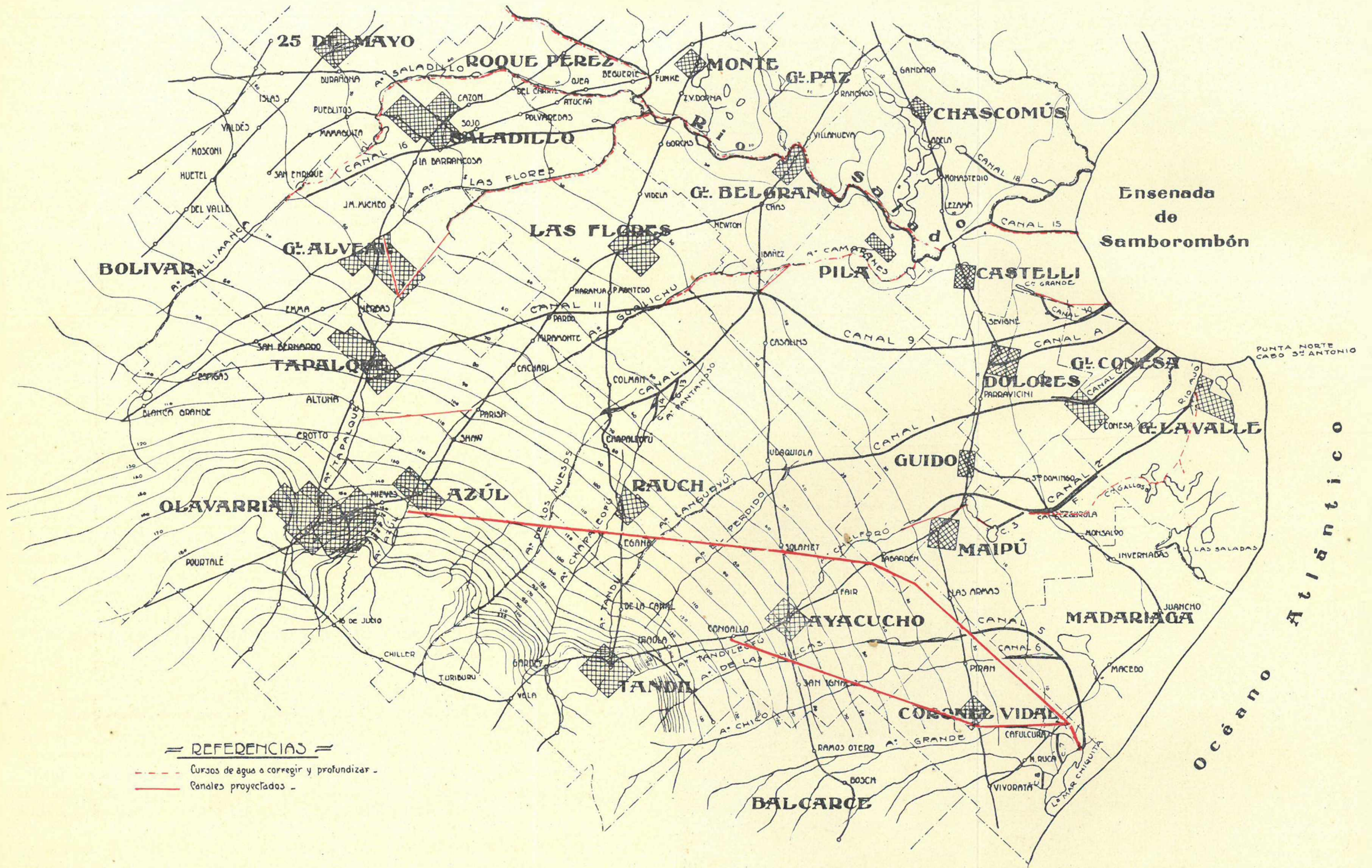


Fig. 31

| Ubicación de la Sección       | b<br>m | b <sub>1</sub><br>m | Sección excavada<br>m <sup>2</sup> | L<br>m | Q <sub>máx</sub><br>m <sup>3</sup> /s |
|-------------------------------|--------|---------------------|------------------------------------|--------|---------------------------------------|
| <i>Desviador de Ayacucho</i>  |        |                     |                                    |        |                                       |
| Origen . . . . .              | 1,35   | 0,80                | 14                                 | 800    | 300                                   |
| Punto terminal . . . . .      | 2,20   | 1,30                | 58,7                               | 1400   | 1400                                  |
| <i>Desviador de Camarones</i> |        |                     |                                    |        |                                       |
| 1er. tramo . . . . .          | 1,35   | 0,80                | 14                                 | 800    | 300                                   |
| 2º » . . . . .                | 2,20   | 1,30                | 58,7                               | 1400   | 1410                                  |
| 3er. » . . . . .              | 2,60   | 1,80                | 54,-                               | 1500   | 5000                                  |



REFERENCIAS

- - - Cursos de agua a corregir y profundizar -
- Canales proyectados —



OBRAS PROPUESTAS

**Zona alta.** — A juicio del ingeniero Romero las necesidades de la época actual deben satisfacerse con *desviadores* (capaces de conducir toda o una parte importante del caudal máximo de las crecidas torrenciales) para evitar o disminuir la importancia de las inundaciones de la zona baja facilitando así la realización de los desagües de ésta. Propone los siguientes:

**Desviador Ayacucho.** (Véase lámina VIII). — Para conducir encauzado a Mar Chiquita el caudal de las crecidas torrenciales de los arroyos Tandiloeffú, Chico, Chilcas y Grande beneficiando los partidos de Ayacucho, Maipú, General Lavalle y Madariaga, propone la utilización de los canales números 5, 6 y 7 *actualmente insuficientes* como canales secundarios.

El desviador, del tipo llamado colector por el ingeniero Mercan, está constituido por un terraplén del lado Norte y una cuneta o canal excavado, empleándose las tierras provenientes de la excavación para formar aquél; la traza seguiría una dirección oblicua a las líneas de nivel según la bisectriz del ángulo de la línea de máxima pendiente y de las curvas de nivel. Origen: Estación Cangallo (F. C. S.) pasando al sur del egido de Coronel Vidal y desembocando en la laguna de Mar Chiquita, siguiendo el cauce del arroyo Grande y la laguna del Talita.

La figura pág. 156 representa las secciones del desviador de Ayacucho en el origen y desembocadura y otros datos sobre cuencas, caudales, pendientes, etc., etc. El ingeniero Romero considera que para defender el talud sería necesario efectuar en el mismo plantaciones de phalaría bulbosa, carpet grass o arabia. Para eliminar las aguas excesivas y evitar sobreelevaciones de nivel propone la construcción de descargadores y reguladores. La superficie que ocuparían las aguas con los caudales supuestos sería de 150 kilómetros cuadrados o sea 15.000 hectáreas aproximadamente.

**Aliviador de las cuencas del Camarones y del Vecino.** — Para captar las aguas de las crecidas torrenciales de los arroyos Azul, Corina, Cortadera, Los Huesos, Chapaleofú, Langueyú, Perdido y Chelforó, con lo cual se beneficiaría una parte considerable de la zona inundable (Partidos de Azul, Rauch, Gral. Arenales, Las Flores, Pilar, General Belgrano, Guido, Maipú, etc.). Esta obra es favorecida por la anterior pues se evitará a ésta un exceso de caudal.

Este aliviador sería del mismo tipo que el anterior, tendría su origen al Norte de Azul, pasando al sur de Rauch, Labardén y Solanet, y desembocaría en la laguna Talita para pasar a la de Mar Chiquita.

*Las zonas de afluencia y caudales máximos* — en base a una lluvia de 350 mm. en 4 días y coeficiente de desagüe:  $\eta = 0,66$  — serían los siguientes:

*Primer tramo* : 30 Km (cuenca del arroyo Azul de 850 Km<sup>2</sup>),  $Q_{max} = 300$  metros cúbicos por segundo.

*Segundo tramo* : 210 kilómetros, para recibir las aguas de los arroyos Los Huesos y Chapaleofú (3800 Km<sup>2</sup>)  $Q = 2000$  metros cúbicos por segundo, computando un coeficiente de desagüe  $\eta = 0,66$ .

*Tercer tramo* : Arroyos Langueyú, Perdido y Chelforó (9000 Km<sup>2</sup>), con un caudal de 3000 metros cúbicos por segundo para un coeficiente de desagüe  $\eta = 0,50$ .

Las secciones transversales se indican en la figura de pág. 156.

Presume que al llegar a Mar Chiquita se podrán utilizar las grandes lagunas de la región, economizando algún trozo de excavación. La longitud total de este colector sería de 280 kilómetros.

Según el ingeniero Romero las ventajas de esta obra son las siguientes :

- a) Aliviará notablemente al Canal N° 1 que quedará en condiciones relativamente favorables, pues su zona de afluencia disminuirá notablemente,  *pudiendo considerarse prácticamente resuelto el problema del Vecino.*
- b) Por la eliminación de las aguas del Chelforó beneficiará al partido de Maipú y la región de Ajó quedará con una zona de afluencia notablemente reducida.

*Semejanzas con el proyecto Mercau-Waldorp.*— El ingeniero Romero compara en las páginas 50 y siguientes el plan de obras que propone con el de los ingenieros Mercau y Waldorp, opinando que aquél presenta las ventajas siguientes :

- a) Beneficia a la zona intermedia que, como es notorio, no está exenta de inundaciones perjudiciales.
- b) Mayor pendiente en los desviadores que en el colector Mercau que presenta pendiente longitudinal muy reducida lo que determinaría un escurrimiento muy lento. Además su trazado en una zona donde la pendiente transversal es reducida hace que el ancho superficial de la corriente (zona de expansión) resulte muy grande.
- c) Mayor capacidad de desagüe con relación al colector Mercau, al que se fija un caudal de 3083 metros cúbicos por segundo para 34,670 kilómetros cuadrados o sea 88,4 litros por segundo y por kilómetro cuadrado, mientras que a los desviadores de Ayacucho, Camarones y Vecino corresponde, respectivamente, 342,8 y 333,3 litros por segundo y kilómetro cuadrado.

**Obras en el río Salado.**— Para indicar las obras divide el curso del Salado en tres troneos que llama inferior, medio y superior.

*Tronco inferior.* — (Desde la laguna de la Tigra hasta la desembocadura). Refiriéndose al curso del río próximo a su salida al mar dice: « En ese lugar el nivel de la corriente, teniendo que identificarse con el « nivel del mar, sufre un descenso, que se comunica hacia atrás en la forma ordinaria del remanso de depresión, con una pendiente superficial « mayor que la del régimen regular de la corriente. Esa diferencia de « declive superficial ha hecho creer a muchos que en el último trozo hubiese una causa de obstrucción de la corriente, siendo, al contrario, que « el mismo descenso del nivel del agua es indicativo de que el desagüe « hacia abajo está más expedito que el que viene de arriba. En las grandes « crecidas las aguas llegan a cubrir los terrenos altos que costean el lecho mayor, produciéndose desbordes, siendo más perjudiciales los que « se extienden hacia el Sud. Simultáneamente se eleva el nivel del agua « en la laguna de la Tigra y en el remanso que ella produce determina « el desborde del curso superior del río y de su afluente principal el Ca- « marones ».

Hace referencia a la crecida de Septiembre de 1913 en que las aguas desbordadas llegaron a pasar por sobre las vías de Guerrero a Castelli, que ocupa la línea de terreno más alta de la región.

Menciona la corrección de ese tramo efectuado por el ingeniero Luis Huergo en 1884 y la aplicación de esa idea por el Departamento de Ingenieros en el río Ajó.

Estima que la solución del problema relativo al curso inferior del río es el canal aliviador o Canal N° 15. Con esto en lugar de las rectificaciones de aquellas vueltas con las que se conservaría la dirección general del curso del río cuyo desarrollo total se disminuiría en una proporción ínfima — se haría una rectificación que reduciría a 32.642 metros la distancia del punto de arranque hasta su término en el mar, la de 70.000 metros que, desde el mismo punto, recorren las aguas siguiendo las sinuosidades del cauce. Deja constancia de las diferencias que existen entre el actual canal N° 15 y el aliviador proyectado por el Departamento de Ingenieros.

Transcribe la carta que el ex-Presidente de la Comisión de Desagües doctor Enrique S. Pérez dirigiera al ingeniero Nyströmer en Junio 3 de 1902 y en la que se destaca la función de las Encadenadas de Chasco-mús dentro del régimen del Salado al recibir el exceso de sus aguas agregando que se debe estudiar con detención el rol que desempeñan como aliviadores del Salado y resolver si haciendo desaparecer las obstrucciones de los arroyos puede devolverse su estado normal. Con respecto al aliviador del Salado (Canal N° 15) el doctor Pérez hace notar que en la crecida de ese año dicho canal ha empezado a funcionar cuando ya el río estaba muy alto y ante el supuesto de que recién sacaría 10, 15 ó 20 millones de metros cúbicos en 24 horas cuando la zona estuviese en plena inundación, insinúa, si no sería del caso reducir ese escalón a 30 ó 50 centímetros para poder aliviarle desde mucho antes sacándole mucho mayor masa de agua.

El ingeniero Romero manifiesta que si la obra se hubiese realizado como lo disponía la Ley de 1893, con el auxilio de las corrientes naturales y las crecidas que se han sucedido desde el año 1899., ella sería una auxiliar eficaz del río Salado. Insiste en que el río Salado tendrá que seguir siendo el principal colector de las aguas.

Propone la corrección del canal con una profundidad mayor que la aconsejada por el doctor Pérez y para evitar el inconveniente de la desecación de las lagunas se dispondrían presas manejables; no considera conveniente por el momento duplicar la capacidad del aliviador como lo indicara el ingeniero Wauters y estima suficiente asignarle un aumento de 180 metros cúbicos por segundo con lo que resultarían 5.400.000 metros cúbicos de excavación y un costo de ejecución de 4.000.000 de pesos moneda nacional.

*Trozo colector.* — Manifiesta que para aprovechar en una forma razonable los grandes recipientes o embalses que se escalonan desde la laguna Las Flores Grandes y La Tigra « se debería crear un cauce menor con « capacidad para conducir un caudal de 300 a 500 metros cúbicos por « segundo de modo que hasta que el caudal de una crecida no exceda ese « límite las aguas puedan seguir sin causar ningún perjuicio y sin ocu- « par esos receptáculos sujetos hoy a la influencia de los cauces actuales « y cuya capacidad se reservaría para retener las aguas perjudiciales. De « este modo la primera parte de la crecida correría con una velocidad « poco diferente de la de la corriente misma adelantándose sobre la cre- « cida desbordante la cual llegaría disminuída en el volumen de agua que « aquélla descargase en el tiempo adelantado. Para tal objeto se aconse- « jaría un endicamiento sumergible y la corrección del cauce profundi- « zando y arreglando sus curvas. Estima que las correcciones y trabajos « de referencia podrán efectuarse con un desembolso total de 10.000.000 « de pesos (computando un movimiento de tierra de 35.000 metros cú- « bicos por kilómetro ».

*Tronco superior del Salado.* — Cita que en la inundación de 1884 tuvieron una influencia notable los afluentes de la margen Norte, en especial la cañada de las Garzas. En las inundaciones de los años 1913 y 1914 la zona de más al Oeste fué la que soportó un caudal de aguas mayor; agrega que tiene referencias que con motivo del cultivo de los terrenos adyacentes al cauce, éste se vá obstruyendo gradualmente.

Considera que existe la necesidad de extender los estudios a esa parte del curso del río y su zona de afluencia, considerada antes como ajena a las obras de desagüe, especialmente hasta la altura de Bragado que fué donde en 1914 se manifestaron con mayor intensidad los perjuicios derivados de la obstrucción del cauce.

**Obras en el arroyo Saladillo.** — Considera que el Canal N° 16 debe ser cortado e inutilizado en su mitad superior quedando la inferior como desagüe local, de muy poco valor por cierto, única solución compatible con la condición de no causar en otra parte un perjuicio mayor.

Estima que se debe regularizar el curso del arroyo Saladillo asignándole mayor capacidad que la prevista en el proyecto del Departamento y que se deberán proyectar disposiciones adecuadas al mejor aprovechamiento de los receptáculos naturales (Laguna La Verdosa, Potrillo, Mangrullo, etc.).

**Obras para los arroyos Las Flores y Tapalqué.** — Hace notar que el arroyo de Las Flores se caracteriza en que su zona de afluencia es de terreno llano de declive sensiblemente uniforme y como consecuencia, las aguas escurren regularmente en régimen más tranquilo; su cauce, sin ser tan amplio que pueda impedir la inundación de los campos contiguos, ocasionadas por el desborde de las máximas crecidas, provee a un conveniente desagüe.

En cambio su afluente, el arroyo Tapalqué, nace en región serrana que da a sus crecidas un régimen torrencial y tiene un gran cauce en que se reúnen y precipitan las crecidas *llegando a Olavarría en un tiempo muy breve*, por lo cual el caudal máximo es muy elevado. A pesar de la capacidad del cauce, esas crecidas llegan a desbordar antes de llegar a Olavarría e inundan esta población ocasionando perjuicios de importancia. Desde Olavarría las aguas de las grandes crecidas en su mayor parte corren extendidas inundando los campos contiguos en una extensión que hacia abajo aumenta continuamente hasta el punto que en las grandes inundaciones llega a verse una lámina de agua cubriendo todo el horizonte visible y ésto se constata hasta que esas aguas llegan al arroyo de Las Flores.

En el año 1889, dice, se construyó el canal de Alvear con el propósito de llevar esas aguas a desaguar al arroyo de Las Flores, sin ocasionar perjuicios a esa población; pero, por razón de su sección reducida y su mala conservación, la obra está casi inutilizada. Indica a continuación que el arroyo Tapalqué por sus características constituye un caso especial y, tal vez, sea del caso considerar la relación del costo de una obra de retención o pantano artificial con la utilidad de su influencia sobre el problema hidráulico. Agrega que una desviación según la traza del Canal N° 11 exigiría una capacidad excesiva como lo demostró su funcionamiento con motivo de las inundaciones de los años 1913 y 1914.

Para resolver el problema urbano de Olavarría bastaría construir un pantano artificial de capacidad moderada, reteniendo más o menos 100 metros cúbicos por segundo por un tiempo no mayor de tres horas. Esto mejoraría la descarga aguas abajo de esa población y vinculado con el estudio de la practicabilidad de tal retención, dice, había que hacer el de una desviación que arrancando de un punto intermedio entre los pue-

blos de Olavarría y Tapalqué fuese al arroyo Azul hacia la altura entre las estaciones Shaw y Parish; con dicho desviador de sección suficiente para un caudal de 300 metros cúbicos por segundo se restaría una zona de afluencia de 1800 kilómetros cuadrados que descarga con régimen torrencial. En esas condiciones la prolongación del cauce del Tapalqué con un canal de proporciones moderadas y una reparación del canal de Alvear bastará para evitar los perjuicios que producen las aguas derramadas; además esta solución haría utilizable el canal N° 11 aumentando quizás su capacidad a 75 metros cúbicos por segundo correspondiente a su nueva zona de afluencia de 1250 kilómetros cuadrados, fijando un coeficiente de afluencia de 60 litros por segundo y kilómetro cuadrado pues las aguas corren superficialmente por terrenos de declive más moderado.

**Cuenca del arroyo Camarones.**— Hace resaltar la importancia del sistema hidrográfico que forma el arroyo Camarones, sin duda el más importante de los afluentes del río Salado así por el caudal de agua con que concurre a formar las grandes crecidas del trozo inferior de ese río como por la extensión de las zonas que cubren las aguas desbordadas. Dice que la primera parte del problema puede darse acaso por resuelta, mediante el canal aliviador propuesto en el capítulo respectivo, gracias a la condición favorable de los grandes receptáculos — (Laguna de La Boca sobre el Camarones y la Tigra en el Salado). — A la solución del segundo problema contribuirá eficazmente el aliviador del Camarones por el que se eliminarían las aguas de la quinta parte de las zonas de afluencia, la que procede de los arroyos Los Huesos y Chapaleofú, que son los que con régimen torrencial más acentuado se precipitan con mayor violencia sobre la zona baja.

Recuerda que el Departamento de Ingenieros proyectaba en 1893 *la prolongación de los cauces entrecortados de los arroyos Gualicho y Zapallar a fin de evitar la permanencia de las aguas detenidas: pero no pretendía con esos evitar la inundación producida por el desborde de las crecidas torrenciales* (pues para tener una idea de la capacidad que para esto se requeriría, hace mérito de la de 2000 metros cúbicos por segundo que atribuye al aliviador de Camarones que ha de desviar las aguas de la quinta parte de la cuenca de esos arroyos).

Estudia las condiciones en que ha funcionado el Canal N° 9 y, en consecuencia, estima que subsiste la necesidad de encauzar esas aguas en la forma adoptada por el Departamento de Ingenieros, obra que se complementa con el aliviador del Camarones que elimina las aguas torrenciales de la parte alta de los arroyos Los Huesos y Chapaleofú; pues aquellas proveerá al desagüe de la zona inferior. Para los arroyos del Azul y el Gualicho así como los cauces de los arroyos Los Huesos y Chapaleofú aguas abajo de la desviación proyectada conserva un cauce amplio para el desagüe de su propia zona.

Para las obras de mejoramiento indicadas fija como ante-presupuesto unos \$ 3.000.000.

**Zona de Dolores.**— Considera que el Canal N° 9 debe clausurarse en una extensión más importante que la indicada por el ingeniero Wanters para dejar expedito el curso de las aguas que siguiendo el curso natural del terreno afluyen al Camarones. Para la utilización del tramo inferior de dicho canal propone construir un colector que cruzando la zona de los canales N° 1 y N° 9 conduzca las aguas a aquél y antes de que afluyan a la zona baja y cuyo costo puede calcularse en \$ 250.000

**Zona de Castelli.**— Hace notar que el Canal N° 10 de las obras construídas no ha sido eficaz y que después de las inundaciones de 1913 esa zona permanecía inundada hasta que sobrevino la época de sequía del año 1916 cuando las aguas inundantes se consumieron por evaporación.

Manifiesta que la protección del Canal N° 15 contra los desbordes del río Salado, no ha sido aprovechada. Subsiste así la necesidad del desagüe por el *canal de Santa Maura*, proyectado por el Departamento. El presupuesto formulado en 1896 ascendía a la suma de \$ 241,352 y con relación al encarecimiento de las cosas podrá calcularse su valor actual en \$ 500.000.

**Cañada del Vecino** (Partido de Guido) — Mediante la desviación de las aguas de la parte alta de los arroyos Langueyú y Perdido y de toda la zona que quedaría al Sur Oeste de la traza del aliviador la cuenca de aquel curso de agua quedaría limitada a 8500 kilómetros cuadrados.

Considera que el Canal N° 1 — con capacidad nominal de 90 metros cúbicos por segundo — es el indicado para recibir las aguas de esa zona; estima que a pesar de los errores que menoscabaron su eficacia el Canal N° 1 es el que dá mayor proporción aprovechable y el que más conviene conservar y utilizar en la medida de su capacidad, como no es susceptible de correcciones que aumenten esa capacidad el modo de salvar su insuficiencia es abrir otra vía a las aguas que no tienen acceso a él; observa que los canales A. y C. no llenarán satisfactoriamente su objeto.

**Zona de Ajó.** — Hace una prolija descripción de la forma en que se produce el exceso de las aguas enumerando las diversas cañadas y cursos de agua de la zona: Cañada de Galloso y arroyos El Chancheo, La Favorita y La Colorada; cañadas de San Pablo, Telechea, Frías, Mangrullo, del Malo, laguna del Palenque y la laguna La Salada.

Expresa que en épocas ordinarias esos cañadones son receptáculos de capacidad suficiente para contener las aguas locales así como las de crecidas moderadas de la cuenca del Chelforó. En las grandes crecidas de la zona alta las aguas que llegan a la cañada de Galloso levantado su ni-

vel se extienden por la cañada de San Pablo desde la cual una parte va hacia el Sur a estacionarse en la cañada del Mangrullo y la laguna La Salada y otra va a llenar la cañada del Malo de donde pasa a la laguna del Palenque y de ahí va a desaguar por el río de Ajó. La sobreelevación en la laguna del Palenque se constata con dos meses de retardo respecto a la de la cañada de Galloso; por razón de la lentitud del desagüe, cuando se repiten las altas crecidas los cañadones exceden su capacidad y desbordan sobre los terrenos contiguos.

Refiere que en ocasión de las inundaciones del año 1899 el agua que durante el invierno había ido llenando los cañadones, hacia fines del mes de Agosto llegaba en la laguna del Palenque a una altura que descargaba sobre el cauce el caudal máximo que podía conducir, calculado en 25 millones de metros cúbicos por día y esa corriente se mantuvo durante los meses siguientes, para disminuir recién con la evaporación más activa del verano.

En 1900 los campos de Ajó permanecían libres hasta cerca de dos meses después que la inundación de los otros era general; pero en el mes de Julio la creciente excedió el límite del año anterior y el desborde del cauce inundó el pueblo de Lavalle.

Hace referencia a las obras ejecutadas en el río Ajó por el Departamento de Ingenieros en 1893 y que tenían por finalidad provocar — por medio de una corrección y rectificación apropiada del cauce para aprovechar la acción de la marea — el descenso del nivel de las aguas de la laguna del Palenque el que repercutiría en la del Malo y demás cañadones de aguas arriba, determinando un aumento de la pendiente superficial que favorecería el desagüe. Manifiesta que aún cuando dicha obra quedó inconclusa y no podía tener eficacia sobre la laguna del Palenque prestó importantes servicios en las crecidas de 1899 y 1900 y hace notar las deficiencias de la traza del actual canal N° 2.

Aconseja los siguientes trabajos:

- 1º El Canal N° 2 tendrá que ser cortado y tapado (como aconseja el ingeniero Aree) pues las modificaciones que se requerirían ocasionarían un costo muy elevado en relación a la insignificante cantidad de agua que puede conducir.
- 2º Prolongar el cauce del Chelforó — aguas abajo del aliviador del Camarones y del Vecino hasta llegar a la laguna del Galloso, conforme al primitivo plan del Departamento; dicha obra tendría por objeto el desagüe local de esta zona; asignando al efecto *1.250.000 pesos moneda nacional* como valor probable de esas obras.
- 3º Completar los trabajos de rectificación del río Ajó, ya citados, y efectuar el dragado de los cañadones desde la laguna del Palenque hasta la cañada de Galloso y el ramal de la cañada de Telechea por Mangrullo a la laguna de la Salada; asigna al tramo principal un ancho de 100 metros y una profundidad media de 0,80 m en 40 ki-



lómetros; y al segundo tramo 60 metros de ancho por la misma profundidad y 25 kilómetros de desarrollo; todo lo cual motivaría un dragado de 4.400.000 metros cúbicos, trabajo que presupuesta a razón de \$ 0.50 moneda nacional por metro cúbico.

- 4<sup>o</sup> Como obras complementarias insinúa la conveniencia de obturar la cañada de Frías y la construcción de obras de retención de tipo móvil que en épocas de escasez mantengan las aguas a nivel de las mareas altas; a este rubro le asigna una partida de \$ 550.000 moneda nacional.

**Costo de las obras.**— Resumiendo las cantidades dadas como presupuesto de máxima de cada parte de la obra, el ingeniero Romero fija para el plan de obras que propone:

|  |                     |
|--|---------------------|
| Desviador de Ayacucho a Mar Chiquita                       | \$ mil 5.000.000.—  |
| Aliviador del Camarones, Vecino y Ajó                      | » 16.000.000.—      |
| Ampliación del Canal aliviador del Salado                  | » 4.000.000.—       |
| Tronco colector del río Salado                             | 10.000.000.—        |
| Salado superior y arroyos Las Flores, Tapalqué y Saladillo | » 7.500.000.—       |
| Conexiones en los arroyos Gualicho, Zapallar y Camarones   | 3.000.000.—         |
| Desagüe de Castelli  | » 500.000.—         |
| Zona del Vecino y Dolores                                  | » 1.000.000.—       |
| Zona de Ajó  | » 4.000.000.—       |
| TOTAL  | \$ mil 51.000.000.— |

Son: Cincuenta y un millones de pesos moneda legal.

**Plan de trabajo.**— Considerando probable que han de producirse nuevas inundaciones, en un término menor del que se necesitaría para realizar las obras en toda la extensión del plan bosquejado, estima que se debe dar la preferencia del comienzo a aquellas partes que llenen las necesidades más premiosas.

- 1<sup>o</sup> Indistintamente las correcciones del Canal N<sup>o</sup> 15, la corrección de los cauces de los arroyos Gualicho, Zapallar y Camarones, relacionada sinó con la obturación del Canal N<sup>o</sup> 9 con la ampliación de los vertederos de descarga, de acuerdo con la opinión del ingeniero Eduardo Aguirre. La primera serie sería más urgente para una repartición de lluvias como la ocurrida en 1900 o 1913; en cambio la segunda lo sería para un fenómeno semejante a lo ocurrido en 1919.
- 2<sup>o</sup> Como un pequeño adelanto de las obras correspondientes a la sección de Ajó: cortar el canal N<sup>o</sup> 2 dándole desagüe conjuntamente con la cañada Del Malo a la laguna del Palenque y hacer la unión de ésta con el río — complementando así la obra interrumpida en 1896.

- 3<sup>o</sup> Las obras del arroyo Saladillo cuya necesidad se ha hecho más premiosa después de las alteraciones del curso de las aguas ocasionadas por el Canal N<sup>o</sup> 16.
- 4<sup>o</sup> Las otras obras requerirán mayor tiempo para su realización y habría poca probabilidad de que pudieran estar en aptitud de prestar servicio en caso de ocurrir una inundación en los años próximos.

Sería adelantarse a lo que resultará del estudio del plan financiero del problema, indicar términos para la ejecución de tales obras.

**Inundaciones de 1919.**— Hace notar que las inundaciones de ese año — especialmente la crecida del arroyo Vallimanea y las inundaciones de Bolívar — abren un capítulo nuevo en el estudio de los desagües de la Provincia de Buenos Aires, que no desca encargar por el momento para no incurrir en improvisaciones.

Dice luego que las lluvias copiosas han producido crecidas torrenciales ocasionando grandes perjuicios en la zona considerada alta, es decir en aquella donde no alcanza la protección de ninguno de los proyectos Mercan-Waldorp, Wauters, Aguirre y Duclout. En la llamada zona baja o sea la de influencia de esos proyectos las lluvias fueron moderadas y los perjuicios que ocasionara el paso de las aguas de arriba — relativamente reducidos por suerte — fueron debidos únicamente a los errores de las obras hechas.

#### « B » **Sistematización del arroyo Saladillo y de las cuencas de las lagunas Carhue y Guaminí.** <sup>(1)</sup>

Los ingenieros Romero y Gando hacen notar que los efectos de las lluvias del año 1919, en las cuencas del Saladillo, Vallimanea y afluentes, han demostrado que « la urgencia de la solución de la sistematización de « los cursos de agua de la provincia de Buenos Aires no se limita ya a « la zona inundable sino que se ha extendido a toda la cuenca hidrográ- « fica del río Salado y en cada una de las que, con cursos de agua más « o menos caudalosos, van a desembocar en el océano ».

Estudian a continuación la zona de afluencia a las grandes lagunas Inehauspe, Alsina, Coehicó, Guaminí y Epecuén haciendo notar el error en que incurrieron el doctor Estanislao Zeballos y, más tarde, los ingenieros Lavalley y Médici al afirmar que las lagunas del Monte (Guaminí) etc., « van en desborde a engrosar el río Salado ».

Con un plano altimétrico aproximado que debe tomarse como una indicación general de la zona, estudian con todo detalle la cuenca imbrífera de las lagunas Carhué y Guaminí y las cuencas parciales de las la-

(1) Trabajo publicado por los ingenieros Julián Romero y Alfredo R. Gando en *La Ingeniería*, Nos. 608 y 609, Año 1924.

gunas Aguará, Inchauspe, Alsina, Cochicó, Monte, Las Dulces, Venado, Paraguayas y Epeeuén, cuencas que comprenden parte de los partidos de Caseros, Lamadrid, Coronel Suárez, Saavedra, Puan, Guaminí y Adolfo Alsina.

Describen las características principales de los arroyos que bajando de las sierras de la Ventana, las Tunas y Curumalan conducen las aguas a las lagunas, las condiciones en que se realiza el escurrimiento de las aguas, etc., acompañando su estudio con numerosas fotografías indicando los niveles alcanzados por las aguas en distintos puntos después de las lluvias de 1919. Indican también las superficies ocupadas por las aguas de las lagunas y profundidad en las mismas en distintas fechas.

Refiriéndose, en particular, a la cuenca de las lagunas Inchauspe y Aguará, que es la primera en sentido de Este a Oeste y cuya superficie calculan en 3150 kilómetros cuadrados hacen notar que el arroyo Sauce Corto que se forma en esa cuenca se bifurca en dos ramas al llegar a la línea del ferro-carril del Sud en su ramal de Coronel Suárez a General Lamadrid, tomando la de la derecha el nombre de Horqueta del Sauce Corto « que después de un recorrido de unos 33 kilómetros pierde su cauce y corriendo por sobre el campo atraviesa la vía del F. C. S. en las cercanías de la estación Louge para caer atravesando la parte S. E. de la propiedad de la sucesión del General Roca a la laguna del Tordillo, cuyos desbordes hacia el N. E. van a engrosar el arroyo Salado, curso superior del Vallimanca ».

Agregan: « esta derivación del arroyo Sauce Corto no lleva sino una parte de las aguas; el mayor caudal, sigue por su cauce determinado en una extensión de unos 50 kilómetros, cruza luego la misma vía férrea entre las estaciones Louge y Otoño, cuando ya su cauce se extiende en grandes cañadones con fuerte pendiente hasta una serie de lajos que corren de Este a Oeste a través del campo La Larga de la sucesión Roca hasta converger a la laguna Inchauspe ».

« En un 35 por ciento, del caudal total, dicen, puede valorarse el que corre al arroyo Salado por la Horqueta del Sauce Corto y al arroyo La Vasca, continuación del anterior ».

Al iniciar el estudio de la cuenca del arroyo Saladillo manifiestan que « el sistema de las lagunas mencionadas forman una cuenca interior que nada tiene que ver, en lo que respecta al escurrimiento superficial, único a considerar para el problema de las inundaciones, con la cuenca del río Salado ».

Describen minuciosamente la cuenca de los arroyos Salado, Vallimanca y Saladillo y manifiestan que « no es exagerado la apreciación del caudal al llegar a la laguna La Verdosa en mil metros cúbicos por segundo ».

Resumiendo manifiestan que estos arroyos forman un curso de agua con la siguiente característica: curso superior en zonas del subsuelo poco permeable y de gran pendiente; curso medio con débil pendiente y escasez de depósitos reguladores y curso inferior completamente incapaz de

recibir sus aguas que se desbordan en extensos cañadones y lagunas, que demoran enormemente la evacuación de las aguas manteniendo un estado delicado en la zona y constituyendo, por otra parte, un enorme depósito apto para regular el proceso de las crecidas.

Al exponer sus puntos de vista sobre la solución que debe darse al problema de evitar los efectos de las inundaciones, manifiestan que los puntos interesantes son los siguientes:

- a) detener el impulso inicial, casi torrencial del curso superior anulando su acción destructora;
- b) facilitar el curso de la zona inferior de una manera compatible con la capacidad del emisario general el río Salado.

Agregan: « así las crecidas disminuyen de violencia, que desde las sierras tiene una salida más regular y constante, haciendo debido uso de los depósitos laterales como regularizadores de dicho escurrimiento. Se obtendría así un doble objeto: se anularían las crecidas violentas y se regularizaría el cauce de toda la zona ».

« Una obra interesantísima, dicen, puede estudiarse para solucionar la « primera faz del problema: la desviación de las aguas torrenciales excedentes del curso superior hacia el mar. En su curso regular éstas « aguas recorren unos 600 kilómetros para llegar hasta el océano; sin embargo estamos a 200 kilómetros del mismo y dispondríamos de mucha pendiente.

« Tal observación nos ha hecho pensar en la posibilidad de un canal « de faldco del macizo de sierras hasta encontrar el cauce del río Quequén « Salado (pág. 169), que conduciría hasta el mar por tan corto camino « las aguas excedentes que caen torrencialmente desde las sierra y desde « la zona de fuerte pendiente abarcando una extensión de 2700 kilómetros « cuadrados que representa en área una tercera parte de la cuenca afluyente al curso superior de este curso de agua ».

Manifiesta que « tomando por base la inundación de 1919, característicamente especial de crecida por exceso en las fuentes, nos indica que « la solución propuesta cumpliría ampliamente con su fin de anular la « crecida torrencial de los arroyos Vallimanca y Saladillo. Además, este « desviador cumpliría su cometido con la cuenca afluyente a la zona de « las lagunas, pues captaría también las aguas excedentes de los cursos « superiores de los arroyos afluentes a las mismas ».

Agregan que « cualquier corrección y endicamiento del curso del Quequén Salado sería muy factible en razón de la limitación del recorrido « hasta su término en el mar que no es mayor de 90 kilómetros ».

Manifiestan que eliminada la violencia de las crecidas en el origen del curso de las aguas, queda a considerar la regularización del cauce en los tramos medio e inferior. El curso medio puede conducir las aguas, pero el curso inferior no está en iguales condiciones y exige obras de re-



gularización en el trozo comprendido entre las lagunas La Verdosa y Potrillo Grande. El curso del arroyo Saladillo exige por su parte algunas rectificaciones..

Como podemos observar, dicen, no se trata de una zona con régimen hidráulico definido; está en franca evolución y, ante tal hecho, las obras deben ser sumamente prudentes no pudiendo su finalización ser consecuencia sino de la observación constante de los hechos corrigiendo, en cada momento, las incorrecciones que se manifiesten y dando a las obras características tales que permitan ser ampliadas a medida que las exigencias de la zona vayan en progreso paralelamente con las que originarán la mayor subdivisión de los predios y la aceleración que evidentemente se produce con el saneamiento por obras particulares de los predios dominantes, así mismo como del alcance económico de los poderes públicos.

Después de establecer que la idea principal que guía el proyecto de las obras que proponen es «*la sistematización de los cursos naturales, acelerando el desagüe, a la par que moderando su crecida por la utilización de la capacidad reguladora de las lagunas*» establecen los ingenieros Romero y Gando estas conclusiones:

- 1º La zona de influencia de las obras de desagüe que necesita la Provincia de Buenos Aires, es mucho más amplia que la considerada como tal en las leyes de Septiembre de 1900 y Enero de 1914.
- 2º El régimen de las corrientes de las aguas superficiales en una gran extensión de dicha zona se ha ido modificando por el desarrollo de la ganadería; la transformación es más notable en aquella parte donde esa industria data de una época más moderna y ello deja prever que seguirá en aumento progresivo.
- 3º Las obras necesarias a la sistematización hidráulica de las corrientes, o sea las que comunmente se designan como desagüe para que sean eficaces han de extenderse gradualmente previendo la necesidad de irse acomodando a las exigencias crecientes determinadas por la modificación del régimen de las aguas superficiales debido a la intensificación de las industrias agrícolas.

#### «C» Plan propuesto en el año 1927 (Noviembre). <sup>(1)</sup>

*Exposición general.* — Según el ingeniero Romero las obras llamadas a satisfacer las necesidades ya sentidas requieren mayor amplitud que las proyectadas por el Departamento de Ingenieros en virtud de la Ley de Enero de 1893. Fundamenta tal aserto en la notable transformación que se ha producido en la zona Oeste de la provincia, tributaria del Salado donde, por razón de las exigencias de la explotación agrícola-gana-

(1) Respondiendo a la invitación formulada por la Comisión.

dera, los médanos se han cubierto de vegetación y han desaparecido los juncales, los campos han adquirido valor, su explotación se ha hecho intensiva y las inundaciones ocasionan perjuicios de consideración y a la vez determinan corrientes que al escurrirse con más facilidad van a afectar los cursos de agua de la zona contigua. Agrega luego que el caudal de las crecidas que bajan de la que antes se consideraba zona seca es considerable, ya sea por las causas apuntadas precedentemente, ya por canales particulares entre los cuales los hay de proporciones excesivas como el de campo Huetel. Cita el caudal de la crecida del arroyo Saladillo (año 1915), calculado por el ingeniero Garófalo en 1200 metros cúbicos por segundo, que fué sobrepasado en la ocurrida cuatro años después, en 1919.

Expresa que no obstante haber cambiado los términos del problema — por la mayor extensión, magnitud y número de obras — el *criterio que inspira su nuevo plan no difiere del que guiara al antiguo del Departamento de Ingenieros.*

Para formar un plan de obras es necesario efectuar las correcciones encaminadas a reducir los inconvenientes que ocasiona *el paso del excedente de las aguas que proceden de la cuenca superior* y que se agregan a las propias de cada parte de la servida por el mismo curso de agua. Sintetiza la característica de esas correcciones así: « *En la zona alta, donde las crecidas que proceden de más arriba se expanden cubriendo « fajas que van en aumento progresivo al continuar su curso, pero que « desaparecen en pocos días, se aconsejan canales que sin tener acción « directa sobre la crecida misma, eliminen las aguas que quedan deteni- « das cuando ella ha pasado. Hacia la zona más baja donde el mayor vo- lumen de las aguas afluentes complicada con la mayor planitud del te- « rreno, cubren mayores extensiones se aconsejan disposiciones que la « circunscriban. Hacia el término de los cursos de agua donde las creci- « das son prolongadas, se aconsejan las disposiciones que según la confi- « guración del terreno y de los cauces naturales, favorezcan la descarga « más activa para hacer descender el nivel de las aguas inundantes.*

*La zona de influencia* que interesa al problema es la que forma el centro de la provincia entre el curso del río Salado y las vertientes de las sierras.

**Cuenca del Camarones.** — Expresa que durante las crecidas, las aguas corren a favor del declive con velocidad conveniente y hacia la altura en que las recibe el Canal N<sup>o</sup> 9 la Oficina Técnica calculaba la duración en 7 a 9 días o sea dos o tres para el período ascendente, otros dos para la mayor altura y tres o cuatro para el descendente.

Todas las grandes inundaciones que se recuerdan han ocurrido después de un período de dos o tres años de lluvias abundantes, cuando en los terrenos bajos había grandes cantidades de agua que, procedentes de lluvias anteriores, eran retenidas por los juncales.

A juicio del ingeniero Romero ésto constituye la diferencia entre los arroyos, cañadas y cañadones. Los primeros tienen un cauce menor en que se mantiene una corriente rápida mientras haya agua en el campo próximo. Con ello se eliminan las aguas que quedan detenidas cuando han pasado las crecientes, se eliminan los juncales y espadañas, el campo es aprovechado por la ganadería y cuando vienen las crecidas el agua corre libremente, mientras que donde no hay un cauce menor se forma el cañadón que ocupa grandes superficies, inutilizadas para la industria agropecuaria, e inutilizada para el paso de las aguas que, ante la resistencia de los juncales, tienen que correr a mayor altura alcanzando a terrenos que sin ello quedarían exentos e inutilizados como retenciones porque antes de llegar las crecidas ya están llenas con aguas de lluvias anteriores.

Lo indicado entonces, dice, es « poner a estos últimos en condiciones «análogas a los primeros y para ello hay que hacer canales de proporciones comparables a los de los cauces que llenan satisfactoriamente «un fin idéntico al que con ellos se perseguiría».

Esa capacidad tendría que relacionarse con las frecuencias de las lluvias; pero como dato de observación de los cauces existentes, y la extensión de la zona afluyente se puede estimar una relación de 1 a 30, a 1 a 40 con el caudal máximo de las crecidas, como capacidad adecuada para evitar los juncales.

*Caudal máximo:* En la proximidad de la línea del Canal N° 9 le atribuye 4000 metros cúbicos por segundo, calculados en base a una lluvia media de 200 mm precipitada en pocos días y aplicando un coeficiente de desagüe de 0,66.

*Canalización de cañadones:* En consecuencia fija en 120 metros cúbicos por segundo la capacidad total de los canales que se han de construir para evitar el crecimiento de juncales y mantener expedito el desagüe de los bajos.

*Unión de los arroyos Gualicho, Zapallar y Camarones:* Expresa que las lagunas existentes en la vaguada de Gualicho, Zapallar y Camarones que constituye, una causa de retardo y atenuación de las crecidas; estimando aquél en 12 días y la reducción del caudal máximo a 600 metros cúbicos por segundo al desembocar en el Salado. La extensión de esas lagunas, agrega, y la capacidad de los cauces del Zapallar y Camarones, con ser importantes, no lo son tanto como para evitar que el exceso de esas aguas ocupen extensos cañadones ocasionando con ello algún perjuicio.

No es partidario de los endicamientos y prefiere el ensanche y canalización de los cauces; pues, un canal que forme un cauce menor puede ser más o menos amplio y siempre será posible su ampliación ulterior, un endicamiento no lo es. Esta idea no excluye la posibilidad de:



endicamientos parciales ni el de la margen derecha del Camarones interceptando el paso por donde las aguas del Salado, refluyendo sobre ese arroyo, se derraman hacia el partido de Castelli.

**Obras a efectuar:**

- a) *Restablecer el curso de las aguas* interrumpido por el Canal N° 9; haciendo el vertedero que fué proyectado en el paso del arroyo del Zorro y un canal de 800 m de largo hasta el punto en que reaparece el cauce de dicho arroyo.
- b) *Unión de los arroyos Gualicho, Zapallar y Camarones* manteniendo el criterio general del Departamento de Ingenieros, pudiendo variar la traza si así resultase de los nuevos estudios y aumentando la capacidad para intensificar los beneficios.
- c) *Utilización del tramo inferior del Canal N° 9* para desagüe local de la zona comprendida entre él y el N° 1 (partido de General Guido).

Hace notar que la crecida del Camarones llega al Salado *unos 21 días* antes que la del curso superior (año 1884, observado por Lavalle y Médici, año 1900 y año 1913); lo que, por cierto, *es un factor favorable* para las obras de aceleración propuestas.

El arroyo Camarones, último trozo del curso de agua que recibe toda la cuenca antedicha se halla sujeto a la influencia de las crecidas del río Salado: *desagua con eficacia durante tres semanas en que sus crecidas se anticipan a la del río; después su corriente es represada por la mayor altura que alcanzan aquellas y aún retrocede durante unos días.* La mejora de esa zona irá a depender más de la obra relativa al curso inferior del río Salado.

**Curso inferior del Salado.** — Explica la función atribuída por el Departamento de Ingenieros al aliviador del Salado (actual Canal N° 15) y considera que es *necesario aumentar su capacidad (Canal N° 15) al cuádruple.* Recuerda que el ingeniero Wanters aconsejaba *decuplicarla* y admite la posibilidad de que conviene un término medio.

**Curso superior del Salado.** — Recuerda que este río recibe las aguas de la mitad de la extensión de la provincia y el trozo que consideramos la recibe con deducción de la parte que corresponde a la cuenca del Camarones, sin tener en cuenta la parte de su cuenca que se extiende muy lejos de sus límites.

Menciona las características de este curso de agua que tiene un cauce menor apropiado al paso de las crecidas ordinarias, desde donde se extienden declives que limitan un lecho mayor y que culminan en hermosas colinas exentas, del peligro de inundación. Hay ensenadas que forman expansiones de lecho mayor que sirven a la atenuación de las crecidas,

unas en condición de las golenas del Pó, y otras con aguas permanentes en que los permisos de pesca dan buena renta a los municipios.

Destaca la acción reguladora de los receptáculos que se hallan en el trayecto entre los puentes de Villanueva y Guerrero. El año 1913 el almacenamiento alcanzó a 400.000.000 de metros cúbicos y reduciendo el caudal máximo a la mitad (400 metros cúbicos por segundo en Villanueva el día 28 de Mayo de 1913, y 200 metros cúbicos por segundo en Guerrero el día 20 de Junio de 1913). Deja constancia de que la crecida más alta de ese año en Guerrero fué provocada por la rotura del Canal N° 9.

Estudiando las curvas de caudales en Villanueva y Guerrero de la crecida de 1900 calcula que la acumulación total se acerca a los 900 o aún a los 1000 millones de metros cúbicos.

*Tramo entre la laguna de Las Flores Grandes y la desembocadura del Camarones.* — Aconseja la corrección de un cauce menor con diques sumergibles con capacidad para 100 a 500 metros cúbicos por segundo, con el propósito de que cuando se produzcan crecidas mayores utilicen mejor esa zona de expansión. Para ejecutar tal trabajo es imprescindible y previa la mejora del curso inferior; pues la aceleración de las aguas podría provocar la coincidencia en la confluencia de las máximas del Salado superior y del Camarones.

*Tramo aguas arriba de la laguna Las Flores Grandes.* — Lo conceptúa el mayor de los cursos de agua que concurren a dicha laguna y hace notar que en las últimas inundaciones comprobó la necesidad de ejecutar obras en su cuenca que ayuden a las fuerzas naturales. Menciona que sus mayores crecidas se han producido en épocas distintas con relación a las máximas de la cuenca del Camarones; cita las de 1912, 1915 y 1919.

**Arroyo Tapalqué.** — Indica que sus crecidas son de *régimen marcadamente torrencial*; en Olavarría el caudal máximo se verifica 15 horas después de iniciarse las lluvias y el descenso se produce con rapidez proporcionada, desde allí las aguas se dividen en varios trozos paralelos al curso principal y luego se desparraman formando en las proximidades del Tapalqué el arroyo *La Discordia*; más adelante, el cauce se estrecha y desaparece en las chacras de Alvear, las *aguas derramadas corren a favor del declive y van a caer al arroyo Las Flores, quedando* extendido en el campo un resto que perjudica; cita que en 1884 — a raíz de las inundaciones de esa época — se proyectó la prolongación del cauce, pero por falta de recursos el canal resultó insuficiente, pero sin embargo ha favorecido la extirpación de los juncales.

#### **Obras propuestas:**

- a) *Prolongar el cauce del Tapalqué, para que desagüe directamente al arroyo Las Flores, construyendo un dique en su margen izquierda para proteger el éjido de Alvear.*

- b) *Disponer a la derecha otro canal colector* que siguiese la dirección del arroyo La Discordia para hacer converger las aguas en la prolongación del arroyo Tapalqué.
- c) *Obturar la entrada del Canal N° 11*, eligiendo para ello la línea de un borde más alto que corre a 500 m en línea paralela al arroyo y abrir los terraplenes en esa extensión.
- d) *Estudiar la conveniencia de construir otro canal* que arrancando de más arriba vaya hacia la confluencia del Canal N° 11, con lo cual éste quedaría suficientemente aliviado.

**Arroyo las Flores.** — Dice textualmente: « Con relación a la extensión de la cuenca las condiciones de este arroyo son proporcionalmente comparables a las del río Salado. Nace en el partido de Olavarría en una zona que por ser poco accidentada sufre perjuicios con la detención de las aguas propias. En la mayor parte de su extensión corre por una hondonada que limita un cauce mayor y en cuya vaguada hay un cauce menor regular y continuado. Esa condición reduce a un mínimo los inconvenientes que tenía que producir el paso de las aguas en relación con la extensión de la cuenca ».

Estudia después las características de la cuenca y propone las obras siguientes:

- a) *Endicamiento* en su curso inferior para evitar que las aguas se derramen en una extensa superficie.
- b) *Construcción de canales generales para favorecer el acceso* al curso principal de las aguas derramadas en las cañadas.

**Cuenca del Saladillo.** — Estima que es la región que presenta el problema de mayor alcance; señala el *arroyo Vallimanca* como curso principal y de cauce continuado, pero establece que la mayor parte de las aguas inundantes van repartidas en otros cursos de agua de menor importancia; cita el arroyo de *Las Chileas* y la *Cañada San Enrique* (en Huetel donde se ha construído un canal algo mayor que lo conveniente) como corriente de cierta entidad. Refiere que los desbordes de la laguna *La Verdosa* (término del arroyo Vallimanca) se derraman sober los campos adyacentes corriendo parte hacia el arroyo Saladillo y parte al de Las Flores; lo mismo ocurre en la laguna Las Chileas (término del arroyo homónimo) y en todos los otros cursos de agua de la región: *las aguas se extienden ocupando grandes superficies* que desaguan al cauce del arroyo Saladillo.

*La inundación del partido de Bolívar* (año 1919) la atribuye a dos causas:

- a) Escasez de aberturas en la línea férrea de Bolívar a Recalde y de Alvear a Recalde, lo que determina que parte de las aguas desbordadas del arroyo Las Flores pasen al Vallimanca y a Bolívar y al arroyo Tapalqué.

- b) *El derrame de las crecidas torrenciales del arroyo Salado (origen del Vallimanca) y del Sauce Corto, una de las bifurcaciones de este último es tributario importante de aquél.*

Propone las obras siguientes:

- a) *Prolongación del canal de Huetel con capacidad proporcionada a su zona de influencia.*
- b) *Canal de unión de las lagunas La Verdosa y El Potrillo y de esta hacia el arroyo Saladillo convenientemente ensanchado y rectificado, pudiendo agregarse el endicamiento que limite un cauce mayor de unos 500 m y que comprenda las lagunas citadas y las de las Flores Grandes, como receptáculos moderadores.*
- c) *Hacer concurrir al arroyo Las Flores — cuya corrección adecuada considera más factible — las aguas que van por la zona intermedia y que en su mayoría proceden de los desbordes del Vallimanca.*
- d) *Aumentar las dimensiones de las aberturas de la línea Bolívar-Recalde.*
- e) *Estudiar comparativamente a los efectos de la influencia de las crecidas torrenciales citadas: obras de retención en el curso del arroyo Salado y del Sauce Corto y obras de desviación hacia el Sur, buscando los amplios cursos de agua de los partidos de Tres Arroyos y Cronel Dorrego: (esta última solución determinaría beneficios de importancia — además de la cuenca del Vallimanca — en los partidos de Pringles y Adolfo Alsina pues evitaría los perjuicios de las inundaciones en aquél y reduciría el volumen de las que van a la laguna Epecuén). Hace notar que es quizás el único caso en la provincia en que sea procedente considerar los embalses como solución del problema de las inundaciones.*

**Zona de desagüe directo.** — Formada por los arroyos Langueyú y Perdido, de régimen netamente torrencial cuyas avenidas llegan en poco tiempo a la zona inferior y cubren grandes extensiones. Refiere que con motivo de las inundaciones del año 1913 el ingeniero Claps calculó — de acuerdo con los datos de represamiento medido en las obras de arte de la línea férrea Dolores a Maipú — entre el Canal N° 9 y el Canal N° 1 un caudal de 3000 metros cúbicos por segundo como media de 24 horas y de 1000 metros cúbicos por segundo como media de los 8 días siguientes, correspondiendo a las aguas desviadas por el Canal N° 9, las derramadas por el Canal N° 1 y las de la zona intermedia.

**Obras propuestas:**

- a) *Conservar el Canal N° 1 pues es la única obra del sistema construído que « no impone desviaciones perjudiciales al excedente de las « aguas y se limita a eliminar la parte que corresponde a su capacidad y que aunque limitada es de positiva utilidad; la que no*

« ha podido apreciarse debidamente porque su zona de influencia « está sujeta a la perjudicial desviación del Canal N° 9 ».

- b) Eligiendo los puntos favorables que presentan las inflexiones de la pendiente del terreno, *crear represamientos* de las aguas que corren por la zona contigua a los diques para hacerlas entrar al canal N° 9 en momento oportuno, alargando el período en que conduce 250 metros cúbicos por segundo (capacidad máxima).
- c) *Construir romales aliviadores* de su zona que conduzcan la aguas al Canal N° 9.
- d) *Nueva abertura del médano* entre el Canal A y el Canal N° 1.
- e) *Conservar los canales A y C.*

**Cuenca del río Ajó.** — Estudia sus características, la influencia de las lagunas sobre el retardo de las crecidas en el río Ajó con respecto a las de los arroyos de la cuenca.

Con referencia al *arroyo Tandileofú* manifiesta que al salir de las sierras tiene un amplio cauce proporcionado a la magnitud de los caudales que descarga; pero, poco a poco, va disminuyendo en su lecho mayor y las crecidas desbordan dando lugar a la formación del arroyo Manantiales que a su vez origina el Chelforó; las crecidas del Tandileofú perjudican seriamente al pueblo de Ayacucho.

#### **Obras propuestas:**

- a) *Rectificación y canalización del cauce de las cañadas*, de acuerdo con el antiguo plan del Departamento de Ingenieros.
- b) *Endicamiento de los cañadones.*
- c) *Canal nuevo que llevase a la cañada de Galloso o a la de San Pablo las aguas que afluyen al Mangrullo.*

**Desviador de Ayacucho.** — Aconseja su estudio desde el arroyo Tandileofú — aguas arriba del ejido de Ayacucho — para desviar esas aguas y la de los arroyos Chilcas y Chico, cuyas crecidas torrenciales causan inundaciones; los desbordes del arroyo Chilcas afectan la cuenca de Ajó.

**Dirección y financiación del plan.** — Estima que *aún aplicando el criterio de la más estricta economía en la confección del proyecto, el costo de realización del plan de obras propuesto alcanzará a una cifra elevada, mayor o comparable al de las obras existentes*; lo que excluye la idea de que puedan realizarse en un término tan breve que pudieran estar en condiciones de prestar servicios en toda la extensión de una zona de influencia a la vez.

Considera que *lo equitativo, lo razonable y lo legal es establecer la proporcionalidad entre la contribución y el beneficio específico*, teniendo en cuenta el orden de ejecución de las obras y los costos parciales de las mismas con relación a sus respectivas zonas de influencia. No se le oculta

que la cuestión es algo compleja y que su solución en cuanto a la distribución del impuesto — debiera estudiarse con *intervención de delegados de las zonas tributarias* de cada sección de las obras y bajo la condición de que la *entidad* que dirima las divergencias ha de ser ajena al interés regional; para afrontar esos estudios propone un *impuesto general* para toda la zona de influencia que podría ser de \$ 0,06 por hectárea, 10 % del actual de conservación.

## XV

### PROPOSICION DEL INGENIERO ALEJANDRO FOSTER

Al contestar nuestro pedido (véase pág. 18) el ingeniero Foster expresó que sobre el problema de los desagües de la Provincia mantenía las opiniones que había expuesto en las sesiones del 1º y 2º Congreso Nacional de Ingeniería celebrados en Buenos Aires en 1916 y 1921.

#### «A» — 1º Congreso Nacional de Ingeniería. (1)

En la segunda reunión de la Sección Riego (26 de Septiembre de 1916) el ingeniero Foster expuso su trabajo sobre el problema de referencia llegando a las siguientes conclusiones:

- 1º Las inundaciones de la Provincia de Buenos Aires no son necesariamente producidas por las lluvias que tienen lugar en las tierras altas próximas a las sierras.
- 2º Las variaciones de la napa de agua freática del subsuelo es un factor de importancia en dichas inundaciones.
- 3º La solución completa del problema, para evitar las inundaciones, consiste en el drenaje de los terrenos afectados.
- 4º El servicio de desagües debe estar a cargo de una repartición con capacidad técnica y financiera suficiente y que goce de la autonomía necesaria para substraerse a las influencias políticas.

Luego de una amplia discusión en la que toman parte los ingenieros Mercau, Romero, Foster, Ortúzar, Duhau, Bredius y Niebuhr — no habiéndose aceptado las proposiciones del ingeniero Foster — se posterga la discusión del asunto para una sesión próxima.

En la sesión del 29 de Septiembre de 1916 el ingeniero Foster presenta la nota siguiente que se transcribe:

« En la sesión en que tuve el honor de presentar a esta asamblea mi trabajo relativo a los desagües de la Provincia de Buenos Aires, se

(1) Relación general del funcionamiento del Congreso - pág. 201 y siguientes.

« resolvió designar una sesión especial para tratar ampliamente el asunto y como no se ha hecho hasta ahora y el tiempo apremia, me voy a permitir indicar la solución que podría adoptarse induciéndome a hacer la consideración de que se trata de un asunto de la mayor importancia, pues son más de cinco millones de hectáreas de una de las regiones más ricas de la República que se hallan en condiciones de inferioridad de explotación por falta de las obras mencionadas.

« El argumento del costo elevado, que se ha formulado contra la solución propiciada por mí, tiene fundamento, pero he dicho que no hay que considerar este problema como un simple problema de ingeniería, y si se halla justificado realizar obras de riego en distintos puntos del país con gastos que varían a \$ 150 a 700  $\frac{m}{n}$  por hectárea, no veo por qué no se ha de gastar otro tanto, o menos quizás para librar del azote de las inundaciones a la rica zona azotada por ellos, y si hay particulares que invierten \$ 150  $\frac{m}{n}$  por hectárea en desmontar y poner la tierra en condiciones de cultivo en el valle del Río Negro, trabajos que llegan a veces en Tucumán a la suma de \$ 1000  $\frac{m}{n}$  por hectárea, no creo que falten quienes se decidan a poner en buenas condiciones de explotación feraces terrenos próximos a nuestra gran capital.

« Respecto a las condiciones de evacuación de las aguas de drenaje, es aventurado decir en la forma que deben realizarse, pues ésta necesariamente tendrá que ser distinta para las diversas secciones de la zona, además de que las condiciones de absorción del terreno resultarán muy modificadas con la roturación de las tierras, y la del subsuelo será también profundamente alterada, porque los numerosos drenes y colectores atravesando la toska harán intervenir nuevas capas de terreno con características distintas.

« Posiblemente, ni convenga descargar rápidamente el total de las aguas de lluvia, sino conservarlas en determinada proporción, para ser aprovechadas en el riego de las mismas tierras o parte de ellas y probablemente sea este el destino que convenga dar a las aguas de drenaje en épocas normales y de sequías, porque el drenaje no importa solo el rescate de las tierras de su condición de inundables, sino que permite su cultivo, cosa que no puede realizarse ahora porque las fluctuaciones de la napa de agua freática y su proximidad a la superficie del suelo lo impiden.

« Drenados los terrenos, pudiendo hacerse con ellos cultivos intensivos o convertirse en praderas artificiales, esa rica región, cuna de nuestra riqueza ganadera, podrá ser también la cuna de un nuevo y mayor perfeccionamiento de la misma industria, cual es el desarrollo de la industria lechera, para la que presenta condiciones el suelo y el clima más favorable que en las zonas del Oeste de la provincia, donde brega ahora por establecerse.

« Es este el grandioso porvenir que vislumbro para esta región, y para que se convierta en realidad, es necesario que se haga carne en la opi-

« nión pública y que los ganaderos de la región, cuyos padres invirtieron  
« grandes capitales en ganados de pedigrée dediquen parte de las ganan-  
« cías adquiridas en mejorar la tierra en que las han realizado, lo que  
« es imprescindible para continuar en ellas el progreso alcanzado.

« Me doy perfecta cuenta de que el asunto es muy complejo para ser  
« abordado por los señores congresales sin preparación previa y que no  
« hay tiempo material para hacerlo, y teniendo en cuenta, como digo en  
« mi trabajo presentado, ésta no será la obra de un ingeniero sino de un  
« pueblo, en la que estaremos sin duda llamados a intervenir muchos  
« ingenieros, propongo:

« Dar por terminada la discusión sobre este asunto, y que el Congreso  
« adopte la siguiente resolución en sustitución de las conclusiones a que  
« arribo en mi trabajo:

« El Congreso aconseja a todos los profesionales la conveniencia de  
« estudiar debidamente el problema de los desagües de la Provincia de  
« Buenos Aires, que es de capital importancia ».

#### «B» — 2° Congreso Nacional de Ingeniería.

Con el título de « *Condiciones que deben satisfacer los desagües de la Provincia de Buenos Aires* » el ingeniero Foster ha expuesto sus ideas sobre la forma de solucionar el problema de las inundaciones.

Después de referirse muy sintéticamente a los diversos proyectos presentados que responden a distintos criterios manifiesta que es necesaria la discusión no de las obras sino de los principios que han precedido su concepción.

Manifiesta que debe atribuirse al siguiente proceso las causas de las inundaciones.

El agua de lluvia al caer sobre el terreno se infiltra en él, pero como la velocidad con que el agua penetra en el terreno es fácilmente sobrepasada por la rapidez con que cae, pronto se forma una capa saturada de agua que impide una absorción mayor y el agua de lluvia comienza a correr por sobre el terreno.

Hace después consideraciones sobre la capacidad de absorción de los terrenos, infiltración de las aguas que corren superficialmente, caudal de las napas freáticas, formación de los cañadones y lagunas de agua permanente, etc. y agrega:

El suelo de la región considerada, formada de terreno arcilloso con más o menos arena en ciertos parajes que descansa sobre un subsuelo de arcilla colorada con nódulos calcáreos que llegan a formar bancos de tosca y hasta mantos continuos a medida que el terreno es más alto y que constituyen el loess pampeano, dada las características y la enorme extensión de la región, siempre tiene capacidad de absorción para cualquier lluvia, pero cuando sobrevienen varias a cortos intervalos el nivel de la napa de agua freática, se eleva saturando el terreno y llega a aflorar



en las partes bajas, escurriendo entonces las aguas por la superficie abarcando grandes extensiones de campos, debido al escaso relieve de los mismos y sin poder formar cauces por la misma causa y la reducida pendiente general las que solo se ven en la región alta, arriba de la cota 50 m donde se pierden la mayoría de los arroyos que descienden de las sierras que limitan la región por el suroeste.

Los derrames de los arroyos, cuando el terreno inferior se halla saturado y ha perdido su capacidad de absorción unido a los afloramientos de la napa subterránea son los que producen las inundaciones.

Manifiesta que en muchos proyectos se ha atribuido a los derrames de los arroyos de la parte alta influencia exclusiva y que tuvo ocasión de probar lo contrario pues las inundaciones de 1919 y 1913 fueron producidas por lluvias generales con precipitaciones máximas en la zona baja.

« Puede atribuirse, dice, a las avenidas de la parte alta toda la importancia que se quiera, puede adjudicarse a la falta de pendiente general de la región y a las dificultades que opone al desagüe el antiguo cordón litoral próximo a la costa, denominado El Médano, toda la importancia que realmente tienen; pero es innegable la acción de la napa de agua freática, como lo hemos experimentado los que hemos vivido en la región al ver los árboles jóvenes y vigorosos tumbados, constatando la imposibilidad de usar molinos a viento en las zonas bajas y aún observar las partes de las tranqueras que no resisten la menor presión de las haciendas, debido a la poca resistencia que presenta el terreno saturado de agua, aunque ésta no alcance a cubrir la superficie del mismo.

Hay, pues, que evacuar las aguas de inundaciones por medio de canales, indudablemente; pero hay también que prevenirlas drenando el terreno y aumentando por los cultivos en capacidad de absorción, con lo que disminuirá también la capacidad necesaria y, por consiguiente, el costo de los canales de evacuación ».

Después de hacer consideraciones sobre el problema agrícola ganadero vinculado al de los desagües agrega:

« Para conseguir el objeto indicado no basta, como he dicho, evacuar las aguas superficiales sino impedir que la napa de agua freática ascienda a menos de 2 metros del suelo en los terrenos dedicados a la arboricultura y de 0.50 m del suelo de los dedicados a la agricultura y para ello es necesario recurrir al drenaje del terreno ».

Manifiesta que no emplea el término drenaje en su sentido estricto y que él deberá hacerse paulatinamente comenzando por los sitios más propicios y por un drenaje más o menos perfecto y con zanjón a cielo abierto, trabajo que no puede ser la obra de un ingeniero sino la de un pueblo.

La solución consiste en establecer una red general de canales de desagüe que permita el drenaje del terreno en forma accesible a los particulares o sindicatos agrícolas y que era en la finalidad que persigue el proyecto del ingeniero Eduardo Aguirre con cuya autoridad se honra al participar de sus ideas.

Da a conocer los lineamientos generales del proyecto del ingeniero Aguirre, del cual ya nos hemos ocupado y manifiesta que «no es un proyecto de obras a construir, sino un plan de obras a realizar, formulado para dar una representación gráfica de la manera de llegar al fin propuesto y mostrar que no es más caro que los otros proyectos formulados aunque considera que la cuestión presupuesto es secundaria, porque se trata de obras que se irán perfeccionando indefinidamente con el transcurso del tiempo, de acuerdo con las necesidades que forzosamente deben ir variando y naturalmente, cada generación encontrará imperfectas las obras realizadas».

Concluye manifestando que:

- 1º Las obras de desagüe que se llevan a cabo en la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires deben llenar la condición de permitir y propender al desarrollo de la agricultura en la región.
- 2º Para conseguir este fin es menester, no solo evacuar las aguas superficiales, sino impedir que la napa freática suba más arriba de un cierto nivel, a determinar en cada caso.

## XVI

### PLANES DEL INGENIERO MANUEL J. ARCE

#### «A» -- Conferencias en el C. N. de Ingenieros. (1)

(Abril de 1919).

Después de hacer consideraciones de carácter general sobre la importancia del problema, estudia los diferentes sistemas propuestos para resolverlo, los que se consignan a continuación con los comentarios que hace para cada uno, expuestos sintéticamente.

**Canales excavados.** — Cita las opiniones de Florentino Ameghino expresadas en su obra titulada: «*Las sequías y las inundaciones en la Provincia de Buenos Aires*», favorable a la continuación de los cauces naturales mediante excavaciones para completar los de los arroyos y cañadones con el objeto de conducir las aguas hacia el Salado o el Atlántico; y las del geólogo Santiago Roth, sobre la acción perjudicial del estancamiento de las aguas en los bañados para concluir manifestando que «el sistema de canales excavados provoca un desagüe conveniente eliminando el exceso de agua que no pueden contener los embalses naturales».

(1) "La Ingeniería". Año 1919 y folleto de 67 páginas intitulado: *El problema hidráulico en la Provincia de Buenos Aires. Sus desagües.*

« constituídos por las lagunas artificialmente mejoradas en su capacidad  
« haciendo desaparecer los estancamientos y facilitando el lavado de los  
« terrenos cargados de sales ». Considera que este sistema « es racional y  
« sencillo, y admite todos los grados de desarrollo que se le quiera dar  
« en concordancia con el estado de las finanzas de la Provincia. »

**Pantanos artificiales.** — Cita la opinión de los ingenieros Lavalle y Médiei contraria a la construcción de pantanos porque, a juicio de ellos,  
« las condiciones altimétricas del terreno que forma la cuenca del Salado  
« y el régimen meteorológico de la región hacen de un lado imposible, del  
« otro inútil la construcción de grandes pantanos para los cuales sólo  
« son lugares apropiados los angostos valles en las sierras »...

Hace notar la imposibilidad de utilizar el agua de los pantanos para riego, recordando la sequía de 1906, durante la cual hasta las grandes lagunas de la cuenca del Salado (Mar Chiquita, Gómez, Carpinco, Chascomús, etc.) permanecieron secas durante mucho tiempo y, basándose en los estudios realizados por el Dr. Roth, opina que « el agua acumulada en pantanos de poca altura sería impropia para el riego, porque contendría gran cantidad de sales en disolución y su utilización sólo sería posible en los años inmediatamente anteriores y siguientes a los de inundación. »

**Canales de derivación o desviación.** — Manifiesta que este tipo de canales tiene por principal objeto « el aliviar el caudal que llega al Salado, restando parte del volumen de agua que llevan sus afluentes para encauzarlo en otra dirección y lo que se obtiene, en resumen, es una división de las aguas inundantes introduciendo en la cuenca del Salado otra cuenca artificial. »

Se manifiesta contrario a este sistema porque: 1º Hay ventaja en reunir y no en dividir las corrientes de agua naturales. 2º Crea un sistema artificial que debilita el sistema hidráulico más importante de la provincia de Buenos Aires, opinión que, dice el ingeniero Arce « está corroborada por la naturaleza en la formación de los ríos ».

**Plan de obras de desagües.** — Después de examinar las características de los proyectos presentadas, el ingeniero Arce manifiesta que ninguno de ellos satisface las seis condiciones fundamentales que a juicio de él, debe llenar un plan de obras, con excepción del proyecto del Departamento de Ingenieros de la Provincia, siempre que se completaran los canales con la ejecución de obras que se detallan más adelante.

Las seis condiciones que fija el ingeniero Arce para las obras de desagüe y las que propone para satisfacer a cada una de ellas, son: (Véase lámina IX).

*Primera condición.* — « Construcción de canales excavados siguiendo « los vaguadas naturales, desde el mar hasta la curva de cota 10.00, más « o menos, para atender el desagüe de la zona baja ».

Las obras indicadas son :

1. — Utilizar el Canal N° 9 en una longitud de 80 kilómetros, más o menos, a contar de su desembocadura.
2. — Utilizar los Canales N° 1 y N° 5 en toda su longitud, a condición de rebajar el fondo a un nivel inferior al de los terrenos adyacentes para que las aguas que se escurran a ambos lados del canal tengan libre acceso al mismo. Los diques laterales deben interrumpirse en los puntos más apropiados para permitir la entrada de las aguas que se escurren por la red de colectores secundarios o de vaguadas concurrentes. En esos puntos los diques se unirán con puentes de construcción económica para utilizarlos como caminos. Supresión de las compuertas actuales que no prestarían servicio y sólo perturbarían el desagüe. El tipo de obra propuesto por el ingeniero Arce está representado en la figura 32. Dice: « Cuando la afluencia de caudal que viene de más arriba, « unido al que vierten los colectores secundarios y vaguadas con-

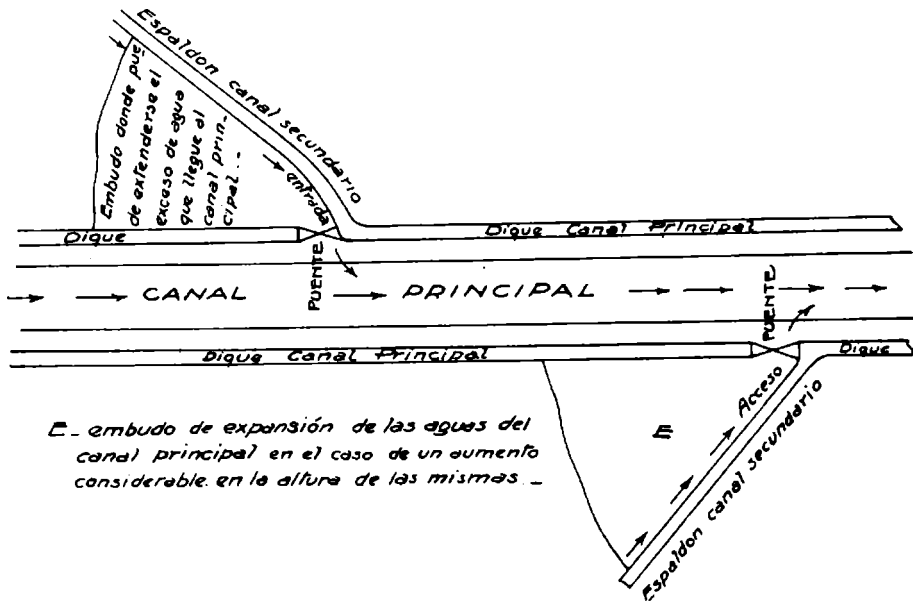


Fig. 32

« corrientes en un punto dado, supere la descarga del trozo infe-  
« rior, el agua aumentará de nivel en el canal principal; pero an-  
« tes de desbordar sobre los diques laterales dispone del desahogo  
« que le proporciona la libre comunicación con el colector o va-

«guada concurrente, lo que le permite remansar las aguas que «llegan por éstos y extenderse sobre los terrenos comprendidos en «el embudo que forman los diques del canal principal y el terraplén o espaldón del colector secundario, ganando en superficie, lo que habrá de tomar en altura. Las fluctuaciones en el «caudal producen el desagüe o inundación intermitente de los terrenos comprendidos en esos embudos, que no pueden resultar «mayormente perjudicados».

3. — Llevar a cabo las obras propuestas en el proyecto del ingeniero Romero, estableciendo el desagüe del Cañadón Grande, por el canal Santa Maura, con una excavación de 300.000 metros cúbicos, más o menos.
4. — Para la cuenca de Ajó:
  - a) Inutilización parcial del Canal N° 2, porque perturba el desagüe de gran parte de la cuenca, cuyas aguas concurren a la cañada del Galloso y obstruye el paso de las que conduce el Cañadón del Malo al río Ajó, con un sistema de compuertas costosas y sin objeto.
  - b) Practicar el desagüe en la forma que lo proyecta el ingeniero Romero, ligando con un canal el Tandileofú con el Chelforó, y éste con la laguna Kakel y, desde esta laguna, seguir la vaguada general por las de Ilamahuida, Los Bueyes, Las Lisas, El Durazno, y el curso del arroyo del Chancheo, rectificado hasta entrar a la cañada de Galloso. Desde aquí apartarse del proyecto del ingeniero Romero para continuar la traza del canal excavado en la cañada y de los cañadones San Pablo, Telechea y el Malo, como aconseja el ingeniero Wauters, tratando de obtener un trazado lo más recto posible hasta alcanzar la laguna del Palenque y el río Ajó.
  - c) Construir un colector para recoger las aguas de las lagunas Salada Grande y Chica que siga la cañada del Mangrullo hasta encontrar el canal anterior en el cañadón de San Pablo.
  - d) Postergar el endicamiento de los cañadones propuestos por el ingeniero Romero, «hasta que se tenga experiencia sobre la «influencia de las mareas a lo largo del canal proyectado, que «puede modificar favorablemente el régimen hidráulico del «mismo, con ventaja para el desagüe de la zona».
  - e) Taponar o desviar la boca de captación del Canal N° 2 en el Chelforó, para que éstas sigan el canal propuesto; cortar sus terraplenes en todos los puntos donde obstruye o entorpece el desagüe de vaguadas naturales; modificar el sistema de compuertas de la cañada del Malo, facilitando el flujo y reflujo de las mareas en el interior del canal proyectado.

- f) Para completar el desagüe de Ajó, construir como propone el ingeniero Wauters, un canal « que siga el talweg que parte de la Salada, y se dirija por las cañadas de la estancia Borjas, « Moran, Animas, Cisneros y Tijeras, a desembocar en el mar « por el cangrejal de este último».
- g) Construcción de un colector para recoger las aguas de la laguna Las Chileas por el cañadón Rosillo.
- h) Si fuera necesario asegurar el desagüe de los terrenos comprendidos entre el Canal N° 1 y el río Ajó, próximos a la costa, se construiría un canal con salida directa al mar, que siguiera el cañadón de Ajó con dos colectores concurrentes que recojan las aguas desbordantes desde Conesa, en dirección al río Ajó y las de la cañada Fernández.

Según el ingeniero Arce, los canales propuestos para la cuenca de Ajó tienen una longitud total de 240 kilómetros y una sección media de 30 metros cuadrados.

Los canales principales descritos para la zona baja, de 17.000 kilómetros cuadrados, deben desaguar 1.000 metros cúbicos por segundo.

5. — Construcción de una red secundaria para la zona baja, como proponen los ingenieros Mercau y Waldorp, «para recoger las aguas que se escurren entre los canales principales o las estancadas en bañados, cañadas y lagunas, conduciéndolas a aquéllos; esos canales deben ser del tipo aliviador, es decir con terraplén de un solo lado.

Opina que la mayor parte de estos canales debe ser construida por cuenta de los propietarios beneficiados directamente, y calcula que, dentro del plan general, deben construirse 300 kilómetros de canales con una sección media de 10 metros cuadrados.

*Segunda condición.* — «Acrecentamiento del sistema hidráulico del « Salado con la concentración de las aguas de la parte Sud de su cuenca, « desde la curva de nivel (10.00) más o menos hacia arriba ».

Opina que la concentración de las aguas de la parte Sud de la cuenca del Salado, «tiene por objeto facilitar el desagüe de una extensa región, « poniendo en buenas condiciones de descarga a los distintos afluentes « naturales de ese río, y creando otros artificiales si fuere necesario. A « esos afluentes llegaría el agua de una extensa red de colectores de pri- « mero, segundo y tercer orden construídos por el gobierno si afectaran « a una zona importante, y por los propietarios si desaguaran cañadas o « lagunas, vale decir, estancamientos que afectaran sus predios».

Obras propuestas:

1. — *En la cuenca del arroyo Saladillo*, las obras que proponía en su proyecto el ingeniero Romero (Canal N° 17 o cortes del Saladillo).
2. — *En la cuenca del arroyo Las Flores*, un canal que asegure la continuidad del arroyo Tapalqué hasta la laguna La Pastora.
3. — *En la cuenca del arroyo Camarones*:
  - a) Rectificación del cauce de los arroyos Gualicho, El Toro, Zapallar, La Salada y Camarones, de acuerdo con el proyecto del ingeniero Romero.
  - b) Utilización de los canales N° 12, N° 13 y N° 14 para el desagüe de los arroyos Los Huesos, Chapaleofú y Pantanoso, prolongando el Canal N° 12 hasta encontrar el cauce del Zapallar «desligando a éste del N° 9», que debería ser cerrado como se ha dicho, hasta un punto situado a 80 kilómetros de la desembocadura.
  - c) Utilización del Canal N° 11, aprovechando su terraplén del lado Norte, convenientemente reforzado como colector de las aguas de la cuenca del arroyo Azul y, más adelante, del Canal Canal N° 12 como propone el ingeniero Wauters.

4. — *Construcción de un afluente artificial del río Salado*. Para el desagüe entre el último afluente del Salado, formado por los arroyos Chapaleofú, Pantanoso, Canal N° 12 y Camarones y la costa de la ensenada de Samborombón. La cuenca correspondiente tendría una superficie de 12.000 kilómetros cuadrados aproximadamente, y como «la limitada pendiente del terreno obligaría a construir un gran número de canales, siguiendo la dirección de la «pendiente natural del terreno, el costo de los mismos sería muy «elevado».

El canal que propone el ingeniero Arce arranca del terraplén de la vía del ferrocarril del Sud, en un punto próximo a la estación Labarden, de cota 30.00, más o menos, y se dirige hacia el Norte, trazado en faldeo, con pendiente de 20 centímetros por kilómetro hasta alcanzar la orilla Sud de la laguna La Boca.

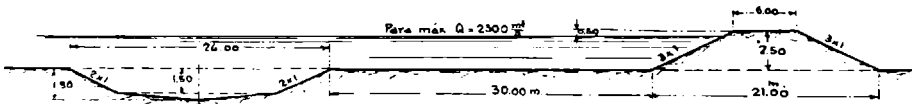


Fig. 31.

La sección del Canal está dibujada en la figura 33. Con una altura de agua de 2 m. el caudal que podría conducir este canal sería de 2.300 metros cúbicos por segundo.

Según el ingeniero Arce, este canal artificial estaría alimentado por los caudales que se desviarán de los arroyos Chelforó, Langueyú y Perdido, o mejor dicho, de su prolongación el canal N° 1. Y, además, las aguas que se escurrieran en la zona comprendida entre el Pantanoso, Canal N° 12 y Camarones por el Oeste y Norte, y el Tandileofú y Chelforó por el Sud, «ya sea por escurrimiento natural o por la red de colectores que construyan los propietarios para el desagüe de sus campos.»

El Canal N° 9 se utilizaría a partir de su encuentro con el afluente artificial descrito, y en ese punto como en los de intersección con el Canal N° 1 y el arroyo Chelforó, se construirían obras de desviación, compuertas, etc., para asegurar la continuidad de la corriente de esos canales y arroyos.

«Como en algunos puntos, dice el ingeniero Arce, el caudal que llegue al afluente artificial proveniente de la zona que hemos mencionado, puede superar su descarga efectiva, conviene mantener la mayor libertad para permitir su escurrimiento a través del espaldón como si no existiera». Propone, para este objeto, colocar en los puntos más bajos donde el terraplén del canal intercepta vaguadas el mayor número de compuertas, utilizando todas las que se retiren de los canales N° 11, N° 9, N° 1 y N° 2; calcula el movimiento de tierra para construcción del afluente artificial en 3.037.500 metros cúbicos para una longitud de 90 kilómetros y sección de 33,75 metros cuadrados.

*Tercera condición.* — «Formación de un cauce mayor en el tronco inferior del Salado, a contar desde la laguna de La Boca, hasta su desembocadura en la Bahía de Samborombón, con endicados de mayor resistencia que permitan el embalse de las aguas y su fácil manejo, para provocar inundaciones parciales de larado o riego o para mantener la navegación de ese tronco de río y la del canal aliviador N° 15.

Propone la obra siguiente:

Formación del cauce mayor del Salado para conducir un caudal máximo de 6.000 metros cúbicos por segundo «formando un gran lago • curso inferior con dos terraplenes en ambas márgenes del río». El terraplén de la margen izquierda o norte arranca frente al Rincón de las Barrancas, donde desaguan las Encadenadas del Este en el Salado, seguirá el curso de este río hacia el Sud hasta enfrentar el Rincón del Toro, y desde allí tomará dirección Noreste paralela al terraplén Sud, manteniéndose a una distancia de éste igual a 5.000 metros, más o menos. En este trayecto hasta empalmar con los terraplenes de la vía del ferrocarril del Sud se pueden utilizar, según el ingeniero Arce, muchos albardones que reducirían el movimiento de tierra. A partir del cruce



con la vía, seguiría a la distancia de 5.000 metros del terraplén Sud hasta enfrentar el paraje denominado Rincón de López donde, si es necesario, puede aumentarse el ancho del lago y estrecharlo a continuación, «de acuerdo con el aumento de velocidad adquirido por las aguas debido al fuerte cambio de pendiente, que llega a ser según el ingeniero Huer-go, de 1 por 1000.»

La sección de los terraplenes en ambas márgenes, está dibujada en la

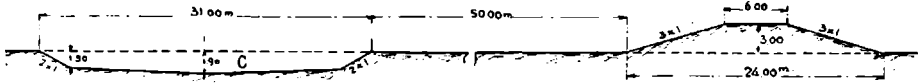


Fig. 34

figura 34. Para obtener las tierras se excavaría un canal *C*, situado entre el cauce del Salado y el respectivo terraplén.

El terraplén de la margen derecha o Sud, sería la continuación del terraplén del espaldón del afluente artificial del Salado descrito al tratar la segunda condición, el cual partiendo de la orilla Sud de la laguna de La Boca aumenta de altura hasta alcanzar los tres metros, y sigue con dirección Noreste, despuntando las salientes de la laguna La Tigra, hasta empalmar con los terraplenes de la vía del ferrocarril Sud en la margen derecha del Salado. Las lagunas La Tigra y La Boca quedarían, comprendidas en el cauce o lago. A partir de la intersección con la vía el dique seguiría paralelamente al cauce del Salado, a unos mil metros del mismo, y dejando las Saladillas al Norte hasta empalmar con el terraplén de la margen derecha del Canal N° 15. Arrancaría nuevamente del terraplén izquierdo de ese canal para seguir el curso del Salado, utilizando los albardones que forman su cauce mayor en la margen derecha hasta su desembocadura en la ensenada de Samborombón.

Después de detallar las características de los diques, modificaciones a realizarse en los puentes, instalaciones necesarias de compuertas, etc., etc., manifiesta el ingeniero Arce que con el endicamiento descrito se formaría en el tronco inferior del Salado «un verdadero lago más bien que un curso de agua», que ocuparía una superficie de 20.000 hectáreas útiles y un volumen de 1140 millones de metros cúbicos, aproximadamente igual al que pueden contener los depósitos del proyecto del ingeniero Duclout que ocupan 80.000 hectáreas y los del proyecto del ingeniero Wauters, que ocupan 38.000 hectáreas de campo alto y fértil.

En efecto, dice, el enorme lago de 76 kilómetros de largo por 5 kilómetros de ancho, comprende una superficie de 38.000 hectáreas, de las cuales 5.000 comprenden al lecho de las lagunas La Boca y La Tigra «que no hay que indemnizar» desde que con obras o sin ellas, con desbordes o sin desbordes del Salado, la servidumbre de aguas se impone como un hecho natural, quedando solamente unas 17.000 hectáreas para indemnizar, que poco importa que aumenten a 20.000.

*Cuarta condición. — Mejoramiento del curso medio del Salado «comprendido entre las lagunas Las Flores Grandes y La Tigra, ya sea «con un endicado o con la excavación de las partes estrechas o con la «derivación del exceso de aguas que produce el desborde».*

Se manifiesta contrario al endicamiento propuesto por otros ingenieros porque resultaría de un costo exagerado con relación a la superficie beneficiada.

Del mismo modo opina que la corrección de partes estrechas y rectificación de curvas para uniformar la pendiente, «limitaría muy poco la «extensión inundable si se ha de mantener el costo de los trabajos dentro de términos razonables».

Propone la obra siguiente:

*Un canal lateral complementario que arrancaría de un punto próximo a la laguna Las Flores Grandes, o de otro al este de la línea férrea de Monte a Las Flores y conduciría todo el caudal que exceda al límite del desborde, hasta la laguna La Boca, utilizando en parte el curso del Camarones.*

En el punto de arranque se establecería un sistema de compuertas con ayuda de las cuales podría limitarse el caudal del Salado, derivando al canal complementario el exceso sobre un caudal de 450 metros cúbicos por segundo, a partir del cual se inicia el desborde en distintos puntos de su curso, y el remanso de las aguas en las Encadenadas de Monte y de Chascomús y en los bajos del Siasgo, laguna Esquivel, etc. Las características de este canal serían las siguientes:

- a) Caudal 800 metros cúbicos por segundo, que se deduce restando del caudal 1.250 metros cúbicos por segundo que, en 1913, pasaba por el Salado en puente Villanueva, el indicado antes que puede pasar sin producir desbordes.
- b) El canal será en faldeo, tipo colector o desviador, con pendiente media de 15 centímetros por kilómetro.
- c) El terraplén tendría la sección indicada para el afluente artificial y dibujada en la figura 35 y con la pendiente indicada, y dejando un exceso de altura de 0.50 m. sobre el nivel máximo de las aguas podría conducir 2.000 metros cúbicos por segundo.

Para limitar el ancho de la zona de expansión de las aguas propone construir, donde fuere necesario, un terraplén auxiliar de la sección dibujada en la figura 35 de traza paralela a la de principal y a 2.500

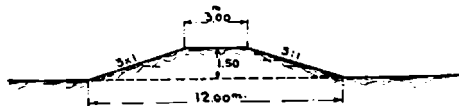


Fig. 35

metros de distancia del mismo. Calcula que con una longitud de 100 kilómetros y las secciones dibujadas, el movimiento de tierra necesario para esta obra es de 3.937.500 metros cúbicos.

*Quinta condición.* — « *Construcción de caminos pavimentados utilizando los terraplenes o diques de los canales* ».

A juicio del ingeniero Arce, esta condición quedaría satisfecha con la construcción de los terraplenes, que tienen un ancho uniforme de 6 metros, y podría satisfacerse plenamente «pavimentando con piedra en bruto el coronamiento de los mismos». Calcula que la longitud a pavimentarse sería de 350 kilómetros con 6 metros de ancho.

*Sexta condición.* — « *Construcción de canales navegables a nivel del mar siguiendo el curso de los canales excavados hasta la curra de nivel « 5.00 m ».* ».

Para satisfacer esta condición propone la excavación en el cauce de los canales N° 15, N° 9 y N° 1, y el propuesto al tratar la primera condición rectificando el arroyo del Chanco, para seguir por las cañadas Galloso, San Pablo, Telechea, El Malo, Palenque y río Ajó con un ramal que sale del Cañadón San Pablo y sigue por el Mangrullo hasta la laguna Salada.

Correspondiendo la sección dibujada en la figura 36.

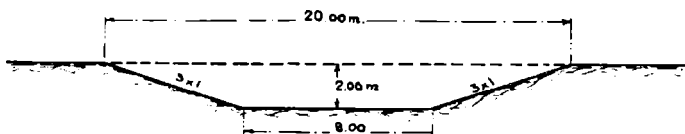


Fig. 36

Calcula que la longitud total a canalizar es de 220 kilómetros, con una sección media de 30 metros cuadrados, lo que representa un volumen de 6.600.000 metros cúbicos de excavación.

PRESUPUESTO DE MAXIMA

|  | \$ m <sub>n</sub> | \$ m <sub>ii</sub> |
|--|-------------------|--------------------|
| 1 Corrección canales N° 9, N° 1 y N° 5   | 240.000           |                    |
| 2 Cañadón Grande   | 240.000           |                    |
| 3 Cuenca Ajó . . .   | 5.760.000         |                    |
| 4 Red secundaria   | 2.400.000         |                    |
| 5 Puentes, etc. . . .  | 600.000           | 9.240.000          |
| 6 Cuencas Saladillo, Las Flores y Camarones  | 2.200.000         |                    |
| 7 Afluente artificial del Salado . . . . .   | 2.430.000         | 4.630.000          |
| 8 Endicamiento del curso inferior del Salado . . . . .                                   | 3.600.000         |                    |
| 9 Corrección de la sección en Rincón de Lopez  | 56.000            | 3.656.000          |
| 10 Canal complementario  | 2.700.000         |                    |
| 11 Terraplenes auxiliares  | 450.000           | 3.150.000          |
| 12 Caminos pavimentados . . . . .  |                   | 5.250.000          |
| 13 Canales navegables . . . . .  |                   | 5.280.000          |
| 14 Obras de arte, compuertas, viaductos, puentes, desviación<br>de arroyos, etc. . . . . |                   | 6.000.000          |
| 15 Indemnizaciones — 40.000 Ha. a \$ 100 . . . . .                                       |                   | 4.000.000          |
| 16 Estudios, imprevistos y dirección . . . . .   |                   | 4.000.000          |
| Total . . . . .  | \$ m <sub>n</sub> | <u>45.206.000</u>  |

El movimiento de tierra se calcula con el precio de \$ 0.80 el metro cúbico, y el camino pavimentado de 5 metros de ancho con el de \$ 15.00 el metro lineal, o sea \$ 3.00 el metro cuadrado.

«B»— Contestación dada a la Comisión con fecha Junio 22 de 1927 (1)

En la primera parte de su contestación, el ingeniero Arce hace diversas consideraciones sobre los perjuicios que causan las inundaciones, terminando por manifestar que «los perjuicios no son tan elevados como generalmente se cree, y que las obras de desagüe, deben contemplar tan sólo el aprovechamiento de mayor extensión de terreno, el mejoramiento de la vialidad en períodos lluviosos, la regularización del cauce del río Salado de sus afluentes y de los que descargan sus aguas en el Atlántico y en la Bahía de Samborombón, a cuyo fin se utilizarían los cañadones, arroyos, lagunas y muchas depresiones de campos de inferior calidad.»

Manifiesta que las cuencas imbríferas de los afluentes del Salado y la de los arroyos que descargan en el Océano, «están ocupadas en un 20 por ciento de su extensión por cañadones y depresiones que tienden a desaguar en los mencionados cursos de agua, a la manera de afluentes secundarios, pero de desagüe tan deficiente que quedan, a veces, años enteros con agua».

(1) Publicado en "La Ingeniería". Año 1927.

Hace presente que la proporción asignada a los cañadones y depresiones no es exagerada porque las tierras inundadas en 1900, según croquis existente, tenían una superficie igual a la mitad de la total.

Explica las inundaciones y la acción de los cañadones y depresiones, manifestando que éstos se secan durante los años secos, y son llenados después en los años lluviosos que siguen a aquéllos, ocupando, entonces, el 20 por ciento de la cuenca imbrífera a que pertenecen, sin que ello produzca alarma a los propietarios. Si continúan cayendo lluvias abundantes en los años siguientes, las aguas al no encontrar donde depositarse « dominan, dice, con su nivel los albardones o labios intercalados entre « cañadón y cañadón y entre depresión y la que le sigue aguas abajo, y « el desbordamiento de estos se produce iniciándose la traslación de una « onda que se escurre con pronunciada velocidad sobre la napa de agua « existente que tiene una velocidad insignificante».

Atribuye a una causa algo parecida la inundación que tuvo lugar en el año 1919 en la cuenca del Saladillo, y estima en 750 metros cúbicos el caudal medio del arroyo durante 15 días, haciendo presente que en el puente de Del Carril se midió un caudal de 950 metros cúbicos por segundo, que se mantuvo durante 24 horas.

Estima que « sería relativamente fácil suprimir el estado que llama de « inundación, limitando la superficie ocupada por el agua al 20 por ciento de la de cada cuenca imbrífera de los afluentes del río Salado, y de « los del océano Atlántico, reduciéndola a 10 por ciento a los tres meses, « y aun a 5 por ciento a los seis.»

Manifiesta que « debería empezarse por regularizar el desagüe de los « afluentes del río Salado y del océano, que serían los colectores principales del sistema para lo cual debería corregirse cada cauce en los puntos « indispensables y allí donde se estrecha o desaparece, al entrar en una « depresión o laguna, considerar a ésta como formando parte del cauce « mayor o mejorar sus condiciones de embalse para regularizar el desagüe « y perfeccionar la afluencia del curso superior y la descarga de sus aguas « en el curso inferior».

Se refiere después a las expropiaciones que habría que efectuar para realizar este plan, y dice que « a continuación, habría que facilitar razonablemente la descarga de agua contenida en los cañadones y depresiones de la cuenca de cada uno de los afluentes o colectores principales, « cortando los albardones o repliegues que interrumpen su desagüe para « comunicarlos con su respectivo colector y formar, así, los colectores o « afluentes secundarios. En aquellos o en estos, desaguarían los canales « de tercer orden a ejecutarse por cuenta de los propietarios en sus respectivas heredades».

Para demostrar la posibilidad de realizar un plan semejante, toma, como ejemplo, la cuenca de los arroyos Vallimanca y Saladillo, cuya superficie estima en 17.000 kilómetros cuadrados. Imagina una lluvia to-

rencial de 300 milímetros y una pérdida por infiltración y evaporación, de la tercera parte del agua precipitada, de modo que se tendría:

|   |                              |
|---|------------------------------|
| Volumen de agua que se escurre superficialmente . . . . .   | 3.400.000.000 m <sup>3</sup> |
| Superficie de cañadones y depresiones de la cuenca, 20 por ciento de la superficie total . . . . .  | 340.000 Ha.                  |
| Profundidad media del agua en los cañadones, etc. . . . .   | 1 metro                      |
| Caudal en el cauce de los arroyos Vallimanca y Saladillo <i>después de haber establecido convenientemente la comunicación de los cañadones, etc. entre sí</i> . . . . . | 220 m <sup>3</sup> /s.       |
| Volumen desalojado en tres meses (7.776.000 s.)   | 1.700.000.000 m <sup>3</sup> |
| Volumen desalojado en seis meses . . . . .  | 3.200.000.000 »              |

Dice que después de seis meses, «quedaría tan sólo unos 200 a 400 millones de metros cúbicos sobre una superficie de 85.000 hectáreas, o sea el 5 por ciento de la superficie total, y que este volumen mantendría la continuidad de la corriente en el arroyo Saladillo, *propiciando el ensanchamiento de su cauce o, por lo menos, impidiendo su relleno, como sucede cuando se seca, y al mismo tiempo alimentaría la napa freática, enriqueciéndola con volúmenes que serían devueltos al cauce aguas abajo.*»

Según el ingeniero Arce, otra lluvia que se produjera del mismo volumen que la supuesta, «sería embalsada en los cañadones y depresiones libres ya de agua, y su evacuación se efectuaría de idéntica manera».

Propone la utilización de la depresión del Pantanoso, cuyo cauce reducido tiende a unir el arroyo Vallimanca con el Saladillo. «Ejecutando un desagüe apropiado de la laguna La Verdosa, en dicha depresión, y una descarga conveniente de ésta en el arroyo Saladillo, se podría acumular 1.000.000.000 de metros cúbicos, o sea la tercera parte del agua caída en la cuenca, con una altura de 2 metros, pues calcula la superficie de la depresión en 500 kilómetros cuadrados, o sea 50.000 hectáreas».

Manifiesta que igual regularización podría hacerse en los afluentes del océano, en el río Salado con las lagunas Mar Chiquita, Gómez y Carpincho que, con la sistematización propuesta para sus afluentes el Saladillo, Las Flores y Camarones, de la margen derecha, y los pequeños cauces de su margen izquierda, regularizarían la descarga del curso medio e inferior, con lo que su actual cauce «sería suficiente para conducir y desalojar el volumen de una lluvia torrencial caída en cualquier parte de su cuenca, con el caudal que es capaz de descargar sin causar perjuicios».

Dice más adelante, que la verdadera solución del problema consiste «en echar aguas al Salado cuando se debe y no cuando no se debe», y «que al estribillo no es posible echar más agua al Salado, recurren quienes pretenden solucionar el problema de acuerdo con la situación creada al producirse la onda inundante, y que ellos tendrían que arbitrar

« medios para desalojar 3.400 millones de metros cúbicos en 15 días, o « sea el tiempo máximo que emplea la onda en trasladarse, vale decir, des- « cargar un caudal de 2.600 metros cúbicos por segundo solamente en la « cuenca del Saladillo, y si la traslación se hiciera en 10 días como ocurrió « en la inundación de 1913, habría que descargar 4.000 metros cúbicos « por segundo».

Crítica después la solución presentada por el ingeniero Carlos Wau- ters, de construir cuatro pantanos artificiales con capacidad para 590 millones de metros cúbicos.

Indica la forma en que debe realizarse el plan que propone, el pago de las obras por los propietarios, y cómo debe constituirse la dirección técnica de las obras. Hace, al final, diversas consideraciones sobre la ineficacia de los canales existentes del plan Nystromer.

#### «C» — Contribución al estudio de los desagües en la Provincia de Buenos Aires. <sup>(1)</sup>

El ingeniero Arce presentó en la sección Hidráulica del Segundo Congreso Nacional de Ingeniería, celebrado en Buenos Aires del 11 al 22 de Noviembre de 1921, un trabajo con el título anterior, que tiene por objeto principal la determinación del coeficiente de desagüe o derrame superficial en la zona inundable, y se inicia criticando la forma errónea en que fué determinado este coeficiente por la Dirección de Desagües, al proyectar los canales existentes.

Deduca los coeficientes siguientes, que obtiene fijando una velocidad de 2 metros por segundo al agua que pasó por la sección de desagüe producida por la rotura de los terraplenes de las vías del Ferrocarril del Sud, tiempos de escurrimientos variables entre 6 y 10 días, y considerando el volumen de agua de lluvia caída en la superficie correspondiente en el mes de Agosto de 1913.

|                         |               |
|-------------------------|---------------|
| Sección Chas - Ayacucho | $\eta = 0,75$ |
| id. Dolores - Maipú     | $\eta = 0,75$ |
| id. Ayacucho - Balcarce | $\eta = 0,65$ |
| id. Maipú - Cobo        | $\eta = 0,84$ |
| Valor medio             | $\eta = 0,75$ |

Para las lluvias del mes de Julio de 1919, en las cuencas de los arroyos Salado, Vallimanca, Saladillo, Las Flores, Tapalqué, Azul, Los Huesos y Chapaleofú, deduce el valor  $\eta = 0,51$ , referido al desagüe en Puente Guerrero (Río Salado). Deduce, en consecuencia, que para la zona inundable el coeficiente está comprendido entre 0,50 y 0,80.

(1) Publicación Oficial del IIº Congreso Nacional de Ingeniería.

## XVII

### EL PLAN DE LA EMPRESA HECTOR J. IGUAIN<sup>(1)</sup>

(Julio de 1919).

Manifiesta que «la experiencia, o más bien dicho, la prueba experi-  
« mental, la mejor y más concluyente de todas las pruebas, ha demostrado  
« que la red de canales actuales, a pesar de su bondad reconocida, es insu-  
« ficiente para la descarga rápida de las aguas que se aglomeran en la  
« parte de la provincia que se ha llamado zona inundable».

Después de exponer algunas ideas generales, expresa que los partidos  
de Madariaga, Ajó, Maipú, Vecino, Dolores, Conesa, Pila y Castelli, for-  
man un inmenso depósito que recibe las aguas de los arroyos que nacen  
en las sierras y de los desbordes del río Salado.

Para solucionar el problema de los desagües, considera las tres zonas,  
según la empresa, perfectamente definidas, que se indican a continuación  
— con las obras que propone para cada una de ellas:

#### «A» — Zona primera o del Salado.

Comprende la cuenca del Salado y región que atraviesa el mismo, des-  
de su desembocadura en la Bahía de Samborombón, hasta la confluencia  
con los arroyos Las Flores y Saladillo (Laguna Las Flores Grandes).

Analiza dos soluciones: la primera consistiría en la rectificación y pro-  
fundización del Salado, que tiene un cauce sinuoso de 250 kilómetros de  
longitud y una diferencia total de nivel de 20 metros en todo el recorri-  
do, y la segunda, « quizá la más práctica y positiva, consistiría en el en-  
« dicamiento del río con grandes diques de tierra, bien construídos y de  
« una altura superior a la de las grandes crecidas».

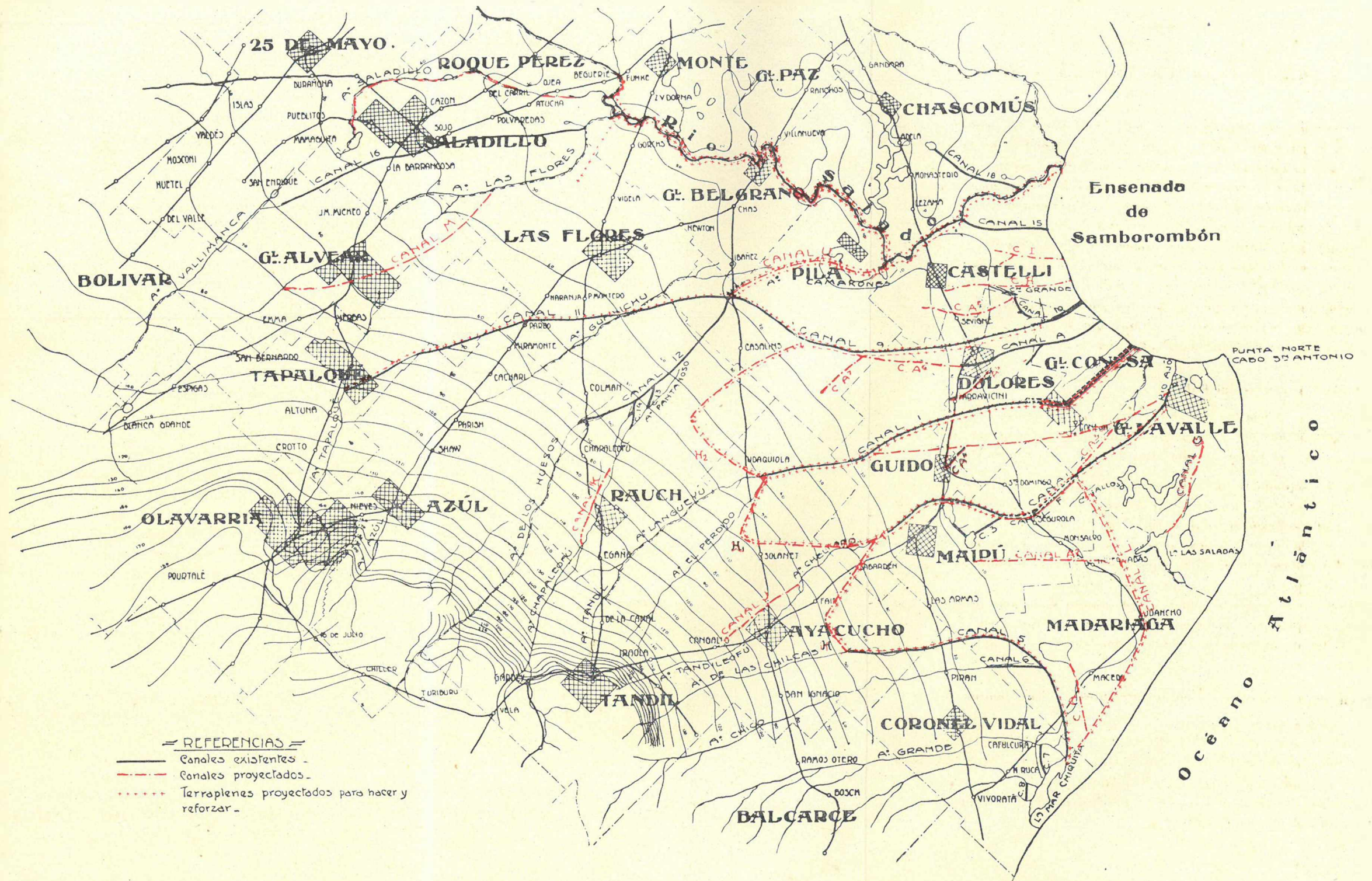
Se decide por la segunda solución, por cuanto sería más práctica, más  
económica y suprimiría la eterna amenaza para los que viven en la zona  
baja, permitiendo obtener un buen camino transversal que uniría a va-  
rios ramales ferroviarios.

Propone para esta zona las obras siguientes: (Véase lámina X).

- 1° Endicamiento de la laguna La Tigra, la cual podría recibir las  
aguas de los canales N° 11 y N° 12 conducidas por un canal U  
proyectado, endicado longitudinalmente, que arrancarían en la unión  
de esos canales y terminaría en la laguna citada.
- 2° Refuerzo del terraplén izquierdo del Canal N° 11 y aumento de la  
sección del cauce del mismo.

(1) Folleto publicado por la Empresa. (Año 1919).





YGUAIN (1)

la prueba experi-  
ebas, ha demostrado  
reconocida, es insu-  
se aglomeran en la  
table».

sa que los partidos  
Pila y Castelli, for-  
s arroyos que nacen

idera las tres zonas.  
lican a continuación

vieses el mismo, des-  
hasta la confluencia  
Flores Grandes).

rectificación y pro-  
le 250 kilómetros de  
s en todo el recorri-  
consistiría en el en-  
ien construídos y de

ía más práctica, más  
que viven en la zona  
sal que uniría a va-

ase lámina X).

al podría recibir las  
das por un canal U  
rrencaría en la unión  
da.

11 y aumento de la

- 3° Construcción del Canal *M*, que sería una rectificación del arroyo Las Flores, tomando, a su paso, los derrames del Tapalqué.
- 4° Construcción del Canal N° 17, o sea ejecución de los llamados cortes del Saladillo, para permitir el desagüe más rápido del Vallimanca, evitando, al mismo tiempo, que el Canal N° 16 recoja un caudal superior a su capacidad.
- 5° Construcción de embudos al finalizar los diques en su parte más alta, para captar las aguas.

« B » — Zona segunda o baja.

En el plan propuesto se independiza completamente esta zona, que se describirá más adelante, dejando paso únicamente a los canales N° 9, N° 1, N° 2, N° 5 y N° 6, convertidos en cursos de descarga de la zona tercera o alta. Se divide esta zona segunda en 5 secciones, para las cuales se proponen las obras siguientes:

*Sección Cañadones:* Limitada al noreste por el terraplén derecho del Canal N° 2 y al oeste y sud por el terraplén de un canal proyectado, de tipo desviador o colector, que arrancaría en la terminación del Canal L, en el punto conocido por arroyo La Favorita y sigue hasta el arroyo Las Gallinas, que desemboca en la laguna Mar Chiquita. Este canal limita la sección cañadones e impide que pasen a la misma las aguas de otra zona.

Para esta región propone:

- 1° Construcción del canal *L*, ya citado, que sirve de defensa.
- 2° Construcción del canal *G*, que parte de la laguna La Salada y desemboca en el océano Atlántico al este de la punta Norte, en la Bahía Samborombón, siguiendo el arroyo o cañadón de Las Animas y el cauce del arroyo Cisneros; este canal se propone para evacuar las aguas propias de la sección.

*Sección A.* — Limitada por los terraplenes de los canales N° 2 y N° 5, y un canal *H* proyectado.

Propone para esta sección:

- 1° Construcción del canal *H*, tipo desviador o colector con traza en forma de quebrada, con el ángulo cóncavo hacia el Este, para unir los terraplenes de los canales N° 2 y N° 5.
- 2° Construcción de los canales *A*<sub>1</sub> y *A*<sub>2</sub>.
- 3° Prolongación del canal *F*.

Los canales *A*<sub>1</sub>, *A*<sub>2</sub> y *F*, este último en comunicación con las lagunas Kakel y Yamahuida llevan las aguas al colector *L* que limita esta sección y la anterior llamada cañadones.

*Sección B.* — Limitada por los terraplenes de los canales N° 1 y N° 2 y por el terraplén de un canal de traza quebrada  $H_1$ , tipo desviador que uniría los terraplenes de aquellos canales.

Obras propuestas:

- 1° Construcción del desviador  $H_1$ , que limita la sección.
- 2° Construcción del canal  $D$ , con origen en los bajos y lagunas que existen a la altura del kilómetro 115 del canal N° 1 y pasaría al Norte de General Guido, para desembocar en el arroyo Ajó, cerca del mar.
- 3° Construcción de dos canales afluentes  $A_4$  y  $A_5$ , el primero para el desagüe del bajío de General Guido, y el segundo para el de la cuenca del arroyo La Favorita, al Norte del canal N° 2.

*Sección C.* — Limitada por los terraplenes de los canales N° 9 y N° 1 y de un canal tipo desviador  $H_2$ , o embudo, como lo llama la empresa, de traza quebrada para unir los terraplenes de dichos canales.

Obras propuestas:

- 1° Ampliar las obras existentes en la zona (canales  $C$  y  $A$ ) con un canal  $A_2$ , para tomar las aguas al Oeste de la vía del ferrocarril del Sud, cerca de Parravicini, pasando por detrás de las lomas de Salomón, recoja las aguas excedentes de la laguna del Tordillo y desemboque en el canal  $A$  a la altura del kilómetro 200 aproximadamente.
- 2° Construir los canales  $A_6$  y  $A_7$ , naciendo el primero en las lagunas de La Limpia y desaguando a la altura del kilómetro 80 del canal N° 9, cuando su estado lo permitiere, o en el canal  $A$ , que terminaría en el canal  $A$ .

*Sección D.* — Limitada por un terraplén del Canal  $U$ , el río Salado y el Canal N° 15 (actualmente servida por el Canal N° 10).

Obras propuestas:

- 1° Canal  $U$  de que se habló anteriormente.
  - 2° Canal  $A_8$ , que partiendo de las lagunas del Arazá cruce la vía del ferrocarril cerca de Seigné y vaya a unirse al Canal N° 10.
  - 3° Canal  $H$ , que partiendo de las cercanías de Castelli, al este de la vía del ferrocarril, siga las vagnadas del Cañadón Grande y cruzando el médano, termine en el mar.
  - 4° Canal  $I$ , que saliendo de las lagunas del Monte y cañadón de la Escoba, en las proximidades del Canal N° 15, cruce el médano y desemboque en el mar.
  - 5° Canal  $A_9$ , afluente del anterior, que descargaría la laguna Blanca y Cañadón Chico.
- El Canal N° 15 mantendría su carácter de aliviador del Salado.

«C» — Zona tercera o alta.

Limitada por el Canal N° 11, el límite occidental de la segunda zona y la línea divisoria de las sierras.

Admite como la mayor parte de los proyectistas «que los arroyos se derraman al llegar a la llanura formando extensos bañados, más o menos « permanentes».

Considera que el plan desarrollado (proyecto Nyströmer), « ha sido el « lógico de prolongar esos cursos naturales de la parte alta hasta el mar, « construyendo canales más o menos capaces de contenerlos».

Y agrega :

« La experiencia ha demostrado que esas obras deben ser completadas « y ampliadas y sobre todo la parte baja, que está próxima a la costa, de « muy pequeña pendiente, natural, no debe ser el depósito obligado de las « avenidas que periódicamente le envía la parte alta . Tomando como base « se las actuales obras cuya utilización es indispensable, aunque no fuera « que por su valor, es que en nuestro estudio hemos considerado la zona « más baja, la segunda, como independiente y proveyendo a un desagüe « local aunque obligada a la servidumbre de las aguas, es decir, a permitir el paso de los canales actuales para descargar la parte alta».

Las obras proyectadas para esta zona son :

- 1° Embudos colectores  $H_1$ ,  $H_2$  y  $H_3$  que unen los terraplenes de los canales actuales constituidos por una sección excavada y los terraplenes que se formarían con las tierras provenientes de la excavación.
- De estas obras nos hemos ocupado antes.
- 2° Ampliación de la sección excavada de los canales N° 1, N° 2, N° 5 y N° 6, cosa que, según la empresa, permitiría reforzar los terraplenes en tal forma que el peligro de roturas quede descartado.
- 3° Un canal  $J$  destinado a aliviar el actual cauce del arroyo Tandileofú que partiría de un punto de éste situado a 20 kilómetros aguas arriba de Ayacucho, y se uniría nuevamente al Chelforó a 25 kilómetros aguas abajo de Ayacucho.
- 4° Canal  $K$  como el anterior destinado a proteger la ciudad de Rauch.

**Presupuesto de las obras.**

Calcula el siguiente movimiento de tierra :

|   |                           |
|---|---------------------------|
| 1 Zona del Salado                                 | 37.400.000 metros cúbicos |
| 2 Zona baja                                       | 18.810.000 »              |
| 3 Zona alta                                       | 34.300.000 »              |
| 4 Canal 9, limpieza y refuerzo de los terraplenes | 1.000.000 »               |
|   | 91.510.000 »              |

Opina que, además, serían necesarias las obras de arte siguientes:

- 8 puentes para el ferrocarril.
- 2000 metros de viaducto para ferrocarril.
- 60 puentes en los cruces de caminos carreteros.
- 15 compuertas.

Completando con las inversiones que será necesario hacer en alambrados, expropiaciones, estudios y administración, calcula que el costo de las obras ascenderá a *Cien millones de pesos moneda nacional*. (100.000.000 de pesos m.n.), y el tiempo necesario para ejecutar el plan de obras propuesto sería de 10 años.

## XVIII

### INFORME DE LOS INGENIEROS ENRIQUE ZULETA

Oficial Mayor del M. de O. P. de la Provincia de Buenos Aires

### Y PEDRO CASTELLS

Director General de Hidráulica

(Septiembre 29 de 1924).

Los ingenieros informantes sintetizan su opinión, contestando al cuestionario que les fué presentado — relacionado con las observaciones formuladas en la forma siguiente:

A. — *No hay proyecto definitivo de obras.* — Manifiestan que, efectivamente, no se ha formulado proyecto definitivo de obras; pero, los estudios de campaña están muy adelantados y en gabinete se han analizado detalles relacionados con las futuras obras de arte. Estiman los ingenieros Zuleta y Castells que para la sanción de la Ley respectiva, no es imprescindible que exista proyecto definitivo, debiéndose por tal circunstancia, prever un margen prudencial en los presupuestos para tener en cuenta las variantes y ampliaciones que pudiera exigir el anteproyecto básico.

B. — *Los estudios practicados en el terreno para el canal colector, solamente han demandado ya un gasto de cerca de \$ 400.000 m/n., no obstante que la memoria del anteproyecto establecía con igual destino una suma mucho menor (\$ 20.000), hecho que prueba la inexactitud del presupuesto fijado para las obras.*

Expresan los ingenieros informantes, que es exacto que los estudios del canal colector han exigido un gasto mucho mayor que el que suponía la memoria del año 1913; en efecto, según los informes recogidos hasta el

30 de Abril se habían invertido \$ 310.213.14 m/n., computando \$ 80.000 m/n. correspondiente a instrumental y equipos. Dejan establecido que, sin duda, era insuficiente la partida fijada primitivamente, y estiman que el gasto realizado en estudios es lógico en trabajos de la importancia del de referencia; observan, por otra parte, que en el ítem IV del presupuesto Mercau-Waldorp figura además una partida de \$ 4.000.000.—, para estudios, dirección e imprevistos.

Entienden finalmente, que «esta anomalía no es argumento suficiente para invalidar el proyecto ni para establecer la proporcionalidad entre el presupuesto previsto y el que será real».

C. — *El proyecto se basa en la aplicación de una fórmula del autor del mismo, que es falsa y sin fundamento.*—Expresan que, no obstante el hecho de intervenir en ella la altura media máxima mensual de lluvia — la fórmula del ingeniero Mercau está bien fundada y es racional —; pero entienden que «su consagración depende de los valores del coeficiente que interviene en la misma para cuya determinación hacen falta observaciones que en número, calidad y oportunidad, no se han practicado aún en la provincia de Buenos Aires». Manifiestan luego, que el proyecto no depende de los caudales dados por esa fórmula, ya que el propio autor, con criterio muy justo de previsión, adopta dispositivos constructivos que amplían las posibilidades de salvar todo error.

Advierten que si el caudal en el colector puede variar entre 1.500 m<sup>3</sup> y más de 10.000 m<sup>3</sup> — atento a las dimensiones del colector — no tienen igual elasticidad las cifras que corresponden, en el presupuesto, o, las obras dependientes de esos caudales (viaductos, puentes y zonas de expansión); dado el carácter de amplia previsión que predomina en el plan, el cálculo de todos esos elementos deben efectuarse en base a 3.000 m<sup>3</sup>; en tal concepto estiman que «el caudal de inundación supuesto en el anteproyecto es prudente, con tal que se haga uniforme la cifra siempre que deba considerárselo».

D. — *Los precios unitarios tenidos en cuenta son notoriamente bajos; no hay presupuesto definitivo y el fijado representa aproximadamente un tercio del valor real.*— Desde luego, no existiendo proyecto definitivo no puede haber, de hecho, presupuesto definitivo. Dejan constancia que en el proyecto sometido al P. E. con fecha Septiembre 19 de 1922 no se acompaña un presupuesto total detallado, de máxima, definitivo; indicándose sólo costos totales variables entre \$ 37.984.000 m/n. (caudal máximo: 1.500 m<sup>3</sup>/s), y \$ 45.244.825 m/n. (caudal máximo 15.000 m<sup>3</sup>/s). Agregan que por manifestaciones posteriores de la Dirección de Desagües, el presupuesto de máxima sería de \$ 45.000.000 m/n. detallado así:

|   |                |                      | \$ m <sup>3</sup>                   |
|---|----------------|----------------------|-------------------------------------|
| <i>I. Movimiento de tierra</i>  |                |                      |                                     |
| Canal colector A, comprendido revestimiento,<br>desde Mar Chiquita hasta Vallimanca . . . . .   | m <sup>3</sup> | 22.846.000 a \$ 0,80 | 18.276.800                          |
| Canal B . . . . .   | »              | 658.500 » » 0,65     | 428,025                             |
| <i>II. Obras en el río Salado</i>   |                |                      |                                     |
| Cierre de los albardones laterales . . . . .  | »              | 1.600.000 » » 0,70   | 1.120.000                           |
| Obras en el cauce ad-corporis . . . . .   |                |                      | 600.000                             |
| <i>III. Obras de arte</i>   |                |                      |                                     |
| Siete viaductos para ferrocarriles con accesos;<br>longitud total (teniendo en cuenta un reman-<br>so de 0,08 m) . . . . .  | m              | 7.100 » » 179,15     | 1.700.000                           |
| Diez viaductos carreteros . . . . .   | »              | 9,600 » » 236,60     | 3.800.000                           |
| Cuarenta y cinco puentes carreteros en cruce<br>con el canal excavado del Colector A. . . . .   | »              | 1.890 » » 236,60     | 448.000                             |
| Descargador en Mar Chiquita y compuertas . . . . .  | ml             | 2.000 » »            | 3.000.000                           |
| Imprevistos y para pequeñas obras de arte . . . . .   |                |                      | 3.727.175                           |
| <i>IV. Obras de desague local</i>   |                |                      |                                     |
| Nueva red secundaria, comprendida obras de<br>arte . . . . .  |                |                      | 3.000.000                           |
| <i>V. Estudios y Dirección</i>  |                |                      |                                     |
|   |                |                      | 2.000.000                           |
| <i>VI. Indemnizaciones</i>  |                |                      |                                     |
| Por ocupación transitoria del terreno, quedando los propietarios con el dominio del mismo (5.400.000 del informe de 1913 y 1.500.000 por ampliación del Vallimanca) . . . . . |                |                      | 6.900.000                           |
| Total   |                |                      | \$ m <sup>3</sup> <u>45.000.000</u> |

Analizan el precio unitario de movimiento de tierra fijado en \$ 0.80 el metro cúbico, y llegan a la conclusión de que es razonable, aun teniendo en cuenta que la naturaleza de la obra exige: apronte y cuidado del terreno (limpieza, arado, quema de yuyos y excavación de tres zanjas longitudinales para asiento del terraplén), excavación y transporte de tierra y formación del terraplén. Agregan, que dicho precio no dejará margen para cubrir posibles transportes longitudinales, por lo que estiman que aun cuando no serán muy importantes debe cubrirse esa posibilidad con un aumento prudencial del cubo total de movimiento de tierra.

En cuanto a los viaductos ferroviarios consideran los ingenieros Zuleta y Castells que su precio unitario debe fijarse en \$ 500.— por metro lineal, y no \$ 179.13 m|n. como adopta la Dirección de Desagües; estiman que en un presupuesto de máxima debe computarse el hierro a \$ 150.— la tonelada, así como los accesos, soleras para la vía, barandas, veredas para peatones, enrielladuras, terraplenes de acceso, etc., aún cuando, se-

gún lo ha previsto el presupuesto oficial, estos trabajos accesorios pueden ser tomados a su cargo por la Empresa del Ferro-Carril del Sud. Respecto a los viaductos carreteros, estiman que el ancho fijado en 3.50 metros es insuficiente para satisfacer las exigencias del tráfico, y que debe aumentarse a 7 mts; el precio unitario respectivo se elevaría a \$ 550.— m|n.

Por razón de la prolongación del Canal Colector hasta el Vallimanca, es necesario aumentar la longitud y número de los viaductos y puentes, en la siguiente forma: (según el plan primitivo) viaductos ferroviarios: aumentar 1.000 ml., con lo que resultan 12.850 m.; viaductos y puentes carreteros: aumentar 2.630 ml., con lo que resultan 16.790 m.

Por tanto el presupuesto, en esta partida debiera elevarse — incluyendo terraplenes de acceso — a \$ 18.000.000.00 m|n.; siendo el de la Dirección de Desagües de \$ 6.000.000.00 m|n. Admitiendo las reducciones de luces que figuran en dicho presupuesto, su costo alcanzaría — aplicando, los precios unitarios de los ingenieros Zuleta y Castells — a \$ 12.600.000.00 moneda nacional.

La falta de anteproyecto para el *Descargador de Mar Chiquita, Obras en el río Salado y Obras de desagüe local de la zona baja y Colector B*, determina que los informantes se abstengan de opinar sobre los costos presupuestados para dichas obras. Agregando: « A nuestro entender, deberían estudiarse con mucho detenimiento, sobre todo los renglones relativos a las obras en el río Salado y desagüe local en la zona baja, porque se refieren a obras que han de dar verdadera eficacia al gran colector, si estas obras no fueran estimadas en su verdadera magnitud habríase resuelto, a nuestro juicio, una parte solamente del problema de las inundaciones y desagües de la provincia».

E. *Las cifras fijadas para indemnizaciones son muy reducidas.* —

Al respecto, dicen textualmente los ingenieros Zuleta y Castells: «Atento al criterio con que se propone pagar las indemnizaciones por la ocupación transitoria del terreno por las aguas y al precio por hectárea establecido, consideramos que la cifra de \$ 6.900.000.00 m|n. establecida para un caudal de 1.500 m<sup>3</sup>/s en el colector A no será excedida. Sin embargo, falta saber si el canal Colector B, y los colectores secundarios, si hubieran de construirse no demandarán gastos de esta naturaleza, porque no están previstos en el presupuesto.

« Pero esta partida resultará insuficiente si como se dijo antes debe admitirse que 3.000 m<sup>3</sup>/s podrán escurrir por el colector pues, suponiendo que a la altura del Km. 400 la zona de expansión tenga un ancho de 500 mts. y 4.000 en el Km. 0, donde hay 0,33 metros de agua resulta una superficie ocupada de 90.000 Hs. que costarán aproximadamente \$ 11.000.000 m/n. Con destino al pago de estos terrenos el presupuesto fija \$ 6.900.000.m/n.



F. *La tasa impositiva como resultante de la aplicación del presupuesto fijado será insuficiente si no se aumenta en forma desmedida y sin justicia la zona a imponer, lo que implica decir que las obras quedarán inconclusas.*

Dicen los ingenieros Zuleta y Castells que el presupuesto de pesos 45.000.000 m/n. es bajo y que corresponde su revisión; hacen notar que en ese importe no se han incluido los gastos de financiación, sin duda importantes; agregan que si dicha suma ha de percibirse en doce años y medio según la ley en proyecto mediante el impuesto de desagüe y las obras deben ejecutarse en cuatro años o menos, resultará que por sólo concepto de intereses, calculando el 6,5 o/o deberían computarse aproximadamente \$ 16.000.000 más, y siempre que el impuesto se hiciera efectivo desde el momento de la sanción de la ley y no desde la habilitación parcial o total de las obras, en este caso el recargo sería mucho mayor.

Estableciendo como valor medio del impuesto 5 pesos por hectárea para cubrir el total del presupuesto de la Dirección de Desagües será necesario aumentar la zona en 4 ó 5 millones de hectáreas en tal caso, dicen, habría que analizar el porcentaje de beneficio que esta nueva superficie recibiría de las obras propuestas.

Refiriéndose al presupuesto general observan las siguientes omisiones: a) Una partida importante para poner en buenas condiciones de funcionamiento las obras de desagües existentes las que forman parte del plan y cuyo estado actual no es considerado satisfactorio por la propia Dirección de Desagües.

b) La Ley proyectada no dice nada respecto a la conservación de las obras, renglón muy importante que como es de práctica no debe descuidarse.

G. *Divergencia sobre la construcción del Canal N° 17.* — Historian los antecedentes de esta obra con relación al plan del año 1900 que autorizaba al efecto la suma de \$ 370.000 m/n. y hacen referencia al nuevo proyecto preparado por la Dirección de Desagües a pedido de vecinos de Saladillo y cuyo presupuesto asciende a \$ 3.000.000 m/n.; proyecto, dicen, que los miembros disidentes de la Dirección de Desagües piden que se realice destinando para él la parte que fuese necesaria de los fondos de la Ley de 1914. En cambio la Dirección aduce que ello sólo es posible con tal que la inversión no supere el presupuesto de 1900 de \$ 370.000 m/n., entendiéndose que el excedente deberá solicitarse de la Legislatura.

Expresan los ingenieros Zuleta y Castells que tratándose de una cuestión de carácter legal corresponde dictaminar al señor Asesor de Gobierno; por su parte manifiestan que estiman de suma importancia la construcción del canal N° 17, anticipando que no aconsejarían la adopción de ninguno de los proyectos existentes pues son de notoria insuficiencia para las necesidades de esa zona, (el de mayor costo tiene una capacidad máxima de 10 m<sup>3</sup>/s.

\* \* \*

Respecto al conjunto de las obras estiman que el plan debe tener en cuenta la factibilidad inmediata de poder eliminar desde ahora o en un futuro próximo todo exceso de agua perjudicial para la economía de la producción, cualquiera sea la zona y cualquiera sea el origen de estas aguas; ésto no equivale a decir que deba considerarse un proyecto exclusivo de desagües sino un proyecto mixto que comprenda también la defensa contra inundaciones y consideran que el proyecto elevado por la Dirección de Desagües responde a ese concepto con acierto y propiedad. Aprecian que el colector es una solución conveniente como obra de defensa contra las inundaciones; pero que su eficacia será más relativa que la que se le asigna en lo que se refiere a desagüe; estiman que las obras en el Salado y en la zona baja han sido previstas en orden inferior a la magnitud que les corresponden y que el presupuesto de \$ 1.720.000 m/n. para las primeras no bastará indudablemente para poner el cauce en toda su extensión en condiciones de recibir los aportes de las zonas comprendidas actualmente en las inundables y las que deberán incorporarse indefectiblemente. En tal concepto las obras propuestas constituirían una parte del plan que satisface a los informantes, agregando que los beneficios aún parciales de ellas superarán su costo; invocan, al efecto, que la inundación de 1913 produjo pérdidas que estiman en cien millones de pesos moneda nacional.

## XIX

### LAS IDEAS DEL INGENIERO ALFREDO R. GANDO

#### «A» Proyecto de Ley sobre desagües parciales. — Concepto técnico de los mismos.

Con este título el ingeniero Gando publicó un trabajo (1) en el que se ocupa, primero, de las disposiciones del Código Civil sobre obras de desagüe y su aplicación para considerar el aspecto legal de todo proyecto de obras de desagüe o defensa contra inundaciones, que construyan los propietarios.

Estudia a continuación la fórmula de Crevat y su aplicación para determinar los caudales de agua que circulan en campos vírgenes, refinados y con canales en sus líneas de talweg y las dimensiones de estos últimos.

Acompaña un proyecto de ley para la ejecución de los desagües parciales.

(1) Publicaciones del Segundo Congreso Nacional de Ingeniería — Sección hidráulica — Subsección riego.

### «B» Orientación a darse al problema de los desagües en la provincia de Buenos Aires

En respuesta al pedido que le hicimos el ingeniero Gando expuso por escrito sus ideas sobre el problema de los desagües (1).

Manifiesta el ingeniero Gando que el estudio del problema de los desagües « debe ser tratado de nuevo apartándose en absoluto de las vías con que ha sido tratado por numerosos y distinguidos profesionales en « estos últimos años ».

Después de hacer consideraciones diversas sobre la extensión de la zona a desaguar, la insuficiencia de las obras construidas y de los estudios que sirvieron de base para proyectarlas, a la falta de estudios hidrológicos y agronómicos para fundamentar un proyecto, perfeccionamiento de los canales existentes, etc., etc., sintetiza sus puntos de vista sobre la cuestión de los desagües en la forma siguiente:

- 1º Necesidad urgente e imprescindible de organizar científicamente estudios hidrométricos e hidrológicos en el territorio de la provincia.
- 2º Proceder a las correcciones parciales, que la práctica denota claramente, en las obras existentes.
- 3º Estudiar la forma de fomentar, ordenar y facilitar la construcción de desagües parciales, dando forma práctica a la formación de asociaciones vecinales, de acuerdo a la Ley de 4 de Octubre de 1910, sobre desagües parciales en la provincia de Buenos Aires.
- 4º No tener en cuenta la hoy denominada « zona inundable » y extender a toda la provincia los beneficios de todos los estudios y reglamentaciones que indica, considerando cada cuenca de acuerdo a sus necesidades y características.
- 5º Tratar el problema del Salado como obra de interés general y, en consecuencia, dependiente del gobierno de la Nación.

## XX

### EL PLAN DEL INGENIERO CARLOS POSADAS

(Noviembre de 1927).

La primera parte de su exposición constituye una severísima crítica del proyecto del canal colector, presentado por los ingenieros Mercau y Waldorp. En la segunda indica el plan que debe seguirse para resolver el problema.

Aunque todo lo concerniente a la primera parte debiera ser conside-

(1) Este trabajo ha sido publicado en *La Ingeniería* de Octubre de 1928.

rado en el capítulo del presente informe, reservado al estudio y análisis crítico de los proyectos, creemos necesario sintetizar el pensamiento del ingeniero Posadas en lo que a tal parte se refiere.

**I. — Crítica. — Cálculo de caudales en el colector Mercau. — Expropiaciones etc.**

**Coefficientes de desagüe o escurrimiento. — Caudal máximo.** — Cita las opiniones del ingeniero Duclout, que admite un coeficiente de desagüe comprendido entre 0,60 y 0,20 y una relación entre el caudal máximo y el medio igual a 2 y manifiesta, después de analizar los coeficientes fijados por los ingenieros Arce y Mercau y la relación entre los caudales máximo y medio en el arroyo Saladillo que, « *lo más prudente es adoptar un coeficiente igual a 0,75, la duración de la descarga igual a 10 días y la descarga máxima igual al doble de la media* ».

Considerando las zonas I, II y III del proyecto de los ingenieros Mercan y Waldorp, coeficientes de desagüe igual a 0,75 y tiempos de escurrimiento iguales a 15, 10 y 6 días calcula los caudales que figuran en el cuadro siguiente:

| Cuenca | Superficie en kilómetros cuadrados | Lluvia media<br>mm. | Volumen de agua<br>millones de m <sup>3</sup> | Duración del escurrimiento |                             |                           |                             |                           |                             |
|--------|------------------------------------|---------------------|---|----------------------------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|-----------------------------|
|        |                                    |                     |   | 15 días                    |                             | 10 días                   |                             | 6 días                    |                             |
|        |                                    |                     |   | Qm.<br>m <sup>3</sup> /s.  | Qmáx.<br>m <sup>3</sup> /s. | Qm.<br>m <sup>3</sup> /s. | Qmáx.<br>m <sup>3</sup> /s. | Qm.<br>m <sup>3</sup> /s. | Qmáx.<br>m <sup>3</sup> /s. |
| I      | 13494                              | 190                 | 2553  | 1480                       | 2960                        | 2220                      | 4440                        | 3705                      | 7410                        |
| II     | 16330                              | 134                 | 2188  | 1267                       | 2533                        | 1905                      | 3810                        | 3170                      | 6340                        |
| III    | 7553                               | 56,5                | 428,3   | —                          | —                           | —                         | —                           | —                         | —                           |

Para calcular los caudales emplea las fórmulas:

$$\text{Caudal medio: } Q_m = \frac{0,75 \times 1000 h \times s}{n \times 86400};$$

$$\text{Caudal máximo: } Q_{máx} = 2 Q_m.$$

siendo  $h$  la altura de la lluvia caída,  $S$  la superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados y  $n$  el número de días en el cual se produce el escurrimiento.

El ingeniero Posadas modifica las lluvias dadas por el ingeniero Duclout, a las cuales corresponden los caudales del cuadro anterior, tomando los datos de la Oficina Meteorológica para la lluvia caída del 18 al 23 de Agosto de 1913 que dan los valores siguientes:

|  |            |
|--|------------|
| Precipitación media de la zona I                                       | 215,8 m.m. |
| » » » » » II   | 137,7 »    |
| » » » las zonas I y II (incluyendo la<br>cuenca del arroyo Vallimanca) | 163,5 »    |

y llega a los siguientes valores:

|   | Lluvia    | Superficie             | Volúmen de agua              |
|---|-----------|------------------------|------------------------------|
| Zona I . . . . .                        | 215.8 mm. | 18.521 Km <sup>2</sup> | 3.999.790.000 m <sup>3</sup> |
| Zona II (incluso cuenca<br>Vallimanca). | 137.7 mm. | 37.672 »               | 5.191.140.000 m <sup>3</sup> |
|   |           | TOTAL . . .            | 9.190.930.000 m <sup>3</sup> |

y calcula los caudales siguientes en metros cúbicos por segundo en la desembocadura del colector:

$$\begin{aligned} \text{Esguerrimiento en 10 días } Q_{max} &= 15.960 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{» » 7 días } Q_{max} &= 22.800 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

**Zona de expansión de las aguas:** Supuesto prolongado el colector hasta recoger las aguas del arroyo Vallimanca calcula las superficies a expropiar siguientes:

|   |                   |
|---|-------------------|
| Para $Q = 3.664$ metros cúbicos por segundo en el límite de las zonas<br>I y II y caudal constante a partir de este punto . . | 144.000 hectáreas |
| Para $Q = 7.500$ metros cúbicos por segundo en el mismo límite .  | 187.000 »         |
| Para $Q = 15.300$ metros cúbicos por segundo, capacidad máxima<br>del colector  | 236.000 »         |

El ingeniero Posadas, cita el pleito que el Dr. Carlés entabló contra la empresa del Ferro-Carril del Sud, por haber impedido con el terraplén de la vía el desagüe de una cañada del campo de su propiedad en la estación Mamaguita y manifiesta que la empresa fué condenada a pagar como indemnización 286 pesos por hectárea, sin adquirir el campo. Hace presente que al considerar el asunto se tomó en cuenta no sólo el área inundada con alturas menores de 0,30 sino los remansos hidrodinámicos hasta el último centímetro. Deduciendo en conclusión que para el área afectada por la expansión del agua en los colectores se deberá expropiar la totalidad de la superficie bañada.

Considerando que «es sabido lo incierto de las teorías sobre el remanso» manifiesta que puede trazarse con cierta aproximación la curva de remanso hidrodinámico, determinando un punto  $C$  tal que  $AC = AB$ ,

siendo  $AB$  el nivel de las aguas para el caudal admitido en la sección considerada del colector y haciendo que  $AC$  y  $CB$  sean tangentes en  $C$  y  $B$ , respectivamente a la curva. (Véase fig. 37).

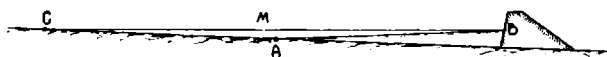


Fig. 37

Por lo tanto las superficies a expropiar, según el ingeniero Posadas, son dobles de las calculadas anteriormente.

Objeta después las partidas que en el proyecto del colector figuran para obras de arte, (compuestas, puentes ferroviarios y carreteros) y hace el siguiente presupuesto global aproximado considerando el remanso hidrodinámico:

Para  $Q = 3000 \frac{m^3}{s}$  en el límite zona I y II

|  |                              |
|--|------------------------------|
| 1. — Terreno a expropiar 288.000 hect. a \$ 250 . . . . .                  | \$ 72.000.000                |
| 2. — Movimiento de tierra 18.000.000 m <sup>3</sup> a \$ 1.20 . . . . .    | » 21.600.000                 |
| 3. — Puentes de madera 26.200 m a \$ 500 . . . . .                         | » 13.100.000                 |
| 4. — Viaductos 7.600 m a \$ 600 . . . . .                                  | » 4.500.000                  |
| 5. — Compuertas secundarias 27 a \$ 60.000. . . . .                        | » 1.600.000                  |
| 6. — Compuertas para arroyos y cañadones . . . . .                         | 1.200.000                    |
| 7. — Obras en Mar Chiquita . . . . .                                       | » 13.000.000                 |
| 8. — Prolongación del colector hasta el arroyo Vallimanca 100 Km . . . . . | 3.000.000                    |
| 9. — Imprevistos y dirección 16,3 % . . . . .                              | » 17.000.000                 |
| TOTAL  | $\frac{m}{n}$ \$ 147.000.000 |

Considera después el costo de un revestimiento de hormigón armado para el colector que fija en \$ 37.700.000  $\frac{m}{n}$  y analizando el proyecto de colectores secundarios para la zona baja con el criterio expuesto anteriormente, calcula el costo de los mismos con sus obras accesorias en \$ 27.000.000  $\frac{m}{n}$ , de modo que el costo total de las obras, sin revestir los terraplenes en el talud mojado y admitiendo el caudal de 3000 metros cúbicos por segundo en el límite de las zonas I y II sería:

|                                       |                              |
|---------------------------------------|------------------------------|
| Según detalle anterior . . . . .      | \$ $\frac{m}{n}$ 147.000.000 |
| Gastos de financiación 21 % . . . . . | » » 30.000.000               |
| Obras en la zona baja . . . . .       | » » 27.000.000               |
| TOTAL                                 | \$ $\frac{m}{n}$ 204.000.000 |

Considerando una lluvia de 165 milímetros en 24 horas, un coeficiente de desagüe o escurrimiento igual a 0,75, superficie de la cuenca de 30.000 kilómetros cuadrados y duración del escurrimiento igual a 5 días calcula en el límite de las zonas I y II incluyendo la cuenca del arroyo Valli-

mance, los valores siguientes:  $Q = 17.160$  metros cúbicos por segundo y, en consecuencia: costo del colector, \$ 360.000.000  $\frac{m}{n}$ .

## II.— El plan de obras del Ingeniero Posadas.

Antes de concretar el plan que, a su juicio debe seguirse para resolver el problema de los desagües, manifiesta que « debe abandonarse el perfil « de endicamiento de un sólo lado y sustituirlo por el perfil adoptado « por el ingeniero Waldorp en su proyecto de hace más de cuarenta « años ».

Dice a este respecto: « El tipo de dique propuesto por el ingeniero « Mercan no es conveniente para terrenos de pendiente transversal tan « suave como los de la provincia de Buenos Aires y es más conveniente « el doble endicamiento con terraplenes a 3000 metros o más de distancia « uno de otro y canales, uno entre terraplenes, cerca del mayor, y dos « pequeños al exterior para las aguas locales. Los arroyos y cañadas im- « portantes se pueden endicar en un pequeño trecho y tener así su en- « trada permanente al colector y a las aguas locales darle entrada por « medio de compuertas y canales laterales en las hondonadas del terreno. « La conveniencia es, a todas luces, incuestionable y permitiría una eco- « nomía de varias decenas de millones de pesos ».

Considerando el problema bajo el punto de vista hidráulico en lo que se relaciona con la fijación de caudales cita los siguientes casos:

- a) La crecida del río Lujan en el mes de Abril de 1914 que, dice, *llevó con seguridad un caudal de 2.000 metros cúbicos por segundo a pesar de no bajar de ninguna sierra y corresponder a una cuenca de pequeña extensión (2.373 kilómetros cuadrados; para lluvia total de 300 a 390 milímetros del 22 al 27 de Abril).*
- b) El texto del expediente 12648/c/924, iniciado ante el Ministerio de Obras Públicas por el Ferro-Carril del Sud para ampliar el puente existente en Roque Perez, sobre el Salado. La empresa dice, para justificar la necesidad de esta obra « en el año 1913 las aguas de « inundaciones llegaron a cubrir en parte los tramos de acceso del « puente existente y se estima que durante esa inundación pasó por « el puente un caudal de 800 metros cúbicos por segundo ».

Deduce, como consecuencia, de este último caso que cuando llueve en el Oeste crece y se desborda el Salado y que su caudal puede ser superior a 1.400 metros cúbicos por segundo, aún después de ser construido el colector.

Estudia el efecto del colector sobre las inundaciones, el perjuicio que causan éstas, el beneficio que produciría la construcción del colector desde Mar Chiquita al kilómetro 160, el caudal y costos correspondientes a éste que estima en 15.700 metros cúbicos por segundo para la cuenca I

de 18.521 kilómetros cuadrados y 50 a 100 millones de pesos respectivamente.

Concreta su pensamiento la frase siguiente: « Los perjuicios de las lluvias de otras regiones, que corren superficialmente y duran 10 días, se aminorarían extraordinariamente si por medio de desagües adecuados se hiciese posible el desagotamiento de las aguas que quedan estancadas en los cañadones ».

Manifiesta que el desagüe de los cañadones disminuye y retarda las avenidas en una proporción considerable, en lugar de acelerarlas y considerando que en los bajos el agua tuviera 1 metro de profundidad estima que se necesitaría una superficie libre de cañadones de 8 a 12 % con relación al total de la cuenca para almacenar el agua.

El plan del ingeniero Posadas se sintetiza a continuación:

1. Fijar la suma de \$ 100.000.000  $\frac{1}{11}$  para la ejecución de las obras, sin gastos de financiación.

2. Fijar la superficie sujeta a impuesto de desagües en 10.000.000 de hectáreas, es decir un gasto de \$ 10.00 por hectárea.

3. Construir canales de 20 metros cuadrados de sección para conducir un caudal de 10 metros cúbicos por segundo, excavados en el fondo de las vaguadas. Con el precio de \$ 0,80 para excavación y \$ 0,20 por metro cúbico de excavación para obras de arte, cada kilómetro de canal costaría 20.000 pesos, de modo que se podrían construir

$$\frac{100.000.000}{20.000} = 5.000 \text{ kilómetros de canales.}$$

Las consideraciones que hace el ingeniero Posadas para justificar el tipo de canales que propone son las siguientes:

Supóngase el fondo de una cañada, plano y horizontal. Los caudales que conduciría para una pendiente longitudinal de 0,0002, se dan a continuación:

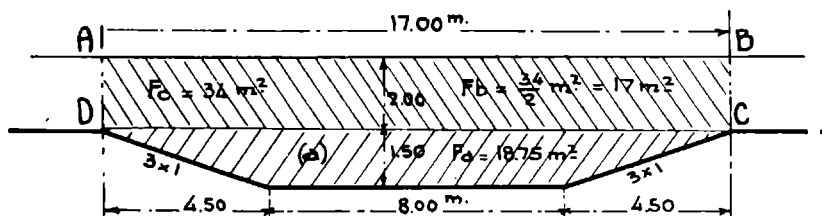


Fig. 38

a) Con el canal excavado de las dimensiones indicadas en la figura 38 y llegando el agua al nivel DC:

$$Q_u = 11,15 \text{ metros cúbicos por segundo.}$$



- b) Sin el canal excavado en la vaguada suponiendo, dice « como acontece, que las plantas acuáticas, junco, duraznillo, etc., reducen su sección a la mitad no podemos contar con más de 1 metro libre para una altura de 2.00 metros, de modo que

$$S_b = 17 \text{ m}^2; \quad Q_b = 9,57 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- c) Sin el canal excavado y suponiendo la superficie libre de juncos, etc.

$$\begin{aligned} S_c &= 34 \text{ metros cuadrados,} \\ v &= 0,938 \text{ metros por segundo,} \\ Q_c &= 32 \text{ metros cúbicos por segundo.} \end{aligned}$$

- d) Con el canal excavado y suponiendo 2,00 m de altura de agua en la vaguada:

$$\begin{aligned} S &= S_a + S_c = 52,75 \text{ metros cuadrados} \\ v &= 1,23 \text{ metros por segundo} \\ Q &= S.v = 65 \text{ metros cúbicos por segundo.} \end{aligned}$$

Con pendiente 0,0004 se obtendría:

$$S_a = 13,9 \text{ m}^2; \quad Q_a = 10,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

y, por tanto, una economía en la excavación de 30,5 por ciento. De los números anteriores deduce que la construcción del canal daría los siguientes aumentos de caudales:

$$\begin{aligned} Q - (Q_a + Q_c) &= 23 \text{ metros cúbicos por segundo.} \\ Q - Q_c &= 33 \quad \text{»} \quad \text{»} \quad \text{»} \quad \text{»} \\ Q - Q_b &= 55,5 \quad \text{»} \quad \text{»} \quad \text{»} \quad \text{»} \end{aligned}$$

Para el cálculo de los caudales toma el coeficiente  $\gamma = 1,30$  de la fórmula de Bazin.

Considera que « el efecto de canales de capacidad moderada es pues « beneficioso para todo el mundo, sobre todo si se les provee de compuertas « reguladoras ».

4. Aplicando los resultados anteriores al Canal N° 17 hace los cálculos siguientes:

- a) Suponiendo un caudal de 10 metros cúbicos por segundo se puede desaguar durante seis meses un volumen de agua

$$V = 6 \times 86.400 \times 10 \times 30 = 155.520.000 \text{ metros cúbicos}$$

y se puede suponer, dice, 155.520 hectáreas con 0,10 metros de altura de agua, que resultan en estas condiciones inutilizables para la agricultura y la ganadería, las que se podrían desaguar en 6 meses.

Si se considera que la diferencia efectiva del caudal, dice, es de 55,5 metros cúbicos por segundo el tiempo queda reducido a

$$180 \times \frac{10}{55} = 33 \text{ días.}$$

o bien la altura de agua que puede sacar en 6 meses de las 155.520 hectáreas es:

$$100 \times \frac{55,5}{10} = 550 \text{ milímetros.}$$

y agregando la evaporación de 481 milímetros en 6 meses se sacarían 1036 milímetros, sin computar lo absorbido por infiltración.

También puede considerarse que la superficie a desaguar aumenta a

$$\frac{55,5}{10} \times 155,200 = 652.000 \text{ hectáreas} = 6.520 \text{ Km}^2.$$

5. La utilidad de los canales para el desagüe de la zona de 10.000.000 hectáreas la demuestra el ingeniero Posadas en la forma siguiente:

Calculando 155.500 hectáreas para cada canal se necesitarían

$$\frac{10.000.000}{155.500} = 65 \text{ canales,}$$

y como con 100.000.000 de pesos se puede construir 5000 kilómetros de canales, la longitud media de cada uno sería

$$\frac{5.500}{65} = 77 \text{ kilómetros.}$$

longitud que permite desde todas las zonas llegar al Salado, a sus afluentes o al mar.

Los 65 canales darían un caudal total de 650 metros cúbicos por segundo y cuando subiese el nivel del agua en las vaguadas en 2 metros darían  $65 \times 23 = 3560$  metros cúbicos por segundo en la otra hipótesis adoptada.

En un año se escurriría por el Salado, fijando el caudal admisible en éste en 700 metros cúbicos por segundo, el volumen

$$700 \times 86,400 \times 36,5 = 22.050.000.000 \text{ metros cúbicos}$$

que equivaldría, sobre los 70.000 kilómetros cuadrados de la cuenca del Salado a una altura de 316 milímetros de agua.

- « Como en un año se evaporan 963 milímetros de agua, se tendría un «desagüe de una altura de agua igual a 1279 milímetros,, cifra sólo « excedida en los años 1895 con 1454 milímetros, en 1900 con 2025 mm y « 1919 con 1390 mm.

« Quedarían sólo 3 años con un pequeño exceso y para la eliminación « total del máximo anual que se registró en 1900, tendríamos que supo- « ner que esta lluvia se ha producido en 10 millones de hectáreas, lo que « es dudoso, que la infiltración en un año ha absorbido 746 milímetros, « cifra nada inverosímil y que la red de canales que extrae 600 metros cú- « bicos por segundo, es decir, casi tanto como el Salado, se ha supuesto que « queda exclusivamente para la zona no tributaria del Salado sujeta a « inundaciones y que mide 3.000.000 de hectáreas ».

6. Propone, en consecuencia « la utilización de las lagunas y cañadas « actualmente inservibles como depósitos puesto que, dice, 700 metros « cúbicos por segundo bastan para 7.000.000 de hectáreas y, en propor- « ción 300 metros cúbicos por segundo para 3.000.000 de hectáreas de « modo que se podría disponer de 300 metros cúbicos más para la zona « afluyente del Salado, que sacaría en la proporción 547 milímetros con « la evaporación, es decir, que quedaría para un año como el de 1900 sólo

$$746 - 547 = 199 \text{ milímetros}$$

« Considerando una lluvia de 157 mm como la de Agosto de 1913 so- « bre una extensión de 45.000 kilómetros cuadrados al sur del colector « y un coeficiente de desagüe igual a 0,75 la cantidad que se ocurriría « sería

$$0,75 \times 157 = 117,5 \text{ milímetros.}$$

« Si esta creciente llega a la zona baja y el trabajo de canalización pri- « vada ha sido hecho, desagotando los bajos para luego utilizarlo como « depósitos con un metro de altura sería necesario una superficie de

$$\frac{117,5}{1000} = 11,7 \text{ ‰ de la superficie de la cuenca}$$

« es decir  $4500 \text{ Km}^2 = 450.000 \text{ hectáreas.}$

« Esta altura no es exagerada pues es común ver en tales casos tapados « los postes de los alambrados que miden más de 1,40 metros ». Considera además, que esta apreciación no es errónea pues el señor Larrea, antiguo vecino de Saladillo, dice que, *en las crecientes de los años 1877 y 1919 las aguas no abarcaron más del 12 por ciento del área de los campos.*

La misma lluvia, dando al Salado 700 metros cúbicos por segundo y a los otros canales 600 se eliminaría en

$$\frac{45.000 \times 1.000 \times 11,5}{86.400 \times 1.300} = 47,2 \text{ días}$$

7. *Propone la siguiente distribución aproximada de los canales:*

- a) « Se haría con la actual Ley el Canal N° 17 para un caudal de 10 metros cúbicos por segundo, sujeto a agrandararlo en lo futuro y se « integraría el plan actual como ésta lo manda ».
- b) Se haría, donde fuere necesario, un canal de 5 metros cúbicos a cada lado de los terraplenes y a, más o menos, 20 metros utilizando la tierra para arreglar los terraplenes y poder dar así al agua que se agolpa contra los mismos, actualmente, entrada permanente, economizando pendiente en las hondonadas, por las compuertas existentes o construyendo nuevas y teniendo asegurado el desagüe de los campos. Se le pondrían compuertas para regular la entrada y salida de las aguas en caso de que estuviesen llenos.

*Esto importaría más o meno 1000 kilómetros de canales de 5 metros cúbicos, equivalente a 500 de 10 metros cúbicos por segundo.*

- c) Regularizar el cauce del Saladillo con un caudal de más de 50 y menos de 70 metros cúbicos por segundo; para justificar esta obra: « Con las hipótesis admitidas vimos que 10 metros cúbicos desagogen también 155.000 hectáreas que, en igualdad de condiciones, se transformarían con un caudal de 70 metros cúbicos por segundo, en un beneficio idéntico para una superficie de

$$70 \times \frac{23}{10} \times 155.000 = 2.495.000 \text{ hectáreas} = 24.950 \text{ Km}^2$$

$$\text{ó } 70 \times \frac{55,5}{10} \times 155.000 = 6.010.000 \text{ hectáreas} = 60.100 \text{ Km}^2$$

« es decir, prácticamente produce el desagüe de la enorme cuenca del Vallimanea.

« Las lluvias caídas del 9 al 10 de Junio de 1919 dan un volumen  $V = 1.937.400.000$  metros cúbicos y se hubiera evacuado con un caudal igual a 70 metros cúbicos por segundo, admitiendo el coeficiente de desagüe igual a 0,75 en

$$\frac{1.937.400.000 \times 0,75}{70 \times 86.400} = 240 \text{ días.}$$

« El mismo canal con  $70 \times \frac{23}{10} = 161$  metros cúbicos por segundo

« desaguaría en 104,5 días y con  $70 \times \frac{55,5}{10} = 388,5$  metros cúbicos por segundo en 43 días ».

- d) « Dar al arroyo Pantanoso 30 metros cúbicos y al Vallimanea y al arroyo Salado disminuyendo progresivamente hasta terminar con 5 ó 10 metros cúbicos en su origen. Esto representa 250 kilómetros

- « de canales y es el mayor canal propuesto y como costo equivale « a 900 kilómetros de 10 metros cúbicos de capacidad.
- e) « Otro canal similar para el Zapallar, Camarones, etc., y desaguar « el N° 11, y N° 12 en este mismo arroyo.
  - f) « Hacer varias salidas al mar donde sea necesario y arreglar las « defectuosas.
  - g) « El resto de los otros canales, que suman 3600 kilómetros, más « o menos, repartirlos en la zona de 7.000.000 de hectáreas que no « tiene desagüe directo al mar y en la zona Oeste siguiendo las va- « guadas. En este ítem estarían incluídas: las Cañadas de Lincoln « hacia Laguna Gómez, Chivilcoy, Las Saladas, Las Garzas, Sala- « dillo, Tejedor, Timote, Los Toldos, arroyo del Gato en 25 de Mayo, « rectificación de arroyos, etc.
  - h) « Hacer obligatoria la Ley de 4 de Octubre de 1910, en cuanto se « refiere a la facultad de hacer desagües parciales aplicándola a las « cañadas de cierta consideración y hacer colocar compuertas en « todos los canales de alguna consideración existentes y reguladoras « donde fuese necesario.
  - i) « Organizar un cuerpo de inspectores con su dirección superior que « permitan la apertura de las compuertas cuando no se originen « perjuicios al ribereño aguas abajo ».

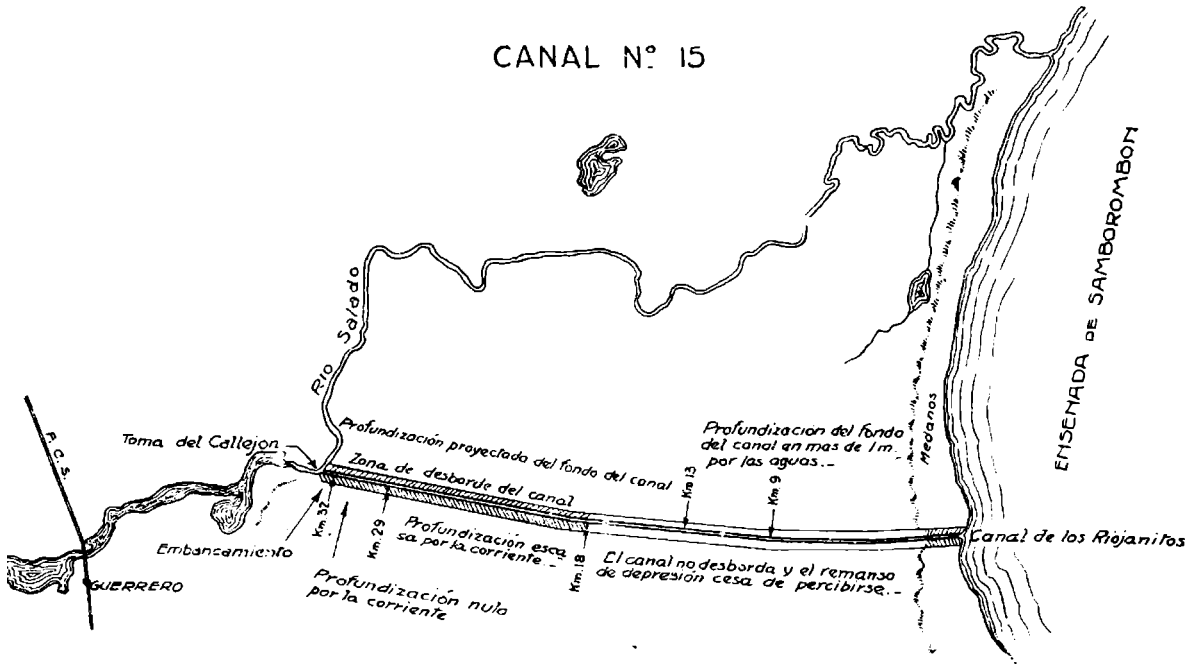
8. Para el Canal N° 15 estudia el primitivo proyecto del Departamento de Ingenieros, las modificaciones efectuadas por la Dirección de Desagües, las socavaciones producidas, las correcciones indicadas por el ingeniero Romero, etc. (acompaña los dibujos agregados).

Calcula que por la sección del kilómetro 27,5 con la profundidad actual puede pasar un caudal de 533 metros cúbicos y aumentando un metro la profundidad, 860 metros cúbicos por segundo.

Marifiesta que no es de temer la rápida socavación y caída de los terraplenes puesto que no se produce, por ejemplo, cerca del Médano ni en las márgenes del Salado donde el suelo es barro fluido.

« Creo, dice, que la profundización del cauce debe proseguirse sin de- « mora y limpiar la boca del canal, cerca del Salado, donde está emban- « cado en una extensión de más de 100 metros que impide tomar más agua al N° 15 ».

### CANAL N° 15



### PLANIMETRIA

RIO SALADO (1.86) contra pendiente 0.15% (424) Proyecto de Ia. O. D. (Mylmaner) I. 0.00009

|        |  |
|--------|--|
| (1.82) | Proyecto preliminar del Dep. Ing. de la Prov. I. 0.00001 |
| (1.89) | Caja de la corrección del Ing. Romero I. 0.00012         |
| (1.05) | Proyecto definitiva del Dep. Ing. I. 0.00002             |

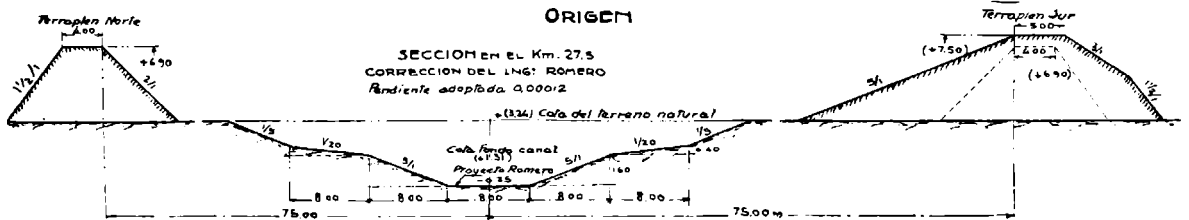


Fig. 39

## CAPITULO TERCERO

### HIDROLOGIA

XXI. Hidrografía. — XXII. Inundaciones. — XXIII. Aforos en el período de crecidas, caudales determinados por medición directa. — XXIV. Pluviometría. — XXV. Determinación de los caudales máximos.

### XXI

#### Hidrografía.

Todos los ingenieros que se han ocupado del tema han dividido la zona inundable en dos grandes partes:

1º Cuenca del río Salado y

2º Cuenca tributaria directa del océano: río Samborombón, arroyo de las Víboras, río Ajó y laguna Mar Chiquita.

#### CUENCA DEL RÍO SALADO

El río Salado nace en la laguna del Chañar, y desemboca en la ensenada de Samborombón al cabo de un curso de unos 700 kilómetros en el que atraviesa las lagunas de Gómez, del Carpineho, de Rocha, de Las Toscas, La Salada, Flores Chicas, Flores Grandes, Desplayada, La Tabla, Cerrillos y La Tigra.

Su vasta cuenca mide alrededor de 80.000 Km<sup>2</sup>, pero no ha sido hasta ahora delimitada rigurosamente; hacia el norte los terrenos suben bruscamente y a distancias relativamente cortas se alcanzan las divisorias con las cuencas de los ríos Samborombón, Luján, Arceifes y de algunos cañadones que por su magnitud y profundidad y por la naturaleza permeable de las tierras circundantes, vienen a constituir hoyos, de ordinario totalmente cerrados que no aportan caudal al Salado a no ser por alimentación subterránea y en un grado despreciable. Hay en cambio otras series de cañadones que se encadenan y envían regularmente sus aguas al río por las cañadas del arroyo Piñero, de los Peludos, de Chivilcoy, de Las Saladas, Culú-Culú, Manantiales, arroyo del Siasgo, el grupo de cañadas que vierten aguas en la laguna Esquivel y el grupo de las lagu-

nas Encadenadas del Este. Son estos los principales afluentes que llegan al Salado por su margen izquierda, y aunque distintos entre ellos bajo diversos aspectos se caracterizan todos por la independencia que guardan sus cuencas, separadas por terrenos elevados en general de varios metros sobre el lecho mayor de las cañadas, lagunas, arroyos, o displayados. Otro carácter común a estos afluentes es su escasa pendiente longitudinal, una de cuyas consecuencias es que las crecientes del Salado se hacen sentir a gran distancia, bien por refluir sus aguas hacia el interior de las cañadas (caso frecuente en las Encadenadas del Este que desembocan en el curso inferior del río) o bien por el considerable alcance de propagación que tiene el remanso de altura provocado en las corrientes afluentes de las cañadas por las altas aguas del Salado.

La pendiente media longitudinal del Salado en su curso superior, aguas arriba de la laguna Flores Grandes es de 0,20 m. por kilómetro, y en el tramo inferior, desde aquella laguna hasta la desembocadura, se reduce a solo 0,08 m por kilómetro. Estas cifras son por otra parte poco significativas para apreciar la capacidad de conducción del río debido a la irregularidad que existe en la distribución de las pendientes de los tramos menores, motivada, por la desigual naturaleza y altimetría de las capas del lecho como también por la topografía de la zona que atraviesa; en consecuencia, en cada tramo varían, entre límites muy amplios, los anchos del lecho mayor.

En el curso superior existen tramos en que el río se asemeja, mucho, guardando proporciones, a las cañadas afluentes de la zona noroeste por reducirse extraordinariamente su lecho menor como por el ancho notable que en correspondencia alcanza su lecho de expansión entre barrancas.

En la laguna Flores Grandes recibe el Salado las aguas de dos afluentes importantes: los arroyos Saladillo y Las Flores. Aguas abajo de aquella resalta la influencia que el aumento de caudal tiene en la formación del lecho menor que excepto en el cauce de los displayados de la Talía, Cerrilos y La Tigra es el que corresponde a un río caudaloso. Debe hacerse notar que los dos afluentes citados aportan el derrame de una cuenca no menor del 45 % del total, caracterizada, además, por su mayor pendiente con respecto a la cuenca propia del Salado superior -- y que hasta pocos kilómetros antes de desembocar en la laguna de La Tigra, donde recibe las aguas del Camarones, no llega al Salado, por su margen derecha, ningún afluente de importancia. Cabe dejar constancia de que su lecho mayor no registra ninguna interrupción, en parte alguna se separan aguas para formar, en cualquier estado de régimen, un curso nuevo divergente o paralelo, a no ser desde la angostura de « El Callejón » hasta el médano costanero donde la gran disminución de pendiente provocada por los meandros del río, y también la influencia de las altas mareas y suestadas, apreciable en el curso inferior, son causa de desbordes que hacia el norte pueden llegar al Samborombón y por el Sud escapando por los portezuelos que dejan entre sí los albardones altos pero



discontinuos de la margen derecha, corrían hacia el Cañadón Grande de Castelli antes de que el terraplén sur del Canal nº 15 constituyera, como lo es ahora, una barrera infranqueable a este escurrimiento.

La parte sur de la cuenca del río tiene características notablemente distintas a la de la zona norte. El límite superior está formado por las sierras de Tandil y Olavarría, por las tierras altas que desde ésta última se extienden en dirección S. O. hacia el macizo montañoso de Pillahuineó y Curumalán, y por la falda norte de este mismo macizo hasta una línea N-S que sirve de partidora de las aguas del arroyo Sauce Corto y que, pasando ligeramente al este de Est. Louge (F. C. S.), las dirige a la gran depresión, sin salida, de las lagunas de Guaminí por una parte, y por otra hacia la laguna del Tordillo tributaria directa del arroyo Valli-manca (1).

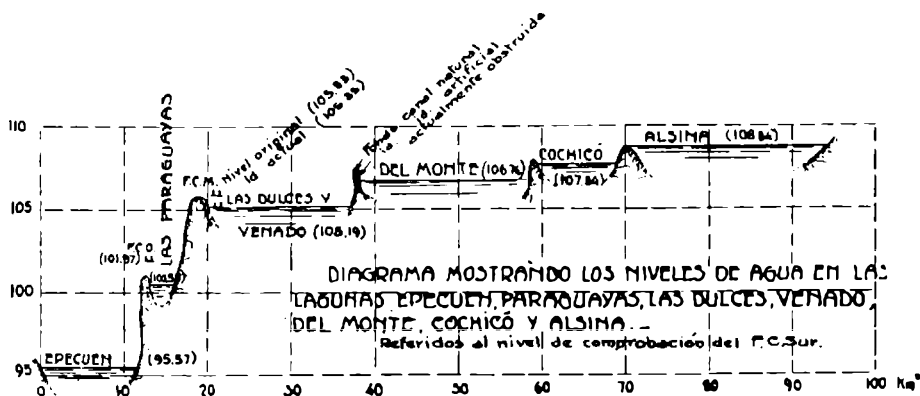


Fig. 40

El límite occidental queda establecido por las tierras altas de los partidos de Caseros, Bolívar y 25 de Mayo, que sirve de divisoria con los cañadones cerrados y característicos de la zona Oeste de la Provincia. Por último, el límite S-E es la línea de despluvio entre las cuencas de los arroyos Chapaleofú y Langueyú continuada por la divisoria entre las del Camarones y la cañada del Vecino. Esta línea, cuya importancia mayor estribaría en ser la divisoria de las grandes zonas hidrográficas en que hemos clasificado la región inundable, es realmente una divisoria neta en proximidad de las sierras que contienen las nacientes de los cursos de agua nombrados. A medida que se desciende hacia el mar, aquella línea de despluvio, aguas abajo de la estación Udaquiola, pierde cada vez más su carácter de divisoria de cuencas y en adelante el límite natural

(1) En la descripción de Lavalle y Médiel se considera que el sistema de las lagunas de Guaminí forma parte de la cuenca del río Salado, lo mismo sostiene el ingeniero Wauters; los ingenieros Romero y Gando establecieron lo contrario, lo que fué confirmado por los relevamientos efectuados — a nuestro pedido — por la Dirección de Desagües y los hechos observados. (Véase pág. 26).

de las dos grandes regiones desaparece en absoluto y se observa una tendencia de las aguas desbordadas de la cañada del Vecino a escurrir en la dirección general N.E. para llegar unas a la laguna de la Boca y el Salado, y otras por las vaguadas de los arroyos de la Picasa y de Dolores, al gran bajo que cierra por el este el médano costanero y cuyo único desagüe natural es el arroyo de las Víboras.

Los 50.000 kilómetros cuadrados que desde la margen sud del río Salado se extienden hasta los límites descritos de su cuenca son una sola y dilatada planicie, que tendida desde el Salado hasta el pie de las serranías, salva el desnivel interpuesto con extraordinaria regularidad.

En esa llanura corren, enunciándolos de Oeste a Este, los arroyos: Vallimanca, Las Flores, Tapalqué, Azul, Corina, Cortaderas, de los Huesos y el Chapaleofú, además de otros cursos de agua de menor importancia y de dirección más o menos paralela a los anteriores.

Solo en un breve trecho, desde las nacientes hasta un poco aguas abajo del pie de las sierras, conservan estos arroyos un cauce definido; en adelante las pendientes disminuyen acentuadamente y los cauces menores, de formación reciente, tienen una capacidad irrisoria porque la potencia erosiva de las avenidas no ha tenido tiempo de ejercitarse y es por otra parte de escasa consideración porque la reducida profundidad con que el agua escurre impide a estas alcanzar velocidades convenientes al efecto.

Consideramos interesante transcribir lo expuesto por Lavalle y Medici en su memoria de 1883, al tratar el punto:

« Estas inconexiones en el sistema hidrográfico originan para el Salado « dos cuencas diferentes y muy distintas: una que puede llamarse ordinaria y la otra que llamaremos de las grandes lluvias. . . . El cauce presente del Salado es el que corresponde a la primera cuenca, no hay « ninguna proporción entre su forma y dimensiones y el caudal inmenso « de aguas que, en los períodos de grandes lluvias, afluyen a él de toda « su extensa cuenca. . . . En igual condición de insuficiencia se encuentran el arroyo Saladillo, el de Las Flores y especialmente el Azul ».

Una característica notable de los arroyos de la zona sur es su tendencia a perder gradualmente el paralelismo inicial y a converger para formar en último término, dos grandes sistemas tributarios del río Salado: uno del arroyo Saladillo (Vallimanca, Las Flores y Tapalqué) y el otro del arroyo Camarones (Azul, Los Huesos, Chapaleofú y Pantanoso) cuyas desembocaduras en aquel río son, precisamente, las dos únicas escotaduras de consideración que presenta en forma propicia la margen derecha para la admisión de grandes caudales en todo el trecho de su curso medio hasta la angostura de « La Postrera ».

Descripta así, a grandes rasgos, la cuenca sur del río Salado correspondería, para terminar, hacer especial mención de que una alta cerrilla-

da desprendida desde Olavarría en dirección a Blanca Grande, que comienza en el cerro « Dos Hermanas » y remata en el cerro « Sacristi » (1) introduce en el aspecto general una brusca variación altimétrica cuya única consecuencia es la deformación que sufren las cuencas propias de los arroyos Tapalqué y de Las Flores — con respecto a la forma planimétrica regular que afectan las de los restantes cursos de agua; al S.O. de aquella cerrillada, readquiere el terreno la característica uniformidad general y la conserva sin alteración hasta la proximidad de los macizos montañosos de Pillahuincó y Curumalán, límites extremos de la cuenca del arroyo Salado.

**Sistema de la Laguna Las Flores Grandes (2).** — A esta laguna situada en el curso del Salado, de gran extensión pero de capacidad limitada debido a los sedimentos acarreados — convergen las aguas del arroyo Saladillo y del arroyo Las Flores.

Por medio del arroyo Saladillo, desembocan al río Salado, las aguas procedentes de la cuenca del **arroyo Vallimanca** cuyo origen es el arroyo Salado que nace en las serranías de Pillahuincó y cuyos desbordes alcanzan la laguna del Tordillo — proximidades de la estación Mapis — donde también desembocan las avenidas de parte del arroyo Sauce Corto (Horqueta); el arroyo Vallimanca cruza la línea Bolívar-Recalde entre las estaciones Vallimanca y Paula, sigue la línea límite entre los partidos de Tapalqué y Alvear por un lado y de Bolívar y 25 de Mayo por otro hasta la laguna La Verdosa donde termina; la superficie de la cuenca del Vallimanca desde sus nacientes hasta el cruce con la línea Bolívar-Recalde es de 13.600 Km<sup>2</sup>.

Saliendo del campo de Vallimanca, donde ha sido canalizado en un largo trayecto, el arroyo adquiere nuevamente un cajón bueno y pasa entre barrancas y lomas altas en una extensión algo mayor de una legua, volviendo después a deteriorarse gradualmente hasta que desaparece en extensos cañadones, a una legua y media antes de llegar a La Verdosa. Esta laguna está rodeada al sud por una faja de terrenos bajos y en los otros costados por lomas y médanos altos, que estrechan la salida natural para las aguas, dificultando así su paso. De los derrames de esta laguna toma nacimiento el arroyo Pantanoso, si así puede llamarse esa sucesión de cañadones, ligados entre sí por algunos pequeños trozos de cauces torcidos y entrecortados, que las aguas han cavado en los albardones algo más altos. En todo el trayecto desde La Verdosa, los terrenos son bajos y entreverados con otros altos, o médanos, de forma muy irregular y de bastante altura, que interceptan las aguas, y cuya presencia explica la sinuosidad del curso y la magnitud de los cañadones que existen en los campos de Castex y del Carril. Estos tienen salida por dos arroyones que

(1) Cadena de Quillalauquén o San Martín.

(2) Tomado parcialmente de la memoria del proyecto Nyströmer.

cruzan los campos altos en el límite de las propiedades de Del Carril y Butler, y uniéndose más adelante, forman en este último campo otro cañadón muy extenso, por el cual siguen las aguas por pequeños cursos o zanjas, tortuosas e interrumpidas, hasta que llegan a las lagunas del Potrillo Chico y Grande, donde empieza el arroyo del Saladillo.

Una parte considerable de las aguas no van, sin embargo, a las lagunas del Potrillo, porque los cañadones mencionados, cuando se llenan, producen grandes derrames; pasando estos a la derecha de los terrenos altos situados al sud-este de dichas lagunas, e inundando campos valiosos en su camino, al sud del pueblo del Saladillo y por una cadena de bajos y cañadones, hasta llegar finalmente al arroyo de Las Flores.

Las referidas lagunas, y sobre todo la del Potrillo Grande tienen una superficie extensa; y con los cañadones, que continúan sin interrupción hasta muy al sud de La Verdosa, forman receptáculos de gran capacidad para recibir y almacenar las avenidas que bajan por el arroyo Vallimanca. Se explica así que el arroyo Saladillo, que debía ser el conductor de todos esos desagües, tiene un cauce muy insignificante, reduciéndose en algunos puntos a una mera zanja; siendo, por lo tanto, absolutamente inadecuado para dar salida a más que una pequeña parte de esas aguas. Dada la insuficiencia de este cauce y del Pantanoso, la falta de declives y los muchos obstáculos que existen en el camino que deben seguir las aguas, se comprende que las inundaciones en esa región toman proporciones enormes; y ellas serían aún mayores si no fuera por los desbordes aludidos, que desvían una parte de las aguas y llenan otros terrenos bajos, a veces hasta un metro de profundidad.

El **arroyo del Saladillo** principia con dimensiones sumamente reducidas y sigue un curso muy tortuoso, lleno de vueltas grandes y codos agudos; aumentándose gradualmente su cauce hasta el punto donde cruza el ferro-carril al Saladillo. Pero sufre en este trayecto varias interrupciones, en trechos más o menos largos, donde el cauce casi desaparece y se forman grandes bañados. Entre el ferrocarril y la laguna Las Flores Grandes, donde termina, se halla el arroyo en mejores condiciones; atraviesa las lagunas del Esparto y Altos Verdes, las que no son de mayor importancia. Corriendo alternativamente por bañados, donde se desborda, y por terrenos más altos, donde se profundiza el cauce, es natural que sean muy irregulares las pendientes de fondo; y los sedimentos arrastrados por las avenidas, que se depositan en todos los bajos, aumentan constantemente estas irregularidades y contribuyen a disminuir la capacidad de desagüe que tiene el arroyo.

Cuando los cañadones en los campos de Butler y Del Carril llevan mucha agua producen importantes derrames, como hemos dicho. Estos derrames siguen al este del curso principal descrito, y, atravesando terrenos bajos entre las lomadas y médanos, se vierten en el bajo de la laguna del Mangrullo, o San Pedro, situada a algo más de una legua al sud de

la del Potrillo, y separada de ésta por terrenos altos. A este punto afluyen también los desagües que vienen de los campos de Berraondo y otros más al sud. Entre las lagunas del Mangrullo y 7 de Diciembre, el curso de las aguas se interrumpe por lomadas y médanos y, más adelante, por los terrenos altos recorridos por el ferro-carril a Alvear; habiéndose remediado en parte estos inconvenientes por la construcción de canales. Al este del ferro-carril pasan las aguas por bañados y bajos hasta el gran cañadón del Vigilante, situado al sud-este del pueblo del Saladillo, cuyos desagües se llevan al mismo por un canal que sigue el camino del Saladillo a Las Flores. Un poco más al este se dividen las aguas en dos ramas. Una de ellas se dirige a las lagunas del Centinela y Los Toldos, yendo los derrames de esta última a los campos de Terán y después al arroyo y a la laguna del Cardalito. La otra rama sigue un curso más recto, a través de los campos de Ortega y Murphy, con rumbo a la laguna del Chileno, y por el arroyo del mismo nombre a los campos de Terán, donde se junta con los derrames de la laguna de Los Toldos para seguir por el arroyo del Cardalito, que en algunos puntos tiene unos 20 metros de ancho, y también por los terrenos bajos al sud de este arroyo. Desde la laguna del Cardalito empieza una gran cañada, con varias lagunas, en las cuales nace el arroyo del Toro, un pequeño cauce que desemboca en el arroyo de Las Flores, después de haber atravesado campos llanos pero algo más elevados. En la gran avenida de 1884, todos aquellos terrenos se cubrieron de agua, escapando de la inundación solo los albardones y terrenos más altos.

A favor del cauce del **arroyo Las Flores** llegan al Salado las aguas propias de su cuenca y las del arroyo Tapalqué. Aquel nace al S. O. de las cerrilladas de Quillauquén con el nombre de arroyo Brandzen hasta la laguna Blanca Grande desde donde arranca el arroyo Las Flores propiamente dicho. A la altura de General Alvear el arroyo tiene un cauce tortuoso, pero de bastante capacidad con barrancas de 2.50 m de altura y ancho de unos 50 metros; presentando desbordes en algunos bajos de los que las aguas vuelven nuevamente al arroyo; luego, el cauce resulta menos definido — existiendo extensos bañados, llegando los desbordes hasta el gran cañadón de La Yegüa, situado en las proximidades de la Est. Videla. Aguas abajo de los Carrizales se producen igualmente desbordes; pero el arroyo va adquiriendo nuevamente un cauce bien definido elevándose las barrancas gradualmente hasta que, en el campo de Cascallares llegan a tener unos 3 metros de altura, siendo el ancho del cauce de 30 a 35 metros. El arroyo de Las Flores recibe a estas alturas las aguas que vienen por los arroyos del Toro y del Chileno, y de la serie de cañadones y bañados que continúan al oeste hasta el cañadón del Vigilante, un gran bajo que recibe a su vez del norte los desagües del pueblo del Saladillo y del oeste los importantes derrames de los arroyos Pantanoso y Vallimanca. En las grandes crecientes, la altura del agua en el arroyo de Las Flores impide la salida de estos desagües, sumer-

giéndose los terrenos bajos en una extensión muy grande. En el trayecto entre la confluencia del arroyo del Toro y la laguna Las Flores, disminuyen la pendiente y la altura de las barrancas del arroyo; pero su cauce se ensancha, conservando una profundidad bastante uniforme, salvo algunos puntos en que existen bancos. Antes de llegar a la laguna se producen desbordes, porque la pendiente, ya débil, se disminuye a causa de haberse levantado el fondo de la laguna y por los obstáculos que existen en la salida de ella, pero sobre todo, porque el arroyo mismo ha formado con el tiempo en su desembocadura un gran banco que desvía el curso, en sentido contrario al de la corriente, alargándose más de 1.700 metros.

El **arroyo Tapalqué** nace en las serranías de Olavarría, formado por los arroyos Nieves, Perdido y otros, frente a la ciudad presenta un gran cauce con barrancas de 4 a 5 metros de altura, el que gradualmente se va reduciendo al extremo de originar grandes desbordes frente a Est. Crotto — al llegar al pueblo de Tapalqué presenta un cauce de alguna importancia con barrancas altas y un ancho alrededor de 30 metros. Pero de este punto, a causa de la disminución de las pendientes, empieza su sección a disminuirse, tanto en el ancho como en la profundidad, hasta que, saliendo de los campos de Balcarce, el cauce tiene solo unos ocho metros de anchura y se desborda frecuentemente sobre los terrenos a su izquierda, interrumpiéndose su curso por pantanos para volver a formarse más abajo, quedando reducido a una zanja de 4 ó 5 metros en el punto donde arranca el Canal de Alvear. El arroyo sigue más al norte por algunos kilómetros, canalizado en el campo de Olates, y, formando grandes lañados, se pierde finalmente en el Totoral, donde siguen sus derrames extendiéndose en los campos.

En las grandes crecientes desborda el arroyo ya antes de llegar al pueblo en algunos puntos, haciéndose general el derrame a una legua aguas abajo del mismo; en las crecientes ordinarias, los desbordes empiezan a tomar importancia en los campos de Balcarce. La mayor parte de los campos al norte de Tapalqué y todos los atravesados por el Canal de Alvear son bajos y anegadizos, y el aspecto y la escasez de poblaciones en estos últimos indican que las sumersiones son frecuentes. El cauce del arroyo es muy defectuoso en el curso inferior; y aún más arriba tiene pendientes muy irregulares y fondo escalonado a causa de frecuentes saltos o rápidos formados por bancos de tierra endurecida. Los terrenos alrededor del pueblo de Tapalqué son igualmente bajos y expuestos a anegarse. A alguna distancia más arriba se desborda el arroyo, volviendo algunos de estos derrames al cauce, mientras que otros, juntándose con aguas locales, forman el arroyito de La Dircordia, que recorre una depresión en el terreno e inunda los campos en una extensión bastante grande.

La superficie total de la cuenca tributaria de la laguna Las Flores Grandes, resulta ser de: 40.000 Km<sup>2</sup> correspondiendo:

|                         |                        |
|-------------------------|------------------------|
| Vallimanea y Saladillo. | 25.400 Km <sup>2</sup> |
| Las Flores . . .        | 8.400 »                |
| Tapalqué . . .          | 6.200 »                |
|                         | 40.000 Km <sup>2</sup> |

**Sistema del Camarones.** — El **arroyo del Azul** nace en la laguna de La Nutria — 65 kilómetros al S.O. de la ciudad del Azul — sigue en dirección N.E. cruza la línea férrea en las proximidades de la Est. Parish y descarga en la laguna Chilcas Grandes, su desarrollo total es de 160 Km; su pendiente media es de 0,88 metros por kilómetro, presentando sin embargo, gran irregularidad en las pendientes parciales — existiendo tramos cortos con caídas muy rápidas hasta 2 m por kilómetro y otros con inclinación muy reducida de 0,30 m por kilómetro. Antes de llegar a la laguna citada, el arroyo Azul recoge las aguas de los arroyos Corina y Cortaderas — los cuales tienen un curso de solo 40 Km, ordinariamente se pierden en bañados y únicamente en épocas de grandes crecidas son realmente tributarias del Azul.

De la laguna Chilcas Grandes sale el **arroyo Gualicho** que tiene un curso muy breve, con cauce muy reducido y va a echar sus aguas en los bañados del Toro y del Zorro que forman el **arroyo Zapallar** Este tiene también un cauce muy reducido, poca pendiente y derrama en una serie de lagunas entre las que se destaca la denominada Vizcacheras. Por último, se forma el **arroyo Camarones** con origen en las lagunas Salada, Camarones Grandes, Cacique y otras, el que termina en la laguna La Boca de la cual sale el arroyo que lleva esas aguas al río Salado.

En circunstancias ordinarias los arroyos Azul, Gualicho, Zapallar y Camarones no están en comunicación directa; la que solo se produce en épocas de inundación por desbordes sucesivos de las diversas lagunas intermedias.

Son también tributarios del sistema del Camarones los arroyos **Los Huesos, Chapaleofú y Pantanoso** que nacen en las sierras del Tandil y luego de un trayecto de unos 120 Km se pierden en terrenos bajos y pantanosos; en las grandes avenidas sus aguas se reúnen en los bañados del Toro y laguna de Vichahuel desde donde se incorporan al Zapallar inundando una gran zona sobre la línea férrea Chás-Ayacueho.

La cuenca total correspondiente a este sistema es de 19.000 Km<sup>2</sup>; las obras construídas del plan Nyströmer — canales n<sup>o</sup> 11, n<sup>o</sup> 12, n<sup>o</sup> 13, n<sup>o</sup> 14 y n<sup>o</sup> 9 — tenían por finalidad la conducción directa de sus aguas al océano, la que no se ha obtenido por evidente insuficiencia de esas obras cuyos terraplenes han perturbado totalmente el régimen normal de escurrimiento de las avenidas, trasladando los perjuicios a otras zonas.

#### CUENCA TRIBUTARIA DIRECTA DEL OCEANO

Los emisarios de esta segunda zona son escasos, debido a que la existencia de dos cadenas medanosas que corren sin interrupción de N. a S. impone a las corrientes llegadas del interior, como a las propias aguas locales, la necesidad de reunirse para escurrir hacia el mar por los escasos pasos favorables que ofrecen esos obstáculos en lugares apropiados por su cota menor, para permitir la formación de desembocaduras. Una de aquellas cadenas corre a lo largo de la costa de la ensenada de Samborombón, desde el norte de la desembocadura del río de este nombre, y luego se aparta progresivamente para pasar por el pueblo de Conesa y terminar pocas leguas al sur del mismo; tiene un ancho en la base inferior en general de 300 metros y alturas no mayores de 5 a 6 metros, y se encuentra consolidada por la existencia de montes de talas; la otra es un sólido cordón litoral de un ancho en la base de 2 a 4 kilómetros y alturas superiores a 20 m que se extiende desde el cabo San Antonio hasta las proximidades de Mar del Plata, sin otra solución de continuidad que la desembocadura de la laguna Mar Chiquita; está constituida por médanos vivos cuyo avance hacia el interior es muy lento pero constante.

**Cañada del Vecino.** (Cuenca total 10.000 Km<sup>2</sup>). — Formada en especial por los arroyos Langueyú y Perdido los que, naciendo en las sierras del Tandil, recogen los desagües de grandes zonas en los partidos de Rauch y General Arenales, y atraviesan este último en toda su extensión. Siguiendo en general la dirección del mayor declive, del S.O. al N.E. sus cursos convergen más abajo; pero, a unos 25 kilómetros antes de llegar al punto de confluencia, son ya tan reducidos y defectuosos sus cauces, que no bastan para contener siquiera las aguas de lluvias moderadas, y se desbordan en todas direcciones sobre los terrenos de la gran planicie que se extiende hasta Dolores y Ajó.

En épocas de grandes avenidas, también los derrames del arroyo Tandileofú, cuyo cauce se hace insuficiente a poca distancia debajo del pueblo de Ayacucho, aumentan las inundaciones en General Arenales, alimentando los numerosos bañados y lagunas en la parte nor-este de este partido.

Los arroyos Langueyú y Perdido, cuya cuenca de desagüe puede calcularse en unas 3700 a 4000 kilómetros cuadrados, llevan a veces cantidades considerables de agua, que descienden con rapidez debido a la pendiente relativamente fuerte de los terrenos recorridos. Ya antes de la confluencia, esta pendiente se reduce notablemente, y como no existe un valle definido, los arroyos no han podido conservar su cauce. Las aguas que derraman sobre los campos los han transformado en bañados y cañadones, que continúan puede decirse sin interrupción, en toda la travesía hasta los grandes cañadones del Tordillo y de Ajó, es



decir en un trayecto de más de 125 kilómetros. Existen en éste algunos arroyitos, formados en las grandes avenidas cuando las aguas acumuladas hayan podido forzar un camino a través de alguna lomada que obstruya el paso; pero son insignificantes, y si bien establecen comunicación más fácil entre un bañado y otro, no favorecen ni afectan sensiblemente las condiciones de desagüe.

En tales circunstancias, las aguas permanecen casi estancadas en las depresiones, convertidas en cañadones y obstruidos por abundante vegetación; y las inundaciones, que se producen aún por las pequeñas caídas de lluvia en las partes altas de la cuenca tardan mucho tiempo en desaparecer, eliminándose la mayor parte de las aguas por la evaporación, notablemente favorecida por las numerosas lagunas de poca profundidad que marcan el curso tomado por las aguas en los partidos del Vecino y Dolores.

Cuando la cañada del Vecino se llena, después de fuertes o prolongadas lluvias, una parte de las aguas, cruzando los campos se dirigen a la región baja al oeste de Dolores, inundando todos los terrenos alrededor de las líneas divisorias entre este partido y los de Castelli y Pila. Esta gran hoya, que, como ya hemos mencionado, se extiende al norte hasta el arroyo Camarones y se halla separada de las otras zonas bajas en Castelli y Dolores por los terrenos relativamente altos recorridos por el F. C. del Sud entre Sevigné y el río Salado, tiene su principal desagüe al norte de la ciudad de Dolores, por el arroyo de La Picasa, cuyos derrames llenan los muchos cañadones y lagunas que existen entre el ferrocarril y los médanos. Las aguas encuentran también salida al sud de Dolores, dirigiéndose a los grandes cañadones y lagunas en los montes del Tordillo, para reunirse nuevamente con las de la cañada del Vecino cerca del pueblo General Conesa.

En este punto se dividen las aguas, siguiendo parte de ellas por los arroyos de Los Perros y de Alday, cauces insignificantes que cruzan la línea de los médanos y se pierden en los pantanos que ocupan los terrenos entre éstos y el océano. Cuando estos arroyos ya no bastan para el desagüe, la parte restante de las aguas atraviesa los campos bajos alrededor de General Conesa y llega hasta las lagunas de Macedo y del Potrillo y a las cañadas de Fernández y de Ajó.

**Cuenca de Ajó.** — Recibe las aguas del arroyo Tandileofú, que bajando de la sierra del Tandil corre por terrenos de pendiente acentuada hasta pasar cerca del pueblo de Ayacucho, desde donde la pendiente y la sección del cauce disminuyen hasta que éste desaparece y las aguas se derraman en extensos bañados, de los cuales toma origen el arroyo Chelforó. Este mismo se derrama en una región de bañados próximos al pueblo de Maipú, por donde las aguas van a caer a la laguna de Kakel.

Esta forma un gran receptáculo de las aguas, que regulariza las avenidas y señala un pasaje de transición, donde su régimen cambia de un

modo sensible. Cuando se llena por el derrame de las avenidas, sus aguas rebalsadas se comunican por pequeños cauces y bañados más extensos con las lagunas Llamahuida y Cascallares que son las más próximas y más importantes después de Kakel.

Los derrames de estas pasan por bajos y cañadones en una serie de lagunas de menor importancia y entre ellas, las que más interesan al estudio por encontrarse en la dirección que señala el régimen de las aguas, Las Lisas y el Durazno.

Las aguas desbordadas de esta última, después de pasar una extensión de bañados, van a formar el arroyo del Chanco, que corre por terreno de regular pendiente y las conduce a la cañada de Galloso.

La laguna Las Lisas se comunica también por un pequeño cauce con la del Talita y los derrames de ambas forman también otro arroyo, el de la Favorita, que concurre a la cañada de Galloso.

Esta se encuentra ya en una región baja y cuyas pendientes hacia el mar son tan reducidas, que señala un nuevo cambio en el régimen de las corrientes.

La cañada de Galloso se comunica por una serie de bajos y depresiones con el cañadón Grande o de San Pablo, que a su vez está en comunicación con otra serie de cañadones en que las aguas se dividen.

Las principales son: Las cañadas de Frías, del Mangrullo y de Pila, que se comunican con la del Malo, que a su vez se comunica con la laguna del Palenque, la cual desagua por el río de Ajó, forman la dirección general del curso principal de las aguas.

Más al norte se encuentran también en comunicación con la cañada de San Pablo, la cañada del Agua Verde, que por la de Méndez se comunica también con la del Malo. Cuando las aguas están muy crecidas, se comunican también con las lagunas del Potrillo y de Macedo, que dan sus desbordes a la cañada de Fernández, que también recibe las de la cuenca del Vecino, y sale a la laguna del Palenque.

Hacia el sud los derrames se extienden por la cañada del Mangrullo por donde se comunican con la laguna La Salada, desde donde las aguas refluyen en el descenso de las avenidas. A esas derivaciones principales hay que agregar la de numerosos cañadones de menor importancia que forman una extensa red en que se extienden las aguas.

Basta para dar una idea de la altura general de esa región, señalar el hecho que el fondo de la misma cañada de Galloso, a 40 kilómetros de la laguna del Palenque, se encuentra a un nivel más bajo que el que alcanzaron las mareas equinoxiales que se observaron al hacer el estudio de la primera sección, de modo que, aún si posible fuera abrir un canal tan grande que permitiera dar una salida rápida a las aguas de avenida, el mismo flujo de las mareas daría agua a esos cañadones. La corriente que produce el descenso de las avenidas viene a ser así la que provoca la pendiente superficial de las aguas, con la altura que determina la avenida misma.

Todas esas ramificaciones y derivaciones concurren a la laguna del Palenque, que señala otro cambio en el régimen de las aguas. De ésta arranca el río de Ajó, que a pesar de su escasa pendiente tiene un cauce bien formado por la acción de las corrientes del flujo y reflujó de la marea diaria.

**Cuenca de los arroyos Chico y Chilcas.** — Los arroyos Chico y Chilcas nacen en las sierras al sud-este del Tandil y recorren los partidos de Tandil y Ayacucho, casi paralelamente y en dirección del mayor declive de los terrenos, o sea hacia el nor-este, recibiendo el primero de ellos algunos afluentes de la cerrillada en el partido de Balearce, cuyo ángulo norte atraviesa. Después de haber cruzado el ferrocarril a Necochea, casi a ángulo recto y a unos 16 kilómetros de distancia uno de otro, convergen sus cursos hasta acercarse a poco más de una legua.

Entrando en los distritos al sud-este del pueblo de Ayacucho, donde las pendientes son menos pronunciadas, el cauce del arroyo de Las Chileas se llena de sinuosidades y empieza a deteriorarse, desbordando en todos los bajos que atraviesa, hasta que en los campos de Mayol y de Repetto casi se pierde. El cauce vuelve a formarse más abajo con el nombre del arroyo de San Juan Bautista, que, después de recibir también las aguas que por la cañada y laguna de Las Piedras vienen del arroyo Chico terminan en la laguna del Pozo de Fuego. En la última parte de este trayecto, las avenidas que bajan por el arroyo Chileas producen importantes derrames, que no vuelven más al curso, sino buscan una salida a través de las regiones sud del partido de Maipú y norte de Tuyú, inundando los terrenos y llenando las lagunas. Ordinariamente las aguas siguen desde el Pozo de Fuego, por pequeños cursos interrumpidos y por bañados, hacia el este y forman el arroyo de La Invernada, el que cruza el ferrocarril a Mar del Plata a una legua al norte de General Pirán y conserva un cauce regular mientras atraviesa aquellos terrenos un poco más altos, pero se pierde pronto en los cañadones que existen entre el ferrocarril y la laguna Hinojales, donde se desparraman las aguas para seguir de bajo en bajo, y por el cauce insignificante del arroyo del Medio, hasta que por fin llegan a los bañados de la laguna de Loneoy. Los desbordes de esta laguna continúan en dirección a la de Fretales, dando lugar a los grandes cañadones y bañados entre ésta y la laguna del Maestro, que recibe igualmente las aguas del arroyo Chico.

El cauce del arroyo Chico se conserva bastante regular hasta unos 16 kilómetros al este del pueblo de General Pirán, donde se deteriora formando una serie de cañadones, y sigue muy defectuoso e insuficiente en el resto de su curso hasta la laguna de La Merced. El arroyo entra luego en el bajo señalado por las lagunas de Loneoy y San José, yendo la mayor parte de sus aguas a la primera de ellas. Desde la laguna de Loneoy continúa el arroyo por un curso muy reducido, que pasa por los bajos entre las lomadas altas al este de Loneoy, dirigiéndose a los grandes baña-

dos que rodean la laguna del Maestro, donde se pierde. Los derrames de esta laguna y de los cañadones al norte de la misma, siguen, sin curso bien definido, hasta la estancia Arroyo Chico, en cuyo punto se forma nuevamente un cauce que cambia de dirección, tomando rumbo al sudoeste.

Otra parte de las aguas procedentes de la laguna del Maestro va al sud, en dirección a la laguna Góngora, cuyos desbordes, unidos a los que vienen del arroyo Grande, llenan el gran bajo llamado el Cañadón Grande. Represadas en esta hoya por una lomada, o segunda cadena de médanos que corre paralela a los de la costa hasta Mar Chiquita, las aguas han forzado un paso por esta lomada, dando origen al cauce tortuoso del arroyo de Las Gallinas, el que, recibiendo del norte la otra rama de las aguas del arroyo Chico, recorre los terrenos bajos entre los médanos de la costa y la mencionada cadena interior y desemboca en el extremo norte de la laguna Mar Chiquita. Este arroyo tiene una anchura considerable, que en su curso inferior le dá el aspecto de un río importante; pero, atravesando una planicie de muy escasa pendiente, no tiene la velocidad necesaria ni la capacidad que podría suponerse, y sus aguas quedan en algunos puntos casi estancadas. Un par de kilómetros antes de la desembocadura, el arroyo de Las Gallinas recibe uno de los brazos en que se divide el arroyo Grande después de haber franqueado aquella cadena interior de médanos; y desde el punto de confluencia el arroyo tiene un ancho de 50 a 75 metros entre los bordes y una profundidad alrededor de 1,20 m. El otro brazo del arroyo Grande desemboca directamente a la Mar Chiquita, a la misma altura pero más al oeste que el arroyo de Las Gallinas. Por el represamiento que se produce en el cauce estrecho y escarpado del arroyo Grande en la citada loma, se desbordan en la parte inferior de su curso grandes cantidades de agua, que atraviesan los campos y llegan al cañadón Grande para salir también por el arroyo de Las Gallinas, dando así una vuelta de más de 30 kilómetros para llegar a Mar Chiquita.

**Cuenca de los arroyos Grande y Dulce.** — El arroyo Grande y el arroyo Dulce recorren los partidos de Mar Chiquita y Balearce, teniendo su origen en las sierras de este último partido y de Lobería. Su desagüe a la laguna Mar Chiquita se dificulta notablemente por la lomada o cadena de médanos que, según ya hemos apuntado, ocupa toda la margen oeste de esta laguna.

El arroyo Grande, desviándose unos 4 kilómetros hacia el norte, ha podido abrir un paso estrecho y tortuoso a través de la lomada dividiéndose después en dos brazos, uno de los cuales sigue derecho hasta caer en el arroyo de Las Gallinas, mientras que el otro toma rumbo al sud y desemboca directamente en la laguna. La pérdida de pendiente ocasionada por las muchas vueltas que hace el arroyo, y el represamiento que sufre cuando lleva más agua de lo que puede pasar desembarazadamente por aquel paso estrecho, han dado lugar a la formación de grandes bañados y lagunas en el curso inferior del arroyo, siendo las más importantes las lagunas Victoria, Hinojal Grande, Rincón de Marin y Las Talitas.

El arroyo atraviesa el Rincón de Marin y la Rinconada de las Nutrias, donde recibe parte de los derrames del arroyo Dulce. En tiempo de avenidas, los desbordes que se producen en esta región inundan una gran extensión de campos en Tarrhué y se dirigen hasta el Cañadón Grande, situado unos 14 kilómetros más al norte. La laguna de Las Talitas comunica con el Rincón de Marin por un pequeño canal y por los bañados que les separan, y recibe también aguas del noroeste; cuando rebalsa, una parte de sus aguas atraviesa los campos en dirección a la laguna de Góngora, saliendo la otra por el arroyo.

El arroyo Dulce, al que se junta el arroyo Pantanoso a unos 9 kilómetros más arriba, se encuentra en análogas condiciones. Tan caudaloso a veces como el arroyo Grande, vierte grandes cantidades de agua en la laguna Nahuel Rucá. Pero, como la salida está impedida por la lomada, que frente a esta laguna tiene una altura de más de 6 metros sobre el nivel de Mar Chiquita, las aguas se derraman en ambos sentidos detrás de aquella. Tienen su desagüe principal hacia el sud, favorecido por un pequeño cauce, conocido por el nombre del Canal de Pettigrew (actual canal nº 8) que establece comunicación entre la laguna y el arroyo de los Pozos por el cual llegan las aguas hasta Mar Chiquita. La laguna Nahuel Rucá pronto se llena y desborda sobre la laguna Hinojales; y como ésta tampoco tiene salida, rebalsan las aguas, cubriendo leguas de campos. Estos derrames siguen por cañadones y bajos hasta la Rinconada de las Nutrias, es decir al arroyo Grande, y contribuyen a aumentar las inundaciones producidas por este arroyo, como ya lo hemos indicado.

## XXI

### Inundaciones importantes.

**Año 1883.** — Las copiosas e intensas lluvias de los meses de Mayo, Junio y Julio de 1883, según las observaciones en la ciudad de Buenos Aires, alcanzaron los siguientes valores:

Mayo 167 mm en 11 días o sea 15,2 mm/24 horas.

Junio 172 mm en 16 días o sea 15,7 mm/24 horas.

Julio 140 mm en 6 días o sea 23,3 mm/24 horas.

Dichas lluvias ocasionaron una inundación muy importante cuyo proceso aparece descrito en la Memoria de los ingenieros Lavalle y Medici — lo que transcribimos a continuación:

« Ya en el mes de Junio empezaron los desbordes de algunos arroyos, especialmente del Salado en la parte central de su curso, del Saladillo y de la Cañada de las Garzas, tributaria del primero.

« Siguiendo las lluvias el día 7 de Julio empieza a declararse la inundación; los cuarteles 8, 11, 12 y 13 del Partido de Dolores son los primeros que se encuentran en gran parte cubiertos de agua; los bajos de la loma de Salomón y la laguna del mismo nombre, ya tienen aspecto de mar; los arroyos, cañadones y lagunas de los Montes del Tordillo, están creciendo y para desbordar. El Vecino tiene más de una legua de ancho, alcanzando sus aguas casi los rieles del ferro-carril, con mucha corriente y en algunos puntos una hondura de 2 metros. El Chelforó por las fuertes avenidas del Tandileofú se encuentra muy crecido y los arroyos y campos en que se derrama, son convertidos en ríos. En Ajó, la inundación no es general, pero el ancho del riacho crece con gran fuerza. En el partido de Castelli hay campos de los cuarteles 3, 4 y 5 con más de una vara de agua.

« En los días 8, 9, 10 y 11 la lluvia fué notable y general. En consecuencia, de estas, los dos partidos de Dolores y Castelli, son completamente invadidos por las aguas, que en algunas calles de Dolores alcanzan a una altura de una vara; el Vecino llega a tener dos leguas de ancho y cubre los puentes; el Tandileofú desborda transversalmente; los alrededores de Maipú se transforman en un mar; la laguna de Kakel rebalsa, llegando sus aguas casi a los rieles del ferro-carril, la Est. Fair es inundada por un arroyo producido por el rebalsamiento de la laguna Caci que.

« En Ajó, el puente grande de Luro es intransitable, el Cañadón del Malo pasa sobre el terraplén; la cañada de Fernández cubre los puentes. En el Tuyú los campos están casi todos anegados. Los arroyos Azul, Chapaleofú, y Los Huesos, desbordan e inundan el partido de Pila. El pueblo de Las Flores se encuentra rodeado por las aguas.

« 13 de Julio. — Sigue aumentando aún la inundación de Dolores hasta Velázquez, los campos están anegados. Tapalqué, Rauch y Ayacucho, rodeados por las aguas que cubren todos los campos inmediatos; desde Maipú hasta Parravicini la vía del ferro-carril está bajo el agua, el Samborombón desbordando en casi todo su curso, llega en algunos puntos a un ancho de dos leguas, las lagunas Chascomús y las Encadenadas completamente llenas, rebalsan los campos.

« El día 16 los fuertes derrames del Chapaleofú y del Azul inundan los cuarteles 2, 4, 5, 7 y 8 del partido de Pila. En Dolores aumenta la inundación en los cuarteles 5, 6, 7, 11, 12 y 13 subiendo el agua en la estación en una sola noche a una cuarta más.

« Muy notables son las noticias del Partido de Pila en el día 17. Las aguas de los campos altos ya han empezado a bajar, en cambio aumentan en los arroyos y lagunas, lo que hace que el desborde de éstas sea aún mayor. Los campos inmediatos a la laguna del Medio, están cubiertos por las aguas de ésta, y las de los arroyos Saladas y lagunas Camarones Grande y Caci que ( la creciente de la primera llegó a cota 10 m 10 sobre el nivel del mar y la segunda hasta los terraplenes del puente o sea la cota 11 m 50) que habiendo salido del cauce los han invadido.

« Está interrumpida la comunicaci3n con la mayor parte de los cuar-  
« teles, por la abundancia de las aguas que cubren los puentes. Los arroyos  
« del Toro, Zapallar, Vizcaeheras y de las Saladas siguen desbordándose  
« con gran fuerza. Por estos datos queda evidenciada la influencia de los  
« fuertes derrames de los arroyos de los Huesos y Azul, a cinco días des-  
« pués de las últimas lluvias notables.

« En los días, 18, 19 y 20 sobrevino otra vez la lluvia que fué general  
« en todos los partidos el día 21. En consecuencia de estas lluvias los des-  
« bordes de los arroyos Grande, Pantañoso y del Junco, formaron una  
« sólida sábana de agua; el Chelforó creció del día 19 al 20 más de media  
« vara; el Vecino llegó a tener tres leguas de ancho; la laguna Kakel,  
« Pichiman, Cascallares y Llamahuida, se juntaron formando una sola,  
« hecho que nunca había acontecido, según memoria de los vecinos más  
« antiguos.

« El día 24, los vecinos de Ajó, piden se corte la vuelta del norte para  
« acelerar el desagüe, pues el riacho crece diariamente tres pulgadas.

« El día 25 empieza a bajar el Tandileofú y las aguas en el partido de  
« Dolores, pero crecen en Ajó por las fuertes avenidas del partido de  
« Monsalvo, llegando la cañada de Fernández a tener catorce cuadras de  
« ancho.

« El 26 la inundación ya se encuentra reducida a los campos bajos,  
« siguiendo en Ajó a subir las aguas, aquí las avenidas son tan fuertes  
« que se encuentra el agua dulce en el Baneo de la Culebra, como a 15  
« cuadras de la costa.

« Esto nos demuestra qué magnitud debió tener la inundación en el  
« partido de Monsalvo (General Madariaga), del cual por no tener pue-  
« blos en el interior y no ser cruzado por ninguna línea de ferro-carril,  
« no hemos tenido datos especiales.

« La inundación sigue pues su curso descendente, interrumpido por las  
« lluvias de los días 5, 12, 13 y 16 de Agosto, que hace aumentar otra vez  
« la inundación en el Tordillo, Dolores y Ajó; el Vecino, vuelve a las  
« condiciones en que se encontraba, antes de empezarse el descenso, y el  
« agua llega otra vez a los rieles de la vía férrea entre Parravicini y  
« Velázquez. El día 18, llegaron tan fuertes avenidas al partido de Ajó,  
« que las aguas cubrieron campos hasta entonces no inundados y entraron  
« en el mismo Saladero de Luro.

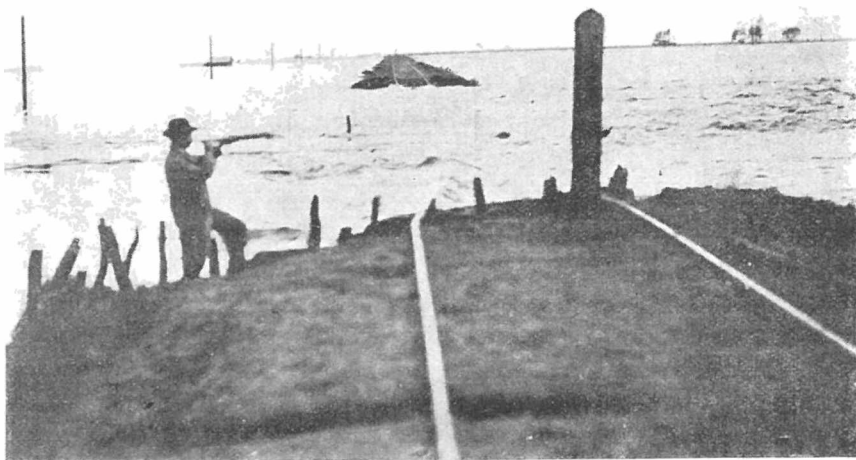
« Sigue después bajando la inundación, cuya última traza encontramos  
« en la inundación de Olavarría, enseguida de la lluvia del 30 de Agosto;  
« pudiendo decirse que por dos meses, una tercera parte de la región se  
« encontró invadida por las aguas ».

**Año 1900.** — Las inundaciones del año 1900 fueron provocadas por las  
lluvias de Marzo a Junio (véanse págs. 265 y sigtes.) que presentaron dos  
focos de máxima precipitación: uno, en la zona baja — en las proximidades  
de Las Flores — y otro en las sierras del Tandil.

Un extracto de las publicaciones diarias de esa época, dan una idea clara de la forma en que se desarrollaron las cuatro inundaciones de ese año excepcional.

El día 12 de Marzo se produce una inundación en Olavarría debido a desbordes del arroyo Tapalqué por efecto de la gran crecida del arroyo Perdido, cuyas aguas produjeron perjuicios de consideración en los campos de Tapalqué y Alvear.

El día 13 de Marzo las inundaciones en la parte norte alcanzan gran importancia, entre las estaciones Chacomús y Domselaar del F. C. Sud

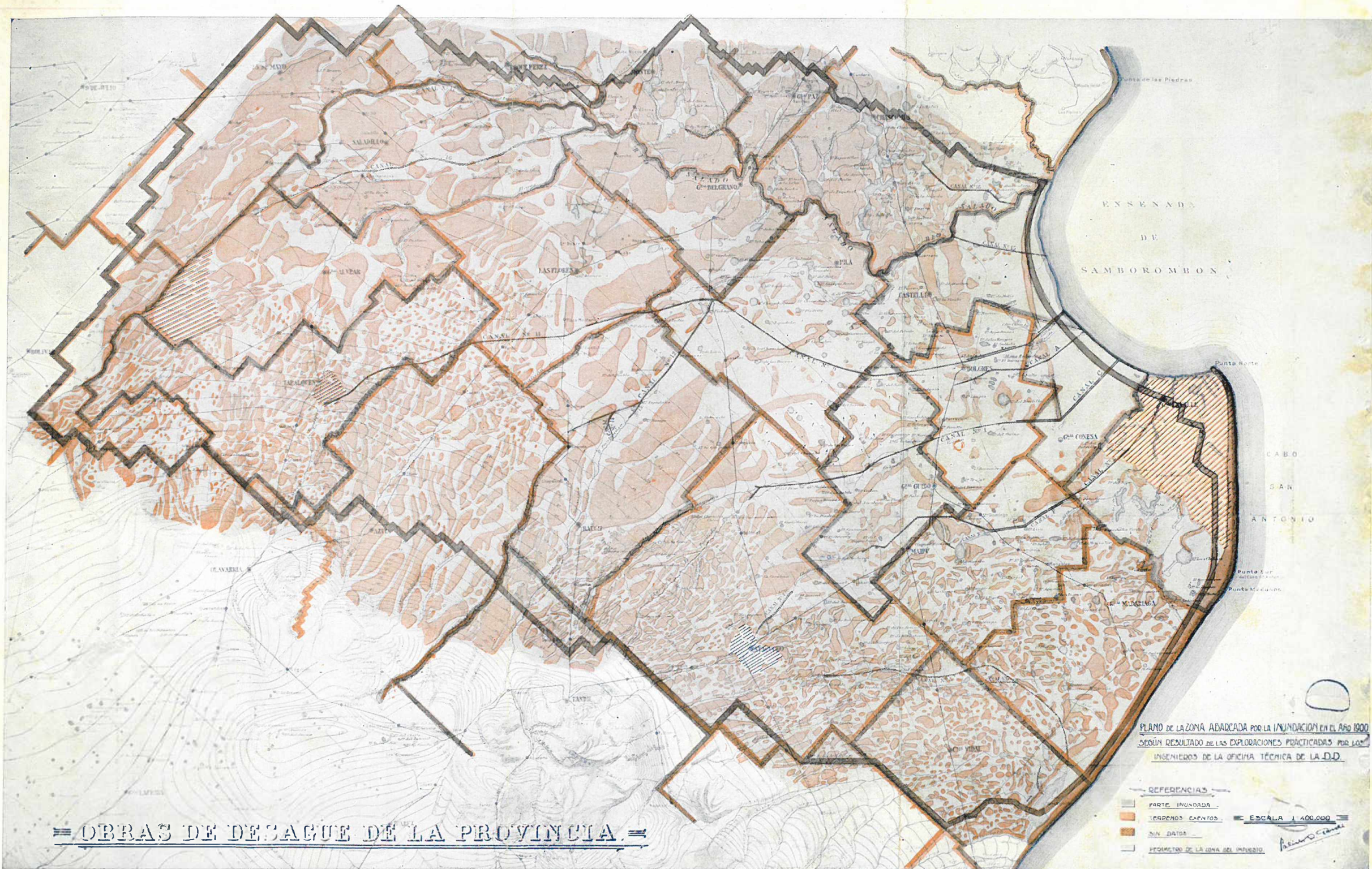


Brecha de 70 mts. - Km. 230.5 - F. C. S. cerca de General Alvear - Año 1900

las aguas excedieron el nivel de las vías así como entre Dolores y Guerrero; los campos se encontraron totalmente anegados tanto en esas adyacencias como en los partidos de Madariaga, General Lavalle, Conesa, Maipú y General Guido — quedando exentos solo los egidos de las poblaciones. El día 5 de Abril el río Salado empieza a desbordar frente a Chivilcoy.

A mediados de Mayo se produce una nueva inundación: el día 14 desborda nuevamente el arroyo Tapalqué frente al pueblo del mismo nombre; en General Guido la inundación se extiende a la mayor parte de la zona poblada; en General Alvear y Las Flores se inundan las chacras próximas a las poblaciones, lo mismo ocurre en Ayacucho. La Empresa del F. C. S. se ve precisada a suspender el tráfico en la vía férrea Las Flores-Rauch, avanzando las aguas hasta las cercanías de esta población. El día 17 de Mayo se constatan inundaciones en las cercanías de Cacharí y Pardo; el día 19 la vía del F. C. S. entre Parravicini y General Guido está completamente cubierta por las aguas. Recién el día 23 de Mayo se restablece el tráfico ferroviario. Se calcula que el día 29 de Mayo se





encuentran cubiertas por las aguas un 70 % de la superficie total de la zona inundable, empezando el descenso el día 3 de Junio.

En el mes de Mayo el río Salado y el Samborombón están completamente desbordados y sus aguas forman un gran mar sin límites.

El día 6 de Julio — antes de que hubiesen desaparecido los efectos de la anterior — se produce una nueva inundación que afecta en especial las zonas de General Lavalle, General Guido, Dolores, Castelli, General Belgrano y Las Flores. A mediados de Septiembre prodúcense nuevas lluvias que determinan un nuevo avance de las aguas; según la información de la prensa diaria nunca se registró una inundación de mayores proporciones en Azul, Ayacucho y Olavarría.

En la lámina adjunta preparada en base a los reconocimientos efectuados, se podrá constatar la gran extensión cubierta por las avenidas, llamando especialmente la atención el estado de la zona próxima a Pirán, Coronel Vidal y Ayacucho.

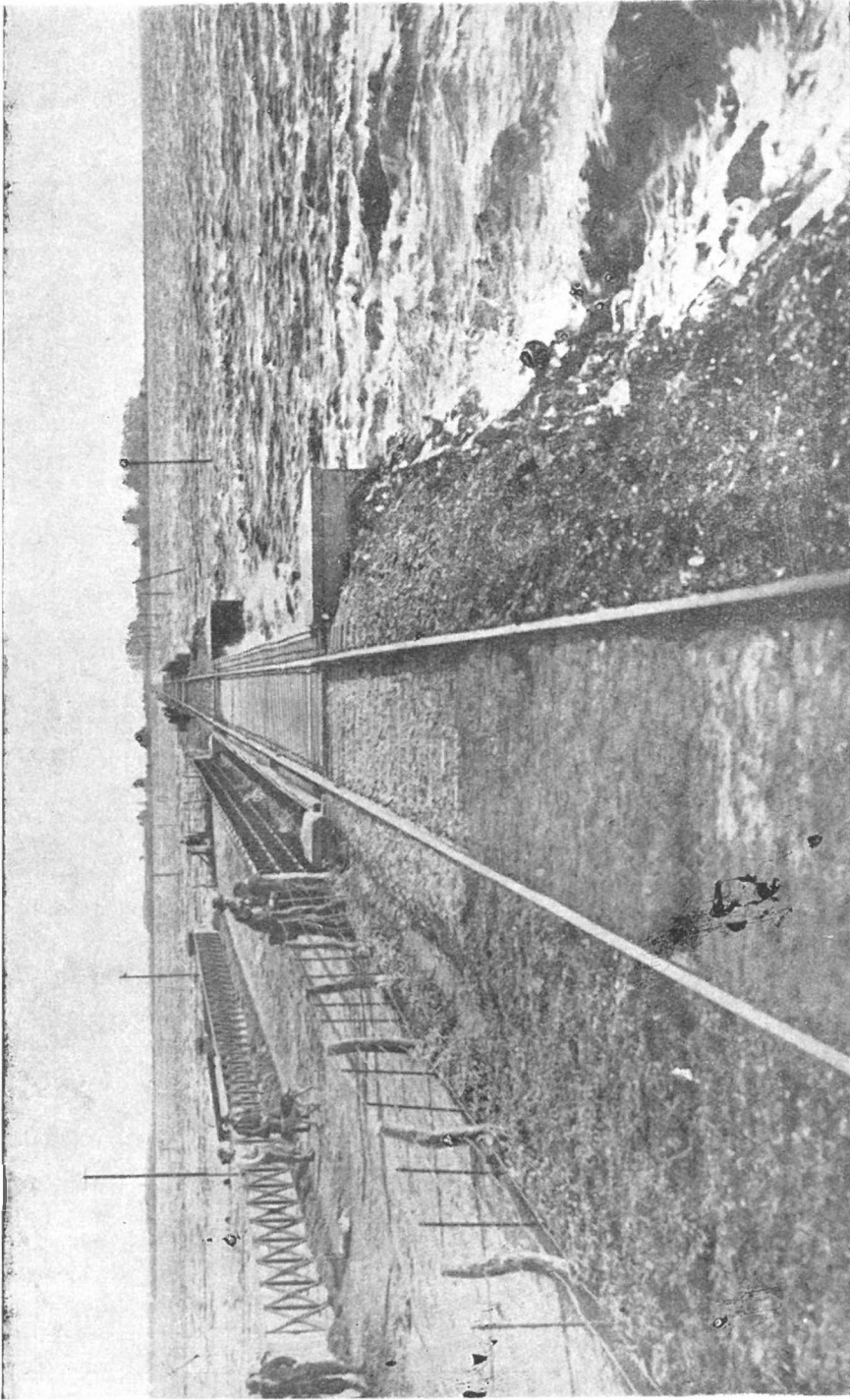
**Año 1913** — Las lluvias que determinaron esta inundación están consignadas en las planillas de págs. 270 a 277; empezando los días 15 y 16 de Agosto y siendo precedidas por altas precipitaciones en los meses anteriores y en el año 1912.

De la zona de las sierras, donde superó en 200 mm la cantidad de agua caída, se precipitó debido a la mayor pendiente, sobre la zona intermedia en que nacen los canales, región de la cual las aguas caídas localmente, no se habían desalojado por falta de pendiente, y sí se formó un sola avenida inmensa que buscaba una salida hacia el mar y el río Salado. Los cauces naturales y los canales de desagües siendo insuficientes para recibir tales caudales, de una sola vez, las aguas fueron represándose entre los canales y los terraplenes ferroviarios, cuyas aberturas a pesar de su número y luces resultaron insuficientes; por tal razón siguió levantándose el nivel del agua en la proximidad de las líneas férreas y aguas arriba de las mismas, hasta franquear el agua estos terraplenes en los lugares que se produjeron las roturas de los mismos. En la lámina de pág. 240 se indican dichas roturas, siendo interesante notar que aún las vías férreas de la zona alta sufrieron desperfectos de consideración, tales como las de Ayacucho a Tandil, Maipú a Ayacucho y a Mar del Plata, Juaneño a Vivotatá, etc., en cuanto a las de Dolores a Maipú, Chas a Ayacucho y Las Flores a Rauch quedaron casi totalmente destruídas.

En la cañada del Vecino empezó la creciente con la llegada repentina de una masa de agua, a la media noche del día 18, alcanzando su mayor nivel el día 19; las aguas represadas al oeste de la línea Chas-Ayacucho, entre Magallanes y Solanet, rompieron la vía en 12 puntos distintos, siguiendo la avalancha de agua, hacia los dos cauces ramales del Perdido y de Langueyú, con una fuerza extraordinaria; las del Langueyú escapándose de la influencia del canal n° 1 y sobre el Km 208-213 cruzaron la línea a Mar del Plata para entrar al arroyo Dolores y a la laguna Salo-

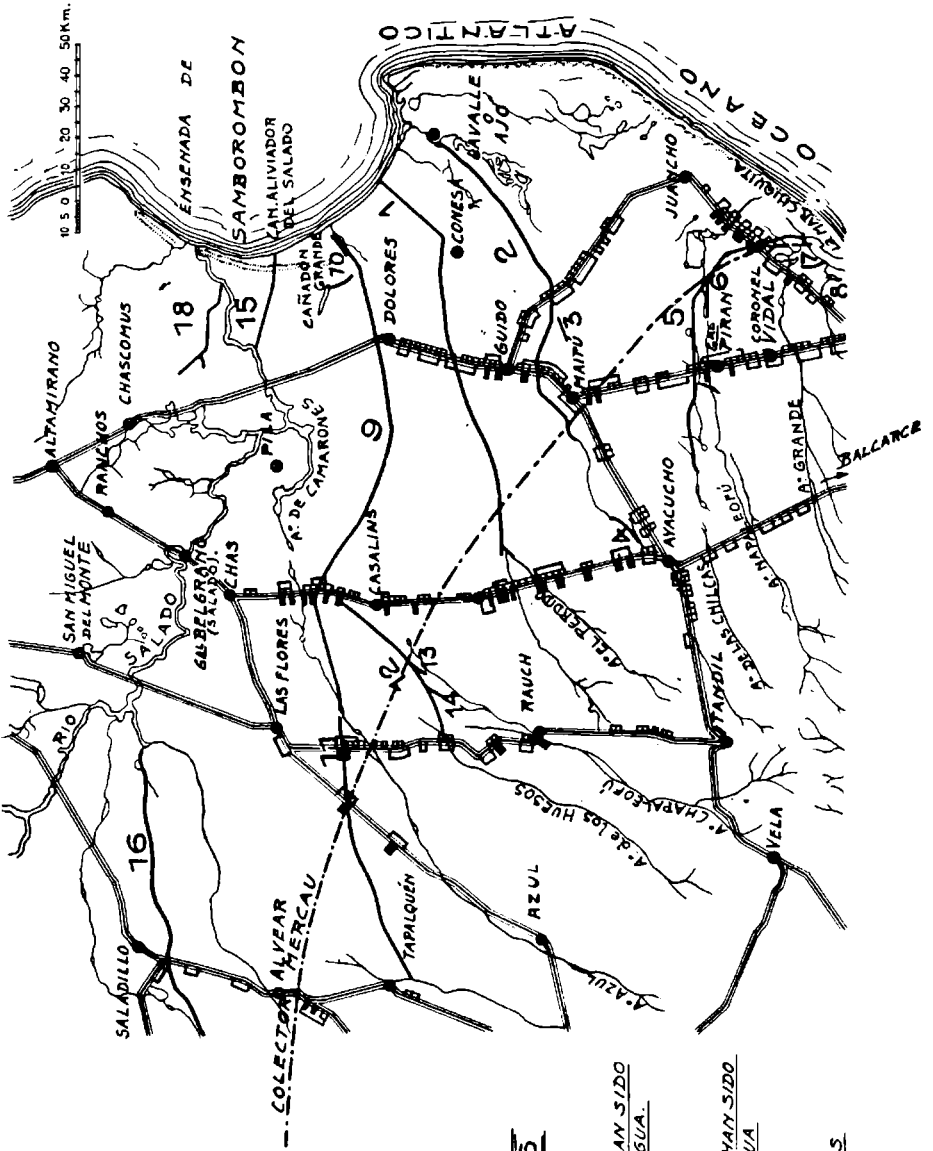


F.C.S. - Inundación en la línea Las Flores-Tandil. Al Sud de Plaza Montero en el cruce del canal N.º II, mirando al Sud desde el km. 200,90; - 24/9/1913



*Línea Altamirano - Chus, Entre Estaciones Villanueva y Honnoment  
Puente del F. C. S. - km. 134.574 - sobre el Rio Salado, mirando hacia el Sud - 18/9/1913*

# ESTADO DE LAS VIAS DEL F.C.S. (INUNDACIÓN DE 1913)



## REFERENCIAS

 LOS TERRAPLENES HAN SIDO LLEVADOS POR EL AGUA.

 LOS TERRAPLENES HAN SIDO DAÑADOS POR EL AGUA.

 AGUA SOBRE RIELES

món; la saguas sobrantes del Perdido vertidas hacia el sur del Canal nº I en su mayor parte se dirigieron hacia el este.

En la cuenca del río Ajó; la creciente conducida por el arroyo Chelforó al canal nº 2, provino de las aguas acumuladas en el Chelforó, Tandileofú y parte del arroyo Las Chilcas (que costó la línea de Balcarce hacia el norte, para travesar la línea de Maipú a Tandil en Ayacucho) contra la línea de Ayacucho a Chás, rompiendo esta vía en cuatro partes distintas; inicióse la creciente en la embocadura del canal nº 2, el día 19, para llegar a su máximo el día 22; antes de llegar las aguas al canal nº 2 se dividieron en dos brazos, dirigiéndose el primero hacia el sur de Labardén y el segundo para entrar parcialmente al canal y su excedente costearlo por la izquierda o sea por el norte.

Las aguas continuando por el lado izquierdo llegaron a las lagunas Cascallares, Santo Domingo, Talita, Del Monte y finalmente por el canal lateral hasta el arroyo La Colorada.

En Maipú, se reunieron las aguas procedentes de los derrames del Chelforó y del Canal nº 2 y del arroyo Moyano, que costearon por el oeste de la vía férrea de Mar del Plata, desde Las Armas.

Estas aguas juntamente con las de Kakel, Chacabuco y Llamahuida atravesaron los campos de La Magdalena, Santa Marta, Los Galpones y el ferrocarril al sud de Monsalvo, para seguir por las lagunas del Durazno y arroyo del Chanchó hasta la cuenca inferior del arroyo Favorita, donde llegó la creciente el día 23 de Agosto.

Las aguas de los arroyos Chilcas y Chico al no tener cabida en los canales Nos. 5 y 6 se desparramaron en la zona comprendida entre ambos, hasta que la rotura de los respectivos terraplenes les dió salida hacia el Norte; por otra parte, la inundación fué general en la zona comprendida entre la línea férrea Pirán-Coronel Vidal y el Canal nº 5.

La insuficiencia del Canal nº 9 y sus tributarios nº 11 y nº 12 determinó que las aguas de los arroyos Tapalqué, Azul, Gualicho, Los Huesos y Chapaleofú se desviarán hacia el Este, corriendo en toda la zona comprendida entre los canales nº 9 y nº 1 ocasionando perjuicios de consideración en Dolores y campos vecinos; además en el ángulo formado por los Canales nº 11 y nº 12 se formó un verdadero mar por efecto de la retención provocada por los terraplenes de dichos canales.

**Año 1919.** — Las intensas lluvias producidas en la cuenca del Vallimanca desde Marzo de 1919 prepararon el terreno para que las precipitaciones de los días 29 y 30 de Junio y 1 al 6 de Julio (véanse págs. 278 y siguientes) se escurriesen en una proporción importante. Sin la menor duda, la devastadora inundación de la zona del Saladillo ha sido debido a la afluencia de las aguas de la cuenca superior del Vallimanca — que en los primeros días de Julio determinaron perjuicios de consideración en las líneas férreas de Bolívar-Recalde-Lamadrid y Recalde-Louge. Corroboran esta afirmación las lluvias relativamente reducidas caídas en esos días en

Berraondo, Saladillo, 25 de Mayo y Alvear (véase pág. 281) y las informaciones de la Dirección de Desagües y de los diarios locales.

« El Pueblo » del día 3 de Julio dice :

« Pasamos por un momento crítico, en que la expectativa pública crece « por momentos a medida que las informaciones del periodismo nos traen « concretamente las noticias del desastre ocasionado por las inundaciones « en varios pueblos de la provincia, que son limítrofes y están compren- « didos en la cuenca de desagües que nos toca muy de cerca.

« Diariamente, las noticias que nos llegan de campaña, son de alarma « creciente y hacen que la tensión nerviosa aumente entre la población.

« De San Enrique, Mamaguita, Pueblitos, Mangrullo y Esther los in- « formes no pueden ser más serios. Ayer han comenzado a llegar los pe- « didos de auxilio con el mayor carácter de urgencia, pues las aguas avan- « zan avasalladoras, en una proporción nunca vista.

. . . . .

« Hasta ahora el canal n° 16 nos viene salvando el pueblo y sus alre- « dedores de las consecuencias de la inundación, pero ella puede aumentar « en proporción que esa obra desaparezca por el empuje de las crecientes, « y entonces, nosotros correríamos los riesgos, los peligros y las pérdidas « que vienen afligiendo a muchos otros pueblos ».

En cuanto a los perjuicios ocasionados, transcribimos párrafos de un editorial de « El Pueblo » del día 17 de Julio :

« Nos encontramos bajo la presión afligente de las inundaciones que « han venido a perturbar los más valiosos intereses agropecuarios de esta « rica zona en lo más propicio de su fecunda producción.

« Por mucho tiempo perdurarán los enormes perjuicios materiales su- « fridos por la agricultura y la ganadería. Se ha perdido la mayor parte « de la cosecha de maíz a recoger. Los campos quedarán inaptos por mucho « tiempo para las labores de la siembra de trigo. Centenares de animales « vacunos han sido arrastrados por las corrientes de agua, como así mismo « millares de lanares y porcinos. La emigración de haciendas es algo así « como un éxodo hacia otras regiones de pastoreos seguros, que disminuye « la riqueza acumulada en los últimos cuatro años de excepcional repro- « ducción de nuestros campos, afectando las fuentes esenciales del tra- « bajo y el comercio generales.

« Bajo la sensación de peligros mayores para la existencia misma de « las personas, aun no nos hemos detenido a medir los enormes perjuicios « sufridos en la campaña, pero son, indudablemente, de incalculable im- « portancia.

« Las inundaciones que cubren nuestros campos no son de lluvias sino « de las aguas que en forma de avalanchas nos ha arrojado el Vallimanca « desde el oeste y que forzosamente deben pasar por esta cuenca de trán- « sito natural por las vías del Saladillo, Las Flores y el Vigilante, insu- « ficientes, además del canal n° 16, para dar paso a las lluvias torrenciales



Ranchos de la chacra del Sr. Piacentini. Saladillo, sobre el ramal á San Enrique, Km. 193 F. C. Sud. el 19/7/1019, 20 cms. más bajo que el máximo de aguas



Cabaña • La Emilia • del Sr. Nicolás Bruzone, Esther F. C. S.



« caídas en los partidos situados aguas arriba, que han llegado a sumar « mil milímetros en los primeros seis meses de este año ».

« La Semana » del día 20 de Julio expresa con el título « La más grande inundación conocida en Saladillo »:

« La catástrofe se ha producido, con efectos desesperantes que han de « influir en la economía general de nuestro municipio, no solo de inmediato, sino perturbando el desenvolvimiento del trabajo durante dos o « tres años, por lo menos, y dejando en crítica situación de vida a todo « el mundo.

« Los jornaleros carecerán de ocupación en las faenas agrícolas, hasta « Diciembre de 1920 pues no hay que pensar que se coseche aquí un grano « de trigo de la cosecha de 1919-1920 y sólo se harán siembras para la « cosecha 1920-1921. En cuanto a sembrar maíz en 1919 sólo se podrá « sembrar maíz tardío en Diciembre y en tan poca extensión que no al- « canzará ni para suplir el consumo local.

« Los trabajos de haciendas han sido perturbados fundamentalmente y « no solo sufren las pérdidas de animales ahogados, o enflaquecidos por « insuficiente alimentación, sino que las aguas que cubren todos los cam- « pos de este municipio impedirán el nacimiento de los pastos de prima- « vera y dejarán a las tierras lavadas y saturadas de sustancias desfavo- « rables a los pastos de engorde y con esas vegetaciones fangosas tan « perjudiciales que produce el exceso de humedad y la retención de aguas « en superficie ».

El día 10 de Julio el intendente municipal de Saladillo dirigió el siguiente telegrama al Ministro de Obras Públicas de la Provincia:

« Este municipio sufre perjuicio inundación y ante noticias próxima « llegada enorme caudal aguas que actualmente inundan Bolívar y que « necesariamente han de salir por Saladillo, la más elemental previsión « aconseja establecer vigilancia permanente terraplenes laterales canal « 16 pues si ceden los terraplenes costado Nord Oeste se producirá « catástrofe incalculable con pérdidas vidas. Solicito inmediato envío « fuerza policial encargada recorrer permanentemente esos terraplenes « o cuadrillas peones de vigilancia. Sería prudente tener aquí varias lan- « chas para eventual salvataje. El peligro es inminente pido se atienda « urgente lo pedido. Saludo a V. E. atentamente. Antonio H. Inda, Inten- « dente; M. Ibañez Frochem, Secretario ».

A raíz de este pedido el ingeniero Klanke fué comisionado al efecto por la Dirección de Desagües — efectuando una serie de recorridas en bote y lancha pues toda la zona al sur del Canal nº 16 y hacia la Est. Esther estaba cubierto por aguas profundas. Tuvo ocasión de efectuar las mediciones del caudal escurrido por el arroyo Saladillo y Canal nº 16 (véase pág. 249) que demuestran la magnitud de la afluencia. Del amplio informe producido por dicho ingeniero, tomamos los siguientes datos:

El día 11 de Julio aún no se había producido la culminación de la inundación en el cruce del camino a General Alvear y Canal nº 16, aún



Estación Esther el 19/7/1919 habiendo bajado las aguas 22 cm.



Estación Esther F. C. S. desde el molino de viento  
Carga de la laucha a nafta del Club de Regatas La Plata con cuadrilla de auxilio  
19/7/1919

cuando los campos del sur ya estaban cubiertos por las aguas; el día 12 de Julio tampoco se había producido esa culminación en el Km 53 del Canal nº 16; el día 12 por la tarde le fué imposible llegar a caballo hasta el Mangrullo; el día 13 de Julio fué informado de que las aguas desbordaban con una napa de 20 a 30 cm. sobre los terraplenes del ferrocarril provincial a Meridiano V, entre las estaciones Desvío Candía y



Una brecha del canal Nº 16 en campo del Sr. Delia. 21/7.1919

Monteverde; el día 13 por la tarde se produjo la interrupción total del camino a General Alvear y el desborde de las aguas sobre los terraplenes del Canal nº 16 y empezaron a llegar a Saladillo los fugitivos de la campaña; el día 14 a la tarde las aguas vertían sobre la línea Saladillo-Barrancosa en una longitud de 3.800 metros, ese mismo día se clausuró el tráfico ferroviario hacia Alvear; el día 15 se produjo la rotura del puente del F. C. S. sobre el arroyo Saladillo, consumándose la incomunicación total del pueblo; recién el día 21 de Julio pudo llegar al terraplén Norte del Canal nº 16 (Km 80) después de atravesar en 1 ½ hora el campo inundado con agua hasta el tronco de la cola del caballo; el día 22 se normalizó el tráfico ferroviario desde Del Carril a General Alvear, pero manteniéndose siempre la incomunicación con Buenos Aires, tanto por la línea del F. C. S. como la del F. C. Provincial; el día 23 dejó de verse agua sobre los terraplenes de la vía, desapareciendo todo peligro de inundación para el pueblo de Saladillo.

Se insertan algunas fotografías tomadas por el ingeniero Klanke que reflejan la magnitud de la inundación.

Las lluvias de la zona de Olavarría y Azul determinaron una gran afluencia al Canal nº 9 para evitar accidentes de importancia, la Dirección de Desagües dispuso para aliviarlo se abriesen boquetes en lugares apropiados, desviando gran parte de las aguas hacia el arroyo Zapallar y Camarones; procediendo en tal forma se evitó que la inundación de Dolores alcanzara efectos desastrosos.

### XXIII

#### AFOROS EN PERIODO DE CRECIDAS. — CAUDALES DETERMINADOS POR MEDICION DIRECTA

La forma en que se producen las crecidas en los cursos de agua de la provincia durante las grandes inundaciones, en que una gran sábana de agua baña casi toda la región desde el mismo límite sur de la zona que paga impuesto, no acusa, por cierto, una condición favorable para la determinación directa de los caudales máximos que producen cada cuenca; con excepción del río Salado. (Puente Guerrero) los aforos directos efectuados durante las inundaciones corresponden a observaciones aisladas no sistemáticas.

Cabe hacer notar que los aforos efectuados en 1900 bajo la dirección del ingeniero Nyströmer (véase diagrama pág. 140) que dan caudales máximos relativamente pequeños han sido determinados en puntos situados bastante al norte del lugar en que esos cauces habían iniciado su desborde — no correspondiendo, por otra parte, a los valores máximos — los que se produjeron a raíz de las lluvias más intensas del mes de Mayo.

Los lugares de aforo y caudales máximos se indican a continuación:

| ARROYO             | Q máx<br>m <sup>3</sup> /s | LUGAR                                  |
|--------------------|----------------------------|--|
| Azul               | 110                        | Cerca de Est. Cacharí (F. C. S.)       |
| Los Huesos         | 40                         | Sobre la recta que une Rauch con Azul  |
| Chapaleofú         | 75                         | 5 Km al Norte de Rauch                 |
| Languayú y Perdido | 145                        | Sobre la recta que une Rauch con Maipú |

Como datos de observaciones aisladas relacionadas con el funcionamiento de las obras existentes o efectuadas por la empresa del F. C. Sud pueden citarse:

- a) *Determinación efectuada por los ingenieros de la Empresa del F. C. Sud durante la inundación de 1913; en las aberturas de las obras de arte y boquetes de la línea férrea Dolores-Maipú existentes*

entre el canal N° 9 y el Canal N° 1. Se calculó — en función de los desniveles observados y luces de las aberturas — un caudal máximo de 3.000 m<sup>3</sup>/s y durante 8 días continuados no se constataron caudales inferiores a 800 m<sup>3</sup>/s. La zona de afluencia correspondiente puede estimarse en unos 20.000 kilómetros cuadrados (arroyos Azul, Los Huesos, Chapaleofú y parte del Langueyú). Este dato es citado por el ex-Director General de Hidráulica de la Provincia ingeniero Andrés Claps (informe de 4 de Agosto de 1913) y por el ingeniero Manuel Arce. (1).

- b) *Determinación efectuada durante la inundación de Julio de 1919 por los ingenieros de la empresa del F. C. Sud.* (Zona del arroyo Vallimanco, a cuyo efecto se hicieron observaciones y medidas de las aguas cruzando las distintas líneas férreas de la red (Exp. 17547. S. 1919 de la Dirección General de Ferrocarriles de la Nación) a continuación se indican los caudales máximos: (véase fig. 41).

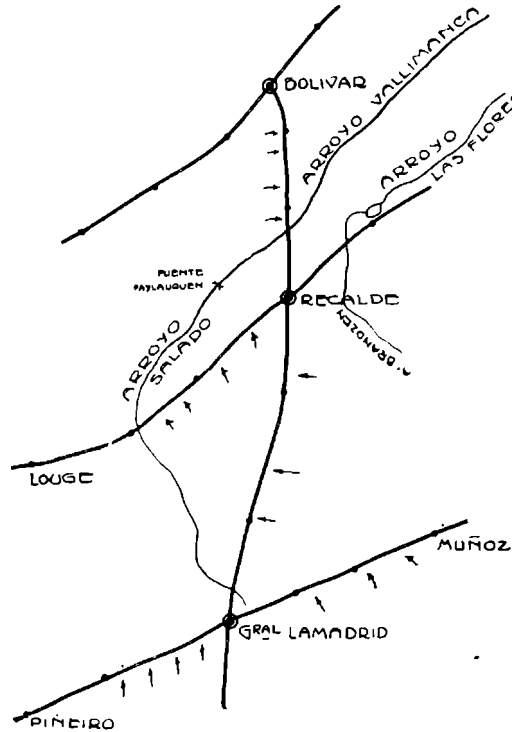


Fig. 41

|                           |                        |
|---------------------------|------------------------|
| Gral. Lamadrid - Piñeyro: | 570 m <sup>3</sup> /s. |
| Muñoz - Gral. Lamadrid :  | 1080 >                 |
| Recalde - Gral. Lamadrid: | 1050 >                 |
| Recalde - Louge           | : 1400 >               |
| Bolívar - Recalde         | : 1000 >               |

(1) •Contribución al estudio de los desagües de la Provincia de Buenos Aires. 2.º Congreso Nacional de Ingeniería. Año 1921.

Las diferencias que se constatan entre los tramos Recalde-Louge y Recalde-Bolívar son perfectamente explicables, por razón de la atenuación de la avenida debido a la menor pendiente del terreno, al aumento de la capacidad de acumulación y aún a la disminución de intensidad de la lluvia desde Lamadrid hasta Bolívar.

- c) Aforos efectuados por el ingeniero Alfredo Klanke de la Dirección de Desagües (Julio 14 de 1919) en las obras de arte y boquetes de la línea férrea Saladillo-Barrancosa (Exp. 199): 550 m<sup>3</sup>/s correspondiendo a este caudal a parte de la afluencia del arroyo Vallimanca.

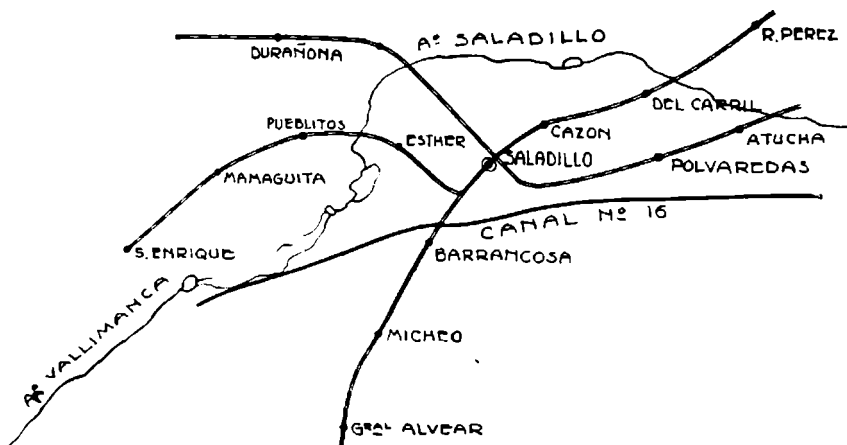


Fig. 42

- d) Determinación del caudal máximo del arroyo Saladillo (Puente del Carril F. C. S.) en función de los desniveles observados en Julio 15 de 1919: 800 m<sup>3</sup>/s aproximadamente.

- e) Aforos efectuados bajo la dirección del ingeniero Jefe de Estudios en campaña de la Dirección de Desagües Don Felipe Fontana.

Julio de 1925. — Arroyo Saladillo. — Inmediatamente aguas abajo de la laguna Altos Verdes, dejándose constancia que el río Salado (tramo superior) se encontraba relativamente con poca agua: 200 m<sup>3</sup>/s.

Agosto de 1926. — Canal N° 12 (aguas arriba del puente Peñaflor): 170 m<sup>3</sup>/s.

Canal N° 11. (K° 173): 32 m<sup>3</sup>/s se hace notar que el canal desbordaba por varias brechas situadas aguas arriba del lugar del aforo.

Canal N° 9. (Descargador de Vichahuel): 100 m<sup>3</sup>/s.

Canal N° 9. (Km. 129, aguas abajo de dicho descargador): 250 m<sup>3</sup>/s haciéndose notar que los campos de la margen derecha estaban completamente inundados, corriendo las aguas por el lado exterior del terraplén.

Arroyo Gualicho. (inmediatamente aguas arriba del puente carretero Las Flores-Rauch): 120 m<sup>3</sup>/s.

*Arroyo Tapalqué.* (cruce con la traza del gran canal colector Mercau-Waldorp): 35 m<sup>3</sup>/s, debiendo hacer constar que las lluvias fueron escasas en su cuenca.

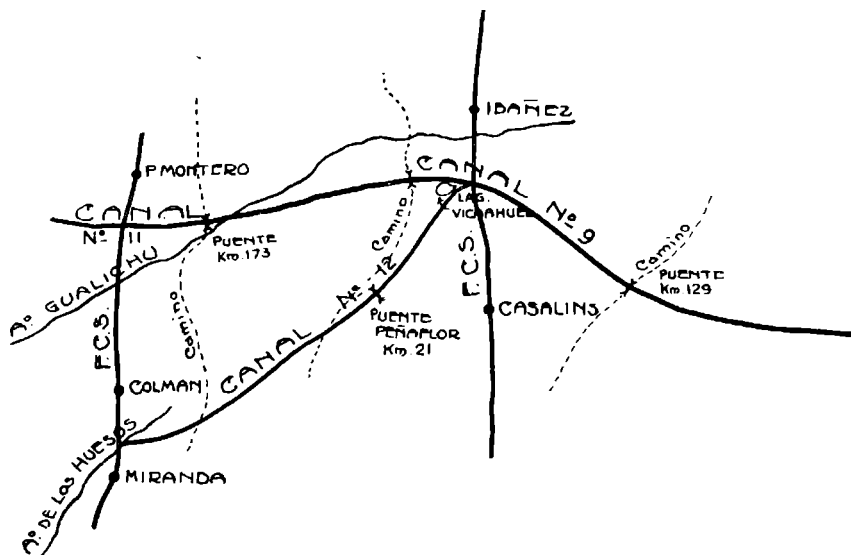


Fig. 43

Zona comprendida entre el terraplén derecho del Canal N° 9 y el izquierdo del Canal N° 1. (En correspondencia con la línea férrea Dolores-Maipú): 400 m<sup>3</sup>/s.

- f) *Río Salado.* (en las proximidades de Roque Pérez, aguas arriba de la laguna Las Flores Grandes): estimado en 800 m<sup>3</sup>/s el día 17 de Septiembre de 1913 — exp. 12648. E. 924. de la Dirección General de Ferrocarriles de la Nación.
- g) *Arroyo Vallimanca.* (secciones transversales medidas en base a datos suministrados por vecinos, puente de Paylauquen — situado 20 kilómetros aguas arriba de la línea férrea Bolívar-Recalde): (véase fig. 41).

|                  |                    |         |                  |                     |
|------------------|--------------------|---------|------------------|---------------------|
| Inundación 1919. | Ancho superficial: | 3635 m. | Sec. Transversal | 7200 m <sup>2</sup> |
| » 1925.          | »                  | »       | »                | 1300 m <sup>2</sup> |

Es muy probable que esos rastros de las crecidas señalados por vecinos, corresponda en el caso de la inundación de 1919, al nivel de sobreelevación provocado por la sección muy reducida del Puente Paylauquen y al represamiento provocado antes de su destrucción. La crecida de Julio de 1925 podría calcularse en base a una pendiente longitudinal de 0,00045, dando un caudal máximo alrededor de 500 m<sup>3</sup>/s (radio medio: 0,70, C = 22 para  $\gamma = 2,50$  de la fórmula de Bazin y velocidad media: 0,40

m/s) ; las lluvias que determinaron esa crecida en 1925 fueron en la cuenca superior del Vallimanca :

**Julio de 1925**

| Localidad                  | D I A S |      |     |      |     |     |     |   | Total mensual |
|----------------------------|---------|------|-----|------|-----|-----|-----|---|---------------|
|                            | 1       | 2    | 3   | 4    | 5   | 6   | 7   | 8 |               |
| 1 Bolivar . . . . .        | 3       | —    | —   | 40   | 19  | 5   | —   | 3 | 70            |
| 2 Blancagrande . . . . .   | —       | —    | —   | —    | 38  | —   | —   | — | 38            |
| 3 Gral. Lamadrid . . . . . | —       | 3    | 21  | 42   | 33  | 6   | 4   | — | 109           |
| 4 Gral. Alvear . . . . .   | —       | —    | —   | 20   | 40  | 2   | —   | — | 62            |
| 5 Saladillo . . . . .      | —       | —    | —   | 12   | 37  | 4   | —   | — | 53            |
| 6 Roque Perez . . . . .    | —       | —    | —   | —    | 32  | 5   | —   | — | 37            |
| 7 Olavarría . . . . .      | —       | —    | —   | 4    | 16  | —   | —   | — | 20            |
| 8 Vallimanca . . . . .     | —       | —    | —   | 28   | 25  | 30  | —   | 5 | 88            |
| Sumas parciales . . . . .  | 3       | 3    | 21  | 146  | 240 | 52  | 4   | 8 | 477           |
| Promedios . . . . .        | 0,38    | 0,38 | 2,6 | 18,3 | 30  | 6,5 | 0,5 | 1 | 59,6          |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 42 mm

|  |   |                                       |
|--|---|---------------------------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | } | 1 día ( 5 de Julio ) : 30 mm/24 horas |
|  |   | 2 » ( 4 y 5 » » ) : 24,1 » » »        |
|  |   | 3 » ( 4 a 6 » » ) : 18,3 » » »        |
|  |   | 4 » ( 3 a 6 » » ) : 14,3 » » »        |
|  |   | 5 » ( 3 a 7 » » ) : 11,6 » » »        |
|  |   | 6 » ( 3 a 8 » » ) : 9,8 » » »         |
|  |   | 7 » ( 2 a 8 » » ) : 8,4 » » »         |
|  |   | 8 » ( 1 a 8 » » ) : 7,4 » » »         |

Promedio total mensual: 59,6 milímetros

En cuanto al río *Salado* los datos más fehacientes corresponden a la escala de Puente Guerrero cuya ecuación — determinada por el ingeniero Wickman en 1900 — merece suficiente fe a la mayoría de los ingenieros que han intervenido en este problema. La ecuación calculada ese mismo año para la escala de Villanueva (cruce de la línea férrea Altamirano-Las Flores) no es válida para el estudio de las crecidas del año 1913 y siguientes — por haberse modificado la sección de dicho puente y la alcantarilla principal — según lo hizo saber la Dirección de Desagües a los miembros de la Comisión Asesora de 1913 (ingenieros Mercau, Waldorp y Wauters) en nota de fecha 3 de Junio de 1914; para las otras escalas ubicadas en Puente Gorchs y Roque Pérez, no se han determinado las respectivas ecuaciones de modo que sus referencias no pueden ser de ninguna utilidad en el estudio del régimen del río Salado. Para la escala de Ernestina se ha propuesto una ecuación — determinada en función



de una sola observación de 62 m<sup>3</sup>/s y que, por cierto, no tiene mayor validez.

En lo que se refiere a los grandes receptáculos de esta cuenca no se han efectuado observaciones sistematizadas de sus variaciones de nivel, por lo que resulta difícil analizar los efectos de su indiscutible acción reguladora.

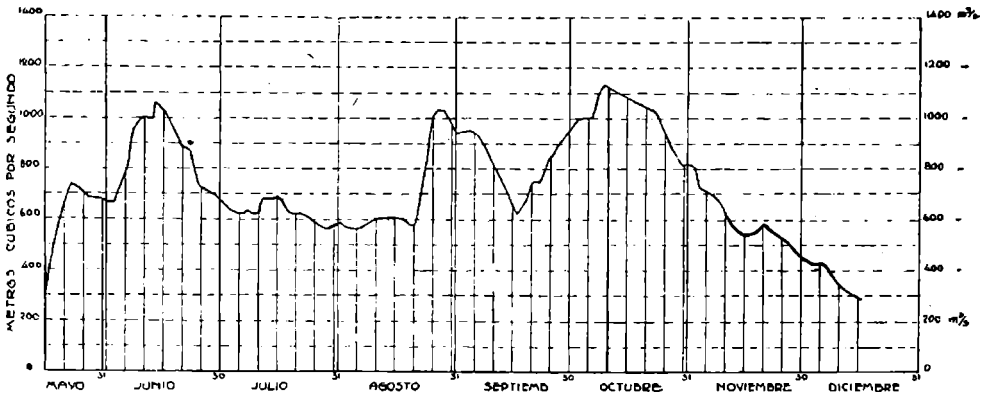
A continuación se consignan los diagramas de caudales del río Salado (Puente Guerrero) observados durante las crecidas de:

|                                  |  |
|----------------------------------|--|
| Año 1900 (Junio 12) . . . . .    | Caudal máximo: 1060 m <sup>3</sup> /s. |
| » 1900 (Agosto 26/28) . . . . .  | » » 1040 »                             |
| » 1900 (Octubre 9) . . . . .     | » » 1130 »                             |
| » 1913 (Septiembre 22) . . . . . | » » 1400 »                             |
| » 1914 (Mayo 31) . . . . .       | » » 850 »                              |
| » 1914 (Septiembre 10) . . . . . | » » 835 »                              |
| » 1915 (Mayo 29) . . . . .       | » » 1130 »                             |
| » 1919 (Agosto 7/8) . . . . .    | » » 1000 »                             |
| » 1922 (Septiembre 10) . . . . . | » » 470 »                              |
| » 1926 (Agosto 23) . . . . .     | » » 220 »                              |
| » 1928 (Mayo 30) . . . . .       | » » 240 »                              |

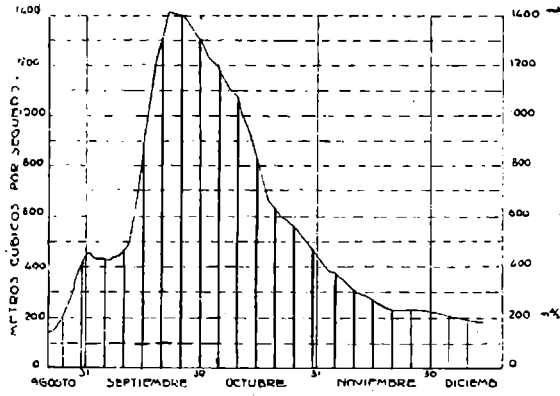
En los años restantes el río Salado no presentó mayores aumentos de caudal; habiéndose encontrado totalmente seco en numerosas ocasiones.

**CRECIENTES DEL RIO SALADO**

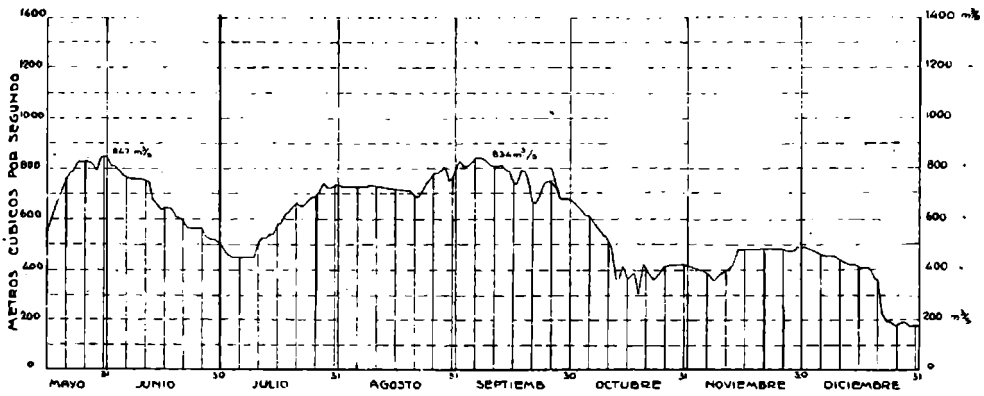
**Año 1900**



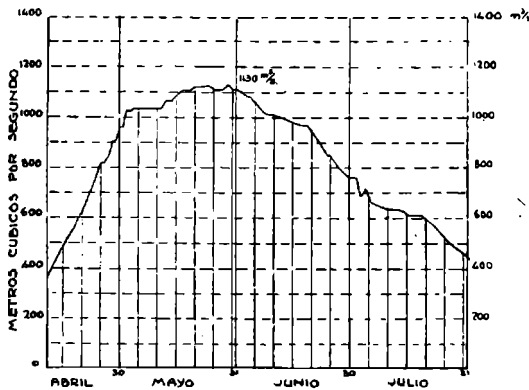
### Año 1913



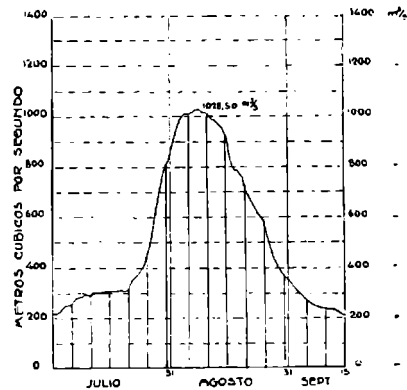
### Año 1914



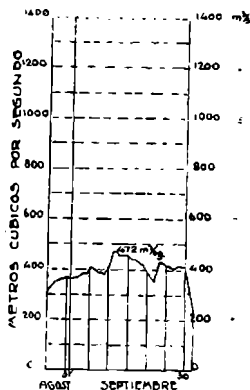
### Año 1915



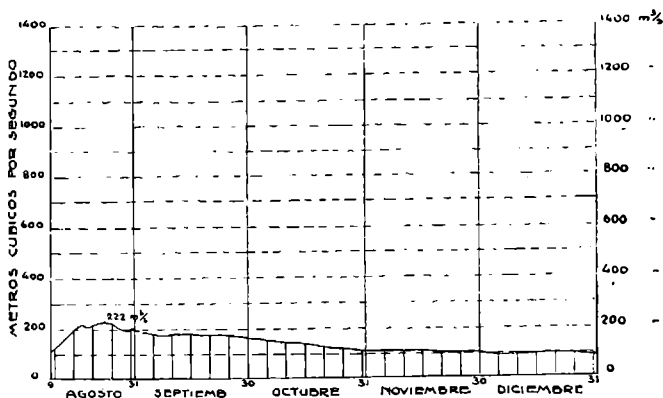
### Año 1919



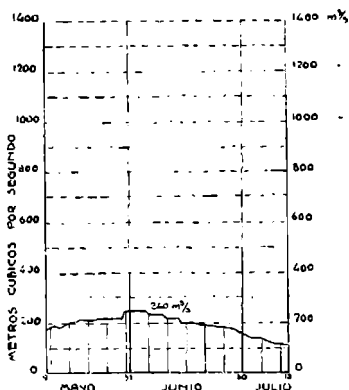
Año 1922



Año 1926



Año 1928



De lo expuesto surge que la Dirección de Desagües no ha dedicado muy preferente atención al estudio hidrométrico sistemático de los cursos de agua de la zona — deficiencia que en estudios de la naturaleza del que nos ocupa reviste, sin duda alguna, capital importancia. En tales términos para juzgar la eficacia de los diversos planes estudiados y de sus posibles costos, nos hemos visto precisados a aplicar métodos indirectos para la apreciación y determinación de los caudales máximos — algo análogo les ocurrió a los ingenieros que intervinieron anteriormente; en tal concepto, el ingeniero Mercau propuso la fórmula citada en el capítulo II, pág. 103, cuyo análisis será efectuado en el capítulo IV; el ingeniero Duclout determina los coeficientes de desagüe en base a los citados aforos del año 1900, etc. etc.; la empresa del F. C. Sud al estudiar la ampliación de sus obras de arte en la cuenca del Vallimanca, propone una fórmula especial de la que nos ocupamos en página 291.

No obstante, la circunstancia apuntada no puede ser causa suficiente como ya se ha dicho en el capítulo I para postergar el estudio y la realización de un plan completo de obras de carácter general — hasta tanto se efectúen dichas observaciones y estudios, los que para ser de positiva utilidad deberían comprender un período mayor de 20 años. Es sensible la deficiencia apuntada, pero los cuantiosos intereses de la región inundable no permiten esperar hasta que se completen estos estudios. Para tales casos, la técnica dispone de recursos indirectos — aplicados en todas partes del mundo, en situaciones semejantes, y que salvan la dificultad, dentro de un margen prudente y razonable.

Dichos procedimientos, pueden clasificarse en varios grupos:

- a) *Método racional o cinemático*: Exige conocer el coeficiente máximo de desagüe, la intensidad máxima de la lluvia compatible con la duración probable, y la superficie de la cuenca, pendiente y características de la misma para calcular el tiempo de escurrimiento de las aguas.
- b) *En función del caudal medio de la máxima crecida*, lo que implica conocer la precipitación máxima total, el coeficiente de desagüe y la duración total de la crecida.
- c) *Fórmulas empíricas* que expresan el caudal máximo probable en función de la superficie y características topográficas y geológicas de la cuenca y de la lluvia máxima anual, mensual o diaria; o bien, simplemente en función exclusiva de la superficie de la cuenca.

Para aplicar con suficiente y razonable aproximación los procedimientos a) y b) es imprescindible el conocimiento detallado del régimen de las lluvias de la región.

## XXIV

### PLUVIOMETRIA

#### **Lluvias de intensidad máxima, su variación con la duración y con la superficie de la cuenca.**

La determinación indirecta de los caudales máximos probables exige (método cinemático o método en función del caudal medio) que previamente se conozca la media de las intensidades máximas locales en diversos puntos de la cuenca — tan numerosos como sea posible — y la duración de la lluvia compatible con ese máximo. Es un hecho comprobado universalmente, que:

- a) Las intensidades máximas locales y la duración de la lluvia varían en sentido inverso, ley que en numerosas regiones ha sido determinada experimentalmente utilizando datos pluviográficos.
- b) Admitido u observado un foco de precipitación máxima, la precipitación media en una cuenca, necesariamente disminuye cuando aumenta la superficie considerada.

Entre las numerosas expresiones propuestas para relacionar la intensidad máxima ( $I$  en milímetros por hora) y la duración ( $T$  en horas) pueden citarse las siguientes fórmulas:

$$\text{Fantoli (Clima de Milán): } I = \frac{44 - 0,5T}{\sqrt{T}}$$

ejemplo: para  $I = 21$  mm/hora,  $T$  no puede exceder de 4 horas  
 »  $I = 9$  » »  $T$  » » » » 16 »  
 »  $I = 4,3$  » »  $T$  » » » » 36 »  
 »  $I = 1,5$  » »  $T$  » » » » 64 »

$$\text{Forti: } I = \frac{187 - T}{T^{3/2}}$$

ejemplo: para  $I = 18$  mm/hora,  $T$  no puede exceder de 27 horas  
 »  $I = 8$  » »  $T$  » » » » 54 »

*Kuichling* (Rochester, E. U.):  $I = a - bT^n$  (siendo  $a$  y  $b$  constantes).

*Tipo Nipher* (adoptado por las Obras Sanitarias de la Nación para la Capital Federal):  $I.T = 30$ .

ejemplo: para  $I = 10$  mm/hora,  $T$  no puede exceder de 3 horas  
 »  $I = 5$  » »  $T$  » » » » 6 »  
 »  $I = 1$  » »  $T$  » » » » 30 »

*Oficina Meteorológica Nacional*: (válida para  $T \geq 3$  horas).

$$I = \frac{103,3}{\sqrt{T}} \text{ (lluvias muy excepcionales)}$$

ejemplo: para  $T = 1$  hora,  $I$  no puede exceder de 103,3 mm/hora  
 »  $T = 3$  »  $I$  » » » » 60 » »

Por cierto, esas expresiones tienen un carácter esencialmente local— por razón de la forma en que se determinan— y sería erróneo pretender generalizar su aplicación. Demuestran lo que se ha dicho precedentemente, y que aparece corroborado por las constancias del somero análisis efectuado en base a los datos de las lluvias de Mayo de 1900, Agosto

de 1913, Junio y Julio de 1919 (véanse págs. 261 y sigtes.), en la región inundable de la provincia de Buenos Aires.

En lo relativo a la disminución de la precipitación total media con el aumento de la superficie considerada, pueden citarse referencias de diversos orígenes:

*Forti* ha constatado, en períodos de lluvia excepcional en Venecia, la siguiente ley de variación:

| Intensidad o precipitación máxima relativa | 100 |
|--|-----|
| » » » media en 200 Km <sup>2</sup>         | 95  |
| » » » » » 400 »                            | 91  |
| » » » » » 800 »                            | 82  |
| » » » » » 1200 »                           | 76  |
| » » » » » 1600 »                           | 70  |
| » » » » » 2000 »                           | 65  |
| » » » » » 3000 »                           | 55  |

En el famoso temporal de New England, que en 1869 azotó una zona de 64.000 Km<sup>2</sup> con un foco de precipitación total máxima de 400 mm se constató una media en toda la superficie de sólo 177 mm; la ley de variación de la precipitación media ( $P'm$ ), estudiada por Francis, responde a la siguiente ecuación:

$$P'm = 177 \text{ mm. } \frac{118,4}{\epsilon 0,00032 S};$$

siendo:  $\epsilon = 2,718$ ;  $S = \text{sup. en Km}^2$ .

**Lluvias de gran intensidad en la zona inundable.** — El análisis de las lluvias mensuales — tal como ha sido efectuado por la mayoría de los ingenieros que han estudiado anteriormente el problema — es de valor muy relativo para el cálculo indirecto de los caudales máximos y aún para establecer la capacidad normal de acumulación de los pantanos artificiales. Sólo puede ser útil para la comparación con curvas de caudales realmente observados, como lo hiciera el ingeniero Jorge Duclout con los datos de lluvias y crecidas del año 1900 (véase pág. 138).

Como es notorio, y por otra parte, evidente, los caudales máximos de las crecidas de los arroyos y cuencas de la provincia de Buenos Aires son provocados por lluvias de gran intensidad, de duración limitada a pocos días. Los caudales aumentan notablemente cuando los terrenos se encuentran prácticamente saturados por lluvias anteriores inmediatas, y, por tanto el coeficiente de desagüe alcanza valores elevados.

Por esta razón, consideramos necesario analizar esas lluvias concentradas que determinaron las inundaciones de 1900, 1913 y 1919 y, al efecto, utilizando los datos de los registros respectivos de la Dirección de Desagües, complementados por los de la Dirección General de Meteo-

rología de la Nación para 1913 y 1919, se han formulado los cuadros que figuran en las páginas 261 al 284 agrupando las observaciones cada 24 horas correspondientes a las lluvias continuadas siguientes: 9 a 14 de Mayo de 1900; 15 a 23 de Agosto de 1913 y 28 de Junio a 6 de Julio de 1919. A los efectos de la clasificación se ha conservado la división en zonas que figura en el informe de los ingenieros Mereau-Waldorp, lo que no tiene mayor importancia, ya que nos proponemos fijar las intensidades medias máximas correspondientes a cuencas de superficie mayor de 5000 Km<sup>2</sup> y, en cambio, facilita el análisis crítico de las soluciones propuestas. Para cada zona y cada una de las lluvias citadas hemos calculado las intensidades diarias (milímetros cada 24 horas) correspondientes a 1 día, 2 días, 3 días, etc., de duración continuada, adoptando las cifras correspondientes a las mayores precipitaciones y construidos los diagramas y tablas de páginas 262 y 263. Indicamos, también, la precipitación media total del mes respectivo, para cuencas de 5000 y 2500 Km<sup>2</sup>; al efecto hemos adoptado los datos correspondientes a estaciones suficientemente próximas de la región donde se constató el foco de máxima precipitación. Para cuencas de 1000 kilómetros cuadrados o menores hemos debido, en razón del reducido número de estaciones de observación, limitarnos a adoptar las cifras correspondientes al lugar que en cada periodo correspondió a la mayor precipitación.

Desde luego; cabe observar que el escaso número de pluviómetros instalados y especialmente la falta absoluta de pluviógrafos no nos ha permitido apreciar las intensidades máximas horarias, traslación de focos, intervalos sin lluvia, etc., elementos de juicio de inapreciable importancia para el estudio detallado del desagüe de las cuencas superiores de los arroyos de la zona. A este respecto dice el ingeniero L. Fontanelli (1) en un interesantísimo estudio sobre la determinación de los caudales máximos en los cursos de agua: « La observación diaria registrada se refiere « al agua caída en 24 horas, pero no estando indicada la duración de la « lluvia, no es posible determinar en cuanto tiempo se ha producido la « precipitación y, por tanto, no se puede calcular la intensidad, aunque « fuera media, de la misma. Se puede determinar el valor de la intensidad media comprendiendo el tiempo en que no ha llovido; pero esto « es insuficiente para la apreciación exacta del fenómeno ».

Desde hace ya muchos años el servicio hidrográfico de Italia viene aumentando paulatinamente el número de pluviógrafos instalados y lo mismo sucede en Estados Unidos y en las más adelantadas naciones de Europa. Debemos mencionar especialmente las investigaciones realizadas por el profesor Engler de la Escuela Técnica Federal de Zurich, quién publicó una obra completa en la que estudiaba el problema de la determinación de los caudales en cuencas boscosas y de vegetación común, habiendo utilizado los datos suministrados por pluviógrafos (2).

(1) L. FONTANELLI. *Il calcolo della portata massima di un corso d'acqua.*

(2) ARNOLD ENGLER, *Untersuchungen über den Einfluss des Waldes auf der Stand der Gewässer.*

Estimamos que reviste carácter de urgencia la instalación de aparatos de ese tipo en la zona inundable, porque, si bien por el momento podría prescindirse de ellos para proyectar las obras de carácter general, es decir, las correspondientes a las zonas de gran superficie, serán en el futuro, de utilidad indiscutible, para el proyecto de obras complementarias y para contribuir a intensificar el estudio hidrológico del país.

Cúmplenos dejar constancia, sin embargo, que en los registros de la Dirección de Desagües correspondientes al año 1900 se han anotado en forma fragmentaria las intensidades horarias en algunas localidades como ser:

|           |   |             |   |         |         |
|-----------|---|-------------|---|---------|---------|
| Rauch     | : | T = 5 horas | ; | I = 12  | mm/hora |
| Azul      | : | T = 10      | » | I = 7,2 | » »     |
| G. Alvear | : | T = 4       | » | I = 20  | » »     |
| Bolivar   | : | T = 5       | » | I = 11  | » »     |
| Castelli  | : | T = 2       | » | I = 16  | » »     |
| Ayacucho  | : | T = 4       | » | I = 12  | » »     |

Con los datos consignados en los cuadros indicados, se ha preparado la planilla - resumen de pág. 262; esas cifras permiten concretar las siguientes conclusiones:

- a) Las lluvias que produjeron las inundaciones de los años 1900 y 1913 son muy semejantes, aún cuando los respectivos focos de máxima precipitación no son coincidentes y la precipitación total continuada fué mayor en la de 1913, habiéndose producido máximas de 260 milímetros en 6 días y de 275 mm en 9 días. En el año 1900 hubo dos focos, uno en la zona baja cercana a Las Flores (con una precipitación total de 199 milímetros en 6 días y una intensidad diaria máxima de 109 mm) y otro en la zona alta cerca de las sierras, Azul, Rauch (con una precipitación total de 169 milímetros en 6 días y máxima diaria de 90 mm). En las lluvias de Agosto de 1913 sólo hubo un foco de precipitación localizado en la región de las sierras, especialmente la comprendida en la zona I del plan Mercau-Waldorp con una precipitación máxima total en Ramos Otero de 342 milímetros en el mes, 306 en 9 días, 295 en 5 días y 105 mm en un día; en cambio en la zona baja la precipitación y la duración fueron menores; en la zona III de dicho plan la lluvia media total fué de 54 milímetros en tres días y la intensidad media de las máximas diarias no excedió de 28 mm. Excluidas las cuencas del Vallimanca y Las Flores situadas al sur del colector, debe notarse que en la zona oeste del Salado — desde la laguna Las Flores Grandes hasta Junín — la altura de lluvia fué importante: 60,5 mm en 1 día y 96 mm en 3 días, lo que justifica el caudal de 800 metros cúbicos por segundo atribuido al río Salado en Roque Pérez (véanse págs. 271 y 274).



- b) En la lluvia del mes de Julio de 1919 el foco se localizó netamente en la cuenca superior del Vallimanca y Las Flores. La precipitación total media de 165 milímetros en 8 días y de 70,6 milímetros en 1 día — siendo General Lamadrid la estación de mayor precipitación total con 195 mm en 8 días — la mayor intensidad diaria se registró en Olavarría con 101 milímetros. Circunstancia muy digna de observar es que en la cuenca inferior de esos arroyos (zona de Saladillo) la precipitación fué muy reducida: la media total de Saladillo, Berraondo y Del Carril alcanzó a sólo 39 mm en 8 días y a 16 mm la máxima diaria el día 6 de Julio.
- c) Debemos hacer notar que en el año 1900, además de las lluvias de Mayo analizadas, se produjeron lluvias muy importantes aunque de menor intensidad que aquellas en 2 de Julio, 20 a 23 de Agosto, 2 de Septiembre, 18 a 20 de Septiembre, 30 de Septiembre y 22 a 24 de Octubre, cuya influencia aparece claramente reflejada en el diagrama de caudales del río Salado (véase pág. 252).

Las lluvias de Abril de 1915 — precedidas por precipitaciones importantes en Febrero y Marzo — alcanzaron también gran intensidad (véase pág. 253), especialmente en la cuenca del Saladillo y oeste del Salado.

Adoptando los mayores valores de las intensidades diarias registradas — según la duración de la lluvia y de acuerdo con la superficie de las respectivas zonas — se ha llegado a establecer los diagramas de página 263 que corresponden a los valores consignados en los cuadros adjuntos y que se aplicarán en el cálculo de los caudales máximos.



TABLA DE MÁXIMAS INTENSIDADES (mm. 24 horas)

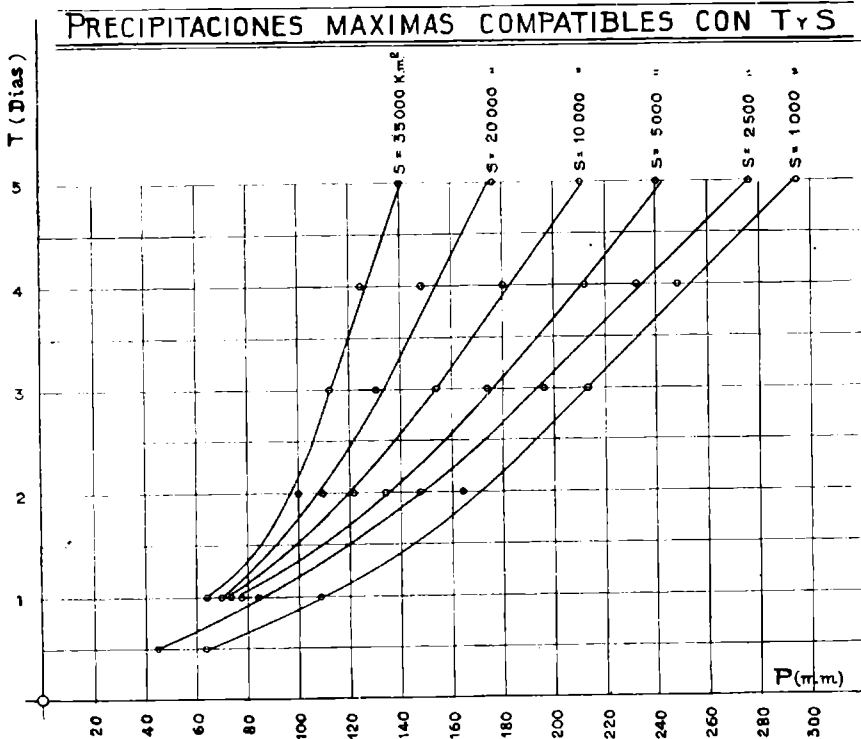
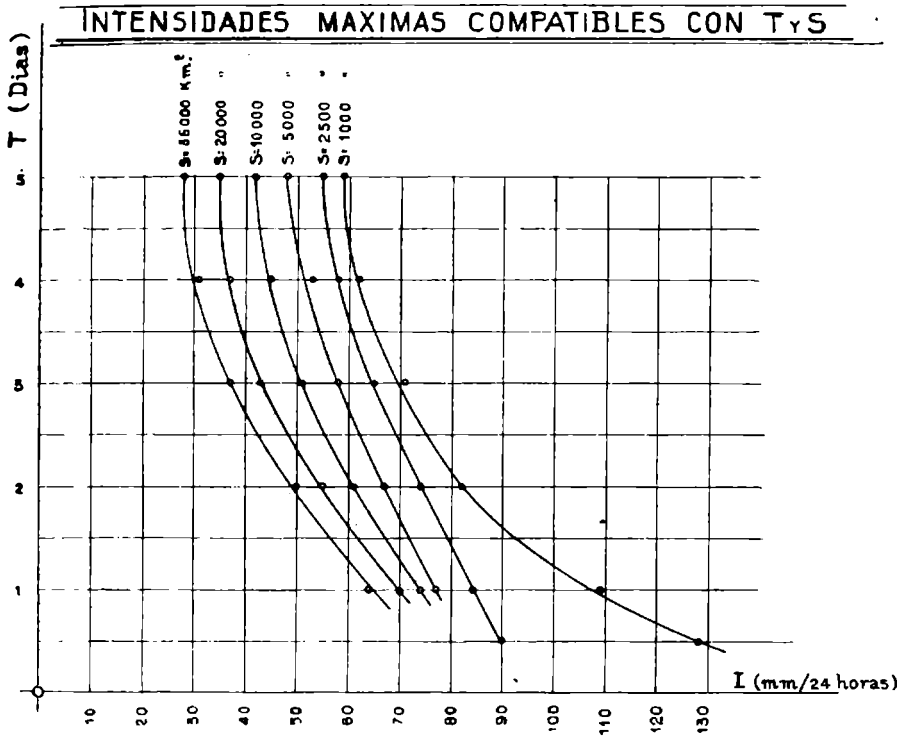
(Compatibles con la duración de la lluvia y la superficie de la cuenca)

| Superficie<br>Km <sup>2</sup> | Duración de la lluvia en días<br>T = |       |        |        |        |        |
|-------------------------------|--------------------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|
|                               | ½ día                                | 1 día | 2 días | 3 días | 4 días | 5 días |
| menor de 1000                 | 128                                  | 109   | 82     | 71     | 62     | 59     |
| 2.500                         | 90                                   | 84    | 74     | 65     | 58     | 55     |
| 5.000                         | —                                    | 77    | 67     | 58     | 53     | 48     |
| 10.000                        | —                                    | 73    | 61     | 51     | 45     | 42     |
| 20.000                        | —                                    | 70    | 55     | 43     | 37     | 35     |
| 35.000                        | —                                    | 64    | 50     | 37     | 31     | 28     |

TABLA DE MAXIMAS PRECIPITACIONES TOTALES (Milímetros)

(Compatibles con la duración de la lluvia y la superficie de la cuenca)

| Superficie<br>Km <sup>2</sup> | Duración de la lluvia en días<br>T = |       |        |        |        |        |        | Lluvia<br>mensual |
|-------------------------------|--------------------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|-------------------|
|                               | ½ día                                | 1 día | 2 días | 3 días | 4 días | 5 días | 9 días |                   |
| menor de 1.000                | 64                                   | 109   | 164    | 213    | 248    | 295    | 307    | 342               |
| 2.500                         | 45                                   | 84    | 148    | 195    | 232    | 275    | 283    | 300               |
| 5.000                         | —                                    | 77    | 134    | 174    | 212    | 240    | 259    | 279               |
| 10.000                        | —                                    | 73    | 122    | 153    | 180    | 210    | 220    | 242               |
| 20.000                        | —                                    | 70    | 110    | 129    | 148    | 175    | 192    | 212               |
| 35.000                        | —                                    | 64    | 100    | 111    | 124    | 140    | 153    | —                 |



PRECIPITACIONES E INTENSIDADES (mm/24 horas) para los puntos de mayor precipitación.

*Mayo de 1900*

| Localidad            | Precipitación total |              |           | Intensidad diaria (mm/24 horas) para<br>T = (días) |      |      |      |      |     |
|----------------------|---------------------|--------------|-----------|--|------|------|------|------|-----|
|                      | Año<br>1900         | Mayo<br>1900 | 6<br>días | 6  | 5    | 4    | 3    | 2    | 1   |
| Gral. Guido          | 1159,6              | 145          | 124       | 20,7   | 24,8 | 27,8 | 38,3 | 57,5 | 75  |
| Tandil . . . . .     | 959                 | 189          | 143       | 23,8   | 28,6 | 33,2 | 40,3 | 58   | 60  |
| Rauch . . . . .      | 1237                | 234          | 169       | 28,1   | 33,8 | 36,2 | 44   | 66   | 72  |
| Las Flores . . . . . | 1209                | 260          | 199       | 33,3   | 39,8 | 43,2 | 55   | 82   | 109 |
| Azul . . . . .       | 1086                | 168          | 140       | 23,3   | 28   | 33,7 | 42,9 | 64   | 90  |

*Agosto de 1913*

| Localidad             | Precipitación total en |                  |           | Intensidad diaria (mm/24 horas) para<br>T = (días) |      |      |      |      |      |      |      |     |
|-----------------------|------------------------|------------------|-----------|--|------|------|------|------|------|------|------|-----|
|                       | Año<br>1913            | Agos-<br>to 1913 | 9<br>días | 9  | 8    | 7    | 6    | 5    | 4    | 3    | 2    | 1   |
| Ayacucho . . . . .    | 1128                   | 283              | 275       | 30,5   | 34,4 | 37,7 | 43   | 50,6 | 59   | 62   | 67,5 | 85  |
| Tandil . . . . .      | 953                    | 282              | 261       | 29   | 31,4 | 35,8 | 41,9 | 49   | 50,7 | 55,7 | 62,2 | 94  |
| Cnel. Vidal . . . . . | 1225                   | 275              | 270       | 30   | 32,6 | 37,3 | 43,3 | 49,4 | 54,2 | 60,1 | 82,2 | 90  |
| Gral. Pirán . . . . . | 1179,7                 | 241,8            | 221       | 24,5   | 26,5 | 31   | 36,1 | 42,8 | 46,7 | 52,3 | 56   | 63  |
| Ramos Otero . . . . . | 1173                   | 342              | 307       | 34,1   | 38,4 | 42,1 | 49,1 | 59   | 62,2 | 76   | 80   | 105 |

*Junio y Julio de 1919.*

| Localidad             | Precipitación total en |               |                    |                            | Intensidad diaria (mm/24 horas) para<br>T = (días) |      |      |      |       |      |       |      |
|-----------------------|------------------------|---------------|--------------------|----------------------------|--|------|------|------|-------|------|-------|------|
|                       | Año<br>1919            | Julio<br>1919 | Ju-<br>nio<br>1919 | 8 días<br>conti-<br>nuados | 8  | 7    | 6    | 5    | 4     | 3    | 2     | 1    |
| G. Lamadrid . . . . . | 1117                   | 195           | 35                 | 169                        | 21,1   | 24,1 | 28,1 | 31   | 38,2  | 50   | 62,5  | 90   |
| Olavarría . . . . .   | 1206                   | 175           | 143                | 176                        | 22   | 21,6 | 25,1 | 26,8 | 31,7  | 42   | 62    | 101  |
| Recalde . . . . .     | 1020                   | 170           | 84                 | 161                        | 20,1   | 22,3 | 25,1 | 30,2 | 36,5  | 48   | 60    | 77   |
| Sumas . . . . .       | 3343                   | 540           | 262                | 506                        | 63,2   | 68,0 | 78,3 | 88,0 | 106,4 | 140  | 184,5 | 268  |
| Valores Medios        | 1114                   | 180           | 87,3               | 165,3                      | 21,1   | 22,6 | 26,1 | 29,3 | 35,4  | 46,6 | 61,5  | 89,3 |

Lluvias de Mayo y Junio del Año 1900

ZONA I DEL PLAN MERCAU-WALDORP

| Localidad             | M a y o |    |    |      |      |    | Junio 4 | Total | Totales men-<br>suales |       |
|-----------------------|---------|----|----|------|------|----|---------|-------|------------------------|-------|
|                       | 9       | 10 | 11 | 12   | 13   | 14 |         |       | Mayo                   | Junio |
| 1 Maipú . . . . .     | 8       | —  | —  | 10   | 70   | —  | 25      | 113   | 105                    | 25    |
| 2 Gral. Guido (1) .   | 9       | —  | —  | 75   | 40   | —  | 40      | 164   | 145                    | 46    |
| 3 Ayacucho . . . . .  | 6       | 7  | —  | 47   | 67   | —  | 71      | 198   | 167                    | 71,2  |
| 4 Tandil . . . . .    | —       | 10 | 12 | 60   | 56   | 5  | 92      | 235   | 189                    | 102   |
| 5 Balcarce . . . . .  | 5       | 6  | —  | 17   | 33   | —  | 37      | 98    | 82,6                   | 33,4  |
| 6 Rauch (1) . . . . . | 24      | 13 | —  | 60   | 72   | —  | 67      | 236   | 234,4                  | 81    |
| Sumas parciales . .   | 52      | 36 | 12 | 269  | 338  | 5  | 332     | 1044  | 923                    | 358,6 |
| Promedio . . . . .    | 8,6     | 6  | 2  | 44,8 | 56,3 | 1  | 55,3    | 174   | 153,8                  | 59,8  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 75 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) { 1 día (13 de Mayo) : 56,3 mm/24 horas  
 2 » (12 a 13 » ) : 50,5 » » »  
 3 » (11 a 13 » ) : 34,4 » » »  
 4 » (10 a 13 » ) : 26,8 » » »  
 5 » ( 9 a 13 » ) : 23,5 » » »

Promedio mensual: 153,8 milímetros

ZONA II DEL PLAN MERCAU-WALDORP

| Localidad                | M a y o |     |    |      |      |    | Junio 4 | Total  | Totales men-<br>suales |       |
|--------------------------|---------|-----|----|------|------|----|---------|--------|------------------------|-------|
|                          | 9       | 10  | 11 | 12   | 13   | 14 |         |        | Mayo                   | Junio |
| 1 Azul . . . . .         | 5       | 7   | —  | 38   | 90   | —  | 25,2    | 165,2  | 168                    | 35,2  |
| 2 Rauch (1) . . . . .    | 24      | 13  | —  | 60   | 72   | —  | 67      | 236    | 234,4                  | 81    |
| 3 Tapalqué . . . . .     | 30      | 5   | —  | 22   | 83   | —  | 30      | 170    | 162                    | 46,3  |
| 4 Olavarría . . . . .    | 3       | 19  | 5  | —    | 49   | —  | 24      | 100    | 113                    | 37    |
| 5 Gral. Alvear . . . . . | 9       | —   | —  | 34   | 80   | —  | 25      | 148    | 170                    | 51,8  |
| 6 Las Flores . . . . .   | 26      | 8   | —  | 109  | 56   | —  | 35      | 234    | 260                    | 42    |
| Sumas parciales . .      | 97      | 52  | 5  | 263  | 430  | —  | 206,2   | 1053,2 | 1107,4                 | 293,3 |
| Promedio . . . . .       | 16,1    | 8,7 | 1  | 43,8 | 71,6 | —  | 34,4    | 175,5  | 164,6                  | 48,9  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 109 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) { 1 día ( 13 de Mayo) : 71,6 mm/24 horas  
 2 » (12 y 13 » » ) : 57,7 » » »  
 3 » (11 a 13 » » ) : 38,8 » » »  
 4 » (10 a 13 » » ) : 30,2 » » »  
 5 » ( 9 a 13 » » ) : 28,2 » » »

Promedio mensual (Mayo): 164,6 milímetros

ZONA III DEL PLAN MERCAU-WALDORP

| Localidad            | M a y o |      |    |       |       |    | J u n i o |       | Total | Totales mensuales |       |
|----------------------|---------|------|----|-------|-------|----|-----------|-------|-------|-------------------|-------|
|                      | 9       | 10   | 11 | 12    | 13    | 14 | 3         | 4     |       | Mayo              | Junio |
| 1 Gral. Belgrano (1) | 15      | 17,5 | —  | 48,5  | 46,2  | —  | —         | 51,5  | 178,7 | 200,2             | 84,2  |
| 2 Las Flores . . .   | 26      | 6    | —  | 109   | 56    | —  | —         | 35    | 234   | 260               | 42    |
| 3 Saladillo . . . .  | 8       | —    | —  | 60    | 60    | —  | —         | 30    | 158   | 181               | 40    |
| 4 Gral. Alvear . . . | 9       | —    | —  | 34,2  | 80,2  | —  | —         | 25    | 148,4 | 170,4             | 51,8  |
| Sumas parciales. .   | 58      | 25,5 | —  | 251,7 | 242,4 | —  | —         | 141,5 | 719,1 | 811,6             | 218   |
| Promedios . . . .    | 14,5    | 6,3  | —  | 62,9  | 60,6  | —  | —         | 35,4  | 179,8 | 202,9             | 54,5  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 109 - mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) {

- 1 día (12 de Mayo) : 62,9 mm/24 horas
- 2 » (12 y 13 » » ) : 61,7 » » »
- 3 » (11 a 13 » » ) : 41,2 » » »
- 4 » (10 a 13 » » ) : 32,6 » » »
- 5 » (9 a 13 » » ) : 28,8 » » »

Promedio mensual (Mayo): 202,9 milímetros

ZONA III i DEL PLAN MERCAU-WALDORP

| Localidad            | M a y o |      |    |       |       |    | J u n i o |       | Total | Totales mensuales |       |
|----------------------|---------|------|----|-------|-------|----|-----------|-------|-------|-------------------|-------|
|                      | 9       | 10   | 11 | 12    | 13    | 14 | 3         | 4     |       | Mayo              | Junio |
| 1 Chascomús . . .    | 3       | 22   | —  | 30    | 29    | —  | 29        | 29    | 142   | 123               | 86    |
| 2 Gral. Belgrano (1) | 15      | 17,5 | —  | 48,5  | 46,2  | —  | 16,5      | 51,5  | 195,2 | 200,2             | 84,2  |
| 3 Monte . . . . .    | 3       | 12   | —  | 53    | —     | —  | —         | 37    | 105   | 68                | 55,1  |
| 4 Castelli (1)       | 33      | —    | —  | 35    | 35    | —  | 36        | 22    | 161   | 143               | 85    |
| Sumas parciales. .   | 54      | 51,5 | —  | 166,5 | 110,2 | —  | 81,5      | 139,5 | 603,2 | 534,2             | 310,3 |
| Promedio. . . . .    | 13,5    | 12,8 | —  | 41,6  | 27,5  | —  | 20,4      | 37,4  | 150,8 | 133,5             | 77,6  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 53 mm

Promedios máximos diarios {

- 1 día (12 de Mayo) : 41,6 mm/24 horas
- 2 » (12 y 13 » » ) : 34,5 » » »
- 3 » (11 a 13 » » ) : 23 » » »
- 4 » (10 a 13 » » ) : 20,4 » » »
- 5 » (9 a 13 » » ) : 19 » » »

Promedio mensual (Mayo): 133,5 milímetros

ZONA IV DEL PLAN MERCAU-WALDORP

| Localidad                  | M a y o |      |    |       |       |    | Junio |       | Total | Totales mensuales |       |
|----------------------------|---------|------|----|-------|-------|----|-------|-------|-------|-------------------|-------|
|                            | 9       | 10   | 11 | 12    | 13    | 14 | 3     | 4     |       | Mayo              | Junio |
| 1 Dolores . . . . .        | 13      | —    | —  | 66    | 33    | —  | 10    | 72    | 194   | 139               | 105   |
| 2 Gral. Belgrano . . . . . | 15      | 17,5 | —  | 48,5  | 46,2  | —  | 16,5  | 51,5  | 195,2 | 200,2             | 84,2  |
| 3 Lavalle . . . . .        | —       | —    | —  | 45    | 28    | —  | —     | 21    | 94    | 114               | 33,3  |
| 4 Gral. Guido . . . . .    | 9       | —    | —  | 75    | 40    | —  | —     | 40    | 164   | 145               | 46    |
| 5 Conesa . . . . .         | 13      | —    | —  | 58    | 33    | —  | —     | 20    | 124   | 147               | 32,2  |
| 6 Maipú . . . . .          | 8       | —    | —  | 10    | 70    | —  | —     | 25    | 113   | 105               | 25    |
| Sumas parciales . . . . .  | 58      | 17,5 | —  | 302,5 | 250,2 | —  | 26,5  | 229,5 | 884,2 | 850,2             | 325,7 |
| Promedio . . . . .         | 9,6     | 2,9  | —  | 50,4  | 41,7  | —  | 4,4   | 38,2  | 147,4 | 141,7             | 55,1  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 75 mm

*Promedios máximos diarios* (Intensidad) {  
 1 día (12 de Mayo) : 50,4 mm 24 horas  
 2 » (12 y 13 » » ) : 46 » » »  
 3 » (11 a 13 » » ) : 30,5 » » »  
 4 » (10 a 13 » » ) : 23,6 » » »  
 5 » (9 a 13 » » ) : 20,8 » » »

Promedio mensual (Mayo): 141,7 milímetros.

ZONA OESTE DEL SALADO

| Localidad                 | M a y o |     |    |      |     |      | Junio | Total | Totales mensuales |  |
|---------------------------|---------|-----|----|------|-----|------|-------|-------|-------------------|--|
|                           | 9       | 10  | 11 | 12   | 13  | 4    | Mayo  |       | Junio             |  |
| 1 Saladillo . . . . .     | 8       | —   | —  | 60   | 60  | 30   | 158   | 181   | 40                |  |
| 2 25 de Mayo . . . . .    | 2       | —   | —  | 45   | 39  | —    | 86    | 99    | 13                |  |
| 3 Bragado . . . . .       | 6       | —   | —  | 8    | 56  | 3    | 73    | 97    | 12                |  |
| 4 Chacabuco . . . . .     | 3       | 1   | —  | 24   | 55  | 23   | 106   | 117   | 40                |  |
| 5 Junín . . . . .         | 5       | —   | —  | 25   | 40  | 18   | 88    | 135   | 63                |  |
| 6 Chivilcoy . . . . .     | —       | —   | —  | —    | —   | 41   | 41    | 24    | 62                |  |
| 7 Lobos . . . . .         | 2       | 3   | —  | 38   | 37  | 30   | 110   | 114   | 34                |  |
| 8 Navarro . . . . .       | 19      | 13  | —  | 36   | 41  | 28   | 137   | 144   | 43                |  |
| Sumas parciales . . . . . | 45      | 17  | —  | 236  | 328 | 173  | 799   | 911   | 307               |  |
| Promedio . . . . .        | 5,6     | 2,1 | —  | 29,5 | 41  | 21,6 | 99,9  | 114   | 38,4              |  |

Precipitación máxima local diaria . . . . . 60 mm

*Promedios máximos diarios* (Intensidad) {  
 1 día (13 de Mayo) : 41 mm 24 horas  
 2 » (12 y 13 » » ) : 35,2 » » »  
 3 » (11 a 13 » » ) : 23,5 » » »  
 4 » (10 a 13 » » ) : 18,1 » » »  
 5 » (9 a 13 » » ) : 15,6 » » »

Promedio mensual (Mayo): 114 milímetros



CUENCA TOTAL DE LOS ARROYOS: VALLIMANCA, LAS FLORES Y SALADILLO

| Localidad                 | M a y o |     |    |       |       |    |      | Junio | Total | Totales mensuales |       |
|---------------------------|---------|-----|----|-------|-------|----|------|-------|-------|-------------------|-------|
|                           | 9       | 10  | 11 | 12    | 13    | 14 | 4    |       |       | Mayo              | Junio |
| 1 Bolivar . . . . .       | 5       | —   | —  | 7     | 52    | —  | 8    | 72    | 107   | 31,1              |       |
| 2 Tapalqué . . . . .      | 30      | 5   | —  | 22    | 83    | —  | 30   | 170   | 162   | 46,3              |       |
| 3 Olavarría . . . . .     | 3       | 19  | 5  | —     | 49    | —  | 24   | 100   | 113   | 37                |       |
| 4 Gral. Alvear . . . . .  | 9       | —   | —  | 34,2  | 80,2  | —  | 25   | 148,4 | 170   | 51,8              |       |
| 5 Saladillo . . . . .     | 8       | —   | —  | 60    | 60    | —  | 30   | 158   | 181   | 40                |       |
| Sumas parciales . . . . . | 55      | 24  | 5  | 123,2 | 324,2 | —  | 117  | 648,4 | 733   | 206,2             |       |
| Promedio . . . . .        | 11      | 4,8 | 1  | 24,6  | 64,8  | —  | 23,4 | 129,7 | 146,5 | 41,2              |       |

Precipitación máxima local diaria . . . . . : 83 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) { 1 día (13 de Mayo) : 64,8 mm/24 horas  
 2 » (12 y 13 » » ) : 44,7 » » »  
 3 » (11 a 13 » » ) : 30,1 » » »  
 4 » (10 a 13 » » ) : 23,8 » » »  
 5 » ( 9 a 13 » » ) : 21,2 » » »

Promedio mensual (Mayo): 146,5 milímetros.

CUENCA DE LAS SIERRAS DE BALCARCE Y TANDIL

| Localidad                 | M a y o |     |     |      |     |    | Junio | Total | Totales mensuales |       |
|---------------------------|---------|-----|-----|------|-----|----|-------|-------|-------------------|-------|
|                           | 9       | 10  | 11  | 12   | 13  | 14 |       |       | 4                 | Mayo  |
| 1 Balcarce . . . . .      | 5       | 6   | —   | 17   | 33  | —  | 37    | 98    | 110,2             | 45    |
| 2 Ayacucho . . . . .      | 6       | 7   | —   | 47   | 67  | —  | 71    | 198   | 167               | 71,2  |
| 3 Tandil . . . . .        | —       | 10  | 12  | 60   | 56  | 5  | 92    | 235   | 189               | 102   |
| 4 Azul . . . . .          | 5       | 7   | —   | 38   | 90  | —  | 25,2  | 165,2 | 168               | 35,2  |
| 5 Olavarría . . . . .     | 3       | 19  | 5   | —    | 49  | —  | 24    | 100   | 113               | 37    |
| Sumas parciales . . . . . | 19      | 49  | 17  | 162  | 295 | 5  | 249,2 | 796,2 | 747,2             | 290,4 |
| Promedio . . . . .        | 3,8     | 9,8 | 3,4 | 32,5 | 59  | 1  | 49,8  | 159,2 | 149,5             | 58,1  |

Precipitación máxima local diaria . . . . . : 90 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) { 1 día (13 de Mayo) : 59 mm/24 horas  
 2 » (12 y 13 » » ) : 45,7 » » »  
 3 » (11 a 13 » » ) : 31,6 » » »  
 4 » (10 a 13 » » ) : 26,1 » » »  
 5 » ( 9 a 13 » » ) : 21,7 » » »

Promedio mensual (Mayo): 149,5 milímetros

CUENCA DE 5.000 Km<sup>2</sup>

(MAXIMA PRECIPITACION)

| Localidad            | 9    | 10  | 11 | 12  | 13   | 14 | Total mensual |
|----------------------|------|-----|----|-----|------|----|---------------|
| 1 Las Flores . . . . | 26   | 8   | —  | 109 | 56   | —  | 260           |
| 2 Rauch . . . . .    | 24   | 13  | —  | 60  | 72   | —  | 234           |
| 3 Azul . . . . .     | 5    | 7   | —  | 38  | 90   | —  | 168           |
| Sumas . . . . .      | 55   | 28  | —  | 207 | 218  | —  | 662           |
| Promedio . . . . .   | 18,3 | 9,3 | —  | 69  | 72,7 | —  | 220,7         |

Precipitación máxima local diaria . . . . . : 109 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) { 1 día (13 de Mayo) : 72,7 mm/24 horas  
 2 » (12 y 13 » » ) : 70,8 » » »  
 3 » (11 a 13 » » ) : 47,2 » » »  
 4 » (10 a 13 » » ) : 37,7 » » »  
 5 » ( 9 a 13 » » ) : 33,8 » » »

Promedio mensual (Mayo) : 220,7 milímetros.

CUENCA DE 2.000 Km<sup>2</sup>

(MAXIMA PRECIPITACION)

| Localidad            | 9  | 10   | 11 | 12   | 13  | 14 | Total mensual |
|----------------------|----|------|----|------|-----|----|---------------|
| 1 Las Flores . . . . | 26 | 8    | —  | 109  | 56  | —  | 260           |
| 2 Rauch . . . . .    | 24 | 13   | —  | 60   | 72  | —  | 234           |
| Sumas . . . . .      | 50 | 21   | —  | 169  | 128 | —  | 494           |
| Promedio . . . . .   | 25 | 10,5 | —  | 84,5 | 64  | —  | 247           |

Precipitación máxima local diaria . . . . . : 109 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) { 1 día (12 de Mayo) : 84,5 mm/24 horas  
 2 » (12 y 13 » » ) : 74,2 » » »  
 3 » (11 a 13 » » ) : 49,5 » » »  
 4 » (10 a 13 » » ) : 39,7 » » »  
 5 » ( 9 a 13 » » ) : 36,8 » » »

Promedio mensual (Mayo): 247 milímetros

CUENCA DE 1000 Km<sup>2</sup>

Se adopta el punto de mayor precipitación observada. : Las Flores

1 día (12 de Mayo) : 109 mm/24 horas  
 2 » (12 y 13 » » ) : 82,5 » » »  
 3 » (11 a 13 » » ) : 55 » » »  
 4 » (10 a 13 » » ) : 43,2 » » »  
 5 » ( 9 a 13 » » ) : 39,8 » » »

Precipitación mensual: 260 milímetros

Lluvias del Mes de Agosto del Año 1913

ZONA I DEL PLAN MERCAU-WALDORF

| Localidad             | D í a s |       |      |     |      |      |      |    |      | Men-<br>sual<br>Agosto |
|-----------------------|---------|-------|------|-----|------|------|------|----|------|------------------------|
|                       | 15      | 16    | 17   | 18  | 19   | 20   | 21   | 22 | 23   |                        |
| 1 Maipú (1) . . . .   | —       | 14    | 5    | 12  | 7    | 22   | —    | —  | 13   | 92                     |
| 2 G. Guido (1) . . .  | —       | 1     | —    | 3   | 6    | 40   | 7    | —  | —    | 76                     |
| 3 Ayacucho . . . .    | —       | 27    | 50   | 85  | 21   | 81   | 5    | —  | 6    | 283                    |
| 4 G. Madariaga . . .  | —       | 11    | 17   | 10  | 18   | 5    | 2    | —  | 15   | 102                    |
| 5 Cnel. Vidal . . . . | 13      | 30    | 90   | 75  | 20   | 32   | 1    | —  | 9    | 275                    |
| 6 Tandil . . . . .    | 6       | 42    | 31   | 94  | 15   | 69   | —    | —  | 4    | 282                    |
| 7 Balcarce . . . . .  | 11      | 50    | 22   | 49  | 14   | 35   | —    | —  | 3    | 216                    |
| 8 Ramos Otero . . . . | —       | 105   | 55   | 68  | 21   | 46   | —    | —  | 12   | 342                    |
| 9 Gral. Pirán . . . . | —       | 45,4  | 49   | 63  | 30   | 27   | 3,3  | —  | 4,1  | 242                    |
| Sumas parciales . . . | 30      | 325,4 | 319  | 459 | 152  | 357  | 18,3 | —  | 66,1 | 1910                   |
| Promedio . . . . .    | 3,3     | 36,1  | 35,4 | 51  | 16,9 | 39,7 | 2    | —  | 7,3  | 212,2                  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 105 mm

*Promedios máximos diarios* { 1 día (18 de Agosto) : 51 mm/24 horas  
 2 » (17 y 18 » » ) : 43,2 » » »  
 3 » (16 a 18 » » ) : 40,8 » » »  
 4 » (16 a 19 » » ) : 34,8 » » »  
 5 » (16 a 20 » » ) : 35,8 » » »  
 6 » (15 a 20 » » ) : 30,8 » » »  
 7 » (15 a 21 » » ) : 26,3 » » »  
 8 » (15 a 22 » » ) : 23 » » »  
 9 » (15 a 23 » » ) : 21,3 » » »

Promedio total en 9 días continuados: 191,7 milímetros

Promedio total mensual . . . : 212,2 »

ZONA II DEL PLAN MERCAU-WALDORP

| Localidad           | D i a s |     |      |      |      |      |    |    |    | Men-<br>sual<br>Agosto |
|---------------------|---------|-----|------|------|------|------|----|----|----|------------------------|
|                     | 15      | 16  | 17   | 18   | 19   | 20   | 21 | 22 | 23 |                        |
| 1 Azul              | —       | 5   | 58   | 49   | 28   | 23   | —  | —  | 1  | 191                    |
| 2 Rauch . . .       | —       | 35  | 12   | 44   | 21   | 31   | —  | —  | 3  | 181                    |
| 3 Tapalqué          | —       | 3   | 5    | 24   | 32   | 21   | —  | —  | —  | 106                    |
| 4 Olavarría .       | —       | 6   | 38   | 82   | 23   | 15   | —  | —  | —  | 206                    |
| 5 Gral. Alvear      | —       | —   | 5    | 9    | 23   | 19   | —  | —  | 4  | 75                     |
| 6 Las Flores . . .  | —       | —   | —    | 3    | 32   | 29   | —  | —  | 10 | 84                     |
| Sumas parciales . . | —       | 49  | 118  | 211  | 159  | 138  | —  | —  | 18 | 843                    |
| Promedio . . . . .  | —       | 8,1 | 19,7 | 35,1 | 26,5 | 22,9 | —  | —  | 3  | 140,5                  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 82 mm

Promedios máximos diarios {

- 1 día (18 de Agosto) : 35,1 mm/24 horas
- 2 » (18 y 19 » » ) : 30,8 » » »
- 3 » (18 a 20 » » ) : 28,2 » » »
- 4 » (17 a 20 » » ) : 26,1 » » »
- 5 » (16 a 20 » » ) : 22,5 » » »
- 9 » (15 a 23 » » ) : 12,8 » » »

Promedio total mensual: 140,5 milímetros

PARTE DE LA ZONA III DEL PROYECTO MERCAU-WALDORP ENTRE LAS LAGUNAS LA TIGRA  
y LAS FLORES GRANDES

(Excluyendo zona del Vallimanca al sur del Colector)

| Localidad            | D i a s |    |    |     |      |      |    |    |     | Men-<br>sual<br>Agosto |
|----------------------|---------|----|----|-----|------|------|----|----|-----|------------------------|
|                      | 15      | 16 | 17 | 18  | 19   | 20   | 21 | 22 | 23  |                        |
| 1 Pila . . . . .     | —       | —  | —  | —   | —    | 27   | —  | —  | —   | 51                     |
| 2 G. Belgrano        | —       | —  | —  | —   | 11   | 25   | —  | —  | 15  | 63                     |
| 3 Las Flores .       | —       | —  | —  | 3   | 32   | 29   | —  | —  | 10  | 84                     |
| 4 Saladillo . . . .  | —       | —  | —  | —   | 80   | 37   | —  | —  | 15  | 159                    |
| 5 G. Alvear          | —       | —  | 5  | 9   | 23   | 19   | —  | —  | 4   | 75                     |
| Suma parcial . . . . | —       | —  | 5  | 12  | 146  | 137  | —  | —  | 44  | 432                    |
| Promedio . . . . .   | —       | —  | 1  | 2,4 | 29,2 | 27,4 | —  | —  | 4,8 | 86,4                   |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 80 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) {

- 1 día (19 de Agosto) : 29,2 mm/24 horas
- 2 » (19 y 20 » » ) : 28,3 » » »
- 3 » (18 a 20 » » ) : 19,7 » » »
- 4 » (17 a 20 » » ) : 15 » » »
- 5 » (16 a 20 » » ) : 12 » » »
- 9 » (15 a 23 » » ) : 7,2 » » »

Promedio total mensual: 86,4 milímetros

ZONA III DEL PROYECTO MERCAU-WALDORP

| Localidad            | D í a s |    |    |    |     |      |    |    |    | Men-<br>sual<br>Agosto |
|----------------------|---------|----|----|----|-----|------|----|----|----|------------------------|
|                      | 15      | 16 | 17 | 18 | 19  | 20   | 21 | 22 | 23 |                        |
| 1 Chascomús . . .    | —       | —  | —  | —  | —   | 43   | —  | —  | 32 | 100                    |
| 2 G. Belgrano . . .  | —       | —  | —  | —  | 11  | 25   | —  | —  | 15 | 63                     |
| 3 Monte . . . . .    | —       | —  | —  | —  | 8   | 23   | —  | —  | 25 | 81                     |
| 4 Pila (1) . . . . . | —       | —  | —  | —  | —   | 27   | —  | —  | —  | 51                     |
| Suma parcial . . .   | —       | —  | —  | —  | 19  | 118  | —  | —  | 72 | 295                    |
| Promedio . . . . .   | —       | —  | —  | —  | 4,2 | 29,5 | —  | —  | 18 | 73,7                   |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 43 mm

Promedios máximos diarios  
(Intensidad) {

- 1 día (20 de Agosto) : 29,5 mm/24 horas
- 2 » (19 y 20 » » ) : 17 » » »
- 3 » (18 a 20 » » ) : 11,2 » » »
- 4 » (17 a 20 » » ) : 8,4 » » »
- 5 » (16 a 20 » » ) : 6,7 » » »
- 9 » (15 a 23 » » ) : 5,7 » » »

Promedio mensual total: 73,7 milímetros.

ZONA OESTE DEL SALADO DESDE LAGUNA LAS FLORES HASTA JUNIN

| Localidad            | D í a s |    |    |     |      |      |     |     |     | Men-<br>sual<br>Agosto |
|----------------------|---------|----|----|-----|------|------|-----|-----|-----|------------------------|
|                      | 15      | 16 | 17 | 18  | 19   | 20   | 21  | 22  | 23  |                        |
| 1 Saladillo (1) . .  | —       | —  | —  | —   | 80   | 37   | —   | —   | 15  | 159                    |
| 2 Roque Perez . . .  | —       | —  | —  | —   | 20   | 42   | —   | —   | 23  | 131                    |
| 3 25 de Mayo . . .   | —       | —  | —  | 2   | 48   | 45   | —   | —   | —   | 135                    |
| 4 Bragado . . . . .  | —       | —  | —  | —   | 36   | 32   | —   | 4   | —   | 72                     |
| 5 Chacabuco . . . .  | —       | —  | —  | —   | 84   | 60   | —   | —   | 5   | 238                    |
| 6 Junín . . . . .    | —       | —  | —  | —   | 80   | 15   | —   | 11  | 13  | 159                    |
| 7 Chivilcoy . . . .  | —       | —  | —  | —   | 54   | 11   | 1,0 | 20  | 6   | 110                    |
| 8 Alberti . . . . .  | —       | —  | —  | 15  | 79   | 35   | —   | 16  | 2   | 187                    |
| 9 Viamonte . . . . . | —       | —  | —  | 2   | 65   | 24   | —   | 4   | 2   | 130                    |
| Sumas parciales . .  | —       | —  | —  | 19  | 546  | 301  | 1,0 | 55  | 66  | 1321                   |
| Promedio . . . . .   | —       | —  | —  | 2,1 | 60,5 | 33,5 | —   | 6,2 | 7,3 | 146,8                  |

(1) Se incluye esta localidad para obtener un promedio más aproximada al real de la zona considerada.

Precipitación máxima local en 1 día : 84 mm

|  |   |   |
|--|---|---|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { | 1 día (19 de Agosto) : 60,5 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (19 y 20 » » ) : 47 » » »           |
|  |   | 3 » (18 a 20 » » ) : 32 » » »           |
|  |   | 4 » (19 a 22 » » ) : 25 » » »           |
|  |   | 5 » (19 a 23 » » ) : 21,5 » » »         |
|  |   | 9 » (15 a 23 » » ) : 12,2 » » »         |

Promedio total mensual: 146,8 milímetros.

ZONA IV DEL PLAN MERCAU-WALDORF

| Localidad                | D i a s |    |     |    |      |     |    |      |    | Men-<br>sual<br>Agosto |
|--------------------------|---------|----|-----|----|------|-----|----|------|----|------------------------|
|                          | 16      | 17 | 18  | 19 | 20   | 21  | 22 | 23   | 24 |                        |
| 1 Dolores . . . . .      | —       | —  | —   | —  | 27   | —   | —  | 16   | 6  | 60                     |
| 2 G. Belgrano . . . . .  | —       | —  | —   | 11 | 25   | —   | —  | 15   | —  | 63                     |
| 3 G. Lavalle . . . . .   | 7       | —  | —   | —  | 27   | —   | —  | 12   | 11 | 57                     |
| 4 Conesa . . . . .       | —       | —  | —   | —  | 14   | —   | —  | 13   | 19 | 55                     |
| 5 G. Guido . . . . .     | 1       | —  | 3   | 6  | 40   | 7   | —  | —    | —  | 76                     |
| 6 Maipú . . . . .        | 14      | 5  | 12  | 7  | 22   | —   | —  | 13   | —  | 92                     |
| Sumas parciales. . . . . | 22      | 5  | 15  | 24 | 155  | 7   | —  | 69   | 36 | 403                    |
| Promedio. . . . .        | 3,7     | 1  | 2,5 | 4  | 25,8 | 1,2 | —  | 11,5 | 6  | 67,1                   |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 40 mm

|  |   |  |
|--|---|--|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { | 1 día (20 de Agosto) : 25,8 mm/24 horas. |
|  |   | 2 » (19 y 20 » » ) : 14,9 » » »          |
|  |   | 3 » (18 a 20 » » ) : 10,7 » » »          |
|  |   | 4 » (18 a 21 » » ) : 8,4 » » »           |
|  |   | 5 » (16 a 20 » » ) : 7,6 » » »           |
|  |   | 9 » (16 a 24 » » ) : 5,6 » » »           |

Promedio total mensual: 67,1 milímetros.

CUENCA DE LOS ARROYOS VALLIMANCA - SALADILLO - LAS FLORES

| Localidad              | D í a s |      |      |      |      |      |    |    |     | Men-<br>sual<br>Agosto |
|------------------------|---------|------|------|------|------|------|----|----|-----|------------------------|
|                        | 15      | 16   | 17   | 18   | 19   | 20   | 21 | 22 | 23  |                        |
| 1 Saladillo (1) . . .  | —       | —    | —    | —    | 80   | 37   | —  | —  | 15  | 159                    |
| 2 Bolívar . . . . .    | —       | 11   | 50   | 22   | 49   | 14   | 35 | —  | 3   | 217                    |
| 3 Tapalqué (1) . . .   | —       | 3    | 5    | 24   | 32   | 21   | —  | —  | —   | 106                    |
| 4 Olavarría (1) . . .  | —       | 6    | 38   | 82   | 23   | 15   | —  | —  | —   | 206                    |
| 5 25 de Mayo . . . .   | —       | —    | —    | 2    | 48   | 45   | —  | —  | 5   | 135                    |
| 6 Gral. Alvear . . . . | —       | —    | 5    | 9    | 23   | 19   | —  | —  | 4   | 75                     |
| Sumas parciales . . .  | —       | 20   | 98   | 139  | 255  | 151  | 35 | —  | 27  | 898                    |
| Promedio . . . . .     | —       | 3,33 | 16,4 | 23,1 | 42,5 | 25,3 | 6  | —  | 4,5 | 149,7                  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 82 mm

Promedios máximos diarios  
(Intensidad) { 1 día (19 de Agosto) : 42,5 mm/24 horas  
2 » (19 y 20 » » ) : 34,9 » » »  
3 » (18 a 20 » » ) : 30,3 » » »  
4 » (17 a 20 » » ) : 26,8 » » »  
5 » (17 a 21 » » ) : 22,6 » » »  
9 » (15 a 23 » » ) : 13,5 » » »

Promedio total mensual: 149,7 milímetros

CUENCA SUPERIOR DEL VALLIMANCA

| Localidad               | D í a s |      |     |      |      |     |    |     |    | Men-<br>sual<br>Agosto |
|-------------------------|---------|------|-----|------|------|-----|----|-----|----|------------------------|
|                         | 16      | 17   | 18  | 19   | 20   | 21  | 22 | 23  | 24 |                        |
| 1 Blanca Grande . . .   | 16      | 52   | 60  | 37   | 26   | —   | —  | —   | —  | 209                    |
| 2 Bolívar . . . . .     | 11      | 50   | 22  | 49   | 14   | 35  | —  | 3   | —  | 217                    |
| 3 G. Lamadrid . . . .   | 19      | 47   | 64  | 3    | 4    | —   | —  | —   | —  | 156                    |
| 4 Recalde . . . . .     | —       | 22   | 30  | 4    | 30   | —   | —  | —   | —  | 106                    |
| 5 Tapalqué (1) . . . .  | 3       | 5    | 24  | 32   | 21   | —   | —  | —   | —  | 111                    |
| 6 Olavarría (1) . . . . | 6       | 38   | 82  | 23   | 15   | —   | —  | —   | —  | 206                    |
| Sumas parciales . . .   | 55      | 214  | 282 | 148  | 110  | 35  | —  | 3   | —  | 1005                   |
| Promedio . . . . .      | 9,1     | 35,8 | 47  | 24,8 | 18,3 | 5,8 | —  | 0,5 | —  | 167,5                  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 82 mm

|  |   |                                       |
|--|---|---------------------------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | } | 1 día (18 de Agosto) : 47 mm 24 horas |
|  |   | 2 » (17 y 18 » » ) : 41,4 » » »       |
|  |   | 3 » (17 a 19 » » ) : 35,9 » » »       |
|  |   | 4 » (17 a 20 » » ) : 31,5 » » »       |
|  |   | 5 » (16 a 20 » » ) : 27 » » »         |
|  |   | 9 » (16 a 24 » » ) : 15,7 » » »       |

Promedio total mensual: 167,5 milímetros

ZONA DE LAS SIERRAS

(10 a 12.000 Km<sup>2</sup>)

| Localidad             | D í a s |      |      |      |     |      |    |    |    | Men-<br>sual<br>Agosto |
|-----------------------|---------|------|------|------|-----|------|----|----|----|------------------------|
|                       | 15      | 16   | 17   | 18   | 19  | 20   | 21 | 22 | 23 |                        |
| 1 C. Vidal (1) . . .  | 13      | 30   | 90   | 75   | 20  | 32   | 1  | —  | 9  | 275                    |
| 2 Balcarce . . . . .  | 11      | 50   | 22   | 49   | 14  | 35   | —  | —  | 3  | 216                    |
| 3 Ayacucho (1)        | —       | 27   | 50   | 85   | 21  | 81   | 5  | —  | 6  | 283                    |
| 4 Tandil . . . . .    | 6       | 42   | 31   | 94   | 15  | 69   | —  | —  | 4  | 282                    |
| 5 Azul (1) . . . . .  | —       | 5    | 58   | 49   | 28  | 23   | —  | —  | 1  | 191                    |
| 6 Olavarría (1) . . . | —       | 6    | 38   | 82   | 23  | 15   | —  | —  | —  | 206                    |
| Sumas parciales . .   | 30      | 160  | 289  | 434  | 121 | 255  | 6  | —  | 23 | 1453                   |
| Promedio . . . . .    | 5       | 26,7 | 48,3 | 72,3 | 20  | 42,6 | 1  | —  | 4  | 242,2                  |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . : 94 mm

|  |   |   |
|--|---|---|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | } | 1 día (18 de Agosto) : 72,3 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (17 a 18 » » ) : 60,3 » » »         |
|  |   | 3 » (16 a 18 » » ) : 49,1 » » »         |
|  |   | 4 » (17 a 20 » » ) : 45,8 » » »         |
|  |   | 5 » (16 a 20 » » ) : 41,9 » » »         |
|  |   | 9 » (15 a 23 » » ) : 24,4 » » »         |

Promedio total mensual: 242,2 milímetros



CUENCA DE 5.000 Km<sup>2</sup>

(Correspondiente a la zona de mayor precipitación)

| Localidad           | D í a s |      |      |      |      |      |     |    |     | Men-<br>sual<br>Agosto |
|---------------------|---------|------|------|------|------|------|-----|----|-----|------------------------|
|                     | 15      | 16   | 17   | 18   | 19   | 20   | 21  | 22 | 23  |                        |
| 1 Tandil (1) . . .  | 6       | 42   | 31   | 94   | 15   | 69   | —   | —  | 4   | 282                    |
| 2 Ayacucho (1)      | —       | 27   | 50   | 85   | 21   | 81   | 5   | —  | 6   | 283                    |
| 3 Ramos Otero       | —       | 105  | 55   | 68   | 21   | 46   | —   | —  | 12  | 342                    |
| 4 C. Vidal . . . .  | 13      | 30   | 90   | 75   | 20   | 32   | 1   | —  | 9   | 275                    |
| 5 Balcarce . . . .  | 11      | 50   | 22   | 49   | 14   | 35   | —   | —  | 3   | 216                    |
| Sumas parciales . . | 30      | 254  | 248  | 371  | 91   | 263  | 6   | —  | 34  | 1398                   |
| Promedio . . . . .  | 6       | 50,8 | 49,6 | 74,2 | 18,2 | 52,6 | 1,2 | —  | 6,8 | 279,3                  |

Precipitación máxima local diaria . . . . . : 105 mm

|   |   |   |
|---|---|---|
| Promedios máximos diarios<br>(Intensidad) | } | 1 día (18 de Agosto) : 74,2 mm/24 horas |
|   |   | 2 » (17 y 29 » » ) : 61,9 » » »         |
|   |   | 3 » (16 a 18 » » ) : 58,2 » » »         |
|   |   | 4 » (17 a 20 » » ) : 48,6 » » »         |
|   |   | 5 » (16 a 20 » » ) : 49,3 » » »         |
|   |   | 6 » (15 a 20 » » ) : 41,9 » » »         |
|   |   | 7 » (15 a 21 » » ) : 36,1 » » »         |
|   |   | 9 » (15 a 23 » » ) : 28,8 » » »         |

Promedio total mensual: 279,3 milímetros

CUENCA DE 2.500 Km<sup>2</sup>

(Correspondiente a la zona de mayor precipitación)

| Localidad           | D í a s |     |     |     |    |     |    |    |    | Men-<br>sual<br>Agosto |
|---------------------|---------|-----|-----|-----|----|-----|----|----|----|------------------------|
|                     | 15      | 16  | 17  | 18  | 19 | 20  | 21 | 22 | 23 |                        |
| 1 Ayacucho . . .    | —       | 27  | 50  | 85  | 21 | 81  | 5  | —  | 6  | 283                    |
| 2 Ramos Otero . .   | —       | 105 | 55  | 68  | 21 | 46  | —  | —  | 12 | 342                    |
| 3 Cnel. Vidal       | 13      | 30  | 90  | 75  | 20 | 32  | 1  | —  | 9  | 275                    |
| Sumas parciales . . | 13      | 162 | 195 | 228 | 62 | 159 | 6  | —  | 27 | 900                    |
| Promedio . . . . .  | 4,3     | 53  | 65  | 76  | 21 | 53  | 2  | —  | 9  | 300                    |

Precipitación máxima local diaria. . . . . : 105 mm

|  |   |                                       |
|--|---|---------------------------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { | 1 día (18 de Agosto) : 76 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (17 y 18 » » ) : 70,5 » » »       |
|  |   | 3 » (16 a 18 » » ) : 64,7 » » »       |
|  |   | 4 » (16 a 19 » » ) : 53,7 » » »       |
|  |   | 5 » (16 a 20 » » ) : 56 » » »         |
|  |   | 9 » (16 a 23 » » ) : 31,5 » » »       |

Promedio total mensual: 300 milímetros

CUENCA DE 1000 Km<sup>2</sup>

A falta de datos más completos se toma la estación de mayor precipitación:

RAMOS OTERO

|  |   |                                       |
|--|---|---------------------------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { | 1 día 16 de Agosto) : 105 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (16 y 17 » » ) : 80 » » »         |
|  |   | 3 » (16 a 18 » » ) : 76 » » »         |
|  |   | 4 » (16 a 19 » » ) : 62,3 » » »       |
|  |   | 5 » (16 a 20 » » ) : 59 » » »         |
|  |   | 9 » (16 a 23 » » ) : 34,1 » » »       |

Lluvias de Junio y Julio del Año 1919

ZONA I DEL PLAN MERCAU-WALDORF

| Localidad               | Junio |     | Julio |    |     |      |      |      | Total de Julio |
|-------------------------|-------|-----|-------|----|-----|------|------|------|----------------|
|                         | 29    | 30  | 1     | 2  | 3   | 4    | 5    | 6    |                |
| 1 Maipú . . . . .       | 10    | 10  | 12    | 1  | —   | —    | —    | 21   | 76             |
| 2 Gral. Guido (1).      | 26    | 20  | 25    | —  | 2   | —    | —    | 16   | 87             |
| 3 Ayacucho . . . . .    | 8     | —   | 33    | 10 | 2   | —    | —    | 12   | 84,5           |
| 4 G. Madariaga (1)      | 43    | 25  | 23    | —  | —   | —    | —    | 8    | 70             |
| 5 Cnel. Vidal . . . . . | 9     | 8   | 42    | 1  | 4   | 3    | —    | 22   | 114            |
| 6 Tandil . . . . .      | 8     | 2   | 23    | 3  | —   | 3    | 2    | 25   | 87             |
| 7 Balcarce . . . . .    | 25    | 8   | 38    | 1  | —   | —    | —    | 21   | 115            |
| 8 Gral. Pirán . . . . . | 10    | —   | 14    | —  | 4   | —    | —    | 17   | 52             |
| Sumas parciales. . .    | 139   | 73  | 210   | 16 | 12  | 6    | 2    | 142  | 685,5          |
| Promedio. . . . .       | 17,4  | 9,1 | 26    | 2  | 1,5 | 0,75 | 0,25 | 17,5 | 85,7           |

Precipitación máxima local en 1 día

43 mm

|  |   |                               |                |
|--|---|-------------------------------|----------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | } | 1° día de Julio . . . . .     | 26 mm 24 horas |
|  |   | 2 días (30 Junio y 1 Julio)   | 17,5 » » »     |
|  |   | 3 » (29-30 » 1 » )            | 17,5 » » »     |
|  |   | 4 » (29-30 » 1-2 » )          | 13,6 » » »     |
|  |   | 5 » (29-30 » 1-3 » )          | 11,2 » » »     |
|  |   | (durante los 8 días. . . . .) | 9,2 » » »      |

Promedio mensual (Julio): 85,7 milímetros

ZONA II DEL PLAN MERCAU-WALDORF

| Localidad              | Junio |     | Julio |     |     |     |      |      | Total de Julio |
|------------------------|-------|-----|-------|-----|-----|-----|------|------|----------------|
|                        | 29    | 30  | 1     | 2   | 3   | 4   | 5    | 6    |                |
| 1 Azul . . . . .       | 7     | —   | 22    | 5   | —   | —   | 11   | 25   | 91,4           |
| 2 Rauch . . . . .      | —     | 8   | 37    | —   | —   | —   | —    | 29   | 90             |
| 3 Tapalqué . . . . .   | 5     | 2   | 13    | 3   | —   | —   | 6    | 31   | 84             |
| 4 Olavarría . . . . .  | 25    | —   | 17    | 7   | 1   | 2   | 101  | 23   | 175            |
| 5 G. Alvear . . . . .  | 5     | 1   | 14    | 4   | —   | —   | —    | 24   | 58             |
| 6 Las Flores . . . . . | 7     | 6   | 18    | —   | —   | —   | —    | 19   | 74             |
| Sumas parciales. . .   | 49    | 17  | 121   | 19  | 1   | 2   | 118  | 151  | 572,4          |
| Promedio. . . . .      | 8,1   | 2,8 | 20,3  | 3,1 | 0,1 | 0,3 | 19,6 | 25,1 | 95,4           |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 101 mm

|  |   |                                    |                  |
|--|---|------------------------------------|------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { | 1 días (6 de Julio) . . . . .      | 25,1 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (5 a 6 ») . . . . .            | 22,3 » » »       |
|  |   | 3 » (4 a 6 ») . . . . .            | 15 » » »         |
|  |   | 4 » (3 a 6 ») . . . . .            | 11,3 » » »       |
|  |   | 5 » (2 a 6 ») . . . . .            | 9,6 » » »        |
|  |   | 6 » (1 a 6 ») . . . . .            | 11,4 » » »       |
|  |   | 7 » (30 Junio a 6 Julio) . . . . . | 10,2 » » »       |
|  |   | 8 » (29 Junio a 6 Julio) . . . . . | 9,9 » » »        |

Promedio mensual (Julio): 95,4 milímetros

ZONA III DEL PLAN MERCAU-WALDORP

(Excluyendo la cuenca superior de Las Flores y Vallimanca)

| Localidad                   | Junio |     | Julio |     |   |   |   |      | Total de Julio |
|-----------------------------|-------|-----|-------|-----|---|---|---|------|----------------|
|                             | 29    | 30  | 1     | 2   | 3 | 4 | 5 | 6    |                |
| 1 Gorch . . . . .           | 4     | 13  | 10    | 1   | — | — | — | 21   | 43             |
| 2 G. Belgrano (1) . . . . . | 29    | 12  | 14    | —   | — | — | — | 16   | 63             |
| 3 Las Flores . . . . .      | 7     | 6   | 18    | —   | — | — | — | 19   | 74             |
| 4 Saladillo . . . . .       | 8     | 5   | 9     | 1   | — | — | — | 14   | 48             |
| 5 Gral. Alvear . . . . .    | 5     | 1   | 14    | 4   | — | — | — | 24   | 58             |
| Sumas parciales . . . . .   | 53    | 37  | 65    | 6   | — | — | — | 94   | 286            |
| Promedio . . . . .          | 10,6  | 7,4 | 13    | 1,2 | — | — | — | 18,8 | 57,2           |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 29 mm

|                                  |   |                                       |                  |
|----------------------------------|---|---------------------------------------|------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i> | { | 1 días (6 de Julio) . . . . .         | 18,8 mm/24 horas |
|                                  |   | 2 » (30 de Junio y 1 Julio) . . . . . | 10,2 » » »       |
|                                  |   | 3 » (29 - 30 Junio y 1 ») . . . . .   | 10 » » »         |
|                                  |   | 4 » (29 - 30 » 1 - 2 ») . . . . .     | 8 » » »          |

Promedio mensual (Julio): 57,2 milímetros

ZONA III i DEL PLAN MERCAU-WALDORP

| Localidad                    | Junio |      | Julio |      |   |   |   |      | Total de Julio |
|------------------------------|-------|------|-------|------|---|---|---|------|----------------|
|                              | 29    | 30   | 1     | 2    | 3 | 4 | 5 | 6    |                |
| 1 Chascomús . . . . .        | 19    | 4    | 10    | —    | 2 | — | — | 16   | 45             |
| 2 G. Paz (Ranchos) . . . . . | 4     | 12   | 9     | —    | 2 | — | — | 26   | 72             |
| 3 G. Belgrano (1) . . . . .  | 29    | 12   | 14    | —    | — | — | — | 16   | 63             |
| 4 Monte . . . . .            | 10    | 13   | 11    | 1    | — | — | — | 19   | 55             |
| Sumas parciales . . . . .    | 62    | 41   | 44    | 1    | 4 | — | — | 77   | 235            |
| Promedio . . . . .           | 15,5  | 10,2 | 11    | 0,25 | 1 | — | — | 19,2 | 59             |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 29 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) {

|  |                  |
|--|------------------|
| 1 día (6 de Julio) . . . . .           | 19,2 mm/24 horas |
| 2 » (29 y 30 de Junio) . . . . .       | 12,8 » » »       |
| 3 » (29-30 Junio y 1° Julio) . . . . . | 12,2 » » »       |
| 4 » (29-30 » 1 a 2 » ) . . . . .       | 9,2 » » »        |
| 5 » (29-30 » 1 a 3 » ) . . . . .       | 7,6 » » »        |

Promedio mensual (Julio): 59 milímetros

ZONA IV DEL PLAN MERCAU-WALDORP

| Localidad                   | Junio |      | Julio |     |      |   |   |      | Total de Julio |
|-----------------------------|-------|------|-------|-----|------|---|---|------|----------------|
|                             | 29    | 30   | 1     | 2   | 3    | 4 | 5 | 6    |                |
| 1 Dolores . . . . .         | 25    | 21   | 13    | —   | 8    | — | — | 16   | 67             |
| 2 G. Belgrano (1) . . . . . | 29    | 12   | 14    | —   | —    | — | — | 16   | 63             |
| 3 G. Lavalle . . . . .      | 20    | 12   | 16    | —   | 1,5  | — | — | 16,6 | 62             |
| 4 G. Guido . . . . .        | 29    | 29   | 25    | —   | 2    | — | — | 16   | 87             |
| 5 Maipú . . . . .           | 10    | 10   | 12    | 1   | —    | — | — | 21   | 76             |
| Sumas parciales . . . . .   | 113   | 84   | 80    | 1   | 11,5 | — | — | 85,6 | 355            |
| Promedio . . . . .          | 22,6  | 16,8 | 16    | 0,2 | 2,3  | — | — | 17,1 | 71             |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 29 mm

Promedios máximos diarios (Intensidad) {

|                                    |                  |
|------------------------------------|------------------|
| 1 día (29 de Junio) . . . . .      | 22,6 mm/24 horas |
| 2 » (29-30 » . . . . .             | 19,7 » » »       |
| 3 » (29-30 » y 1° Julio) . . . . . | 18,4 » » »       |
| 4 » (29-30 » y 1 a 2 » ) . . . . . | 13,9 » » »       |
| 5 » (29-30 » y 1 a 3 » ) . . . . . | 11,6 » » »       |

Promedio mensual (Julio): 71 milímetros

ZONA OESTE DEL SALADO DESDE LAGUNA LAS FLORES GRANDES HASTA JUNIN

| Localidad                 | Junio |    | Julio |     |      |   |   |      | Total de Julio |
|---------------------------|-------|----|-------|-----|------|---|---|------|----------------|
|                           | 29    | 30 | 1     | 2   | 3    | 4 | 5 | 6    |                |
| 1 Saladillo . . . . .     | 8     | 5  | 9     | 1   | —    | — | — | 14   | 48             |
| 2 Roque Perez . . . . .   | 6     | 28 | 10    | —   | 2    | — | — | 14   | 37             |
| 3 25 de Mayo . . . . .    | 1     | 5  | 4     | —   | —    | — | — | 18   | 27             |
| 4 Bragado . . . . .       | 7     | 2  | 5     | —   | —    | — | 1 | 19   | 63             |
| 5 Chacabuco . . . . .     | 6     | 9  | 13    | 1   | —    | — | — | 10   | 37             |
| 6 Junin . . . . .         | 1     | 10 | 14    | —   | —    | — | — | 22   | 38             |
| 7 Chivilcoy . . . . .     | 12    | 18 | 14    | 1   | —    | — | — | 16   | 50             |
| 8 Alberti . . . . .       | 6     | 19 | 9     | 1   | —    | — | — | 13   | 52             |
| Sumas parciales . . . . . | 47    | 96 | 78    | 4   | 2    | — | 1 | 126  | 352            |
| Promedio . . . . .        | 5,9   | 12 | 9,7   | 0,5 | 0,25 | — | — | 15,8 | 44             |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 28 mm

|  |   |                              |                  |
|--|---|------------------------------|------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { | 1 día (6 de Julio) . . . . . | 15,8 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (30 de Junio y 1º Julio) | 10,8 » » »       |
|  |   | 3 » (29 - 30 » 1º » )        | 9,2 » » »        |
|  |   | 4 » (29 - 30 » 1 - 2 » )     | 7 » » »          |
|  |   | 5 » (29 - 30 » 1 a 3 » )     | 5,6 » » »        |
|  |   | 8 » (29 - 30 » 1 a 6 » )     | 5,8 » » »        |

Promedio mensual (Julio): 44 milímetros

CUENCA TOTAL DE LOS ARROYOS VALLIMANCA, LAS FLORES Y TAPALQUE

| Localidad           | Junio |     | Julio |     |     |     |      |      | Total de Julio |
|---------------------|-------|-----|-------|-----|-----|-----|------|------|----------------|
|                     | 29    | 30  | 1     | 2   | 3   | 4   | 5    | 6    |                |
| 1 Berraondo . . .   | 4     | 4   | 4     | 2   | —   | —   | —    | 18   | 40             |
| 2 Saladillo . . .   | 8     | 5   | 9     | 1   | —   | —   | —    | 14   | 48             |
| 3 25 de Mayo . . .  | 1     | 5   | 4     | —   | —   | —   | —    | 18   | 27             |
| 4 G. Alvear . . .   | 5     | 1   | 14    | 4   | —   | —   | —    | 24   | 58             |
| 5 Bolivar . . . .   | 12    | 6   | 12    | 6   | —   | 2   | 62   | 22   | 114            |
| 6 G. Lamadrid . .   | —     | —   | 16    | —   | 3   | 35  | 90   | 25   | 195            |
| 7 Tapalqué . . .    | 5     | 2   | 13    | 3   | —   | —   | 6    | 31   | 84             |
| 8 Olavarría . . .   | 25    | —   | 17    | 7   | 1   | 2   | 101  | 23   | 175            |
| 9 Del Carril . . .  | 3     | 14  | 15    | 5   | —   | 2   | —    | 16   | 57             |
| Sumas parciales . . | 63    | 37  | 104   | 28  | 4   | 41  | 259  | 101  | 798            |
| Promedio . . . . .  | 7     | 4,1 | 11,5  | 3,1 | 0,5 | 4,5 | 28,8 | 21,2 | 88,7           |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 101 mm

|  |   |                              |                  |
|--|---|------------------------------|------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { | 1 día (5 de Julio) . . . . . | 28,8 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (5 y 6 » ) . . . . .     | 25 » » »         |
|  |   | 3 » (4 a 6 » ) . . . . .     | 18,1 » » »       |
|  |   | 4 » (3 a 6 » ) . . . . .     | 16,2 » » »       |
|  |   | 5 » (2 a 6 » ) . . . . .     | 11,6 » » »       |
|  |   | 8 » (29 Junio a 6 Julio)     | 10,8 » » »       |

Promedio mensual (Julio): 88,7 milímetros

NOTA. — Obsérvese la pequeña precipitación de la cuenca inferior (Berraondo, Saladillo, 25 de Mayo y Del Carril) con relación a la correspondiente a la cuenca superior (Bolivar, Gral. Lamadrid y Olavarría); situación que aparece más en evidencia considerando el cuadro siguiente:

CUENCA SUPERIOR DE LOS ARROYOS VALLIMANCA, LAS FLORES Y TAPAQUE

| Localidad              | Junio |     | Julio |     |     |      |             |      | Total de Julio |
|------------------------|-------|-----|-------|-----|-----|------|-------------|------|----------------|
|                        | 29    | 30  | 1     | 2   | 3   | 4    | 5           | 6    |                |
| 1 Blanca Grande . . .  | 12    | —   | 5     | 2   | 3   | 9    | 78          | 36   | 150            |
| 2 Bolivar . . . . .    | 12    | 6   | 12    | 6   | —   | 2    | 62          | 22   | 114            |
| 3 G. Lamadrid . . . .  | —     | —   | 16    | —   | 3   | 35   | 90          | 25   | 195            |
| 4 Recalde . . . . .    | 5     | 5   | 5     | —   | 2   | 24   | 77          | 43   | 170            |
| 5 Vallimanca . . . . . | 4     | 3   | 1     | —   | 1   | —    | 80          | 31   | 123            |
| 6 Tapalqué . . . . .   | 5     | 2   | 13    | 3   | —   | —    | 6           | 31   | 84             |
| 7 Olavarría . . . . .  | 25    | —   | 17    | 7   | 1   | 2    | <b>101</b>  | 23   | 175            |
| Sumas parciales.       | 63    | 16  | 69    | 18  | 10  | 72   | 494         | 211  | 1011           |
| Promedio . . . . .     | 9     | 2,3 | 9,8   | 2,6 | 1,4 | 10,3 | <b>70,6</b> | 30,1 | 144,4          |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 101 mm

|  |   |                          |                  |
|--|---|--------------------------|------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | } | 1 día (5 de Julio)       | 70,6 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (5 y 6 »)            | 50,4 » » »       |
|  |   | 3 » (4 a 6 »)            | 37 » » »         |
|  |   | 4 » (3 a 6 »)            | 28,1 » » »       |
|  |   | 5 » (2 a 6 »)            | 23 » » »         |
|  |   | 6 » (1 a 6 »)            | 20,8 » » »       |
|  |   | 7 » (30 Junio a 6 Julio) | 18,1 » » »       |
|  |   | 8 » (29 » a 6 »)         | 17 » » »         |

Promedio mensual (Julio): 144,4 milímetros

ZONA DE LAS SIERRAS DE BALCAECE Y TANDIL

| Localidad             | Junio |    | Julio       |     |     |     |            |      | Total de Julio |
|-----------------------|-------|----|-------------|-----|-----|-----|------------|------|----------------|
|                       | 29    | 30 | 1           | 2   | 3   | 4   | 5          | 6    |                |
| 1 Coronel Vidal       | 9     | 8  | 42          | 1   | 4   | 3   | —          | 22   | 105            |
| 2 Balcaece            | 25    | 8  | 38          | 1   | —   | —   | —          | 21   | 115            |
| 3 Ayacucho (1)        | 8     | —  | 33          | 10  | 2   | —   | —          | 12   | 84,5           |
| 4 Tandil . . . . .    | 8     | 2  | 23          | 3   | —   | 3   | 2          | 25   | 87             |
| 5 Azul (1) . . . . .  | 7     | —  | 22          | 5   | —   | —   | 11         | 25   | 91             |
| 6 Olavarría . . . . . | 25    | —  | 17          | 7   | 1   | 2   | <b>101</b> | 23   | 175            |
| Sumas parciales.      | 82    | 18 | 175         | 27  | 7   | 8   | 114        | 128  | 657,5          |
| Promedio . . . . .    | 13,6  | 3  | <b>29,1</b> | 4,5 | 1,1 | 1,3 | 19         | 21,3 | 109,6          |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 101 mm

|  |   |   |                  |
|--|---|---|------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | } | 1 día (1 Julio) . . . . .               | 29,1 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (5 y 6 ») . . . . .                 | 20,1 » » »       |
|  |   | 3 » (29 - 30 Junio y 1 Julio) . . . . . | 15,1 » » »       |
|  |   | 4 » (29 - 30 » 1 - 2 ») . . . . .       | 12,5 » » »       |
|  |   | 5 » (29 - 30 » 1 a 3 ») . . . . .       | 10,2 » » »       |

Promedio mensual (Julio): 109,6 milímetros

CUENCA DE 5.000 Km<sup>2</sup> (puntos de máxima precipitación)

| Localidad                  | Junio |     | Julio |   |   |      |      |      | Total<br>ds<br>Julio |
|----------------------------|-------|-----|-------|---|---|------|------|------|----------------------|
|                            | 29    | 30  | 1     | 2 | 3 | 4    | 5    | 6    |                      |
| 1 Blanca Grande . . . . .  | 12    | —   | 5     | 2 | 3 | 9    | 78   | 36   | 150                  |
| 2 Bolivar . . . . .        | 12    | 6   | 12    | 6 | — | 2    | 62   | 22   | 114                  |
| 3 Gral. Lamadrid . . . . . | —     | —   | 16    | — | 3 | 35   | 90   | 25   | 195                  |
| 4 Recalde . . . . .        | 5     | 5   | 5     | — | 2 | 24   | 77   | 43   | 170                  |
| Sumas parciales . . . . .  | 29    | 11  | 38    | 8 | 8 | 70   | 307  | 126  | 629                  |
| Promedio . . . . .         | 5,8   | 2,8 | 9,5   | 2 | 2 | 17,5 | 76,8 | 31,5 | 157,2                |

Precipitación máxima local en 1 día . . . . . 90 mm

|  |   |                                    |                  |
|--|---|------------------------------------|------------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | } | 1 día (5 de Julio) . . . . .       | 76,8 mm/24 horas |
|  |   | 2 » (5 y 6 ») . . . . .            | 54,1 » » »       |
|  |   | 3 » (4 a 6 ») . . . . .            | 41,9 » » »       |
|  |   | 4 » (3 a 6 ») . . . . .            | 31,9 » » »       |
|  |   | 5 » (2 a 6 ») . . . . .            | 25,9 » » »       |
|  |   | 8 » (30 Junio a 6 Julio) . . . . . | 18,5 » » »       |

Promedio mensual (Julio): 157,2 milímetros

CUENCA DE 2.500 Km<sup>2</sup> (Precipitación máxima)

| Localidad                  | Junio |     | Julio |   |     |      |      |    | Total<br>de<br>Julio |
|----------------------------|-------|-----|-------|---|-----|------|------|----|----------------------|
|                            | 29    | 30  | 1     | 2 | 3   | 4    | 5    | 6  |                      |
| 1 Gral. Lamadrid . . . . . | —     | —   | 16    | — | 3   | 35   | 90   | 25 | 195                  |
| 2 Recalde . . . . .        | 5     | 5   | 5     | — | 2   | 24   | 77   | 43 | 170                  |
| Sumas parciales . . . . .  | 5     | 5   | 21    | — | 5   | 59   | 167  | 68 | 365                  |
| Promedio . . . . .         | 2,5   | 2,5 | 10,5  | — | 2,5 | 29,5 | 83,5 | 34 | 182,5                |



|  |   |
|--|---|
| Precipitación máxima local en 1 día . . . . .    | 90 mm   |
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { 1 día (5 de Julio) . . . . . 83,5 mm/24 horas |
|  | { 2 » (5 y 6 » ) . . . . . 58,7 » » »           |
|  | { 3 » (4 a 6 » ) . . . . . 49 » » »             |
|  | { 4 » (3 a 6 » ) . . . . . 37,4 » » »           |
|  | { 5 » (2 a 6 » ) . . . . . 29,9 » » »           |
|  | { 8 » (29 Junio a 6 Julio) . . . . . 20,6 » »   |

Promedio mensual (Julio): 182,5 milímetros

CUENCA DE MENOS DE 1.000 Km<sup>2</sup>

Computando separadamente los datos correspondientes a las estaciones de mayor precipitación: Olavarría y General Lamadrid, resultan:

|  | Olavarría |                 | Gral. Lamadrid |  |
|--|-----------|-----------------|----------------|--|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { 1 día   | 101 mm/24 horas | 90 mm/24 horas |  |
|  | { 2 »     | 62 » »          | 62,5 »         |  |
|  | { 3 »     | 42 » »          | 50 »           |  |
|  | { 4 »     | 31,8 » »        | 38,2 »         |  |
|  | { 5 »     | 26,8 » »        | 30,6 »         |  |
|  | { 8 »     | 22 » »          | 22,1 »         |  |

Se adaptan como **intensidades características** las cifras mayores, resultando:

|  |                     |                 |
|--|---------------------|-----------------|
| <i>Promedios máximos diarios</i><br>(Intensidad) | { 1 día de duración | 101 mm/24 horas |
|  | { 2 » » »           | 62,5 » »        |
|  | { 3 » » »           | 50 » »          |
|  | { 4 » » »           | 38,2 » »        |
|  | { 5 » » »           | 30,6 » »        |
|  | { 8 » » »           | 22,1 » »        |

**DETERMINACION DE LOS CAUDALES MAXIMOS**

Este punto es, sin duda, de capital importancia y exponemos nuestro criterio general al respecto para luego aplicarlo en el análisis crítico de los diversos planes ya descritos, pues no consideramos suficientemente satisfactorios los procedimientos de cálculo adoptados por la mayoría de los diversos proyectistas — por no ser aceptables o por discrepar fundamentalmente sus resultados con las observaciones directas a que nos hemos referido precedentemente. Exponemos a continuación los varios métodos que es posible utilizar para verificar aquellos cálculos — expresando la opinión que cada uno de ellos nos merece.

«A» — Método cinemático (Curvas isoreocronas).

La mayor parte de los ingenieros hidráulicos que, en estos últimos tiempos, se han ocupado del problema de la determinación indirecta de los caudales máximos han desarrollado ampliamente este método, que permite computar en forma tan detallada y prolija como se quiera, los distintos factores: pendientes, forma, naturaleza, superficie de la cuenca, distribución de las lluvias, etc. En este método juegan un rol importante, casi podría decirse preponderante, los tiempos de escurrimiento ( $\tau$ ) de las aguas desde diversos puntos de la cuenca hasta la sección de

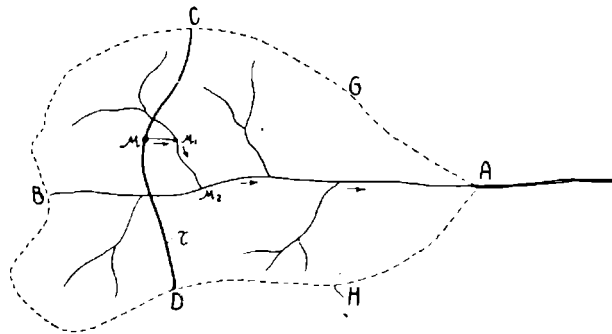


Fig. 44

desagüe considerada y la intensidad máxima de las lluvias ( $I$ ) compatible con la duración ( $T$ ) de la misma. Por otra parte el procedimiento puede estudiarse detalladamente en publicaciones especiales, entre las que citamos:

- A. GREGORI . . *Sulla determinazione della portata massima dei corsi d'acqua naturali.* (Año 1925).
- L. KAMBO . . *Contributo allo studio delle piogge e delle piene in relazione agli scaricatori di un lago artificiale.* (Año 1919, «Giornale del Genio Civile»).
- V. FORNARI . *Previsione delle portate massime dovute alla piogge neli corsi d'acqua.* (Año 1910, «Giornale del Genio Civile»).
- ENGLER . . . *Untersuchungen über den Einfluss des Waldes auf der Ständer Gewässer.* (1919).
- L. FONTANELLI *Il calcolo della portata massima di un corso d'acqua.* (Año 1922, «Giornale del Genio Civile»).
- V. FORNARI . *Le bonifiche idrauliche.* (Año 1924).

En el método de referencia es necesario considerar los siguientes casos:

$$T' < \tau_{max}; \quad T' = \tau_{max}; \quad T' > \tau_{max}.$$

siendo  $T$  la duración de la lluvia y  $\tau_{max}$  el tiempo máximo que demoran las aguas en llegar a la sección de desagüe (ordinariamente las aguas del punto más alejado).

- a) Cuando  $T \leq \tau_{max}$   $Q_{max} = 0,278 \eta I.S.$   
 b) Cuando  $T > \tau_{max}$   $Q_{max} = 0,278 \frac{T}{\tau_{max}} I.S.$ , siendo

$I$  = intensidad de la lluvia expresada en milímetros por hora,

$S$  = superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados,

$\eta$  = coeficiente de desagüe.

$$0,278 = \frac{0,001 \text{ m} \times 1.000.000 \text{ m}^2}{3.600 \text{ segundos}}$$

Los diagramas de los caudales evacuados en una crecida — admitida idéntica precipitación total  $I \times T$  e idéntico coeficiente de desagüe y asimilando la cuenca a un plano de pendiente uniforme aparecen representados en la figura 45.

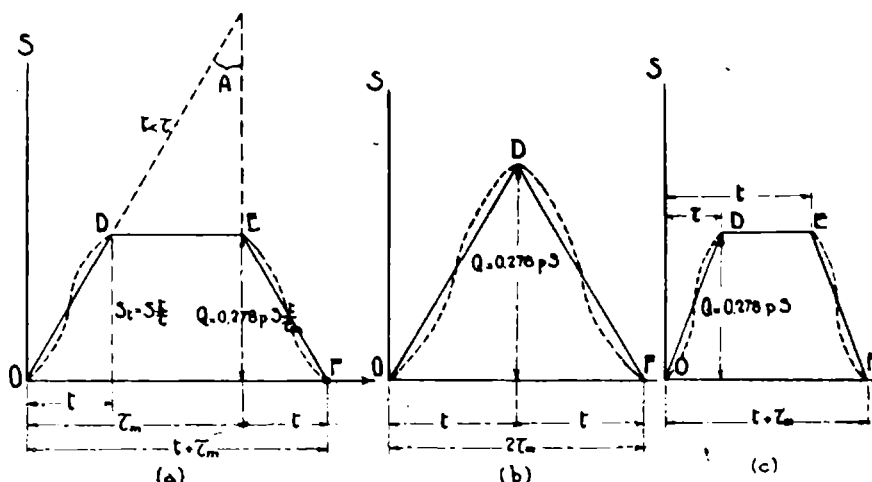


Fig. 45

Los trozos llenos corresponden a una cuenca rectangular con pendiente uniforme y con sección de desagüe en  $A_0$ , los trozos punteados (parábolas cúbicas) corresponden cuando se considera como sección de desagüe la terminal de un colector dispuesto en coincidencia con el límite inferior de la cuenca rectangular en las condiciones antes indicadas. Tratándose de cuencas reales, en las que las pendientes van disminuyendo con el sentido del movimiento, la rama ascendente del diagrama presenta su convexidad hacia abajo y la descendente hacia arriba con tendencia a alargarse — aumentando la abscisa.

La situación más desfavorable, corresponde a una duración de lluvia  $T$  igual al tiempo máximo de escurrimiento  $\tau_{max}$ , pues según evidencian las fórmulas [a] y [b] el valor  $Q_{max}$  es menor cuando  $T < \tau_{max}$  que cuando

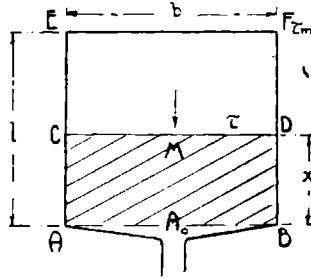


Fig. 46

$T = \tau_{max}$ , pues si bien la expresión es idéntica, no debe olvidarse que en el primer caso debe adoptarse una intensidad máxima compatible menor (véanse págs. 262 y 263). No existe ventaja alguna, dentro del propósito de colocarse en un terreno de amplia seguridad, considerar lluvias de gran intensidad y de duración menor que el tiempo máximo de escurrimiento:  $\tau_{max}$ . Sin embargo tratándose de grandes cuencas con pendiente suave ocurre que  $\tau_{max} > T$ , caso que se presenta en el estudio del colector proyectado por los ingenieros Méreau-Waldorp.

*La capacidad de acumulación de las cuencas.* — Debemos hacer notar que la aplicación del procedimiento cinemático, sin computar el retardo en la producción del caudal máximo, por efecto de la acumulación de las aguas en toda la red hidrográfica situada aguas arriba de la sección considerada, da generalmente valores mayores que los reales — especialmente cuando se plantea el cálculo sobre la base de  $T = \tau_{max}$  —. Las palabras de autorizados ingenieros hidráulicos que transcribimos, ilustran suficientemente la cuestión:

El ingeniero Possenti, tratando la cuestión en términos generales dice: « La sucesión providencial de las descargas del agua de lluvias sobre las « diversas partes de la cuenca de un curso de agua de gran longitud pro- « viene no sólo del mayor tiempo que necesita el agua que cae en los « puntos más alejados para llegar al lugar de desagüe con respecto a « la caída en los más cercanos, sino, también, de la necesidad de que la « crecida llene todo el cauce que debe recorrer para llevar el agua, en cada « sección, hasta un determinado nivel, cosa que, además de retardar la « llegada al punto de desagüe, hace que el volumen de desagüe se dismi- « nuya en una cantidad igual a la que ocupa el cauce con el nivel que « exige el caudal máximo ».

El ingeniero Fantoli, a su vez expresa: « No es admisible la simple re- « ducción de una supuesta precipitación meteórica. No puede conside-

« rarse tampoco como satisfactorio el procedimiento conocido para la « formación de los diagramas de crecida mediante la aplicación de conceptos puramente cinemáticos y la estimación de los tiempos de escurrecimiento. Se tiene en cuenta en éstos la configuración de la cuenca, « pero no entra en el desarrollo hipotético de la crecida un factor que « tiene en la realidad física del fenómeno una importantísima influencia sobre el resultado: la capacidad moderadora de los cursos pequeños « y grandes de la red hidrográfica durante la crecida ».

En ríos como en el Salado, p. ej., que tiene en su mismo cauce o en comunicación con él, grandes depósitos de acumulación como las lagunas de La Boca, La Tigra, las Encadenadas de Chascomús, Las Flores des, Las Flores Chicas, Siasgo, las Encadenadas de Monte, etc., etc., cuya capacidad puede sumarse parcialmente, a la del propio cauce, es evidente que el estudio del régimen hidráulico y, en particular, el cálculo de los caudales máximos, requiere un análisis prolijo de la cuenca a base de un levantamiento detallado y completo.

Es evidente, también, que la aplicación del procedimiento cinemático o de fórmulas de tipo general a casos como el del río Salado, daría resultados excesivamente mayores que los reales; a la capacidad enorme de acumulación que tiene ese curso de agua unida a la falta de una red de canales afluentes en su cuenca, se debe que los caudales en las crecidas observadas no hayan pasado de 1400 metros cúbicos por segundo (año 1913). El ingeniero Romero para la crecida de 1913 indica que el volumen de acumulación entre Puente Villanueva y Puente Guerrero — situados a unos 100 kilómetros uno de otro — debe haber alcanzado a 1000 millones de metros cúbicos.

Bastan estas simples consideraciones, desde luego, para hacer comprender que toda fórmula cuyos resultados coincidieran con los caudales observados en un punto cualquiera del río Salado como, p. ej., Puente Guerrero, sería inaplicable para otro lugar del mismo río, incurriéndose en un error de concepto más acentuado aún, si esa fórmula o procedimiento, en términos generales, pretendiera aplicarse para la determinación de caudales en otros colectores o cursos de agua que estuvieran en distintas condiciones, especialmente, en lo que se refiere a la capacidad de regulación y acumulación.

Para verificar si un caudal máximo, calculado o previsto por cualquier procedimiento, es compatible con la capacidad de acumulación del sistema hidrográfico en estudio y con la duración  $T$  e intensidad  $I$  de la lluvia admitida se puede aplicar la siguiente expresión:

$$T = \frac{10^3}{3600} \frac{h_v}{(\beta - \frac{1}{2}) a} = 0,278 \frac{h_v}{(\beta - \frac{1}{2}) a}$$

siendo:

$$a = \frac{Q}{S}, \text{ expresado en: } \frac{\text{m}^3}{\text{s. Km}^2}$$

$Q$  — caudal máximo en metros cúbicos por segundo, supuesto en la sección considerada.

$S$  — Superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados.

$$\beta = \frac{0,278 I}{a}$$

$I$  — la intensidad de lluvia compatible con la duración  $T$

$h_v$  = la altura de agua en milímetros que extendida sobre la superficie total de la cuenca dá un volumen igual a la suma del volumen de agua existente en el curso de agua, afluentes, terreno, etc, (volúmenes de acumulación) cuando el caudal es  $Q$ , y del perdido por evaporación e infiltración. Con las unidades anteriores se tiene:

$$h_v = 10^3 \frac{V}{10^6 S} + (1 - \eta) IT = 0,001 \frac{V}{S} + (1 - \eta) IT = \frac{V_1}{S}$$

expresando  $V$  y  $V_1$  en  $m^3$ ,  $S$  en  $Km^2$ ,  $I$  en milímetros por hora y  $T$  en horas. Sustituyendo a  $h_v$  en la expresión de  $T$  dada anteriormente resulta:

$$[I] \quad T = 0,000278 \frac{\frac{V_1}{S}}{(\beta - \frac{1}{2}) a - 0,278 (1 - \eta) I}$$

Si se admite, por ejemplo, que los volúmenes  $V_1$  son proporcionales a los caudales se llega a la expresión:

$$T \text{ (en horas)} = 0,000278 \cdot \frac{V_1}{Q} \log_e \frac{\beta}{\beta - \frac{q}{Q}}$$

Si  $q = Q$

$$[II] \quad T = 0,000278 \frac{V_1}{Q} \log_e \frac{\beta}{\beta - 1}$$

Para  $\beta = 1$  resulta  $T = \infty$ , pero entonces  $Q = 0,278 I S$  que es el caudal máximo que da el procedimiento cinemático para  $T \geq \tau$  y  $\eta = 1$ ; situación indicativa de que dicha cifra no puede ser alcanzada en los casos reales.

El procedimiento de aplicación es bien simple, se introduce el valor de  $Q$  previsto en las ecuaciones [I] ó [II]: para que con una intensidad horaria  $I$  sea posible la producción de ese caudal, en una cuenca de capacidad de acumulación  $V_1$  o su equivalente  $h_v$ , es necesario que el valor de  $T$  resultante sea menor que la duración de la lluvia compatible con dicha intensidad, el valor  $Q_{max}$  posible es el que da para  $T$  un valor prácticamente idéntico a esa duración compatible.

Con idéntico propósito, el ingeniero Vito Fornari (1) calcula el tiempo máximo de escurrimiento integral computando conjuntamente el escurrimiento de las aguas y el retardo por efecto de la acumulación, llegando a una compleja expresión final de  $\tau$  a utilizar en las fórmulas generales del método cinemático. Ejemplo:

$$S = 10.000 \text{ Km}^2; \eta = 0,66; I \text{ (mm/hora)} = \begin{cases} 2,1 & \text{cuando } T = 72 \text{ horas} \\ 1,75 & \text{» } T = 120 \text{ »} \\ 3,— & \text{» } T = 24 \text{ »} \end{cases}$$

1er. Caso:  $\tau_{max} = 72$  horas y  $T = 72$  horas.

$$Q'_{max} = 0,278 \times 0,66 \times 10.000 \times 2,1 = 3850 \text{ m}^3/\text{s}.$$

2º Caso:  $\tau_{max} = 72$  horas y  $T = 120$  horas.

$$Q''_{max} = 0,278 \times 0,66 \times 10.000 \times 1,75 = 3200 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Cabe observar que en este caso,  $Q$  se mantiene en ese valor máximo durante un cierto tiempo que, teóricamente dentro de las hipótesis formuladas, será de 48 horas.

3er. Caso:  $\tau_{max} = 72$  horas y  $T = 24$  horas.

$$Q'''_{max} = 0,278 \times 0,66 \times 10.000 \times 3 \times \frac{24}{73} = 1835 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Por cierto, la capacidad de acumulación de la cuenca se hará sentir mucho más en el primer caso, en los que se refiere a la disminución del máximo.

Para verificar la influencia de la capacidad de acumulación de la cuenca supongamos que:

$$\begin{array}{ll} \text{para } Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s} & V_1 = 300 \text{ Hm}^3 \\ \text{» } Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s} & V_1 = 600 \text{ Hm}^3 \\ \text{» } Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s} & V_1 = 900 \text{ Hm}^3 \end{array}$$

La aplicación de la fórmula [II] de página 289 evidencia que para una intensidad horaria de 2,1 mm/hora (1er. Caso:  $T = \tau$ ) sólo se puede producir un caudal máximo de 2200 m<sup>3</sup>/s. La diferencia con el caudal calculado por el método cinemático es debida al efecto de esa capacidad de acumulación.

Al respecto, es interesante citar la crecida observada con todo detalle y prolijidad en el río Tiber en Diciembre de 1846 (2). Datos de la cuenca:  $S = 16.721 \text{ Km}^2$ ;  $i_m = 0,003$ ;  $L = 393 \text{ Km}$ . La crecida — determinada por

(1) *Le bonifche idrauliche*, Roma. (Año 1924).

(2) GUEGONI, obra citada, pág. 285.

una lluvia total de 98,8 mm caída en 3 días — lo que corresponde a una intensidad horaria de 1,3 mm, alcanzó un máximo, medido directamente, de 3.090 m<sup>3</sup>/s, a las 100 horas de iniciada la lluvia; el volumen de aguas acumulado en la cuenca en ese momento alcanzaba a 1000 millones de metros cúbicos. Con un coeficiente de desagüe  $\eta = 0,75$  y  $\tau_{max} = T$ , el caudal máximo resultaba igual a 4.500 m<sup>3</sup>/s; en cambio, aplicando la fórmula [II] citada se constata que el caudal máximo real no puede exceder de 3000 m<sup>3</sup>/s. Si de acuerdo con Fornari consideramos  $\tau_{max} = 100$  horas (escurrimiento afectado por el retardo por efecto de la acumulación que en el caso de referencia es un valor observado, resulta:

$$Q^{max} = 0,278 \times 0,75 \times 1,3 \times 16721 \times \frac{72}{100} = \sim 3200 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Un procedimiento muy semejante al expuesto fué utilizado por los ingenieros de la Empresa del Ferro-Carril del Sud en el estudio de los caudales máximos de la cuenca superior del Vallimanca, quienes llegan a la siguiente expresión:

$$Q = \frac{0,00958}{n} \cdot \frac{S}{L} \cdot i^{\frac{1}{2}} = 0,36 \frac{S}{L} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

$S$  = sup. de la cuenca en kilómetros cuadrados.

$i$  = pendiente de la cuenca.

$L$  = longitud de la cuenca en m.

$\frac{l}{n}$  = coeficiente de la fórmula de Manning =  $\frac{1}{0,0266}$

Al efecto, adoptan un coeficiente de desagüe  $\eta = 0,50$ , una lluvia uniforme de 123 milímetros durante 3 días y  $\tau$  resulta igual a 11 días, calculado admitiendo que una lámina de agua de altura  $R = 0,06$  m se escurre con movimiento uniforme y velocidad  $v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$  siendo:  $R =$

$\eta \cdot T_d \cdot I_d$ .

$T_d$ : Duración de la lluvia en días.

$I_d$ : Intensidad diaria en metros.

$\eta$ : Coeficiente de desagüe.

$$\tau: (\text{días}) = \frac{L}{86400 V}$$

Resultando para la superficie de cuenca limitada por la línea férrea Recalde-Bolívar:  $Q_{max} = \sim 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ ; aplicando el método cinemático

con lo mismos datos resulta:  $Q_{max} = 0,50 \times 0,278 \times 13600 \frac{4}{24} \times \frac{3}{11} = \sim 900 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Cabe observar que el caudal máximo observado en ese lugar durante la inundación de 1919 se ha apreciado en 950 m<sup>3</sup>/s; en consecuencia ese resultado, puede interpretarse en el sentido de que la forma de calcular el tiempo máximo de escurrimiento ( $\tau$ ) computa indirectamente la acción de retardo impuesto por la capacidad de acumulación de la cuenca; a primera vista, dicho tiempo parece mayor que el real desde que en los diversos cauces de la cuenca el escurrimiento debe necesariamente producirse, por razón de la mayor profundidad, con velocidades mayores que la calculada con  $R = 0,06$  m. Como elemento de juicio comprobatorio se hace mención que el 7 de Julio de 1919 — es decir a los 10 días de iniciada la lluvia — se produjo la rotura de la línea del F. C. S. de Recalde a Bolívar; lo que induce a admitir un valor de  $\tau = 10$  días, incluido el escurrimiento propiamente dicho y el retardo por acumulación.

En el análisis crítico de los diversos planes nos proponemos aplicar el método de referencia en su forma más simple:

- a) Suponiendo que la lluvia se produzca uniformemente en toda la cuenca manteniéndose constante la intensidad máxima ( $I$ ) admitida como compatible con su duración ( $T$ ).
- b) Admitiendo que el recorrido de las aguas desde el punto más alejado hasta la sección que se considere corresponda a una pendiente media igual a:

$$i_m = \left( \frac{L_1 + L_2 + L_3 + \dots}{\frac{L_1}{\sqrt{i_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{i_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{i_3}} + \dots} \right)$$

siendo:  $L_1, L_2, L_3 \dots$ , etc., las longitudes parciales de pendientes  $i_1, i_2, i_3 \dots$ , etc.

- c) La duración de la crecida igual a  $\tau_{max} + T$ , lo que equivale a la hipótesis de que la traslación de las aguas se produzca con velocidad constante.
- d) Se aplicará un coeficiente de desagüe  $\eta$  que variará según los diversos casos a considerar y según la superficie de la cuenca.
- e) El tiempo máximo de escurrimiento  $\tau_{max}$  correspondiente al punto o puntos más alejados, es decir, el tiempo necesario para la concentración de todas las aguas caídas en la cuenca — único que interesa en la determinación del caudal máximo probable — se calculará tomando como base de comparación el valor de 200 horas como tiempo que media entre la iniciación de la lluvia y el de producción del máximo caudal para la crecida del arroyo Vallimanca en correspondencia con la línea Bolívar-Recalde y aplicando la relación usual, suficientemente racional:

$$\frac{\tau'_{max}}{\tau_{max}} = \frac{I'}{I} \cdot \sqrt{\frac{i_m}{i'_m}} \cdot \sqrt[3]{\frac{S'}{S}}$$

$\tau_{max}$ : el tiempo máximo de escurrimiento para una cuenca de superficie  $S'$ , cuyas aguas deben recorrer un trayecto  $L'$  con una pendiente media  $i'_m$ .

$\tau_{max} = 200$  horas;  $L = 220$  Km;  $i_m = 0,00077$  y  $S = 13600$  Km<sup>2</sup>, datos correspondientes a la cuenca del arroyo Vallimanca con relación a la línea Bolívar-Recalde.

Calculado el  $\tau_{max}$  en la forma indicada se toma en cuenta, indirectamente, el *retardo* — en la producción del máximo provocado por la capacidad de acumulación de la cuenca — adoptando, por otra parte, como base de comparación un valor de  $\tau_{max}$  inferior al realmente constatado en la crecida de 1919 en Vallimanca nos colocamos dentro de un margen prudente de seguridad, previendo que la construcción futura de canales de desagüe de carácter local producirá la aceleración de las aguas.

Por razón de la naturaleza del presente estudio nos limitamos a adoptar ese procedimiento simplemente aproximado. Estimamos que en un proyecto definitivo deben analizarse con métodos más rigurosos el proceso de traslación de las aguas y su acumulación momentánea, para lo cual es imprescindible disponer de planos que detallen suficientemente la topografía de las cuencas de alimentación, en especial, la que corresponde a las nacientes y tramo superior de los diversos arroyos; a tal efecto será necesario completar los relevamientos efectuados por la Dirección de Desagües, que en lo relativo a los cursos de agua se han limitado próximamente a la zona que paga impuesto. Como procedimiento recomendable aconsejamos el adoptado por el ingeniero Luis A. Fontanelli, en su interesante estudio « Il calcolo delle portate massime di un corso di acqua », ya citado.

#### «B» — Método de Turazza.

El *caudal máximo* ( $Q_{max}$ ) de una crecida, debida a una lluvia de características conocidas, en una cuenca en que pueda determinarse  $\tau_{max}$  con suficiente aproximación, se expresa así:

$$Q_{max} = K Q_m,$$

siendo  $Q_m$  (módulo o caudal medio de la crecida) =  $\frac{0,278 \eta I T S}{T + \tau_{max}}$ .

expresando:  $I$  en mm/hora;  $T$  y  $\tau_{max}$  en horas y  $S$  en Km<sup>2</sup>, siendo:

$$K = \frac{T + \tau_{max}}{T}, \text{ cuando } T > \tau_{max}$$

$$K = 2, \text{ cuando } T = \tau_{max}$$

$$K = 1 + \frac{T}{\tau_{max}}$$

para el caso hipotético de cuenca asimilable a un plano inclinado con pendiente constante. En cuencas reales, sin duda el coeficiente  $K$  será mayor que el dado por esas expresiones pues la duración de la crecida es mayor que  $T + \tau_{max}$ .

Con mayor precisión podría expresarse:

$$K = \frac{\text{Duración de la crecida}}{T} \text{ en el primer caso.}$$

$$K = \frac{\text{Duración de la crecida}}{\tau_{max}} \text{ en el segundo caso.}$$

### «C» — Fórmulas empíricas.

Pueden clasificarse en dos grandes grupos:

- 1º) Los que dan  $Q_{max}$  en función exclusiva de la superficie de la cuenca.
- 2º) Los que expresan  $Q_{max}$  en función de la superficie, naturaleza y topografía de la cuenca y de la precipitación máxima. (Anual, mensual o diaria).

Dichas fórmulas — salvo algunas expresiones especiales, como la del ingeniero Mercan cuya constante ha sido deducida en base a algunas hipótesis (véase pág. 116) revisten carácter experimental y las constantes respectivas son determinadas en función de medición directa de los caudales máximos observados en numerosos ríos relacionados a las características de las cuencas, según el tipo de fórmula adoptado.

**Primer grupo.** — Entre las numerosas expresiones de este grupo pueden citarse las de Kuichling, Kresnik, Huber (aconsejada por Engels), Forti, (para cuencas pequeñas y precipitaciones sumamente intensas), etc., etc.: las curvas respectivas han sido trazadas en la siguiente forma: tomando como abscisas las superficies de cuencas y como ordenadas los respectivos coeficientes de afluencia  $\frac{Q_{max}}{S}$  se ubican en un diagrama cartesiano todos los puntos correspondientes a los máximos de numerosos ríos con cuenca de diversa superficie, la *curva envolvente* de los extremos de las ordenadas máximas es la representativa de  $\frac{Q_{max}}{S} = \varphi(S)$ . En tales condiciones, los valores  $Q_{max}$  calculado con las fórmulas de este grupo indican — dentro de los elementos de observación utilizados por cada autor — que no existe río o curso de agua en que haya sido superado.

*Fórmula de Kuichling:* (válida para  $S \geq 15.000 \text{ Km}^2$ ).

$$1 \text{ Crecidas máximas muy excepcionales: } Q_{max} = S \left( \frac{3500}{S + 950} + 0.08 \right)$$

II *Crecidas máximas extraordinarias*:  $Q_{max} = S \left( \frac{1200}{S + 435} + 0,218 \right)$

*Fórmula de Kresnik*:  $Q_{max} = \alpha S \frac{32}{0,5 + \sqrt{S}}$

$\alpha = 1$  para crecidas muy excepcionales, en cuencas de gran pendiente y superficie pequeña.

$\alpha = 0,60$  cuando se trata de cuencas con pendiente suave.

†

*Forti*: (válida para  $S < 1.000 \text{ Km}^2$ ).

I) Lluvias de 400 mm. en 24 horas:  $Q_{max} = S \left( 3,25 \frac{500}{S + 125} + 1 \right)$

II) » » 250 » » 24 » :  $Q_{max} = S \left( 2,35 \frac{500}{S + 125} + 0,50 \right)$

En el cuadro adjunto se consignan los valores de  $Q_{max}$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) dados por esas fórmulas para cuenca de diversas superficies.

| Superficie de la Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | Kuichling |      | H u b e r (1) |      | Kresnik<br>$\alpha = 0,60$ | F o r t i |      |
|--|-----------|------|---------------|------|----------------------------|-----------|------|
|  | I         | II   | A             | B    |                            | I         | II   |
| 1000                                       | 1870      | 1100 | 350           | 550  | 600                        | 2400      | 1550 |
| 5000                                       | 3340      | 2200 | 625           | 1250 | 1550                       | —         | —    |
| 10000                                      | 4000      | 3500 | 1000          | 2100 | 1910                       | —         | —    |
| 15000                                      | 4500      | 4450 | 1350          | 2900 | 2540                       | —         | —    |
| 25000                                      | —         | —    | 2125          | 4200 | 3025                       | —         | —    |
| 50000                                      | —         | —    | —             | —    | 4300                       | —         | —    |

Desde luego, cabe observar que las características de las cuencas de los cursos de agua de la provincia — aún cuando se acentúe por obras parciales el rápido escurrimiento de las aguas — no son las más favorables para producir máximos equiparables con las registradas en los ríos del mundo que presentan las mayores crecidas. De las fórmulas citadas la de *Kresnik* parece la más aceptable para las zonas en estudio ya que se refiere a valores máximos observados en cuencas con pendiente suave.

*Segundo grupo*. — Entre otras merecen citarse: la de *Iszkowski* (jefe del servicio hidrográfico de Austria), determinada por el análisis de más de 280 ríos de Europa y la de *Harman* (zona de desagües de Norte Amé-

(1) (A) corresponde a crecidas máximas extraordinarias.

(B) corresponde a crecidas máximas excepcionales (catastróficas).

rica) y aplicada por el ingeniero Santiago Fitz Simón en el proyecto de obras de desagüe de Córdoba.

$$\text{Iszkowski:} \quad Q_{max} = \sum_0^n C_p \cdot m \cdot P_A \cdot S, \quad \text{siendo:}$$

$C_p$ : coeficiente variable desde 0,017 hasta 0,55 según las características de la cuenca (pendiente, vegetación, permeabilidad, etc.).

$m$ : Coeficiente variable con la superficie de la cuenca desde  $m = 4,7$  para  $S = 1000 \text{ Km}^2$  hasta  $m = 2,57$  para  $S = 50.000 \text{ Km}^2$ .

$P_A$ : promedio de la precipitación anual máxima en diversos puntos de la cuenca.

$$\text{Harman:} \quad Q_{max} = K S^{0,7} P_d^{3/2} i^{1/2}$$

siendo:

$i$  = pendiente media de la cuenca.

$P_d$  = promedio de la precipitación máxima durante 24 horas en diversos puntos de la cuenca.

$K$  = coeficiente que depende de la naturaleza de la cuenca; en los estudios de Córdoba se ha adoptado  $K = 0,065$ .

La fórmula del ingeniero Mercan pertenece, también, a este grupo, siendo su expresión:

$$Q_{max} = \sum_0^n C \cdot S \cdot P_m i^{1/2} \quad \text{siendo:}$$

$C = 0,0084$  para cuenca como la de Buenos Aires y  $S > 17.000 \text{ Km}^2$ .

$P_m$  = promedio de las precipitaciones mensuales máximas en diversos puntos de la cuenca.

Estas expresiones revisten el carácter de *indicativas* de una probabilidad de que se produzca el valor  $Q_{max}$  si concurren circunstancias favorables a ello (lluvias continuadas de máxima intensidad y duración, coeficiente de desagüe máximo por efecto de lluvias anteriores, etc.); cuando sus coeficientes son *determinados experimentalmente* por la medición directa de caudales máximos, y dado el carácter de esas fórmulas, no tiene mayor importancia que el factor correspondiente a la lluvia sea expresado como precipitación anual, mensual o diaria.

Dado los numerosos casos que contempla y la gran cantidad de observaciones directas utilizadas en su determinación, la fórmula de Iszkowski sería la más recomendable; desde luego, su aplicación razonable dependerá del acierto en la elección del ó de los coeficientes que mejor se adapten al tipo de cuenca en estudio y al régimen de sus lluvias.

La aplicación de fórmulas de ese tipo en las cuales la *forma de la cuenca* no interviene directamente puede conducir a errores de importancia, pues es evidente que entre dos cuencas de análogas características ( $S$ ,  $i$ ,  $P$ , etc.) aquella que por su forma imponga a las aguas una duración menor en su recorrido determinará la producción de un mayor  $Q_{max}$ ; además, muchas de esas expresiones no pretenden ser de carácter general sino que se refiere única y exclusivamente a lugares y cuencas determinadas y en consecuencia, su empleo puede resultar impropio.

Para fijar ideas y para tener a la vista elementos de juicio que permitirán apreciar la bondad intrínseca de los diversos planes, se han calculado aplicando el método cinemático — en la forma indicada — y las fórmulas de Kuichling, Kresnik, Huber y Mercou los caudales máximos de los arroyos Vallimanca, Las Flores, Tapalqué, Azul, Los Huesos, Chapaleofú, Languayú, Perdido, Tandileofú, Chelforó, Chilcas y Chico al llegar a la traza del Colector Mercou-Waldorp (véase pág. 298). En el capítulo siguiente destinado al análisis de los diversos planes se utiliza idéntico procedimiento en relación con sus respectivas características.

CARACTERÍSTICAS Y  $Q_{max}$  (Método cinemático simplificado) DE LOS ARROYOS.  
(Al desembocar en el colector Moreau-Waldorp)

| ARROYOS                | S<br>(Km <sup>2</sup> ) | L<br>(Km) | B <sub>m</sub><br>(Km) | i <sub>m</sub><br>m/Km | t <sub>max</sub><br>horas | I <sub>max</sub><br>Compati-<br>ble (l)<br>mm/hora | η    | Volumen<br>de la<br>crecida<br>Hm <sup>3</sup> (2) | Q <sub>max</sub><br>m <sup>3</sup> s | Duración<br>mínima de<br>la crecida<br>I horas |
|------------------------|-------------------------|-----------|------------------------|------------------------|---------------------------|--|------|--|--------------------------------------|--|
| Vallimanca             | 13.600                  | 220       | 62                     | 0,77                   | 200                       | 1,6  | 0,60 | 1.300  | 2.160                                | 320  |
| Las Flores             | 3.500                   | 140       | 25                     | 0,58                   | 94                        | 2,2  | 0,60 | 550  | 1.200                                | 214  |
| Tapalqué               | 5.700                   | 120       | 47                     | 1,20                   | 66                        | 2  | 0,66 | 900  | 2.000                                | 186  |
| Azul                   | 4.500                   | 155       | 29                     | 1,17                   | 79                        | 2  | 0,66 | 700  | 1.650                                | 199  |
| Los Huesos             | 4.100                   | 140       | 29                     | 1,40                   | 64                        | 2  | 0,66 | 650  | 1.500                                | 184  |
| Chapaleofú             | 3.900                   | 160       | 24                     | 1,25                   | 75                        | 2  | 0,66 | 620  | 1.400                                | 195  |
| Laugueyú y Pertido     | 4.500                   | 110       | 41                     | 1,21                   | 53                        | 2  | 0,66 | 700  | 1.650                                | 173  |
| Tandileofú y Chelforó. | 2.800                   | 130       | 22                     | 1,54                   | 50                        | 2,3  | 0,70 | 540  | 1.250                                | 170  |
| Chileas                | 2.000                   | 130       | 16                     | 1,37                   | 47                        | 2,4  | 0,70 | 400  | 1.000                                | 167  |
| Chico                  | 2.800                   | 130       | 22                     | 1,25                   | 55                        | 2,3  | 0,70 | 540  | 1.250                                | 175  |
|                        | 47.400<br>(3)           |           |                        |                        |                           |  |      |  |                                      |  |

(1) Duración de la lluvia T=5 días, con lo cual puede considerarse computada con una aproximación suficiente la capacidad de acumulación de las diversas cuencas.

(2) Calculados con duración de lluvia T=5 días.

(3) La diferencia con el plan Moreau-Waldorp corresponde a que en la zona I ha en figurar las cuencas de los arroyos Grande, Dulce, etc. que desembocan directamente en Mar Chiquita.

Nota: Los caudales calculados corresponden a lluvias supuestas aisladas en cada cuenca, o más bien a lluvias que presentan su foco de máxima precipitación e intensidad en la respectiva cuenca.

CUADRO COMPARATIVO DE RESULTADOS  $Q_{max}$  (m<sup>3</sup>/s).

(Aplicando diversas fórmulas)

| Arroyos                         | Método<br>cinemático | Kuichling | Kresnik | Huber | Mercan<br>(1) |
|---------------------------------|----------------------|-----------|---------|-------|---------------|
| Vallimanca .                    | 2.160                | 4.800     | 2.500   | 2.700 | 1.040         |
| Las Flores . . . . .            | 1.200                | 3.100     | 1.150   | 1.050 | 400           |
| Tapalqué                        | 2.000                | 3.400     | 1.500   | 1.400 | 740           |
| Azul . . . . .                  | 1.650                | 3.200     | 1.300   | 1.200 | 620           |
| Los Huesos . . . . .            | 1.500                | 3.100     | 1.200   | 1.000 | 640           |
| Chapaleofú . . . . .            | 1.400                | 3.000     | 1.150   | 950   | 580           |
| Langueyú y Perdido . . . . .    | 1.650                | 3.200     | 1.300   | 1.200 | 630           |
| Tandileofú y Chelforó . . . . . | 1.250                | 2.850     | 1.000   | 900   | 590           |
| Chilcas . . . . .               | 1.000                | 2.500     | 850     | 750   | 470           |
| Chico . . . . .                 | 1.250                | 2.850     | 1.000   | 900   | 530           |

(1) Adoptando los coeficientes provisorios modificados en función de  $S$  (ver pág. 122) y computando una lluvia mensual de 500 milímetros — es decir que los caudales así calculados difícilmente serían excedidos. Debiendo observar que si se computara la lluvia máxima mensual compatible con la superficie de la cuenca (ver tabla de pág. 262) el caudal máximo correspondiente al Vallimanca sería solo de 800 m<sup>3</sup>/s y los del Tapalqué, Azul, Los Huesos y Langueyú debieran ser afectados de un coeficiente medio de reducción de 0.90.



## CAPITULO CUARTO

### ANALISIS CRITICO DE LAS SOLUCIONES PROPUESTAS

XXVI. Proyecto del ingeniero Waldorp. — XXVII. Proyecto de los ingenieros Lavalle y Médiei. — XXVIII. Proyecto del Departamento de Ingenieros. — XXIX. Obras consruídas (plan Nyströmer. — XXX. Plan del ingeniero Wauters. — XXXI. Plan adoptado oficialmente por la Dirección de Desagües (Mercau-Waldorp). — XXXII. Plan del ingeniero Duclout. — XXXIII. Plan del ingeniero Aguirre. — XXXIV. Planes del ingeniero Romero. — XXXV. Planes del ingeniero Arce. — XXXVI. Plan de la Empresa Iguain. — XXXVII. Propositiones del ingeniero Foster. — XXXVIII. Proposición del ingeniero Gando. — XXXIX. Plan del ingeniero Posadas.

### XXVI

#### PROYECTO DEL INGENIERO WALDORP

La canalización de la cañada del Vecino, en la forma proyectada, hubiese ofrecido por cierto menores inconvenientes que las obras construídas posteriormente por la Dirección de Desagües (plan Nyströmer) pues los canales laterales destinados al desagüe local habrían salvado los serios trastornos constatados en las inundaciones de 1913. Cabe observar que las dimensiones asignadas por el ingeniero Waldorp al cauce principal eran muy reducidas y que habría resultado totalmente insuficiente para dar paso a las crecidas de los arroyos Langueyú y Perdido.

La adopción del criterio del ingeniero Waldorp (canalización del Salado y de los arroyos Tapalqué, Azul, Los Huesos, Chapaleofú, etc.) para resolver totalmente el problema de los desagües de la zona inundable resultaría en la actualidad excesivamente costoso por razón de la gran sección de escurrimiento — véase Capítulo III — que exigirían las diversas canalizaciones, dada la importancia de los caudales máximos a evacuar — lo que no fué posible apreciar en el año 1883 por la carencia de datos al respecto.

XXVII

**PROYECTO DE LOS INGENIEROS LAVALLE Y MEDICI**

Se trata de uno de los trabajos más concienzudos preparado para la solución del problema, la memoria contiene una descripción completa y minuciosa de la hidrografía de la región y de las causas determinantes de las inundaciones — referencias que luego han sido repetidas por otros colegas que han estudiado la cuestión.

Es interesante destacar el concepto de los autores respecto a las dos cuencas diferentes y muy distintas que presenta el río Salado: la ordinaria con 20.000 Km<sup>2</sup> de superficie y la extraordinaria o correspondiente a las grandes lluvias de 48.500 Km<sup>2</sup>. « *El cauce presente del Salado es el que corresponde a la primera cuenca, no hay ninguna proporción entre su forma y dimensiones y el caudal inmenso de aguas que en los períodos de grandes lluvias afluyen a él de toda su extensa cuenca* ». Tal concepto es el que debe haber inspirado a los proyectistas que han propuesto retenciones o desviaciones de las aguas superiores — precisamente las que corresponden a esa cuenca extraordinaria del Salado.

Otra proposición digna de considerarse en el estudio definitivo del problema — como complementación del sistema de desviadores de los ingenieros Romero y Mercau — es el relativo a las barreras móviles a disponer en los canales (véase pág. 43).

El proyecto de los ingenieros Lavalle y Médici no contempla solución para la cuenca del Vallimanca; la capacidad máxima asignada a las canalizaciones parciales (43 litros por segundo y kilómetro cuadrado) es insuficiente según se establece en términos generales en el Cap. III; la adopción del plan de referencia exigiría aumentos muy importantes en las dimensiones de las obras cuyo costo alcanzaría cifras fabulosas, si se observa que el presupuesto confeccionado en 1886 ascendía a cerca de \$ 60.000.000.

XXVIII

**PROYECTO DEL DEPARTAMENTO DE INGENIEROS**

Como lo ha reconocido su propio autor, el ingeniero Julián Romero, en la memoria del año 1919 al formular un nuevo plan, las obras propuestas por el Departamento de Ingenieros en 1893 resultarían en la actualidad totalmente insuficientes pues en esa época « consideraba como necesidades inmediatas las obras que eliminasen las aguas detenidas, en aquellas zonas donde su permanencia prolongada impedía el aprovechamiento de las tierras por épocas y por años enteros. Eran tam-

« bién las que podían realizarse con un gasto no mayor de tres pesos por « hectárea de la superficie efectivamente favorecida. No se ocultaba que, « aún la zona donde los declives más acentuados impulsan las aguas a « correr con más rapidez, la afluencia de las que llegan de la zona más « alta ocasiona también perjuicios; pero, aparte de que ellos eran me- « nores y las necesidades menos premiosas, el costo de las obras que las « llenasen tenía que ser mayor, por lo que consideraba que en todo caso « podían quedar para realizarse como ampliaciones futuras. (1)».

Debemos, por cierto, hacer notar la exigua capacidad asignada a las canalizaciones proyectadas (9,6 l/s. y Km<sup>2</sup>) debido a la forma evidentemente errónea con que se calculó el coeficiente de inundación — véase pág. 48 — una simple lectura de las planillas de lluvias importantes consignadas en la parte del Cap. III relativo a Pluviometría demuestra la pequeñez de la cifra 25 milímetros mensuales adoptada por el Departamento de Ingenieros: en Agosto de 1913 durante 5 días la precipitación en cuencas de 5000 Km<sup>2</sup> alcanzó a 240 mm.

No obstante ello, cúmplenos expresar que si, con las modificaciones resultantes de los estudios definitivos, se hubiera realizado en aquella época el plan del Departamento de Ingenieros esto es, conducir las aguas por los cursos naturales, siempre que se hubiere abierto un número suficiente de bocas de descarga al mar, se habría obtenido un resultado más eficaz — y desde luego, en mejores condiciones técnicas y económicas — que con las obras construídas conforme al plan Nyströmer. Además, la mayor parte de las obras ejecutadas respondiendo a ese criterio hubieran podido aprovecharse para el desagüe local de la zona baja, disminuyendo el costo de las que será necesario construir en la actualidad.

## XXIX

### OBRAS CONSTRUIDAS — PLAN NYSTROMER

Las diversas inundaciones producidas con posterioridad a la terminación de las obras han dado indiscutiblemente la razón a los que en su oportunidad opusieron serios reparos, que merecieron ser atendidos, al plan de referencia. Por otra parte, la totalidad de los ingenieros que han estudiado el problema de los desagües de la Provincia de Buenos Aires coinciden en reconocer el fracaso casi completo de dichas obras.

A nuestro juicio, las obras del plan Nyströmer no pudieron haber dado nunca el resultado que se perseguía al ser construídas, al formular esta afirmación no nos basamos únicamente en el resultado de su funcionamiento durante la inundación de 1913. El análisis detallado del problema nos lleva a la convicción de que dicho plan fué preparado sin apreciar

(1) Dirección de Desagües - Memoria presentada al Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires (Año 1919) - págs. 19 y 30.

en sus debidos términos el concepto hidráulico en que necesariamente debe fundamentarse un proyecto de esta magnitud; por tal causa se han fijado secciones evidentemente reducidas para los canales y las captaciones de las aguas de la zona alta (origen de los diversos canales) se han ubicado en lugares totalmente inadecuados.

Sin duda, las obras han mejorado algo la situación que se producía con anterioridad a la fecha de su terminación; pero esta insignificante mejora se ha obtenido mediante la inversión de una suma demasiado elevada — cerca de sesenta millones de pesos moneda nacional — que empleados más racionalmente hubieran sido suficientes para eliminar los efectos más perjudiciales de las inundaciones. Algunos de los canales existentes deberán ser parcialmente destruídos al ejecutarse nuevas obras que formen parte de un plan de conjunto debidamente estudiado; y otros, para ser utilizados eficazmente en el desagüe de la zona baja, requerirán obras de corrección de cierta entidad.

### XXX

#### PLAN DEL INGENIERO CARLOS WAUTERS

El plan del ingeniero Wauters (1) comprende, en resumen, las siguientes obras:

- a) *Pantanos o embalses* en los arroyos: Chico, Chilcas, Chelforó, Langueyú, Perdido; los correspondientes a los arroyos Pantanoso, Los Huesos, Gualicho y Tapalqué no se incluyen en el presupuesto del proyecto, diferiendo su construcción para mejor oportunidad.
- b) *Canalización y rectificación* de arroyos y vaguadas en la zona inferior o baja.
- c) *Dragado del Salado.*

#### «A» — Retención de las aguas superiores.

Ha merecido nuestra especial atención, en sus aspectos técnico y económico la solución que se propone para retener las aguas de la zona alta. Sin duda el problema puede ser resuelto con la construcción de pantanos y obras accesorias de capacidad apropiada; solo factores de orden económico pueden determinar la inconveniencia de esta solución.

#### I — Capacidad de los pantanos.

Estimamos que las asignadas a los pantanos proyectados en los arroyos Chico, Chilcas, Chelforó, Langueyú y Perdido son insuficientes, requiriéndose — para la retención normal con revancha de solo 1 m. — multiplicar esas capacidades por 2.25.

(1) Véase pág. 61 y siguientes.

Se ha visto que la lluvia del 15 al 23 de Agosto de 1913 alcanzó a 150 mm como media en una superficie de 17.500 Km<sup>2</sup>, a 283 mm en superficies de 2500Km<sup>2</sup> y a 306mm en el foco de máxima precipitación.

Como cada pantano tiene una acción independiente, la capacidad del mismo debe fijarse para almacenar el volumen de agua que se escurre de una lluvia cuyo foco de máxima estuviera localizado en su cuenca — 300 mm en cifras redondas; además, teniendo en cuenta que los intervalos entre lluvias intensas pueden ser menores que los tiempos necesarios para vaciar los pantanos — dada la limitada capacidad de evacuación de los canales del plan Nyströmer — sería necesario construir dichos pantanos con una capacidad mayor aún que la correspondiente a dicha lluvia, o bien ampliar la de los canales, como lo propuso el ingeniero Duclout.

Admitiendo, por las razones ya dadas, un coeficiente de 0,66 para el derrame o escurrimiento superficial de una lluvia de 300 mm los pantanos deberían tener capacidad para almacenar — hasta el nivel de retención normal — una altura de 200 mm de lluvia supuesta extendida sobre las cuencas respectivas; el ingeniero Wauters limita esa cifra a solo 75 mm.

## II — Tipo de obra y procedimiento de construcción.

El ingeniero Wauters hace en su informe largas consideraciones para demostrar las ventajas del procedimiento hidráulico, (hydraulic-fill dams) del punto de vista técnico y económico para la construcción de los terraplenes que formarían los pantanos.

No haremos una exposición sobre este punto, limitándonos a manifestar que el procedimiento de relleno hidráulico propuesto para la construc-

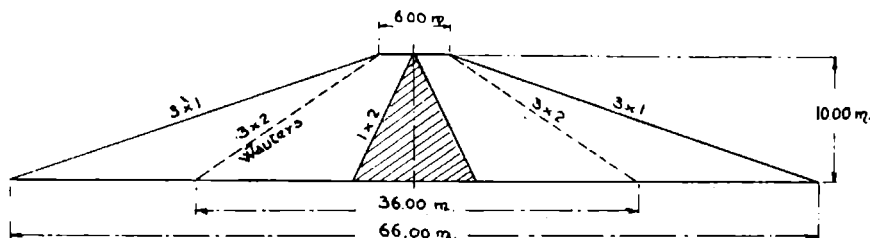


Fig. 47

ción es, sin duda, el que permite obtener una composición más compacta y una distribución racional de los materiales: los más finos para constituir el núcleo central y los de mayor tamaño en la parte exterior; pero la sección transversal proyectada por el ingeniero Wauters es inadmisibles en absoluto, si se ha de aplicar ese procedimiento de construcción. La figura 47 con líneas llenas representa la sección que corresponde al procedimiento hidráulico y con líneas punteadas la proyectada por el ingeniero Wauters.

El ingeniero Wauters hace referencia a la presa de Mittersheim (canal des Houilleres de la Sarre) cuya sección transversal dibujada en la figura 48 se encuentra en la página 579 de la obra « Rivières canalisées et canaux de Cuenot ».

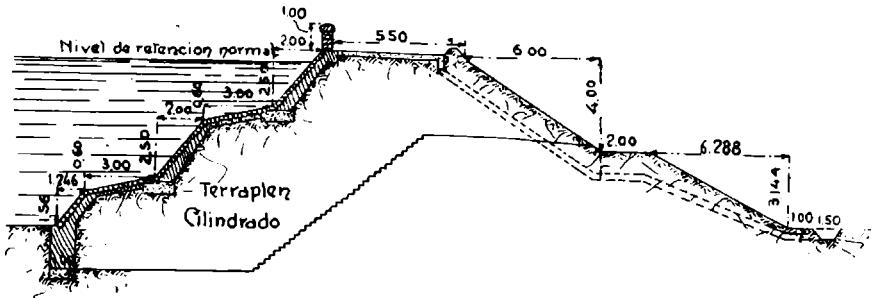


Fig. 48

La sección transversal de este terraplén tiene el talud mojado con igual inclinación, aproximadamente 3 de base por 2 de altura, y el talud seco de mayor inclinación, aproximadamente 2 de base por 1 de altura, que la proyectada por el ingeniero Wauters; pero de la comparación resulta aún que la sección del pantano de Mittersheim tiene una estabilidad notablemente superior, pues en este último:

- a) Una parte de la sección, casi la mitad, está formada por el terreno natural.
- b) El terraplén es del tipo que los franceses llaman en Courroi y se construye colocando capas de arena arcillosa de 8 a 10 centímetros

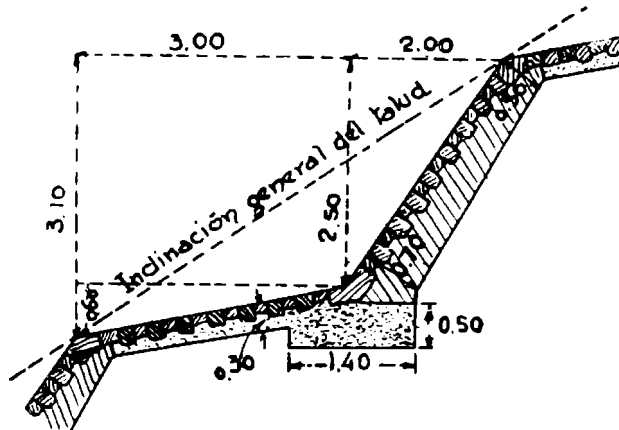


Fig. 49

de espesor a las que se agrega, a veces, cal hidráulica en polvo, o disuelta según el grado de humedad de la tierra empleada. Estas capas son comprimidas, haciendo pasar rodillos hasta de 5000 kiló-

gramos de peso, que permiten reducir el espesor de la capa a la tercera parte.

- c) El coronamiento está revestido de una losa de hormigón.
- d) El revestimiento del talud del lado del agua, es como se vé en la figura 49 de un espesor mucho mayor que el proyectado por el ingeniero Wauters y su disposición asegura una mayor estabilidad. El éxito de este tipo de construcción, se ha comprobado en algunos terraplenes para pantanos construídos en Europa, pero en numerosos casos no ha dado resultado. Así por ejemplo el talud de  $3 \times 2$  ha sido insuficiente, aún en el terraplén en *Courroi*, en los pantanos de Charmes, La Liez y Torey Wieu en los que se han constatado deslizamientos importantes del talud mojado y para impedirlo fué necesario construir, cada 10 ó 12 metros, contrafuertes de albañilería.

Para obtener la estabilidad de un terraplén construído por el procedimiento de relleno hidráulico, especialmente durante el período de ejecución de la obra, por razón del empuje que produce antes de consolidarse la masa fluida del núcleo central, es imprescindible que los taludes presenten pendiente con tres de base por uno de altura.

Esta es la pendiente adoptada en los cinco diques construídos en el Miami (Estados Unidos de Norte América) de acuerdo con los resultados obtenidos en prolizas experiencias y en los diques de Calaveras, de Necaxa, Yarrow, etc.

Sin la más mínima duda puede afirmarse que la sección transversal fijada por el ingeniero Wauters, es absolutamente impracticable y que con su adopción sería materialmente imposible finalizar con éxito la construcción de terraplenes, aplicando el sistema de relleno hidráulico. Esto no solo está confirmado por la experiencia, sino que puede demostrarse calculando los empujes que se producirían para distintas alturas, durante la construcción.

La reducida pendiente de los arroyos que suministrarán el agua para los monitores hidráulicos y para la colocación del material en obra, exigiría la elevación del agua con los gastos consiguientes, pues los monitores deben trabajar con una presión de 4 a 6 atmósferas y la conducción del material (agua y tierra) requiere pendientes mayores de cuatro por ciento. Además el gran desarrollo longitudinal de los terraplenes (el más corto que es el terraplén frontal del pantano proyectado para el arroyo Las Chilcas tiene 5200 metros de longitud) y su volumen reducido por unidad de longitud, contribuirán a encarecer el sistema propuesto en forma tal que, quizá, resultaría más conveniente y económico adoptar un procedimiento mixto: efectuar la excavación y conducción de las tierras por medios mecánicos (excavadoras y trenes Decauville, etc.) y utilizar el procedimiento hidráulico, única y exclusivamente, para la construcción del terraplén, consiguiéndose así disminuir la altura media del bombeo.

### III — Presupuesto.

El ingeniero Wauters estima el costo de construcción de los cuatro pantanos en 18.593.600 pesos moneda nacional (véase pág. 163 del informe oficial impreso).

Llega a este costo admitiendo lo siguiente:

1. Precio del hormigón de composición 1:2:6 colocado en obra para la ejecución del revestimiento del talud mojado, por metro cúbico \$ 40 moneda nacional.
2. Precio del metro cúbico del terraplén ejecutado por el procedimiento hidráulico \$ 0,60 moneda nacional.
3. Superficie de tierra a expropiar: la que ocupan las aguas *en el interior del pantano*, cuando su nivel es de dos metros más bajo que el normal, es decir 4 metros inferior al del coronamiento; fijando para la expropiación \$ 100 moneda nacional por hectárea.
4. Superficie de tierra a la que hay que pagar servidumbre por ocupación temporaria, la limitada entre las superficies del agua con el nivel normal (2 metros bajo el coronamiento) y con el nivel de 4 metros por debajo del coronamiento. Aprecia la servidumbre en \$ 50 moneda nacional por hectárea.

Habiendo observado algunos ingenieros que los pantanos de esta solución no almacenarían grandes volúmenes pues las aguas se escurrirían hacia la región inferior por los espacios comprendidos entre represa y represa, el ingeniero Wauters contesta en la página 45 de la publicación intitulada *Avenamiento de la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires*, que ha tenido en cuenta en su plan las obras necesarias para impedir el escurrimiento señalado.

Efectivamente en la página 152 del informe oficial impreso dice el ingeniero Wauters que « la afluencia de las aguas pluviales al pantano « se asegurará encauzando las corrientes naturales hacia el mismo, aprovechando la configuración del terreno, ya sea para cerrar pequeñas depresiones aisladas o simples terraplenes de retención de altura muy reducida en general, ya sea para abrir zanjas colectoras, todo ello según « señale en cada caso el reconocimiento del terreno ».

Luego dice: « en el plano 1 se agregan esos límites para cada cuenca y « es fácil ver que realizan una captación de las aguas de la zona superior; « pero volcándola en las represas y conservando a cada cuenca sus propias aguas ».

De este último párrafo y de las indicaciones que figuran en el plano 1 parece desprenderse un endicamiento para limitar las cuencas donde sea necesario. De otra manera no podría conseguirse la reunión e independencia de las distintas cuencas pues, ordinariamente, en los arroyos que bajan de las sierras y en los lugares que se han proyectado los pantanos.



las pendientes transversales son pequeñísimas y las divisorias de agua no son suficientemente altas para impedir que, en caso de fuertes lluvias, las aguas desbordadas de los arroyos pasen de una a otra cuenca.

Las obras a construirse para asegurar el acceso de las aguas a los pantanos, no son tan sencillas como parece admitirlo el proyectista; en efecto en el estudio de las características hidrológicas de los arroyos de la zona (Cap. III) se ha demostrado que las crecidas máximas pueden presentar caudales muy altos, en algunos más de 1000 m<sup>3</sup>/s, y su conducción hacia los pantanos exigirá trabajos de tanta magnitud como los que el ingeniero Mercieu ha propuesto para complementar el plan Mercieu-Waldorp, en el concepto de extender los beneficios de las obras a la extensa y valiosa zona situada al sur del colector.

Desde luego, debemos señalar que en el presupuesto del plan que estamos considerando, no figura partida alguna para dichas obras — cuyo costo estimamos excederá de \$ 30.000.000 moneda nacional.

En lo que se refiere a expropiaciones, estimamos que el precio unitario fijado, es notoriamente bajo, siendo prudente duplicarlo; además, conceptuamos inadmisibile el criterio seguido en el cálculo de las superficies sujetas a expropiación y servidumbre, estimando que la zona a expropiar debe estar limitada por la línea exterior a los terraplenes y hasta el nivel determinado por el máximo embalse.

En resumen, sobre la base de las dimensiones y pendientes del terreno del proyecto del ingeniero Wauters, para una retención normal correspondiente a solo 75 mm de agua sobre las cuencas y corrigiendo los errores que hemos comprobado en los cálculos del proyectista, se tendría un costo de \$ 25.257.289.00  $\frac{00}{100}$  para los pantanos de los arroyos Chico, Chicas, Chelforó, y Langueyú según se detalla en el cuadro que sigue:



En consecuencia el costo medio por metro cúbico de agua almacenada en los pantanos sería:

$$\frac{25.257.289}{590.000.000} = 0,0430 \text{ \$ m/n.}$$

La capacidad normal debería aumentarse *por lo menos*, teniendo en cuenta las necesidades del desagüe, a:

$$590 \times 2,25 = 1.330 \text{ millones de metros cúbicos.}$$

Es evidente que al aumentar la capacidad disminuiría el costo unitario medio; pero teniendo en cuenta que para mantener el precio unitario del terraplén (\$ 0,60 el metro cúbico) sería necesario una especial organización del trabajo, que es imprescindible disminuir la inclinación de los taludes hasta hacerla de (3) tres de base por (1) uno de altura, que el revestimiento en la forma proyectada no es admisible siendo más conveniente construirlo con losas de hormigón armado de pequeñas dimensiones, con juntas de dilatación, etc., o de lo contrario, en Courroi, disminuyendo la inclinación a  $2 \times 1$  con revestimiento del tipo normal dibujado antes, cosa que, por lo que respecta al costo determinaría cierta compensación, etc., podemos, para tener una idea aproximada del monto del presupuesto de los cuatro pantanos anteriores, fijar el costo medio por metro cúbico de agua almacenada en \$ 0,04  $\frac{m}{n}$ .

El costo real de construcción de los pantanos con capacidad suficiente para el desagüe *únicamente* sería, por tanto de:

$$1.330.000.000 \times 0,04 = 53.200.000 \text{ \$ } \frac{m}{n}.$$

No creemos necesario hacer un estudio detallado del presupuesto que corresponde a un proyecto definitivo; por otra parte, después de haber reconocido el terreno, pedimos a la Dirección de Desagües que ordenara la ejecución de un levantamiento altimétrico, siguiendo los cursos de los arroyos en una longitud suficiente para poder estudiar la ubicación de los pantanos y adoptar la más conveniente, de acuerdo con las ideas del ingeniero Wauters.

El levantamiento fué efectuado por el ingeniero Felipe Fontana (1) y los resultados del mismo en la parte que nos interesa, se dan a continuación:

(1) Informe de fecha 31 de Marzo de 1928.

| Arroyo              | Entre las cotas | Pendiente longitudinal de lavaguata |
|---------------------|-----------------|-------------------------------------|
| Chico. . . . .      | 30,10 y 38,13   | 0,00080                             |
| Chileas.            | 59,75 y 65,35   | 0,00140                             |
| Chelforó . . . . .  | 30,00 y 36,00   | 0,00087                             |
| Langueyú. . . . .   | 30,00 y 35,27   | 0,00082                             |
| Pantanosos. . . . . | 59,80 y 68,12   | 0,00094                             |
| Los Huesos.         | 79,73 y 88,66   | 0,00130                             |
| Azul. . . . .       | 65,00 y 73,00   | 0,00088                             |
| Tapalqué.           | 61,11 y 68,00   | 0,00076                             |

La menor pendiente trae como consecuencia una pequeña disminución en la altura de los terraplenes y un aumento de la superficie de las zonas a expropiar, pero con las capacidades de los pantanos que realmente serían necesarias, para el desagüe únicamente, se llega siempre a un presupuesto muy elevado.

#### IV — Los pantanos en los arroyos Pantanoso. Los Huesos, Gualicho y Tapalqué y las obras en la zona intermedia.

El ingeniero Wauters manifiesta, en la página 164 de su informe, que « de acuerdo con las mismas bases reproduce cuadros análogos para represas en los arroyos de la cuenca tributaria del Salado, desde el Pantanoso al Tapalqué pero que constituyen obras a ejecutar recién cuando su necesidad quede evidenciada no para el desagüe que se asegura con las obras proyectadas en el Salado inferior y el sistema de lagunas inmediatas a Guerrero, sino cuando se imponga la necesidad de retener las aguas superiores para provocar un aprovechamiento intensivo ».

Para cada uno de los arroyos citados en el epígrafe proyecta un pantano.

En conjunto tienen los pantanos una capacidad normal de 845.000.000 de metros cúbicos para una superficie de cuenca total igual a 13.400 kilómetros cuadrados.

La cantidad de agua que almacenarían esos pantanos sería la correspondiente a una altura de agua de

$$\frac{845.000.000}{13.400.000} = 63 \text{ milímetros}$$

Esta capacidad es notoriamente insuficiente y creemos, bastaría para ello repetir las consideraciones hechas anteriormente y referirnos al capítulo destinado al estudio de las lluvias; correspondería triplicar esa capacidad, es decir la capacidad normal mínima debiera ser

$$3 \times 845 = 2535 \text{ millones de metros cúbicos.}$$

No exageramos al establecer esta capacidad mínima como puede verse por este ejemplo: En Tapalqué la lluvia total entre el 6 y el 15 de Abril de 1926 fué de 105 milímetros, del 21 al 24 del mismo mes, llovió 179 milímetros, es decir 284 milímetros en 18 días. En el mes de Mayo volvió a llover.

Proyectando debidamente estos pantanos, y teniendo en cuenta su mayor capacidad, podríamos admitir, siempre para tener una idea aproximada, un costo de \$ 0,03  $\frac{m}{n}$  el metro cúbico de agua almacenada, de modo que el costo de los cuatro pantanos

$$2.535.000.000 \times 0,3 = 76.050.000 \$ \frac{m}{n}.$$

No participamos de la opinión de que el desagüe de la cuenca de estos arroyos está asegurado con las obras proyectadas, en el Salado inferior y las lagunas, porque en forma análoga podría decirse que el de las cuencas de los arroyos Chico, Las Chilcas, Chelforó y Langueyú estaría asegurado con abrir un cierto número de salidas al Océano Atlántico, cortando los médanos, y suprimir los pantanos proyectados para las cuencas de los mismos.

Por otra parte, basta examinar la suma que en el presupuesto general (página 267 del informe) fija el ingeniero Wauters para la zona intermedia para reconocer que las obras que pueden ejecutarse con 3.988.325 \$  $\frac{m}{n}$  comprendiendo imprevistos, serán relativamente insignificantes y que con ellas quedarían las tierras en las cuencas de los cuatro arroyos prácticamente en las mismas condiciones que en la actualidad.

Esta suma se fija, en efecto, para interrupción del canal n° 11, canal de descarga del Tapalqué, prolongación del canal n° 12, interrupción del canal n° 9, prolongación de los canales 2, 5 y 6, colectores de la cuenca de Las Flores, colectores de los canales Nos. 12, 9, 1, 2 y 5, obras complementarias y de limpieza, alambrado general, rebaje de fondos en los canales y obras imprevistas; trabajos necesarios, aún con truyendo — como lo conceptuamos imprescindible — los pantanos de referencia y que consideramos requerirán una suma mayor que la fijada por el proyectista para mejorar la situación de las partes de las cuencas de esos arroyos situados aguas abajo de los pantanos.

## V — Las cuencas de los arroyos Las Flores y Vallimanca.

En su plan de obras el ingeniero Wauters nada indica para la cuenca de estos arroyos, de manera que dejaría a una superficie de más de 2.500.000 hectáreas en las mismas condiciones actuales.

La cuenca del Vallimanca superior — arroyo Salado — tiene para la sección, en la línea Recalde-Bolívar, una superficie de 13.600 kilómetros cuadrados. Una lluvia de 150 mm con una pérdida de la tercera parte o una lluvia de 200 mm con una pérdida de la mitad exigiría una capacidad en un pantano que se proyectara, con el criterio que corresponde al plan

del ingeniero Wauters, de 1360 millones de metros cúbicos y calculando por ser de gran capacidad con el precio medio de solo \$ 0,02  $\frac{m}{n}$  por metro cúbico el costo sería:

$$1.360.000.000 \times 0,02 = 27.200.000 \text{ \$ } \frac{m}{n}.$$

Para el arroyo Las Flores, con una superficie de cuenca de 3.500 kilómetros cuadrados, se necesitaría un pantano de capacidad igual a 350 millones de metros cúbicos como mínimo y su costo oscilaría alrededor de 10.000.000 de \$  $\frac{m}{n}$ .

## VI — Aprovechamiento de las aguas almacenada en los pantanos.

Al proponer la solución que ha sido analizada, el ingeniero Wauters sostiene que el agua acumulada en los pantanos artificiales puede ser utilizada para el riego con el objeto de combatir los efectos perjudiciales de las grandes sequías, efectos que se consideran tanto o más perjudiciales que los de las inundaciones.

Presentado el problema bajo este aspecto se complica mucho. Desde luego consideramos que siendo, en principio, aceptable la idea no han sido dados fundamentos convincentes por los que admiten la posibilidad de realizarla.

Para decidirse por ella o condenarla, sería necesario efectuar estudios estadísticos completos sobre la distribución de las lluvias y proyectar la red de canales completa para conocer, siquiera aproximadamente el costo de las obras necesarias para el aprovechamiento de las aguas acumuladas en los pantanos con fines de riego, calcular el canon de riego, etc., etc.

En el informe oficial del ingeniero Eduardo Aguirre, presentado a la Comisión de Desagües en Diciembre de 1917, después de hacer varias objeciones al proyecto del ingeniero Wauters, las que en su mayor parte dejan de ser aplicables a los pantanos en los sitios en que se han proyectado, agrega: (página 6 del informe impreso)

« Por otra parte, siendo el régimen de las lluvias en la región muy uniforme entre las distintas estaciones del año las necesidades del riego se sienten solo en los largos períodos de sequía en que será difícil mantener con agua los embalses proyectados, y si para conseguir éstos se mantuvieran llenos en las épocas lluviosas, se correría el riesgo de no tenerlos disponibles cuando se necesitara utilizarlos como regularizadores de desagües.

Más adelante (página 7) agrega:

« Con el progreso agrícola de la región inundable es probable que se hagan obras de embalse para riego; pero deberán proyectarse en la región más alta, puede decirse dentro de las sierras donde los embalses serán profundos y no se desecarán durante el verano. Allí podrán recibir el agua de los arroyos permanentes y de algunas vertientes y por su posición elevada darán el nivel necesario para cualquier canal de riego; pero su funcionamiento será independiente de los desagües ».

Creemos acertada la opinión del ingeniero Aguirre y nos adherimos a ella. Las lluvias que dan origen a inundaciones son intensas; se producen ordinariamente a la entrada y terminación del invierno; saturan los terrenos y los mantienen húmedos posteriormente durante un tiempo relativamente largo. Esta doble circunstancia hace que el agua de los pantanos no sea utilizable, prima facie, por cuanto habría que mantenerla acumulada hasta las épocas en que fuera más necesaria para el desarrollo vegetativo de las plantaciones.

Debiendo por otra parte, como lo hace notar el ingeniero Aguirre mantenerse los pantanos casi vacíos para prever la posibilidad de lluvias inundantes, *sería necesario si se quisiera utilizar las aguas para el riego, aumentar notablemente la capacidad de los pantanos, cosa que trae como consecuencia un aumento del costo correspondiente a esta solución.*

Datos muy sugerentes y dignos de tomarse en cuenta, a los efectos de considerar los beneficios que pudieran obtenerse con los pantanos aplicados al riego, los encontramos en las estadísticas de los caudales conducidos por los canales en servicio. Así en el Canal n° 9, por ejemplo, en kilómetro 104 se han constatado caudales prácticamente nulos en los años 1916, 1917, 1918, 1919, (Enero a Abril y Noviembre y Diciembre) 1920, 1921, 1923, 1924, 1926, 1927 y 1928; lo que indica que en esos años — en que las necesidades serían mayores — no habría habido posibilidad de almacenar volúmenes de alguna importancia y es inadmisibles que las reservas obtenidas en los años de abundancia pudieran conservarse para períodos de sequía de tanta amplitud.

#### VII — Utilización de los canales existentes para vaciar los pantanos.

En página 161 de su informe el ingeniero Wauters propone la utilización de los canales actuales para variar los pantanos. A continuación se indican los canales que se utilizarían y los tiempos necesarios para la evacuación:

| <u>Pantano en</u>     | <u>Canal</u> | <u>Tiempo necesario en días</u> |
|-----------------------|--------------|---------------------------------|
| Arroyo Chico . . .    | n° 6         | 33                              |
| » Las Chilcas . . .   | n° 5         | 25                              |
| » Chelforó. . . . .   | n° 2         | 18                              |
| » Langneyú y Perdido. | n° 1         | 21                              |

No creemos conveniente la utilización de los canales por las siguientes razones:

- a) Porque aún con las capacidades dadas por el ingeniero Wauters es muy posible que en 25 a 33 días la lluvia fuera de 3 a 4 veces mayor que la altura correspondiente a esas capacidades. El funcionamiento, en esas condiciones sería deficientísimo, máxime si se considera que las capacidades previstas deben multiplicarse por 2.25 lo que

implica un aumento proporcionado en los tiempos de evacuación indicados.

- b) Porque sería conveniente utilizar, en las partes en que sea posible, los canales actuales únicamente para el desagüe de la zona baja. Además como lo propone el ingeniero Arce, con el fin de no obstruir desagües naturales de esta zona habría conveniencia en destruir parcialmente los canales 2 y 5.

**«B» — Las obras para la zona inferior o baja.**

Consideramos aceptables las obras propuestas que, en sus líneas generales, concuerdan con las aconsejadas por el Departamento de Ingenieros y los ingenieros Romero y Arce.

Pero debemos hacer notar muy especialmente que a nuestro juicio es relativamente insignificante la suma que en el presupuesto asigna el ingeniero Wauters para las obras de desagüe de la zona inferior.

Con 1.040.600 \$  $\frac{m}{n}$  no es posible, en efecto construir colectores para el Canal n° 9, colectores en la cuenca del canal n° 1, el canal de Galloso y Favorita, el canal en el arroyo Ramírez y colectores, el canal en Rincón de López y Castelli, los colectores del Mangrullo y Monsalvo, el canal de las Saladas, el colector de Rosillo, excavaciones, dragados fluviales y obras imprevistas, dirección e inspección y estudios de esas obras.

Consideramos que la suma necesaria para las obras de desagüe en la zona baja, siempre que se evite el acceso de las avenidas procedentes de la zona alta, ha de alcanzar a 11.500.000 \$  $\frac{m}{n}$ , a saber:

|  |    |                     |
|--|----|---------------------|
| Rectificación y ensanche del Saladillo . . . . . | \$ | 3.000.000.—         |
| Gualicho, Zapallar y Camarones. . . . .          | »  | 3.000.000.—         |
| Vecino, Dolores y Castelli. . . . .              | »  | 1.500.000.—         |
| Zona de Ajó . . . . .                            | »  | 4.000.000.—         |
|  | \$ | <u>11.500.000.—</u> |

**«C» — La sistemación del río Salado.**

En el tronco inferior del río Salado, desde las lagunas La Tigra y La Boca hasta la desembocadura es donde propone hacer el ingeniero Wauters las obras de mayor importancia.

Como ya hemos dicho propone el dragado general del cauce dando a éste las secciones que hemos consignado en el capítulo respectivo.

Hemos comprobado, grosso modo, que los cómputos métricos que figuran en el presupuesto de la página 207, están equivocados pues son notablemente inferiores a los que exigiría la ejecución de los trabajos proyectados existiendo, también, algunos errores en el presupuesto. Además consideramos imposible que pueda ejecutarse el dragado general del



cauce y transporte de los materiales provenientes del mismo a la distancia prevista, al precio de \$ 0,15  $\frac{m}{n}$  el metro cúbico, que los terraplenes para la defensa de las lagunas La Tigra, La Boca, las lagunas del Este y el endicamiento superior puedan construirse a \$ 0,30  $\frac{m}{n}$  y que las obras propuestas para ampliación del canal n° 15 consistentes en excavación y terraplenamiento a 55 metros de distancia media del lugar de excavación puedan hacerse al precio de \$ 0,20  $\frac{m}{n}$  el metro cúbico, precio unitario que figura en la partida n° 3, aunque el importe parcial ha sido calculado con el de \$ 0,15  $\frac{m}{n}$ . Para demostrar lo que afirmamos, efectuamos a continuación un análisis del costo del dragado, realizado con los elementos de trabajo más modernos.

El dragado del río Salado y el refulado simultáneo del material extraído, cuando este consista en arena y arcilla, puede realizarse con draga de succión, con disgregador rotativo y dotada de dispositivos para refular a distancia, del tipo de la « 215 C » ,recientemente adquirida por el gobierno nacional, cuyas características la hacen adaptable para ese trabajo y puede servirnos para determinar el precio mínimo del dragado en el Salado refulando a 1200 metros.

La potencia total de sus máquinas a vapor es de 900 H.P., siendo la potencia de la que acciona la bomba del dragado de 575 H.P., su costo ha sido de \$ 510.000  $\frac{m}{n}$ ; el gasto mensual en concepto de personal es de \$ 4.500  $\frac{m}{n}$ ; el gasto de combustible (petróleo) por hora es de \$ 13  $\frac{m}{n}$  y el de artículos de consumo es de \$ 1,50  $\frac{m}{n}$ , también por hora. El rendimiento útil de la draga en materia sólida, trabajando en arcilla o arena arcillosa, refulando por cañería flotante a 150 metros es de 400 metros cúbicos por hora y refulando a 1200 metros es de 280 metros cúbicos en el mismo tiempo. El trabajo normal de la draga es de 1500 horas anuales, es decir, que dragará y refulará 420.000 metros cúbicos por año y siendo 1400 metros cuadrados la sección transversal a dragar, la longitud que avanzará la draga por año será de 300 metros.

El refulado exige la construcción de diques de contención de 1200 metros de largo en las dos márgenes, para cada avance anual de 300 m. con una altura de 0,70 m y ancho de 0,80 m en el coronamiento, taludes de 3  $\times$  2 y costo total de \$ 4000  $\frac{m}{n}$ .

La cañería en tierra colocada en ambas márgenes, de que se necesita disponer, es como mínimo de 2600 ms. y a \$ 50 el metro, importa \$ 130.000.

La cañería flotante de 350 metros de longitud mínima, a \$ 150  $\frac{m}{n}$  el metro, importa \$ 52.500  $\frac{m}{n}$ .

Para trasladar la cañería de cada margen al terminar cada sección de 300 metros, se necesitan 20 hombres y un capataz durante quince días y para las dos tuberías 30 días con un gasto de \$ 4000  $\frac{m}{n}$ .

El costo del metro cúbico de arena y arcilla dragado y refulado a 1200 metros resulta así:

|  |                  |                |
|--|------------------|----------------|
| Personal de la draga, al año . . . . .                     | \$ $\frac{m}{n}$ | 54.000         |
| Combustible (13 $\times$ 1.500) . . . . .                  | »                | 19.500         |
| Artículos de consumo (1,50 $\times$ 1.500) . . . . .       | »                | 2.250          |
| Reparaciones de la draga, 6 % del costo . . . . .          | »                | 30.600         |
| Reparaciones de las cañerías, 8 % del costo . . . . .      | »                | 16.200         |
| Amortización e interés del capital, draga, 10 % . . . . .  | »                | 51.000         |
| Amortización e interés del capital, cañería 10 % . . . . . | »                | 20.250         |
| Traslación de la cañería . . . . .                         | »                | 4.000          |
| Diques de contención . . . . .                             | »                | 4.000          |
|  | \$ $\frac{m}{n}$ | <u>201.800</u> |
| Gastos generales e imprevistos, 10 % . . . . .             | »                | 20.180         |
| Costo para 420.000 m <sup>3</sup> . . . . .                | \$ $\frac{m}{n}$ | <u>221.980</u> |

Costo del metro cúbico:

$$\frac{221.980}{420.000} = \$ 0,53 \text{ m/n. (1)}$$

Admitiendo que estas dragas puedan trabajar en tosca, el rendimiento máximo no excedería de 200 m<sup>3</sup> por hora y de 360.000 m<sup>3</sup> por año. En estas condiciones el costo del metro cúbico sería:

$$\frac{221.980}{300.000} = \$ 0,74 \text{ m/n.}$$

Es interesante hacer notar que el precio unitario adoptado por el ingeniero Wanters, compensa solo el costo del refulado. En efecto, el medio más moderno y económico empleado en Buenos Aires para el refulado, es una electro-bomba de 500 HP. instalada en 1928, que puede impulsar 350 metros cúbicos de arena y arcilla por hora, a 1200 metros de distancia, consumiendo 368 kilowatt hora.

El costo del kilowatt hora en Buenos Aires es de 2,44 centavos oro (\$ 0,0554  $\frac{m}{n}$ ) para un consumo anual de 2.800.000 kilowatt aprovechando las horas de menor consumo.

El costo de la instalación es:

|                          |                        |                |
|--------------------------|------------------------|----------------|
| Electrobomba . . . . .   | \$ $\frac{m}{n}$       | 60.000         |
| Su instalación . . . . . | »                      | 20.000         |
| Tubería . . . . .        | »                      | 60.000         |
|                          | Total \$ $\frac{m}{n}$ | <u>140.000</u> |

Gastos en concepto de personal \$ 5.—  $\frac{m}{n}$  por hora.

Amortización e interés del capital, 10 % anual sobre \$ 140.000 = 14.000  $\frac{m}{n}$  y en 2000 horas de trabajo anual \$ 7.—  $\frac{m}{n}$  por hora.

(1) Computando 2500 horas de trabajo anual ese precio se reduce a \$ 0,36 m/n por m<sup>3</sup>.

Reparaciones 8 % anual sobre \$ 140.000  $\frac{m}{n}$  = \$ 11.200  $\frac{m}{n}$  y en 2000 horas de trabajo \$ 5,60  $\frac{m}{n}$  por hora.

Gastos generales e imprevistos 10 % del costo.

Resulta por hora :

|  |                  |       |
|--|------------------|-------|
| Energía . . . . .                        | \$ $\frac{m}{n}$ | 20.39 |
| Personal . . . . .                       | »                | 5.—   |
| Amortización e interés . . . . .         | »                | 7.—   |
| Reparaciones . . . . .                   | »                | 5.60  |
|  | \$ $\frac{m}{n}$ | 37.99 |
| Gastos generales e imprevistos . . . . . | »                | 3.80  |
| Total                                    | \$ $\frac{m}{n}$ | 41.79 |

Precio del metro cúbico :

$$\frac{41,79}{350} = \$ 0,12 \frac{m}{n}$$

Es evidente, que en el río Salado los precios serían superiores, especialmente el de la energía que exigiría la construcción de una central, con mayores gastos generales, conservación, reparaciones, transportes, etc.

Admitiendo que pudiera obtenerse para costo del kilowatt hora en el Salado, el de 10 centavos  $\frac{m}{n}$  y manteniendo la misma proporción para gastos generales e imprevistos, sin variar los demás, el costo del metro cúbico de arcilla y arena refulados, sería de \$ 0,17  $\frac{m}{n}$ .

En consecuencia, resulta que el plan de obras para los tramos inferiores e intermedio del Salado, requeriría para su ejecución una suma no inferior a \$ 100.000.000  $\frac{m}{n}$  y que además no se justificaría la inversión de esta suma para obras de desagüe pues solo produciría un beneficio directo y parcial para los partidos de Castelli, Pila en su extremo noreste y Chascomús en su parte Sud.

\* \* \*

En resumen consideramos que no es aceptable el proyecto del ingeniero Wauters, por las siguientes razones:

- a) El tipo de construcción, secciones, revestimientos, etc., para los pantanos no es aceptable.
- b) Las capacidades fijadas para los pantanos son notoriamente insuficientes para responder al concepto de almacenamiento de las aguas de la zona alta y evitar que pasen a la zona baja.  
Las capacidades necesarias para este objeto debieran ser 2,25 veces mayores que las proyectadas.
- c) Si se quisiera aprovechar el agua para el riego, cosa cuya factibilidad económica aparece dudosa, sería necesario aumentar más todavía la capacidad de los pantanos.

- d) Sin la construcción de los pantanos en los arroyos Pantanoso, Azul, Los Huesos y Tapalqué, la cuenca que corresponde a los mismos estaría en las mismas condiciones que actualmente, pues las obras propuestas son evidentemente insuficientes. Para las necesidades del desagüe, exclusivamente, estos pantanos deberían tener por lo menos una capacidad triple de la que fija el proyecto y mayor en caso de ser posible la utilización del agua para riego.
- e) No indica ninguna obra para las cuencas de los arroyos Vallimanca y Las Flores, que, en conjunto tienen una superficie de más de 2.500.000 hectáreas. Respondiendo al mismo concepto de retención de las aguas superiores sería necesario construir pantanos para las partes superiores de las cuencas de estos arroyos y efectuar obras de rectificación de los cauces aguas abajo de los pantanos.
- f) Las obras en los tramos inferior e intermedio del Salado, solo darían un beneficio reducido a la zona inundable, beneficiando únicamente a una parte relativamente pequeña de la misma. Sólo sería admisible, técnicamente, esta solución, teniendo en cuenta únicamente las necesidades del desagüe si se completara con la canalización de los afluentes del río Salado, dando a sus cauces la sección necesaria.
- g) Las obras propuestas para la zona intermedia serían insuficientes: aún en el caso de que se construyeran los pantanos en los arroyos Pantanoso, Los Huesos, Azul y Tapalqué.
- h) El costo de realización del plan de obras con las limitaciones propuestas por el ingeniero Wauters, alcanzaría fácilmente a 160 millones de pesos moneda nacional y construyendo todos los pantanos con las capacidades necesarias para que resulte eficaz, a más de 300 millones de pesos moneda nacional, según el siguiente detalle:

|  |                      |
|--|----------------------|
| Pantanos arroyos Chico, Chileas, Chelforó y Langueyú . . . . .     | \$ 53.000.000        |
| Zona inferior . . . . .  | » 11.000.000         |
| Dragado del Salado . . . . .                                       | » 100.000.000        |
| Pantano arroyo Pantanoso, Los Huesos, Gualicho, Tapalqué . . . . . | » 76.000.000         |
| Pantanos arroyos Las Flores, Vallimanca . . . . .                  | » 37.000.000         |
| Endicamiento de los arroyos hasta los pantanos . . . . .           | » 30.000.000         |
|  | Total \$ 307.000.000 |

XXXI

**PLAN MERCAU-WALDORP**

(Adoptado oficialmente por la Dirección de Desagües).

En resumen teniendo en cuenta todas las aclaraciones indicadas por el ingeniero Agustín Mercau (1), el plan adoptado oficialmente por la Dirección de Desagües, comprende:

(1) Véase página 98.

- a) *Gran canal colector* desde el arroyo Vallimanca hasta Mar Chiquita con un desarrollo total de 400 kilómetros en cifras redondas, cuya traza se indica en la planimetría respectiva, lámina V, capacidad inicial 1500 m<sup>3</sup>/s al captar el Vallimanca, terraplén revestido con una losa de hormigón armado con talud de 1.25 de base por 1 de altura, altura del terraplén 2.70 m en el origen y 4.50 m en la parte final, 7 viaductos ferroviarios con 7100 metros de luz libre total, 10 puentes carreteros insumergibles con 9600 metros de luz libre total, 45 puentes carreteros sumergibles con 1830 metros de luz libre total, obras de descarga con 2000 m.l. de luz libre.
- b) *Obras en la zona de 4.000.000 Hectáreas situadas al sur del gran colector*: (1) endicamiento parcial de las vaguadas de los arroyos con disposiciones especiales (véase pág. 127) para permitir el acceso lateral de las aguas y su expansión.
- c) *Obras en el Salado*. — cierre de los portezuelos que dejan entre sí los albardones que limitan el cauce mayor desde la laguna La Boca hasta el mar; ensanche, rectificación y profundización de las partes más defectuosas del cauce del Salado; obras de desagüe local para complementar la acción de los canales existentes N° 15, N° 16, N° 17, N° 18 y N° 19. (2)
- d) *Obras en la zona baja, al norte del gran colector*. — Utilización de la red actual de canales complementada por una nueva red de canales secundarios del tipo colector o desviador y dispuestos oblicuamente a la dirección de las curvas de nivel.

#### « A » — Analisis de la formula del Ingeniero Mercau.

Corresponde al grupo de fórmulas que permiten calcular el caudal máximo que, en circunstancias especiales favorables, puede producirse en una cuenca en función de su superficie, naturaleza, pendiente y precipitación máxima. Estudiados los fundamentos expuestos por su autor (3), debemos formular las siguientes observaciones:

- a) Es lógica y razonable la inclusión del factor  $I\frac{1}{2}$  así como la variación del coeficiente numérico  $C$ , según el diagrama de pág. 122 en sentido inverso con la superficie de la cuenca.
- b) La determinación del coeficiente numérico  $C$  ha debido efectuarse por medio de observaciones directas de caudales máximos en relación con las mayores precipitaciones mensuales, procedimiento habitual para que — en una fórmula de tal tipo — aparezca reflejada la influencia de la forma y naturaleza de las cuencas, la mayor  $C$

(1) Al parecer ha sido descartado el plan de trabajos que en esa zona proveía — aún cuando no presupuestaba — el informe de la Dirección de Desagües.

(2) El colector B propuesto en 1914 fué suprimido. Véase pág. 133.

(3) Página 116.

menor intensidad de las lluvias continuadas durante varios días, únicas capaces de producir caudales máximos en cuencas de gran extensión y pendiente suave.

- c) Las dos hipótesis — que a falta de observaciones directas — ha resuelto aplicar el ingeniero Mercou son totalmente arbitrarias e inaplicables al caso en estudio:

El escurrimiento de las aguas hacia el colector, en épocas de grandes crecidas — no se produce — a pesar de la planitud de la zona — con una lámina uniforme de 0.172 m, sino que la afluencia que determinará los máximos se producirá a favor de las vaguadas naturales con profundidades medias, mucho mayores que la admitida por el ingeniero Mercou: tal hipótesis y con una altura necesariamente menor que 0.172 m solo se cumple — en el estado actual — para las aguas que se escurren entre dos vaguadas sucesivas (aguas procedentes del desborde de los cauces superiores); situación favorable que, por cierto desaparecerá con la adopción de las obras propuestas por el ingeniero Mercou para la mejora de la zona situada al sur del colector (endicamientos en los arroyos), las que producirán una importante aceleración de las aguas no prevista en forma alguna en la fórmula de referencia.

- d) El recorrido admitido 127 Km. para la zona II, es el mínimo que han de efectuar las aguas para alcanzar la sección A B del colector siendo el máximo el que corresponde al trayecto C D A. El caudal

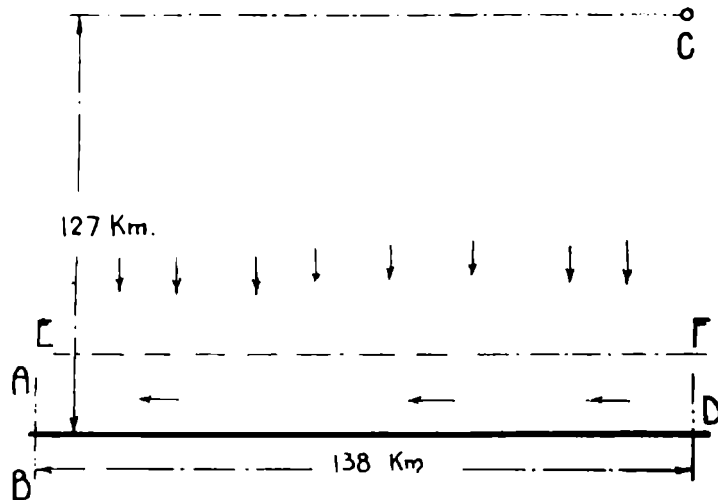


Fig. 50

máximo de afluencia correspondiente a una sección tal como E F paralela a la traza del colector (véase pág. 120) es sin duda mucho mayor, por razones hidráulicas evidentes, que el máximo que se constata en A B y que es el que interesa para el cálculo del colector altura del terraplén, zona de expansión, etc.)

- e) La velocidad calculada por el ingeniero Mercan, aplicando la expresión experimental de Muntz y Lainé, es sumamente pequeña; resulta igual a 3,6 centímetros por segundo ó 130 metros por hora:

$$V = 6,25 \times 0,172 \times \sqrt{I} = 0,636 \text{ m/s.}$$

Si tal valor fuese exacto, importaría establecer que las aguas para recorrer la distancia que media entre las sierras y la traza del colector emplearán 42 días — cifra absolutamente inadmisibles y en notoria contradicción con todas las observaciones de crecidas de los cursos de agua de la provincia de Buenos Aires.

Del estudio detenido de la memoria de Muntz y Lainé (publicada en el N° 2 de Agosto de 1913 en la revista «La Houille Blanche») llegamos a la conclusión de que las citadas experiencias son inaplicables al cálculo del desagüe de aguas de lluvia caída en terrenos de pendiente variable. En efecto, dichos autores estudiaron el escurrimiento en parcelas relativamente angostas, regadas por medio de acequias situadas en la cabecera que suministran un caudal constante, con lámina de pequeño espesor; proponíanse determinar el espesor mínimo de la napa regante en la parte superior de la parcela o, lo que es lo mismo, el caudal constante mínimo para que el agua llegue al extremo inferior, asegurando el riego de la parcela en toda su extensión.

El escurrimiento de las aguas inundantes se hace, sin duda, en condiciones bien distintas que las previstas por el autor de la fórmula: las velocidades no son constantes, produciéndose aceleraciones en el movimiento — como lo demuestra el ingeniero Fontanelli en sus experiencias citadas — que originan concentraciones de aguas en los cauces, cuya importancia va aumentando progresivamente hasta llegar al curso de agua principal. La velocidad media tiene un valor notablemente más alto que el de 3,6 centímetros por segundo.

- f) La coincidencia — de que se hace mérito — de los valores de los máximos constatados en Puente Guerrero en 1913 y en 1919 con los calculados aplicando la fórmula de referencia, demostraría — en el caso de que se presentan en todos los casos — que dicha ecuación es válida única y exclusivamente para aquel lugar y que, precisamente por tal coincidencia, dará valores mucho menores que los reales cuando se la aplique para calcular los caudales máximos en el colector. Ya se ha hecho referencia de la enorme acción de regulación que necesariamente ejerce el amplio cauce del Salado y sus lagunas.

Según el cálculo de comprobación del ingeniero Mercan — véase pág. 105 — relacionado con la figura 51; en 1913 la zona A contribuyó con un caudal de 655 m<sup>3</sup>/s y la zona B con 772 m<sup>3</sup>/s para formar el máximo

de 1427 m<sup>3</sup>/s en puente Guerrero y en 1919 los aportes respectivos fueron de 478 m<sup>3</sup>/s y 512 m<sup>3</sup>/s. Por lo pronto, corresponde observar que solo se hace intervenir como único factor característico del escurrimiento, sin

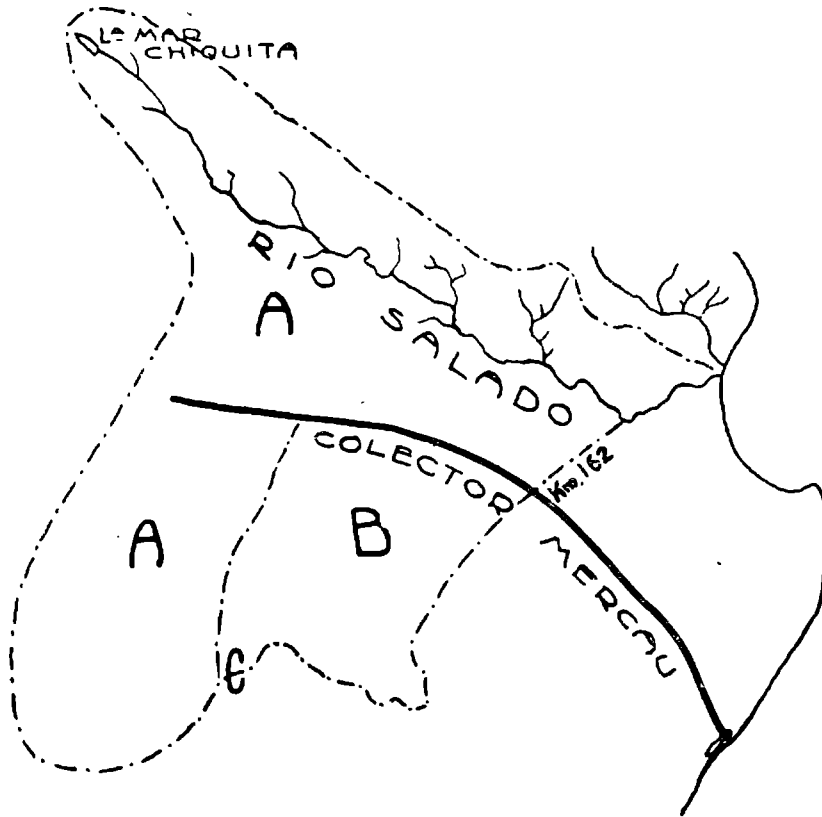


Fig. 51

duda distinto en las dos zonas, la pendiente — que se adopta 4,5 veces mayor en la zona B; el mayor recorrido impuesto a las aguas, por efecto de la forma de la zona A, no se toma en cuenta — lo que — desde luego, evidencia una causa profunda de error. Haremos notar, además, que si en el cálculo del máximo de Puente Guerrero en 1919 — provocado, a nuestro juicio en una gran proporción por el aporte de las aguas de la cuenca del Vallimanca (véase observaciones directas en pág. 247) se hubiese computado las precipitaciones en: Blancagrande, Bolívar, General Lamadrid, Recalde, Vallimanca, etc., el factor lluvia mensual que para la zona A resultaba de solo 76.5 mm hubiere alcanzado una cifra mucho mayor y no se hubiese producido la coincidencia apuntada; debe observarse, también, que la superficie asignada a la zona A es menor que la real.

El cálculo simplista de sumar los dos aportes es, sin duda, arbitrario; para apreciar en qué forma contribuyen a formar el máximo en Puente



Guerrero los dos partes *A* y *B* en que el ingeniero Mereau divide la cuenca del Salado, sería necesario hacer un análisis más prolijo, estudiando el desigual escurrimiento y especialmente la influencia de las capacidades de regulación y acumulación del curso del Salado que no existen en la zona *B*. En el cuadro siguiente — formulado aplicando la fórmula de referencia — se constata, por otra parte, que la coincidencia invocada no se ha producido en todos los casos (la explicación es obvia, cuando las lluvias se producen contemporáneamente el aporte de la zona *A* llega a Puente Guerrero muy retardado con respecto al que procede de la zona *B* o *II* del plan Mereau-Waldorp):

| Mes              | Precipitación mensual en: |               | (1)<br>Caudales parciales de: |                        | I.<br>$Q_A + Q_B$<br>m <sup>3</sup> s. | Máximo en Guerrero<br>m <sup>3</sup> s. |
|------------------|---------------------------|---------------|-------------------------------|------------------------|--|---|
|                  | Zona A<br>mm.             | Zona B<br>mm. | A<br>m <sup>3</sup> s.        | B<br>m <sup>3</sup> s. |  |   |
| <i>Año 1960:</i> |                           |               |                               |                        |  |   |
| Mayo             | 126,1                     | 169           | 780                           | 765                    | 1545                                   | 730                                     |
| Junio            | 46,5                      | 50            | 290                           | 225                    | 515                                    | 1030                                    |
| Julio            | 48,3                      | 70            | 310                           | 315                    | 625                                    | 630                                     |
| Agosto           | 114,8                     | 84,5          | 720                           | 380                    | 1100                                   | 1040                                    |
| Setiembre        | 124                       | 157           | 770                           | 710                    | 1480                                   | 1030                                    |
| Octubre          | 79                        | 136           | 490                           | 615                    | 1105                                   | 1130                                    |
| <i>Año 1913:</i> |                           |               |                               |                        |  |   |
| Julio            | 49                        | 51            | 305                           | 230                    | 535                                    | 240                                     |
| Agosto           | 105,2                     | 172           | 655                           | 780                    | 1435                                   | 450                                     |
| Setiembre        | 128,4                     | 48            | 800                           | 215                    | 1015                                   | 1420                                    |

Por último, según la aplicación de la fórmula Mereau el caudal máximo aportado por las cuencas del Tapalqué, Azul, Los Huesos y Chapaleofú durante las inundaciones de 1913 hubiese sido solo de 780 metros cúbicos por segundo, en correspondencia con el K<sup>o</sup> 162 del colector — supuesto construído; resultado que, sin la más mínima duda, es mucho menor que el caudal realmente producido. Aplicando el método cinemático al cálculo del aporte de la zona *II*, resulta:

$$Q_{máx.} = 0,278 \times 0,66 \times 17,500 \times \frac{36 \text{ mm}}{24} \times \frac{120}{200} = \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s.}$$

admitiendo que el tiempo de escurrimiento máximo desde *C* — nacimiento del Tapalqué — hasta Km. 162 (véase fig. 51), sea de 200 horas; duración de la lluvia 5 días con intensidad compatible de 1.5 mm por hora.

Estimando que la capacidad de acumulación de la cuenca hidrográfica

(1) Calculado con la fórmula del ingeniero Mereau.

y del colector sea de 600 l/m<sup>2</sup>, se constata con el procedimiento indicado que dicho caudal máximo de 3000 m<sup>3</sup>/s es perfectamente compatible con la duración de la lluvia y con su intensidad horaria.

En síntesis, consideramos que para el cálculo de los caudales máximos en el colector no es aceptable la fórmula del ingeniero Mercan, la cual aplicada estrictamente da valores muy inferiores a los probables. Ahora bien, dentro del margen de seguridad adoptado por los proyectistas, al aplicarla con una lluvia casi doble de la de Agosto de 1913 y en relación con la altura asignada al terraplén, puede afirmarse que las características de la obra no dependen de la fórmula y que ésta era innecesaria a los efectos de dimensionar aquella.

#### « B » — Gran canal colector.

Conceptuamos que la idea básica del plan Mercan-Waldorp: *Desviar las aguas de la zona alta conduciéndola a Mar Chiquita*, es aceptable y permite resolver el problema de los desagües en mejores condiciones económicas que por medio de la retención temporaria de las mismas o mediante canales endicados que las condujeran directamente al río Salado o al mar.

Estimamos imprescindible *la prolongación del referido canal hasta captar íntegramente las aguas del arroyo Vallimanca*, pues en las inundaciones de 1919 se constató tal necesidad a fin de proteger la zona de Saladillo, la cual, sin ello, quedaría en un desamparo absoluto. Debemos hacer notar que el aumento de las luces de las líneas del F. C. Sud, que cruzan esa ennea, determinaría en la actualidad mayores perjuicios que en aquella época ya que el escurrimiento de las aguas se efectuaría más rápidamente.

Consideramos aceptable y muy necesaria *la adopción de revestimiento de hormigón armado* para el talud mojado del terraplén y estimamos admisible la modificación de la sección transversal del mismo. (véase pág. 123). Sin embargo, creemos que a la losa se le debe asignar mayor espesor y aumentar las armaduras metálicas a fin de darle estabilidad propia, computando parcialmente el empuje pasivo de las tierras que tiende a estabilizar la pantalla; estimamos que el ancho de la berma o banquina — distancia entre el pie del terraplén y la arista más próxima del canal excavado — puede reducirse a 25 m próximamente sin peligro alguno, con lo cual se obtendrá una economía apreciable en el costo del movimiento de tierras. No estimamos aceptable que el mayor costo exigido por el revestimiento de hormigón armado se considere compensado por la disminución indudable de los gastos de conservación de la obra, calculados a nuestro juicio en forma exagerada (página 123). Entendemos que tal obra debe figurar en el presupuesto computada en su valor real.

*La capacidad máxima normal del colector* debe fijarse con precisión y amplio margen — disponiendo, además, dispositivos automáticos (ver-

tederos superficiales o sifones auto niveladores) que impidan se produzcan sobreelevaciones por encima del nivel máximo previsto; estimamos inaceptable el concepto de *capacidad sin límite* de que se hace mérito en el informe primitivo de 1913 y posteriores, pues toda obra de contención o conducción de aguas debe proyectarse con una sobreelevación de seguridad y en el tipo de referencia aparecerían, además, afectadas profundamente las dimensiones previstas para la zona de expansión de las aguas, sujeta a expropiación o servidumbre, y el remanso provocado por las obras de cruce (viaductos ferroviarios y carreteros).

*La ejecución del colector es perfectamente factible* no presentándose mayores dificultades topográficas ni constructivas, lo que hemos comprobado revisando los planos preparados prolijamente por la Dirección de Desagües y en un reconocimiento minucioso del terreno donde se desarrolla su traza; como ya lo expresa el ingeniero Romero en su informe de 1919 en los últimos 50 kilómetros del trazado se encuentran *una serie de lagunas de gran extensión* y barrancas de suficiente altura como las del Rincón de Marin, Talitas, Rinconada, Nahuel Rucá, etcétera que permitirán obtener una gran economía en la construcción de ese tramo del colector así como en el pago de indemnizaciones, expropiaciones o servidumbres de tierras adyacentes, inundables en la actualidad con carácter casi permanentes.

*La desembocadura del gran canal colector en Mar Chiquita* no ofrece dificultad alguna — lo que se ha constatado en una inspección ocular y en el estudio de los planos detallados citados — y puede efectuarse muy fácilmente construyendo un canal entre las lagunas de Hinojales y Mar Chiquita lo que solo exigiría un movimiento de tierra inferior a 1.000.000 de metros cúbicos, siendo la profundidad mayor a excavar de 4.70 m. La cota final del fondo del canal adoptada por los ingenieros Mereau-Waldorp es la que corresponde a la más alta marea constatada en Mar Chiquita (2.39 m). Estimamos que *no es necesaria la construcción del edificio de compuertas* de gran luz a que se refiere el informe de la mayoría de la Comisión de 1913; como obra de seguridad será suficiente la construcción de un muro o diente normal a la dirección de la corriente en el colector para impedir la socavación por efecto del salto o cascada que ordinariamente se producirá en la desembocadura en Mar Chiquita, por efecto de la diferencia de niveles entre las aguas de ésta y del colector.

*La modificación de la traza del colector*, con relación a la propuesta en 1913 — según indica la lámina 5 es lógica y aceptable; a fin de aumentar algo la pendiente longitudinal habría conveniencia en considerar su desplazamiento disponiéndola al sur de Tapalqué — lo que sería ventajoso por diversos conceptos, entre otros se llegaría a la vaguada del Valli-manca en las proximidades del cruce de la línea férrea Recalde-Bolívar.

De acuerdo con nuestro criterio — expuesto en el capítulo respectivo — en el cuadro adjunto se consignan las *capacidades máximas, dimensiones*

del terraplén y ancho de la zona de expansión que debe asignarse al gran canal colector:

| S E C C I O N   | $S$<br>(Km <sup>2</sup> ) | $Q_{máx}$<br>m <sup>3</sup> s. | $I_T$<br>m/km | $i$<br>m/km | $h$<br>m. | $L$<br>m. | $h + r$ |
|---|---------------------------|--------------------------------|---------------|-------------|-----------|-----------|---------|
| 1. — Origen Km 400 (aporte del Vallimanca) . . . . .                            | 13.600                    | 2.200                          | 0,63          | 0,22        | 2,50      | 4.000     | 3,50    |
| 2. — Km 300 (aporte del Vallimanca, Las Flores y Tapalqué) . . . . .            | 22.800                    | 3.000                          | 0,70          | 0,22        | 2,85      | 4.100     | 4,00    |
| 3. — Km 160 (aporte de los anteriores, Azul, Los Huesos y Chapaleofú) . . . . . | 31.000                    | 4.000                          | 0,70          | 0,18        | 3,40      | 4.900     | 4,50    |
| 4. — Km 0 (cuenca total)  | 48.000                    | 5.000                          | 0,70          | 0,12        | 3,75      | 5.400     | 5,00    |

- $S$  = superficie de la cuenca
- $Q_{máx}$  = caudal máximo
- $I_T$  = pendiente transversal del terreno, normal al colector
- $i$  = pendiente longitudinal del terraplén
- $h$  = altura del terraplén
- $L$  = ancho total de la zona de expansión

$$h = 0,55 \sqrt[3]{\frac{I_T}{\sqrt{i}}} \sqrt[3]{Q}$$

$$L = \frac{h}{I_T}$$

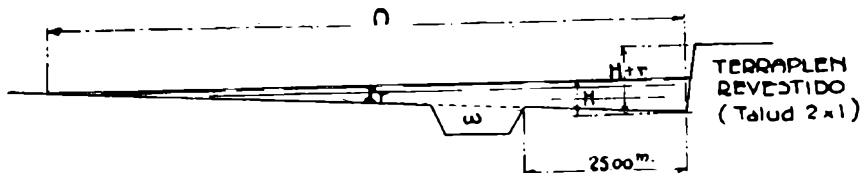


Fig. 52

Dejamos constancia que la altura total del terraplén del colector en el origen mantenida en 2.70 m es completamente insuficiente para el caudal de 1500 m<sup>3</sup>/s admitido por el ingeniero Mercau en su nota de fecha Noviembre 16 de 1928, pues entre el nivel correspondiente a esa cifra y el coronamiento del terraplén quedaría una sobreelevación inadmisibles de sólo 0.50 m.

El cálculo de los caudales máximos se ha efectuado aplicando los conceptos expuestos en el cap. III y considerando muy especialmente las

características de los diversos afluentes. En efecto, la crecida del Vallimanea, por razón del gran recorrido que deben efectuar sus aguas — para lluvias contemporáneas en toda la cuenca del Colector — llegará muy atrasada con relación a los de los otros cursos de agua y en consecuencia — como al considerar la totalidad de la zona disminuirá la intensidad de lluvia compatible — ocurrirá, sin duda que el  $Q_{máx.}$  calculado en tales condiciones para los tramos finales del colector, podrá ser menor que el obtenido prescindiendo a tal objeto, de aquella cuenca.

A continuación se consignan los resultados obtenidos:

- a) Considerando la totalidad de la cuenca 47.400 Km<sup>2</sup> — el tiempo de máximo escurrimiento se eleva a 450 horas  $\equiv \approx 19$  días para el recorrido desde la naciente del Vallimanea hasta Mar Chiquita.
- b) Prescindiendo de la cuenca del Vallimanea — con la cual la superficie de afluencia se reduce a 35.000 Km<sup>2</sup> en cifras redondas y el tiempo de máximo escurrimiento (concentración de todas las aguas en la sección final del colector) se reduce a 256 horas  $\equiv \approx 11$  días para el recorrido desde las nacientes del arroyo Tapalqué hasta Mar Chiquita.
- c) Considerando únicamente la zona I del plan Mereau-Waldorp (arroyos Tandileofú, Chico y Chileas) con cuenca de 16.800 Km<sup>2</sup> y en el que el tiempo de máximo escurrimiento es de 150 horas  $\equiv \approx 6$  días.

CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS (método cinemático)

(Lluvia uniforme máxima en toda la cuenca).

| SECCIÓN  | Superficie cuenca Km <sup>2</sup> | $L_{máx}$ Km. | $im$ m/Km | $\tau_{máx}$ horas. | $L_{máx}$ mm/horas | $\eta$ | $Q_{máx}$ m <sup>3</sup> /s |
|--|-----------------------------------|---------------|-----------|---------------------|--------------------|--------|-----------------------------|
| Origen Km 400 (aporte del Vallimanea . . . . .)  | 13.600                            | 220           | 0,77      | 200                 | 1,6                | 0,60   | 2160                        |
| Km 300 (aporte del Vallimanea, Las Flores y Tapalqué . . . . .)                            | 22.800                            | 320           | 0,47      | 260                 | 1,4                | 0,60   | 2400                        |
| Km 160 (aporte de los anteriores, Azul, Los Huesos y Chapaleofú)                           | 35.300                            | 460           | 0,36      | 350                 | 1,2                | 0,60   | 2400                        |
| Km 30 (aporte de los anteriores, Langueyú, Perdido, Tandileofú, Chileas y Chico . . . . .) | 47.400                            | 590           | 0,28      | 430                 | 1,0                | 0,60   | 2200                        |

NOTA: La traslación de las aguas en el colector se ha calculado en base a una velocidad media aproximada de 0,45 m/s.

La constancia del caudal máximo en el caso de una lluvia uniforme en toda la cuenca proviene de que en tal supuesto no se produce — por razón de los diversos recorridos — superposición de los máximos parciales.

CAUDALES MÁXIMOS (método cinemático)

(Lluvia máxima uniforme en Zonas I y II solamente).

| SECCIÓN  | Superficie<br>Km <sup>2</sup> | $L_{mdx}$<br>Km. | $im$<br>m/Km. | $\tau_{mdx}$<br>horas. | $I_{mdx}$ | $\eta$ | $Q_{máx}$ |
|--|-------------------------------|------------------|---------------|------------------------|-----------|--------|-----------|
| Km 300 (aporte del Tapalqué) . .   | 5.700                         | 120              | 1,2           | 66                     | 2         | 0,66   | 2.000     |
| Km 160 (aporte del Tapalqué, Azul,<br>Los Huesos y Chapaleofú . . . . .                            | 18.200                        | 260              | —             | 160                    | 1,4       | 0,60   | 3,100     |
| Km 30 (aporte de los anteriores, Lan-<br>gueyú, Perdido, Tandileofú, Chilcas<br>y Chico) . . . . . | 30.300                        | 390              | —             | 240                    | 1,3       | 0,60   | 3.300     |

CAUDAL MÁXIMO DE LA ZONA I (lluvia máxima uniforme)

$$v_{máx} = 140 \text{ horas}; I_{máx} = 1.7 \text{ mm por hora}; T = 5 \text{ días}; \eta = 0.60$$

$$Q_{máx} = 0.278 \times 12.100 \times 0.60 \times 1.7 \times \frac{120}{140} = \sim 3100 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por otra parte, al fijar las capacidades máximas del colector se ha tenido muy en cuenta:

1º) los caudales máximos que independientemente puede aportar cada arroyo afluente (véase pág. 298) en el supuesto de que el foco de máxima precipitación se localice en cualquiera de sus respectivas cuencas (el Vallimanca sólo puede aportar 2160 m<sup>3</sup>/s, el Tapalqué en idénticas condiciones 2000 m<sup>3</sup>s, el Azul 1650 m<sup>3</sup>s etc. etc.).

2º) una posible superposición parcial de las respectivas crecidas de los afluentes por efecto de una eventual traslación de la lluvia máxima de Oeste a Este.

3º) no se ha computado la superposición de los máximos aislados de cada arroyo, pues tal caso correspondería a una situación excepcionalísima — que para producirse exigiría un cúmulo demasiado grande de coincidencias.

Cúmplenos observar — refiriéndonos a lo manifestado por el ingeniero Mercan en pág. 132 y pág. 391 que los relevamientos de los arroyos en la forma efectuada por la Dirección de Desagües — limitados a solo una parte de las respectivas cuencas no permitirán en forma alguna dilucidar cual ha de ser el caudal máximo del Vallimanca ni de ninguno de los otros arroyos afluentes; para ello sería necesario como ya se ha dicho — extender esos relevamientos hasta las propias nacientes de cada arroyo a fin de disponer de los elementos de juicio necesarios para aplicar el método cinemático en forma precisa y poder computar con suficiente aproximación la verdadera capacidad de acumulación de cada cuenca.

Dentro del procedimiento simplemente aproximado y prudencial que hemos seguido — dada la naturaleza de nuestro trabajo, la falta de datos topográficos detallados de las cuencas — cabe comparar las cifras adoptadas con los máximos de algunos ríos de Europa y América:

|                |  |                                    |
|----------------|--|------------------------------------|
| Río Weser      | $\left\{ \begin{array}{l} S = 12.450 \text{ Km}^2 \\ S = 22.250 \text{ »} \\ S = 38.000 \text{ »} \end{array} \right.$ | : Q.max = 2.350 m <sup>3</sup> /s. |
|                |  | : Q.max = 3.000 »                  |
|                |  | : Q.max = 4.170 »                  |
| Río Tiber      | S = 16.720 »   | : Q.max = 4.500 »                  |
| Río Pó         | S = 70.000 »   | : Q.máx = 7.000 »                  |
| Río Neuquen    | S = 30.000 »   | : Q.máx = 8.000 »                  |
| Río Sacramento | S = 27.000 »   | : Q.máx = 7.100 »                  |

La fórmula de *Kresnik* dá: (tomando  $\alpha = 0,60$ )

|        |                                    |
|--------|------------------------------------|
| Km 400 | : Q.máx = 2.500 m <sup>3</sup> /s. |
| » 300  | : Q.máx = 2.900 »                  |
| » 160  | : Q.máx = 3.400 »                  |
| » 0    | : Q.máx = 4.200 »                  |

La fórmula de *Iszkowski*, para la totalidad de la cuenca del colector dá:

$$Q_{max} = C_p \cdot m \cdot P(m, a) S = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

adoptando:  $C_p$  (valor medio) = 0.05 ;  $m = 2.57$ ;  $P(m, a) = 1.10$  m.

Un punto interesante que surge del presente estudio y que consideramos conveniente destacar es la gran acción de regulación que presenta el propio colector — acción que aparece evidenciada en los distintos cálculos precedentes y que necesariamente debía influir en la atenuación de las avenidas si se observa que — admitido el estado de régimen correspondiente al máximo — entre Km. 400 y Km. 160 presenta un volumen de acumulación igual a 1500 millones de metros cúbicos.

#### « C » — Obras de la zona alta.

Conceptuamos que los endicamientos de los arroyos Chico, Chileas, Chelforó, Langueyú, Perdido, Chapaleofú, Los Huesos, Azul, Tapalqué, etcétera en la forma propuesta por el ingeniero Mercieu (véase pág. 127) no responden en forma alguna al concepto — plausible, a nuestro juicio — que informe la idea del gran colector o canal de cintura; admitidos tales endicamientos sería, sin duda, ventajoso por múltiples razones adoptar, también, un canal doblemente endicado en lugar del colector propuesto.

Además del inconveniente de carácter hidráulico que importa la aceleración y concentración de las avenidas de las sierras — circunstancia que el proyecto no ha tenido en cuenta al deducir su fórmula (véase pág. 119) — y que exigiría aumentar los caudales máximos previstos ya que el

tiempo de traslación sería menor, el costo de los endicamientos de referencia alcanzaría una cifra elevada.

En efecto, la longitud de dichos diques alcanzaría en total a unos 2000 kilómetros y con altura media de 2 metros el volumen de terraplenes excederá fácilmente de 25 millones de metros cúbicos; por otra parte, los cauces endicados deberán tener la capacidad necesaria para contener los elevados caudales máximos que pueden producirse — y que se consignan en pág. 298, para lo cual la distancia entre diques no será inferior a 1000 metros y las superficies sujetas a expropiación llegarán a un total de 100.000 hectáreas. Todo lo cual sin computar el mayor costo del colector por la razón apuntada precedentemente y los grandes gastos de conservación de tales terraplenes — representará un importe, agregando obras de arte, no inferior a \$ 40.000.000  $\frac{m}{n}$ .

#### « D » — Obras de la zona baja.

Consideramos, por razón de la reducida pendiente transversal del terreno, impracticable la idea de extender a la zona baja la aplicación del tipo colector para los canales complementarios de la red existente. Por otra parte, la partida de \$ 3.000.000  $\frac{m}{n}$  asignada a ese objeto es, a nuestro juicio, totalmente insuficiente; consideramos, según ya se ha dicho, que el costo de las obras de mejora en la zona baja — retenidas o desviadas las aguas de la zona alta — alcanzará a \$ 11.500.000  $\frac{m}{n}$ .

#### « E » — Obras en el Salado.

Sin considerar, por cierto, resuelto totalmente el problema del río Salado con la desviación de las aguas del Vallimanca, Las Flores, etc. etc., por medio del gran canal colector, conceptuamos que al sustraerle el aporte torrencial correspondiente a 35.000 Km<sup>2</sup> sus condiciones aparecen, sin duda, notablemente mejoradas. En tales términos, consideramos aceptable y conveniente el cierre de los portezuelos del tramo inferior propuestos por los ingenieros Mercan y Waldorp; pero estimamos que, además, deben proseguirse los trabajos de profundización del Canal n° 15 — de acuerdo con el plan del ingeniero Romero — suspendidos en 1922 pues, a nuestro juicio, no son justificadas las razones que se invocaron para ordenar su paralización: los peligros apuntados, de que el Salado podría desviarse íntegramente al cauce del Canal n° 15, se evitarán — en el supuesto de que esa posibilidad sea real — con la construcción de un edificio regulador en el puente del Callejón.

Dejamos constancia de que el mejoramiento integral del río Salado debe estudiarse conjuntamente con el desagüe de la zona Oeste, pues estimamos que no es equitativo gravar a los propietarios de la actual zona inundable con el importe de las obras que fuesen necesarias a este objeto.



« F » — Presupuesto.

El importe de las obras que comprende el plan Mercan-Waldorp, con las modificaciones introducidas posteriormente y los agregados que conceptuamos imprescindibles, alcanzará a un total de \$ 129.000.000.—  $\frac{m}{n}$  según el siguiente detalle:

|   |                        |
|---|------------------------|
| 1 — Obras en la zona alta . . . . .               | \$ 40.000.000.—        |
| 2 — Obras en la zona baja . . . . .               | » 11.500.000.—         |
| 3 — Obras en el Salado inferior . . . . .         | » 3.000.000.—          |
| 4 — <i>Gran colector:</i>                         |                        |
| Excavación y terraplén 18.000.000 m <sup>3</sup>  |                        |
| a \$ 0,50 . . . . .                               | \$ 9.000.000.—         |
| Hormigón armado 280.000 m <sup>3</sup> a \$ 72. » | 20.160.000.—           |
| Obras de descarga de los arroyos. . . »           | 700.000.—              |
| Puentes carreteros sumergibles. . . . »           | 1.000.000.—            |
| 7 viaductos ferroviarios 11.000 m.l. a            |                        |
| \$ 600.— . . . . .                                | » 6.600.000.—          |
| 10 viaductos carreteros 16.000 m.l. a             |                        |
| \$ 750.— . . . . .                                | » 12.000.000.—         |
| Obras de descarga en Mar Chiquita (ex-            |                        |
| cavación y diafragma) . . . . .                   | » 2.000.000.—          |
| Expropiaciones 186.000 Ha. a \$ 170.— »           | 31.620.000.—           |
|   | <hr/>                  |
|   | » 83.080.000.—         |
| <i>A deducir:</i> capital correspondiente a un    |                        |
| arrendamiento anual de \$ 1.116.000.—             |                        |
| (7 $\frac{1}{2}$ %) . . . . .                     | \$ 14.880.000.—        |
|   | <hr/>                  |
|   | \$ 68.200.000.—        |
|   | <hr/>                  |
|   | \$ 122.700.000.—       |
| Estudios, Dirección e imprevistos . . . . .       | » 6.500.000.—          |
|   | <hr/>                  |
|   | Total \$ 129.200.000.— |
|   | <hr/>                  |

XXXII

PLAN DEL INGENIERO JORGE DUCLOUT

En resumen, el plan del ingeniero Duclout (1) comprende las siguientes obras:

- a) Construcción de *once (11) pantanos artificiales* desde el arroyo Tapalqué (origen del canal n<sup>o</sup> 11) hasta el arroyo Napaleofú (entre

(1) Véase pág. 137 y siguientes.

Pirán y el canal n° 6) con una capacidad total de 1112 millones de metros cúbicos.

- b) *Canal colector o tajamar* de unión de los diversos pantanos, constituidos por un terraplén de 2 m de altura; el proyectista admite que la expansión de las aguas no excederá de 2 kilómetros.
- c) *Aumento de capacidad de los canales existentes* para utilizarlos como evacuadores de los pantanos artificiales.
- d) Terraplenes de defensa de Dolores y Guido.
- e) Duplicar la sección del Canal n° 15.
- f) *Ensanche* el lecho mayor del Salado inferior desde La Tigra hasta el mar con terraplenes longitudinales.
- g) Terraplén longitudinal en la margen derecha del arroyo Camarones desde la unión de los canales n° 9 y n° 12 hasta el Salado.

\* \* \*

El estudio del plan del ingeniero Duclout nos merece las siguientes observaciones:

- 1º El procedimiento utilizado para determinar el coeficiente de desagüe o derrames de las diversas cuencas, es correcto pero sus resultados no son exactos; debido a que los volúmenes reales de las crecidas son muy inferiores a las consideradas en el estudio de referencia, según ya se ha comentado en pág. 248, por otra parte, no hay razón física alguna que justifique la diferencia tan acentuada que se constata en los coeficientes calculados, — 0,60 en la cuenca del Azul y Gualicho y 0,20 en la cuenca de Los Huesos — solo explicable por la diferencia de los aforos básicos.
- 2º La capacidad asignada a los pantanos resulta, en consecuencia, inferior a la necesaria para que su acción resulte eficaz. Aún cuando los caudales máximos en el colector no han sido fijados, no dejamos de reconocer la eficacia de esa obra que con las dimensiones generales asignadas podría conducir 1000m<sup>3</sup>/s en cifras redondas, como valor medio.
- 3º Sin duda alguna, por razón de la mayor capacidad de evacuación asignada a los canales existentes, agregada a la del colector o tajamar, el plan de pantanos artificiales del ingeniero Duclout — con las modificaciones pertinentes — será mucho más eficaz que los ocho (8) embalses del plan del ingeniero Wauters.
- 4º No se indica solución alguna para el desagüe de las cuencas de los arroyos Las Flores, Vallimanca, y Saladillo que comprenden una superficie total de más de 2.500.000 hectáreas.

Dentro del concepto del ingeniero Duclout su plan debiera complementarse a ese objeto con otros varios pantanos cuya capacidad normal excedería de 1500 millones de metros cúbicos.

- 5º No se proponen obras para evitar las inundaciones en la zona de 3.000.000 de hectáreas situada al sur de la línea formada por los embalses y el canal de cintura. En este plan — no obstante los inconvenientes puntualizados en pág. 331 — cabría más lógicamente la adopción de los endicamientos longitudinales de los arroyos propuestos por el ingeniero Mercieu, siendo además en el presente caso, menor el costo de las obras respectivas por razón de su menor desarrollo.
- 6º No se ha previsto en el presupuesto formulado, el importe de los viaductos ferroviarios y puentes carreteros que será necesario disponer para el cruce del colector o canal de cintura; los cuales, si bien serán de menor importancia que los requeridos en el colector Mercieu-Waldorp exigirán un desembolso no inferior a \$ 12.000.000 moneda nacional.
- 7º Por razones de seguridad y para disminuir los gastos de conservación consideramos necesario el revestimiento con losas de hormigón armado de los taludes mojados de las represas artificiales y del canal de cintura.
- 8º No se han previsto todas las obras necesarias para la zona baja, además la utilización de los canales para la eliminación de las aguas momentáneamente retenidas en los pantanos exigirá la construcción completa de una red de desagües para la zona baja que podría ser la propiciada por el ingeniero Romero en su plan de 1919.
- 9º La solución propuesta para el Salado inferior es aceptable como anticipo de las que se requerirán en el tramo medio y superior cuando se resuelva la incorporación al régimen del plan de desagües de la zona oeste y sobre la base de la retención y desviación de las aguas de los arroyos Las Flores y Vallimanca.
- 10º La ejecución del plan del ingeniero Duclout — ampliado en la forma indicada — exigirá incluidos expropiaciones un desembolso mínimo de \$ 216.000.000  $\frac{m}{n}$  según detalle:

|  |                  |
|--|------------------|
| Pantanos artificiales . . . . .            | \$ 130.000.000.— |
| Canal de cintura . . . . .                 | » 35.000.000.—   |
| Ampliación canales existentes . . . . .    | » 4.500.000.—    |
| Endicamiento de los arroyos . . . . .      | » 20.000.000.—   |
| Obras en la zona baja . . . . .            | » 11.500.000.—   |
| Endicamiento del Salado inferior . . . . . | » 15.000.000.—   |
| Total                                      | \$ 216.000.000.— |

XXXIII

PLAN DEL INGENIERO AGUIRRE

El estudio del plan de referencia nos sugiere las siguientes observaciones:

- 1º No contempla en forma alguna los intereses de la zona sur cuya superficie, en cifras redondas, alcanza a 50.000 kilómetros cuadrados; deficiencia de que adolecen, también, los planes de la Comisión de 1913 — tanto el del ingeniero Wauters como el de los ingenieros Mercieu y Waldorp.
- 2º Los canales propuestos para *limitar al Oeste las secciones 1 y 2* son de capacidad totalmente insuficiente y evidencian un desconocimiento absoluto del régimen de los arroyos Vallimanca y Las Flores, además, el actual Canal n° 16 que recibiría aquellas aguas ofrece, a ese objeto, dimensiones irrisorias.
- 3º El canal proyectado para desviar las aguas del arroyo Azul al de Las Flores — aún en el supuesto que se le construyera con dimensiones adecuadas — importa un contrasentido, solo explicable si el proyectista se hubiera propuesto aumentar los caudales de crecida del río Salado entre las lagunas de Las Flores Grandes y La Boca; por otra parte, no mejora en lo más mínimo el sistema del Camarones ya que, a su vez, le incorpora por medio del canal desviador del arroyo Los Huesos las aguas de éste.
- 4º La situación del actual canal n° 9 resultará agravada por la construcción de los canales de protección de las zonas 15 y 18.
- 5º El canal de defensa de Maipú — cuya traza coincide próximamente con el último tramo del Colector Mercieu-Waldorp — se le asigna una capacidad de 125 m<sup>3</sup>/s cifra bajísima si se considera que corresponde al aporte de una cuenca de 15.000 kilómetros cuadrados.
- 6º No obstante que el régimen del río Salado se complica en forma alarmante, acelerando las aguas de los afluentes y provocando su concentración en la laguna de Las Flores Grandes — el ingeniero Aguirre no ha previsto partida alguna para obras en dicho río dentro de su presupuesto de \$ 56.000.000  $\frac{m}{n}$ ; se limita a pronunciarse a favor del endicamiento de su cauce.
- 7º Para que el plan propuesto resulte viable — y cumpla el propósito del ingeniero Aguirre de *convertir esa inmensa región en tierras cultivables* — se requeriría completarlo con la retención o desviación de las aguas de la zona alta y, en tales términos, el costo del conjunto alcanzaría cifras exageradamente elevadas.

XXXIV

LOS PLANES DEL INGENIERO JULIAN ROMERO

«A» Informe de 1919, como Director Técnico de la Dirección de Desagües.

En el capítulo II hemos expuesto con todo detalle el sistema de obras que comprende el plan de referencia, así como los criterios fundamentales que lo inspiraron.

El ingeniero Romero reconoce la absoluta necesidad de desviar las aguas de la zona alta y canalizar o rectificar convenientemente los cursos naturales de la zona baja; aconsejando también la destrucción parcial de los canales en servicio Nos. 9 y 2.

Para desviar las aguas propone, como hemos dicho, la construcción de dos desviadores del mismo tipo que el aconsejado por los ingenieros Mereau y Waldorp.

Este plan nos inspira las siguientes observaciones:

I. La idea de construir **dos canales desviadores** es aceptable, siempre que los estudios topográficos demuestren la posibilidad de hacerlo, pues al eliminar con el superior, por insuficiencia evidente de los cauces naturales, la acción inundante de las crecidas torrenciales proveniente de las lluvias en las sierras, se extienden los beneficios de las obras a todas las tierras sometidas al pago del impuesto.

II. No obstante, debemos hacer notar lo siguiente:

- a) La zona que queda al norte del desviador inferior o de Camarones tiene una superficie demasiado grande, especialmente en la parte tributaria del Salado, lo que exigiría obras de mayor capacidad que las proyectadas para el desagüe de la zona baja.
- b) Los dos desviadores proyectados por el ingeniero Romero desvían las aguas de 20.000 kilómetros cuadrados aproximadamente y es evidente que dado el costo elevado y las características ya estudiadas de este tipo de canal, conviene extender sus beneficios a zonas de mayor extensión, cosa que produciría un aumento no grande, relativamente, en el costo.
- c) El desviador superior o de Ayacucho, que tiene desde su origen hasta el encuentro de la vía Maipú-Coronel Vidal una longitud de 95 kilómetros aproximadamente, sólo protege una zona de superficie relativamente pequeña.

d) Los caudales de crecida han sido calculados por el ingeniero Romero en bases a hipótesis razonables sobre las características de las lluvias determinantes y la forma de escurrimiento; no obstante, estimamos prudente efectuar su cálculo de acuerdo con el método cinemático que da valores algo más elevados.

De acuerdo con las normas indicadas precedentemente, se han calculado los caudales máximos, alturas de terraplén y anchos de la zona de expansión para diversos tramos de los desviadores de Ayacucho y de Camarones, resultados que aparecen consignados en los cuadros siguientes constatándose que se requieren obras de alguna mayor importancia que las previstas por el ingeniero Romero.

CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS. (MÉTODO CINEMÁTICO)

| DESIGNACIÓN  | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | L<br>Km. | im<br>m/Km. | $\tau_{m\acute{a}x}$<br>horas | $I_{m\acute{a}x}$<br>mm/<br>hora | $\eta$ | $Q_{m\acute{a}x}$<br>m <sup>3</sup> /s |
|--|---------------------------|----------|-------------|-------------------------------|----------------------------------|--------|--|
| <b>Desviador de Ayacucho:</b>  |                           |          |             |                               |                                  |        |  |
| Origen (aporte del Tandileofú) . . . . .   | 900                       | 55       | 3           | 12                            | 5,3                              | 0,80   | 1000                                   |
| Km 70 (aportes del Tandileofú, Chilcas y Chico) . . . . .  | 3000                      | 105      | 1,36        | 48                            | 3,1                              | 0,75   | 2000                                   |
| Desembocadura (aportes de los citados arroyos y arroyo Grande) . . . . .                                       | 5000                      | 175      | 1           | 72                            | 2,4                              | 0,75   | 2500                                   |
| <b>Desviador de Camarones:</b>   |                           |          |             |                               |                                  |        |  |
| Origen (aporte del arroyo Azul) Km 130 (aporte del Azul, Los Huesos, Chapaleofú, Langueyú y Perdido) . . . . . | 1000                      | 45       | 2,5         | 12                            | 5,3                              | 0,80   | 1100                                   |
| Desembocadura (aporte anterior y el de la zona correspondiente entre los dos desviadores) . . . . .            | 7000                      | 175      | 1           | 96                            | 2,1                              | 0,75   | 2800                                   |
|  | 12000                     | 305      | 0,56        | 160                           | 1,6                              | 0,70   | 3000                                   |

COMPARACION DE CAUDALES MÁXIMOS

| DESIGNACIÓN                    | Métodos<br>cinemáticos | FÓRMULAS DE: |          |       |
|--------------------------------|------------------------|--------------|----------|-------|
|                                |                        | Kuichling    | Kresnik  | Huber |
| <i>Desviador de Ayacucho:</i>  |                        |              |          |       |
| Km. 100.                       | 1000                   | 1600         | 900 (1)  | 530   |
| Km. 70                         | 2000                   | 2900         | 1600 (1) | 960   |
| Desembocadura.                 | 2700                   | 3400         | 2250 (1) | 1250  |
| <i>Desviador de Camarones:</i> |                        |              |          |       |
| Km. 260.                       | 1200                   | 1870         | 1000 (1) | 530   |
| Km. 130.                       | 2800                   | 3500         | 1600     | 1500  |
| Km. 0                          | 3000                   | 4500         | 2200     | 2200  |

CARACTERÍSTICA DE LOS DESVIADORES

| DESIGNACIÓN                    | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | Pendientes        |                   | H<br>m. | A<br>m. | Q <sub>máx</sub><br>m <sup>3</sup> /s | H + r |
|--------------------------------|---------------------------|-------------------|-------------------|---------|---------|---------------------------------------|-------|
|                                |                           | Longitudinal<br>i | Transversal<br>Ir |         |         |                                       |       |
| <b>Desviador de Ayacucho:</b>  |                           |                   |                   |         |         |                                       |       |
| Origen Km. 100 . . .           | 900                       | 0,001             | 0,0007            | 1,45    | 2070    | 1000                                  | 2,20  |
| Km. 70 . . . . .               | 3000                      | 0,00067           | 0,0008            | 2,20    | 2750    | 2000                                  | 3,00  |
| <b>Desviador de Camarones:</b> |                           |                   |                   |         |         |                                       |       |
| Origen Km. 260. . . .          | 1000                      | 0,00085           | 0,002             | 2,48    | 1240    | 1200                                  | 3,20  |
| Km. 130. . . . .               | 7000                      | 0,0006            | 0,0007            | 2,40    | 3430    | 2800                                  | 3,40  |
| Desembocadura . . . .          | 12000                     | 0,00015           | 0,0005            | 2,75    | 5000    | 3000                                  | 3,75  |

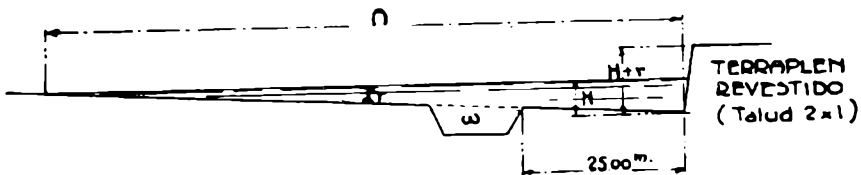


Fig. 53

(1) Coeficiente  $\alpha = 0.60$ .

e) *Utilización del cauce del arroyo Grande:* Cuando el desviador de Ayacucho encuentra el arroyo Grande sigue, según el proyecto, el cauce del mismo. Hemos examinado detenidamente a éste desde el puente del camino carretero a Mar del Plata hasta Bosch, comprobando que son exactas las indicaciones que figuran en todos los planos generales de la provincia de Buenos Aires: no recibe afluentes en su margen izquierda constituida por una loma alta y continuada, estando la divisoria de las cuencas de los arroyos Chico y Grande a muy poca distancia del cauce de este último. El arroyo actúa como un desviador de las aguas que llegan de las sierras de Balcarce y sólo antes de alcanzar la vía del F. C. S. en la línea a Mar de Plata se producen desbordes en la margen izquierda cuando las crecidas son importantes.

No hemos encontrado en el informe del ingeniero Romero ni en la Dirección de Desagües datos sobre este arroyo, que no ha sido estudiado, y consideramos insuficiente el reconocimiento realizado para formarnos un juicio definitivo sobre esta parte del proyecto. Con todo hacemos notar que como este arroyo sigue la pendiente máxima del terreno la solución que aconseja el ingeniero Romero requeriría, además de obras en la margen izquierda, la construcción de un dique longitudinal en la margen derecha para evitar que las aguas se extiendan hacia el sur sobre una gran superficie.

Si bien las secciones que se fijan para los terraplenes de ambos canales son grandes y el ingeniero Romero indica que sus taludes podrían consolidarse con plantaciones, creemos que para dar mayor seguridad a estas obras y disminuir los gastos de conservación sería necesario revestir los taludes del lado del agua con losas de hormigón armado. Convendría dar a estas losas estabilidad propia.

III. Las obras proyectadas no modifican la situación que producen las crecidas en Olavarría y los alrededores por los desbordes del arroyo Tapalqué. El ingeniero Romero dice, después de referirse a las características de este arroyo y su régimen hidráulico: « A pesar de la capacidad del cauce, determinada por su gran sección y pendiente acentuada, « esas crecidas llegan a desbordar de más arriba a inundar la población « de Olavarría, inundaciones que con motivo de las últimas lluvias ocasionaron desgracias personales y daños mayores que las más grandes de « que se tuviese memoria ».

Calculando los caudales máximos que pueden producirse en el arroyo Tapalqué antes de llegar a Olavarría, y por datos recogidos de antiguos vecinos de esta localidad, hemos comprobado la exactitud de esta afirmación del ingeniero Romero.

Por otra parte, el reconocimiento de una gran parte del partido nos ha revelado que casi la mitad de la superficie del mismo al oeste y sud-



oeste de Olavarría es inundable y sus condiciones de desagüe son pésimas. El curso de desagüe principal de esta zona es el arroyo Brandzen pues la sierra San Martín, que corre desde Olavarría hasta un punto próximo a la estación Blanca Grande, no sólo impide el escurrimiento de las aguas hacia el norte sinó que empeora la situación de los campos próximos a la misma situados hacia el sur.

El arroyo Brandzen es de capacidad notoriamente escasa para efectuar el desagüe de su cuenca; desviando, reteniendo las aguas de la zona alta o canalizando el arroyo Brandzen, si se solucionara el desagüe aguas abajo de la laguna Blanca Grande donde se inicia el arroyo Las Flores, se mejorarían notablemente las condiciones de una gran extensión en el partido de Olavarría.

El ingeniero Romero dice que: «tal vez sea de considerar la relación del costo de una obra de retención o embalse con la utilidad de su influencia sobre el problema hidráulico» y más adelante concretando, se expresa así:

«El problema urbano estaría resuelta con un reservatorio de proporciones moderadas. *Bastaría retener una tercera parte del caudal máximo, más o menos cien metros cúbicos por segundo, por un tiempo probablemente no mayor de tres horas.* La influencia de tal retención será mayor aún para el régimen de las corrientes aguas abajo de Olavarría, porque, en el caso frecuente de esas lluvias que se repiten con intermitencias de intensidad cuatro o seis días consecutivos, podrá ser ocupado varias veces regularizando la descarga, con lo que la acción de un canal que que la recibiese sería más eficaz».

Si no interpretamos mal la idea expresada en el párrafo transcrito la capacidad que se indica para el reservatorio sería:

$$V = 100 \text{ m}^3/\text{s} \times 3,600 \text{ s} \times 3 \text{ horas} = 1.080.000 \text{ m}^3.$$

Como se verá en el capítulo quinto del presente informe, ubicando el pantano a 8 kilómetros al sur de Olavarría, cerca de la estación Querandíes, correspondería una superficie de cuenca de 1.500 a 1.600 kilómetros cuadrados, de modo que suponiendo una lluvia total de 295 milímetros en 5 días un coeficiente de derrame igual a 0,80 se llega, aún admitiendo una repartición uniforme de las lluvias y una descarga también uniforme e importante por el arroyo, a una capacidad muy superior a la antes indicada. Como lo demostraremos oportunamente esa solución, aún limitada al arroyo Tapalqué sería de costo elevado.

IV. El plan deja sin solucionar la situación de los **partido de Saladillo, Alvear, 25 de Mayo y Bolívar** expuestos a las grandes inundaciones que en ellos se producen al desbordar las aguas del arroyo Vallimanca en épocas de crecidas.

Puede decirse, de una manera general, que todos los proyectistas han

dado poca importancia al estudio del régimen hidráulico de la cuenca de los arroyos Salado, Vallimanca y Saladillo. Sólo después de la crecida que se produjo en el año 1919, originada por lluvias concentradas en la cuenca superior de estos arroyos, que en realidad forman un sólo curso, se ha empezado a prestar la debida atención a esta zona.

Al referirse a este punto, que sólo trata muy ligeramente en su informe, el ingeniero Romero manifiesta que las crecidas en el Vallimanca y las inundaciones en Bolívar « *abren un capítulo nuevo en el estudio de los «desagües de la provincia de Buenos Aires, que no desca encargar por el «momento para no incurrir en improvisaciones».*

Esta manifestación terminante nos exime de hacer en este lugar más comentarios sobre el punto, pero justifica nuestra afirmación de que el plan no soluciona la situación en los partidos mencionados.

V. No encontramos ninguna ventaja en la construcción del **desviador del arroyo Tapalqué al del Azul**, que arrancararía de un punto intermedio del arroyo Tapalqué entre las poblaciones de Tapalqué y Olavarría para terminar en el arroyo Azul entre las estaciones Shaw y Parish.

A este desviador concurrirían las aguas de una zona de 2.500 kilómetros cuadrados aproximadamente y como para calcular sus dimensiones, zona de expansión de las aguas, etc., es necesario suponer que el foco de máxima precipitación se encuentra en la zona. fácil es comprobar que el costo de esta obra incluyendo las indemnizaciones, etc., resultaría elevado. Sin duda sería más práctico y económico prolongar hasta el Tapalqué el desviador de Camarones, introduciendo en su traza modificaciones posibles, pues es notorio que las características ventajosas de ese tipo de obra se acentúan cuanto mayor es la superficie tributaria.

Las obras propuestas de prolongación del Tapalqué, canal para la defensa de Alvear, etc., son aceptables siempre que sean excavados y su objeto sea el de eliminar las aguas que quedan detenidas en los campos o las de lluvias moderadas, pero tendrán muy poca influencia en épocas de grandes crecidas.

VI. Del mismo modo opinamos que todas las obras indicadas para las cuencas de los **arroyos Camarones, Las Flores y Saladillo** que consisten en la unión de los cauces de los arroyos, rectificaciones, etc., deben ser ejecutadas con una amplitud que deberá determinarse en los estudios definitivos, siempre que respondan al mismo fin. Pero si estas obras se proyectaran sin eliminar los efectos de las aguas que provienen de la zona alta se producirían aceleraciones de las aguas hacia el Salado, empeorando evidentemente las condiciones en los tramos inferiores de dichos arroyos y en la cuenca baja del Salado.

VII. Creemos que son aceptables en su mayor parte las obras que propone el ingeniero Romero para la parte baja que comprende las **zonas de**

**Dolores, Castelli, Cañada del Vecino y Cuenca de Ajó**, pero esas obras deben estudiarse para darle la capacidad suficiente. Su construcción mejoraría notablemente las condiciones de estas zonas, una vez eliminadas las aguas extrañas por medio de los desviadores.

**VIII. Obras en el Salado.** — No indicándose solución para el problema de las crecidas torrenciales en la cuenca del Vallimanca no puede discutirse lo relativo al río Salado — los términos de la cuestión varían necesariamente si se proyectan obras — como lo conceptuamos imprescindibles para resolver aquel punto. La construcción de los desviadores de Camarones y Tapalqué, lo aliviaría del aporte de las aguas del Azul y en todo caso de parte de las de Tapalqué; pero ello no es suficiente. En efecto, la crecida del río Salado (año 1919) — véase pág. 253 — provino principalmente del aporte de la cuenca superior del Vallimanca y su máximo en puente Guerrero alcanzó a más de 1.000 metros cúbicos por segundo. Por otra parte, estimamos que el mejoramiento del río Salado debe relacionarse con el estudio de obras de desagüe — también muy necesarias — en la zona Oeste, desde Mar Chiquita, (Junin) hasta la laguna de Las Flores Grandes, que comprende los partidos de Chacabuco, Alberti, Chivilcoy, 25 de Mayo, Roque Pérez, Lincoln, Bragado, General Viamonte, Nueve de Julio, etc.; es evidente que la aceleración de las aguas caídas en esa región determinará aumentos en los posibles caudales máximos del Salado. No debe olvidarse que a la crecida de Setiembre de 1913 se le atribuye un caudal de 800 m<sup>3</sup>/s. en Roque Pérez (línea Lobos-Saladillo).

La finalidad del endicamiento sumergible propuesto para el tramo del Salado entre Las Flores Grandes y La Tigra es, en principio, muy lógica, pero la falta de observaciones prolija del régimen hidráulico del río y, en especial, las circunstancias anotadas precedentemente inhabilitan para apreciar debidamente su eficacia.

Entre tanto consideramos ventajosas las obras de corrección propuestas para el Canal N° 15 — ensanche y rebaje del umbral de toma; habiéndose ejecutado el ensanche en los años 1920-1922 hasta invertir la suma de \$ 1.539.689,73  $\frac{m}{n}$  sobre un total presupuestado de \$ 2.076.660,00  $\frac{m}{n}$ ; los beneficios de esos trabajos se acentuarían con el cierre de los albardones del tramo inferior del río Salado, propuesto por los ingenieros Mercan y Waldorp.

**IX. Presupuesto.** — El ingeniero Romero estima que el costo de realización del plan que propone sería de \$ 51.000.000 moneda nacional.

El examen de las partidas de este presupuesto, revela que no figuran en él las que a continuación se detallan:

- a) *Revestimiento de hormigón armado para los taludes internos de los desviadores.* — Si técnicamente se demostrara que este revestimien-

to es innecesario habría que reducir de los presupuestos aproximados que fijamos en este informe para los otros proyectos estudiados las partidas correspondientes, para efectuar comparaciones sobre el mismo tipo de solución.

- b) *Expropiaciones de los terrenos que inundarían los dos desviadores.*— La extensión de tierras inundables puede deducirse de la amplitud de las zonas de expansión (véase pág. 339) alcanza a un total de 70.000 hectáreas en cifras redondas.
- c) *Desviadores del arroyo Azul y para la defensa de Alvear,* cuyos costos deben calcularse incluyendo las expropiaciones, endicamientos, etc.
- d) *Pantano en el arroyo Tapalqué,* aguas arriba de Olavarría, cuyo costo, aún asignándole una capacidad moderada, resultaría como se verá más adelante, de varios millones de pesos.
- e) *Obras necesarias para la solución del problema del Vallimanca,* problema que no se estudia en el informe.

Debemos hacer notar, además, que las partidas fijadas para las obras de arte en los desviadores de Ayacucho y Camarones, que comprenden los puentes ferroviarios y carreteros, compuertas, limitadores de nivel, etcétera, son insuficientes (\$ 1.500.000 y 4.700.000  $\frac{m}{n}$ ).

Sobre la base de un estudio aproximado que se hará en la parte final podemos afirmar que el presupuesto correspondiente a este plan que consiste en la construcción de dos desviadores, pantanos, rectificaciones, etc., etc., alcanzaría a una suma superior a \$ 100.000.000  $\frac{m}{n}$  incluyendo las partidas necesarias para los trabajos antes mencionados.

#### «B» Plan presentado a esta Comisión en Noviembre de 1927.

Antes de hacer observaciones a este plan creemos necesario volver a hacer notar las condiciones en que ha sido formulado: el ingeniero Romero con toda deferencia contestó la nota que le enviamos en forma amplísima, a pesar de que tomó poco tiempo para ello, y presentó un plan que no coincide con el presentado a la Dirección de Desagües en 1919; apareciendo como suprimido el desviador de Camarones — una de las obras más importantes —, proponiendo cuadruplicar la capacidad del Canal N° 15 e insinuando la conveniencia de estudiar la retención o desviación hacia el Sud de las crecidas torrenciales del arroyo Salado y Sauce Corto, afluentes del Vallimanca.

El ingeniero Romero manifiesta que, *el criterio que inspira su nuevo plan no difiere del que guiara al antiguo del Departamento de Ingenieros.*

Con respecto al plan del Departamento opinamos, en síntesis, que la realización de la idea de conducir las aguas por sus cursos naturales, *con las modificaciones que resultaran de los estudios definitivos* y siem-

pre que se hubiera abierto o ensanchado un número suficiente de bocas de desagüe hacia el mar, y aumentando la capacidad de descarga del río Salado, habría dado un resultado más eficaz, aunque no suficiente, y en mejores condiciones técnicas y económicas, que las obras ejecutadas de acuerdo con el plan Nyströmer. Además la mayor parte de las obras que se hubiesen ejecutado de acuerdo con el plan del Departamento, habrían sido utilizables en condiciones muy ventajosas para el desagüe de la zona baja, disminuyéndose el costo de las que deben construirse en la actualidad.

Pero las obras propuestas por el Departamento de Ingenieros, que hubieran prestado buenos servicios para el desagüe de las aguas de lluvias ordinarias, sólo habrían producido un reducido beneficio en tiempo de crecidas por la insuficiencia de las secciones de los canales proyectados y por la forma en que, a poca distancia de las sierras, se producen, los desbordes de los arroyos que bajan de las mismas.

No compartimos la idea de que el plan del Departamento requiere, en la actualidad, mayor amplitud *por la notable transformación operada en la zona oeste y porque ahora los caudales que bajan de la que antes se consideraba zona seca son considerables, por la misma causa o por la construcción de canales de proporciones excesivas, como el de Huciel, por ejemplo.* Basta, en efecto, calcular los caudales que una lluvia abundante concentrada en tres o cinco días, produciría en los arroyos, como lo hacemos en distintas partes de este informe, para comprender que con o sin transformación de la zona — ésto influiría únicamente en el coeficiente de desagüe — el plan del Departamento no hubiera dado buenos resultados en las grandes crecidas. Las lluvias intensas se han producido y se producirán siempre, con intervalos de tiempo más o menos largo. En cuanto a la acción de los canales, cuya influencia es la de concentrar las aguas, disminuir los tiempos de escurrimiento y, por tanto, aumentar los caudales máximos en los colectores naturales o artificiales, si la acción total de los mismos es lo suficientemente grande para que esa influencia se manifieste, *debe ser prevista siempre al hacer un plan de obras de desagüe de la magnitud del necesario para la zona inundable de la provincia de Buenos Aires.*

La misma observación corresponde formular al nuevo plan del ingeniero Romero. Creemos que presentaría, algo aminorados por la mayor sección de los canales, los inconvenientes del plan antiguo del Departamento — en lo que se refiere a su eficacia en las grandes inundaciones.

Así, precisando nuestras observaciones, manifestamos lo siguiente:

1. **Cuenca de Camarones.**— El caudal de 4000 metros cúbicos por segundo, calculado al llegar a la línea del Canal N° 9, es quizás algo alto; pero la sección del canal excavado fijada para 120 metros cúbicos por segundo  $\left( \frac{4000}{35} \right)$  de capacidad máxima en las condiciones normales, si

bien impedirá el crecimiento de plantas acuáticas, su influencia será poco sensible en inundaciones como la de 1913 y el costo de esas canalizaciones resultará excesivo con relación a los beneficios que produzca.

Creemos, también, que modificadas, en la forma proyectada, las condiciones de escurrimiento no se justifica claramente la afirmación de que por la acción de las lagunas y cañadones el caudal de crecida del Camarones disminuirá al llegar al Salado, a 600 metros cúbicos por segundo.

Sobre la posible acción de las lagunas nos ocupamos al analizar el plan del ingeniero Arce. No obstante haremos notar lo siguiente:

- a) La superficie total de las lagunas, si se exceptúan las que están situadas en comunicación directa con el cauce del río Salado, es relativamente pequeña comparada con las superficies de las cuencas y, ordinariamente, de poca profundidad.
- b) Aún en las condiciones más favorables, cuando la lluvia tiene características como la inundante de 1913 que duró varios días seguidos, es evidente que con la sola lluvia del primer día pueden ser llenadas las lagunas en la parte baja.
- c) No hay razón ninguna para afirmar que por la acción de los canales proyectados esas lagunas se vaciaran total o parcialmente y quedarían en condiciones de recibir un gran volumen de agua que llega de la parte alta, como tampoco para afirmar en forma terminante que la acción de los canales se ha de manifestar en el sentido de dar paso a las crecidas del arroyo Camarones antes de que lleguen las del curso superior del Salado (arroyos Saladillo, Las Flores y zona Oeste). Sólo sobre la base de una estadística de lluvias que abarcara un gran número de años y el estudio completo, a ella vinculado, de un gran número de curvas de crecida del río Salado en varias secciones de su curso podría hacerse esa afirmación. La distribución temporal de las lluvias es, en general, muy variable y bien puede suceder que al llegar las aguas de las partes más alejadas encuentren llenas las lagunas o cañadones por lluvias recientes producidas en las zonas más próximas a ellas. Sería imprudente construir obras que requiriesen la inversión de muchos millones, sobre esa hipótesis, siendo preferible, a nuestro juicio estudiar una solución más radical del problema.
- d) Si, por el contrario, se admitiera que los canales de pequeña sección, resuelven el problema e influyen en forma notable sobre los caudales de crecidas, y aún prescindiendo de la consideración hecha antes, resultaría que la zona baja del río Salado estaría expuesta a inundaciones mucho mayores que las habidas hasta el presente y podría llegarse a la situación a que se refiere el ingeniero Romero: « Algo que impresiona la imaginación, enervando todo raciocinio, se llega a sentir cuando se piensa cual sería el caudal que tendría que descargarse por el curso inferior del río, si para evitar la inundación

« de los terrenos contiguos a su cauce, se acelerase su corriente, de  
« manera que la que llega de los afluentes de su curso superior fuese  
« a sumarse con la de los que sucesivamente se van agregando a  
« ambas márgenes, y esa impresión toca los límites de lo pavoroso,  
« si todavía se recuerda que esos mismos afluentes han retardado  
« y atenuado sus crecidas a expensas de causar graves perjuicios, al  
« derramarse sobre extensas zonas inundadas a su paso, y que cuan-  
« do se quisiera conjurarlos se lo conseguiría a expensas de aumen-  
« tar la rapidez de la afluencia sobre el colector principal ».

Con las salvedades hechas anteriormente y limitando la importancia de su objeto, es decir utilizándolos para el desagüe de la zona baja, creemos que deben hacerse las obras aconsejadas por el ingeniero Romero: restablecimiento del curso de las aguas interrumpido por el Canal N° 9, unión de los arroyos Gualicho, Zapallar y Camarones y utilización del tramo inferior del Canal N° 9 para desagüe local; *siempre que se impida el acceso de las aguas de la zona alta.*

**2. Obras en el cauce del río Salado** — Las obras que aconseja el ingeniero Romero en este informe son, más o menos, las mismas que indica en el informe de 1919, sólo hay diferencia en lo que se refiere al Canal N° 15, cuya capacidad aconseja cuadruplicar.

Ya hemos expresado nuestra opinión al tratar el plan de 1919, por lo que creemos innecesario repetirla.

**3. Cuenca de los arroyos Tapalqué, Las Flores y Saladillo.**— Hacemos a las obras proyectadas las mismas observaciones que a las indicadas para la cuenca del arroyo Camarones y creemos que únicamente con el fin y condiciones señaladas deben ser rectificadas y unidos los cauces naturales.

Las obras propuestas para la cuenca de los arroyos Vallimanca y Saladillo no producirán más que una influencia mínima sobre las inundaciones y sólo podrían empeorar las condiciones de la zona baja y del río Salado. Serían útiles en cambio, quizá con secciones mayores para el desagüe local; es decir, una vez desviadas las avenidas torrenciales de la zona alta. Desde luego, es interesante la proposición de desviar o retener las crecidas torrenciales de la cuenca superior del Vallimanca. La desviación hacia el sur (véase pág. 169) resultará *prima facie*, muy onerosa en relación con la superficie beneficiada y sólo resolviendo previamente la incorporación al pago de impuesto de los partidos de Pringles y Adolfo Alsina, cabría entrar a considerar su conveniencia económica. En cuando a la retención de las avenidas torrenciales para defender el partido de Bolívar, la idea es plausible y su factibilidad económica dependerá de que la topografía del terreno presente condiciones favorables. Los elementos de juicio que obran en nuestro poder no nos permiten dar una opinión categórica al respecto.

Debe tenerse en cuenta que el ferrocarril del Sud, como lo hemos dicho en otras partes de este informe, ha ampliado notablemente las luces de todos los puentes de sus líneas en Bolívar, Olavarría, Lamadrid, etc., de modo que si se llegara a producir una lluvia en condiciones semejantes a la de Julio de 1919 la situación de los campos de los partidos de General Alvear y Saladillo sería peor que la producida en aquella fecha.

En el puente de la línea Bolívar a Recalde, donde se inicia el arroyo Vallimanea, se reunirán, por la ubicación de los puentes de las vías, en los otros ramales de la cuenca del arroyo Salado, las aguas que caen en una superficie de 13.600 kilómetros cuadrados. La empresa del ferrocarril del Sud admitiendo una lluvia media diaria de 40 milímetros durante tres días y un coeficiente de derrame igual a 0,50, calculó un caudal de 900 metros cúbicos por segundo; aplicando el método cinemático, llegamos a un caudal máximo de 2160 metros cúbicos por segundo (véase pág. 298). Fácil es comprender que para este caudal las obras que propone el ingeniero Romero serían ineficaces.

**4. Zona de desagüe directo y cuenca del río Ajó.**— El ingeniero Romero mantiene el plan de obras que indica el informe de 1919, con muy pocas variaciones. Ya hemos expresado nuestra opinión favorable en general.

**5. Desviador de Ayacucho.**— En el nuevo plan se conserva el desviador de Ayacucho a que nos hemos referido al tratar el plan de 1919.

**6. Presupuesto.**— Como no existe un proyecto concreto que responda a su plan no es posible —recuérdese lo dicho al iniciar la consideración de este informe— formular un presupuesto para el mismo.

El ingeniero Romero manifiesta que *aún aplicando el criterio de la más estricta economía en la confección del proyecto el costo de ejecución del plan de obras que propone alcanzará a una cifra elevada, mayor o comparable al de las obras existentes.*

Creemos que en lugar de invertirse una suma tan importante (60.000.000 pesos moneda nacional próximamente) en un plan que adolece de los inconvenientes señalados, es mejor proyectar otro que resuelva más radicalmente el problema lo que, quizá, podría obtenerse modificando convenientemente el plan formulado por el ingeniero Romero en 1919.



XXXV

LOS PLANES DEL INGENIERO ARCE

« A » El plan de Abril de 1919.

No analizaremos la crítica que el ingeniero Arce formula a las soluciones presentadas por otros colegas pues en el capítulo respectivo del presente informe está ampliamente expuesta nuestra opinión al respecto.

**I. — Obras generales:**

Son obras generales del plan de Abril de 1919, las siguientes:

- a) Afluente artificial del Salado.
- b) Canal complementario.
- c) Doble endicamiento longitudinal del trozo inferior del cauce del río Salado, entre la laguna La Tigra y la desembocadura del río en la Bahía de Samborombón.

Consideramos que no es aceptable el plan del ingeniero Arce, por las razones siguientes:

- 1º Deja sin resolver la situación de toda la parte de la zona inundable que está limitada por la divisoria occidental de la cuenca de los arroyos Salado, Vallimañca y Saladillo, la divisoria de agua en las sierras, los terraplenes del canal complementario y afluente artificial, el límite Norte de la cuenca del arroyo Las Chileas.

Esta parte de la zona inundable que tiene una superficie aproximada de 6.000.000 de hectáreas (60.000 kilómetros cuadrados) no recibe casi ningún beneficio y las inundaciones causarían los mismos perjuicios que en la actualidad, aún cuando se construyeran las obras propuestas.

- 2º La construcción del canal complementario del río Salado del tipo desviador, es decir con un solo terraplén del lado norte para dividir las aguas del río Salado a partir de la laguna Las Flores Grandes, perjudicará a las tierras de los partidos de Las Flores, General Belgrano y Pila.

El ingeniero Arce considera que el río Salado en su tronco medio puede conducir, sin que se produzcan desbordes, un caudal de 450 metros cúbicos por segundo y teniendo en cuenta que en la sección de puente Villanueva pasó un caudal de 1250 metros cúbicos por segundo en la inundación de 1913 proyecta desviar — mediante una obra de partición construída aguas abajo de la laguna Las Flores — un caudal de 800 metros cúbicos por segundo al canal complementario. La obra de partición estaría constituída por un edificio con compuertas.

Propone la construcción de ese canal para una capacidad de 2000 metros cúbicos por segundo.

Estimamos que es posible un caudal mayor de 2000 metros cúbicos por segundo en el canal complementario, si solamente se quiere conducir por el cauce del río Salado un caudal de 450 metros cúbicos por segundo.

En efecto las obras de regularización del cauce que se proponen para los arroyos Saladillo, Las Flores, Tapalqué, Azul, Los Huesos, Zapallar, Camarones, etc., conducirán a éste canal complementario el caudal de una zona de superficie igual a 5.600.000 hectáreas (56.000 kilómetros cuadrados).

En el origen el canal complementario llegará a un caudal deducido el de 450 metros cúbicos por segundo que se formará con:

- 1º Las aguas de la zona Oeste, cuya superficie no bien determinada, puede calcularse en 20.000 kilómetros cuadrados.
- 2º Las aguas de la cuenca de los arroyos Salado, Vallimanca y Saladillo, aceleradas por los cortes en el Saladillo (canal N° 17), del arroyo Las Flores, y del arroyo Tapalqué aceleradas éstas últimas por la construcción propuesta de un canal que asegure la continuidad del arroyo hasta la laguna La Pastora y después hasta el arroyo Las Flores. Esta parte de la cuenca tiene, en conjunto, una superficie de 3.600.000 hectáreas (36.000 kilómetros cuadrados).

A poca distancia de su extremo, al norte de Pila recibiría el canal las aguas de las cuencas de los arroyos Azul, Los Huesos, Chapa-leofú, Pantanoso, Zapallar y Camarones, etc., aceleradas por las obras de rectificación que se proponen para los cauces de los arroyos. Estas cuencas tienen en conjunto, una superficie de 20.000 kilómetros cuadrados aproximadamente de manera que el caudal en el origen aumentaría notablemente.

En el caso de lluvias de mucha duración, podrían sumarse los dos caudales, el del origen y el que se acaba de calcular. Se admitirá, siendo esto poco probable, que el caudal medio en el canal complementario sea de 2000 metros cúbicos por segundo.

La pendiente media transversal del terreno según la traza del canal complementario es  $i = 0,0003$  y la pendiente longitudinal según el proyecto del ingeniero Arce es  $I = 0,00015$ .

Se tendría, aproximadamente,

$$Q = 8 \frac{1}{0,0003} \sqrt{0,00015} h^3 = \sim 320 h^3$$

Para  $Q = 2000$  metros cúbicos por segundo:  $h = 1,82$  metros

$Q = 3000$  » » » »  $h = 2,12$  »

Ancho medio de la zona de expansión: para  $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$  6000 met.  
 »  $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$  7100 met.

Se reconoce por estos resultados que este canal inundaría una enorme superficie que no disminuirá mucho con la construcción del canal auxiliar de traza paralela colocado a una distancia de 2500 metros del mismo. La solución de doble endicamiento aunque no completa, constituye, por otro lado, una solución peligrosa y aumentaría mucho el gasto de conservación de los terraplenes cuya longitud alcanzaría a 200 kilómetros.

Bajo otro punto de vista la Comisión no considera aceptable que se desplace la zona inundante del cauce del río Salado para transportarla hacia el norte del mismo. El Salado es un curso natural de agua y los propietarios de los campos ribereños de su cauce están obligados a recibir las aguas que el mismo conduce siempre que no se construyan obras aceleratrices en la cuenca o aguas arriba en su cauce.

- 3º Objeciones parecidas a las anteriores pueden hacerse al proyecto de construcción del afluente artificial del río Salado formado por un terraplén del lado Este cuyo objeto sería el de desviar las aguas de parte de las cuencas de los arroyos Langueyú, Perdido y Chelforó, así como las de la parte de la zona inundable comprendidas entre la divisoria de aguas, el canal N° 12 y su traza.

En su origen, a poca distancia de la estación Labardén, este canal recibiría las aguas de las cuencas de los arroyos Tandileofú y Chelforó cuya superficie puede estimarse en 2100 kilómetros cuadrados y a unos treinta y cuatro kilómetros del origen recibiría las aguas de las cuencas de los arroyos Langueyú y Perdido (4600 kilómetros cuadrados). Aumentaría paulatinamente el volumen de aguas, hasta llegar a la desembocadura con parte de las aguas de la cuenca superior del arroyo Chapaleofú, que derraman al sur de Rauch y de las desbordadas de los arroyos Langueyú y Perdido.

La construcción de este canal no evitaría las inundaciones que se producen, más o menos, al llegar las aguas a una línea que uniera a Rauch, Ayacucho y Coronel Vidal, sino que además empeoraría las condiciones de las tierras que quedarían situadas entre las vías de Chas a Ayacucho, Ayacucho a Maipú, el canal N° 1 y el terraplén del afluente proyectado.

Esta parte de la zona está constituida por terrenos bajos y en ella existen numerosas lagunas, la mayor parte de las cuales son de poca altura con el fondo cubierto de juncos, como las de Centurión, Paja Brava, Cortadera, Limpia, etc.

El caudal aproximado de este canal sería :

En el origen, por tratarse de una cuenca pequeña . . . 500 m<sup>3</sup>/s  
En el extremo norte . . . . . 1000 m<sup>3</sup>/s

Caudal medio: 750 m<sup>3</sup>/s

Como la pendiente transversal varía de 0,0005 en Labardén y 0,0002 en el extremo Norte, y la longitudinal, según el proyecto es de 0,00020 las aguas que conduciría el afluyente artificial del Salado inundarían una superficie muy grande.

- 4° Por la acción de los canales complementario y afluyente artificial una extensísima superficie que forma el embudo donde se reunirían las aguas que traen ambos, quedaría completamente inutilizada, pues se transformaría en un bañado aún con las lluvias locales ordinarias.
- 5° De acuerdo con las observaciones anteriores resultaría que el endicamiento doble del río Salado en su tramo inferior solo sería necesario para impedir las inundaciones en el partido de Castelli pues poco o ningún beneficio producirían a la mayor parte de la zona. Únicamente los partidos de Guido, Dolores y Conesa, de la zona baja y una parte reducida de los ribereños del río Salado resultarían beneficiados.
- 6° El ingeniero Arce estima el costo de las obras que proyecta en 45.000.000 de pesos moneda nacional. Aún en el caso de que fuera conveniente, bajo el punto de vista técnico, la construcción de las obras propuestas, considera la Comisión que no sería posible ejecutarlo con esa suma porque las partidas fijadas para expropiaciones y obras de arte, puentes especialmente, son insuficientes. Además, de ser factible el plan, convendría revestir los taludes mojados de los terraplenes del canal complementario y afluyente artificial con losas de hormigón armado.
- 7° Los gastos de conservación serían muy elevados, pues además de la conservación de una gran parte de las obras existentes del plan Nyströmer sería necesario conservar con todo cuidado las siguientes; que comprenden 490 kilómetros de terraplenes:

|   |     |            |
|---|-----|------------|
| Endicamiento, tronco inferior del Salado . . . . .        | 200 | Kilómetros |
| Canal complementario . . . . .                            | 100 | »          |
| Terraplén para disminuir el ancho ocupado por las aguas . | 100 | »          |
| Afluyente artificial del Salado . . . . .                 | 90  | »          |
| Total . . . . .   | 490 | »          |

## II. — Las obras para la zona baja.

El ingeniero Arce propone para la zona baja en los partidos General Madariaga, General Lavalle, Maipú, General Conesa, Dolores y Castelli, obras para hacer el desagüe siguiendo las vaguadas naturales para lo cual habría que inutilizar parcialmente algunos canales existentes — siguiendo con algunas modificaciones las ideas que figuran en los planos de los ingenieros Romero y Wauters y del Departamento de Ingenieros de la Provincia.

Conceptumos aceptable en su mayor parte el plan para la zona baja, siempre que se solucione la desviación o retención de las aguas de la parte alta de la zona.

**«B» La utilización de las lagunas según la nota enviada a la  
Comisión con fecha 22 de Junio de 1928.**

La idea fundamental que domina en la nota citada, puede sintetizarse en la siguiente forma, según la propia expresión del autor « Es relativamente fácil suprimir el estado que se llama de inundación( limitando « la superficie ocupada por el agua al 20 por ciento de cada cuenca imbrífera de los afluentes del río Salado y los del Océano Atlántico, reduciéndola a 10 por ciento a los tres meses y aún a cinco por ciento a los seis ».

La utilización de las lagunas existentes en la zona inundable como receptáculos de las aguas inundantes ha sido propuesto por el Departamento de Ingenieros y los ingenieros Julián Romero, Manuel Arce y Carlos Posadas. Con pequeñas variaciones, en lo que respecta a la superficie a utilizar para acumular las aguas, las ideas expuestas sobre este punto en los planes citados coinciden en su parte fundamental.

Desde luego, no nos es posible hacer una crítica categórica a la idea pues no ha sido acompañada por un proyecto o, al menos, anteproyecto que permita analizarla a fondo para poder apreciar si con ella puede resolverse el problema de las inundaciones en una zona de tan gran extensión, en condiciones técnicas, económicas y hasta podría decirse higiénicas, aceptables.

No obstante, con los elementos de juicio que puede proporcionar la lectura de los fundamentos con que la idea es planteada, creemos que la utilización de las lagunas no siempre es posible y conveniente, haciendo la salvedad, no obstante, que este procedimiento quizá podría aplicarse con éxito para ciertas partes de la zona baja que presenten condiciones favorables para ello. Estimamos que no constituye una solución integral del problema y que, seguramente, al concretarse en un proyecto definitivo, resultará de ejecución muy onerosa.

El ingeniero Arce concreta su idea con un ejemplo, considerando que el bajío del Pantanoso puede servir para acumular las aguas caídas en la parte de la cuenca del Vallimanca situada aguas arriba de la laguna La Verdosa.

En primer lugar hacemos notar una primera dificultad: la superficie de lagunas, cañadones o depresiones no solo no está uniformemente distribuida en la zona inundable de la provincia sino que hay diferencias fundamentales en las condiciones de las cuencas parciales de los diversos arroyos. Por otra parte los bajíos, comprendiendo con esta palabra a todas las lagunas, depresiones, etc., se encuentran en gran proporción superficial en la zona baja mientras que son poco abundantes en la zona

alta, dando esta última denominación a la parte que comprende las tierras de nivel superior al de la traza del colector Mercau-Waldorp, por ejemplo.

Comprendiendo la cuenca del arroyo Salado, origen del Vallimanea, tendría la zona alta una superficie de 50.000 kilómetros cuadrados en números redondos, de manera que para aplicar la idea del ingeniero Arce sería necesario inutilizar una superficie igual a

$$0.20 \times 50.000 = 10.000 \text{ kilómetros cuadrados.}$$

o sea un millón de hectáreas en las cuales se acumularía el agua de una lluvia torrencial que supone de 300 milímetros.

A los tres meses la superficie ocupada sería igual a 10 por ciento de la superficie total o sea 500.000 hectáreas.

Esto significaría inutilizar, en media, cerca de 750.000 hectáreas que habría que expropiar y por bajo que sea el valor que se asigne a la hectárea se llegaría a una inversión de 100.000.000 de pesos solo en concepto de expropiación.

Además, debemos hacer notar muy especialmente que la superficie que ocupan las lagunas es no solo sumamente reducida — no alcanza en total a 800 kilómetros cuadrados — sino que ellas son en su mayor parte, lagunas de poco fondo con juncales y sin contornos bien definidos: una altura media de un metro en las lagunas significaría, aproximadamente, una altura de 2 metros en el fondo, profundidad que pocas veces alcanzan la mayor parte de las lagunas de la zona alta.

Si, por ejemplo, se considera la lluvia del mes de Agosto de 1913 que fué de 140 milímetros en números redondos para toda la zona en cinco o seis días se tendría:

*Con 20 % de superficie utilizada para la acumulación*

|  |           |           |
|--|-----------|-----------|
| Superficie de bajos . . . . .                      | 1.000.000 | hectáreas |
| Profundidad media del agua en los mismos . . . . . | 0,70      | metros    |
| Profundidad máxima aproximada . . . . .            | 1,40      | "         |

*Con 10 % de superficie utilizada*

|                               |         |           |
|-------------------------------|---------|-----------|
| Superficie de bajos . . . . . | 500.000 | hectáreas |
| Profundidad media . . . . .   | 1,40    | metros    |
| Profundidad máxima . . . . .  | 2,80    | "         |

Suponiendo, por un momento, que estas lagunas existieran con la profundidad y superficie total necesaria y distribuidas proporcionalmente a la superficie parcial de cada cuenca se necesitarían 3 meses, según el ingeniero Arce para descargar la mitad del volumen de agua correspondiente a una lluvia de 300 milímetros, lluvia que exigiría alturas superiores al doble de las calculadas.

¿Cómo funcionarían las obras si en los tres meses o en los seis cayeran una o dos lluvias más de 300 milímetros o de 200 milímetros, cosa que se produce normalmente en los semestres muy lluviosos?

Evidentemente fracasaría el mecanismo de desagüe propuesto o aumentaría la superficie ocupada por las aguas, admitiendo que se hubieran proyectado las obras en forma adecuada para permitir una mayor acumulación.

No existen en la zona alta, como ya se ha dicho, bajíos, no utilizables todos en la forma propuesta, que ocupan más de 1.5 por ciento de la superficie total y no es posible calcular su superficie a base de un croquis correspondiente a un estado de inundación que, precisamente, se quiere evitar en lo sucesivo.

Dejando de lado la creación de lagunas artificiales a base de endicamientos, porque sería una solución enormemente cara equivalente a la de construcción de embalses de poca capacidad, habría que utilizar las lagunas de la zona baja para ese objeto.

Estas lagunas ocupan una superficie relativamente reducida y en conjunto no tienen más de 1000 kilómetros cuadrados y se presentan en abundancia en los partidos de Maipú, General Madariaga y General Lavalle en la zona del litoral y en el partido de Pila en la cuenca del Salado.

No solo su superficie es insuficiente para acumular las aguas con la altura que no provoca inundaciones de grandes zonas, sino que constituyen, también, el receptáculo natural de las aguas que se escurren provenientes de lluvias en la zona baja.

Aún en el supuesto de que, mediante canales de comunicación y salidas al mar, se las tuviera secas al iniciarse una lluvia en la zona alta, bien puede suceder que se produzca una lluvia posterior en la zona baja y estando en ésta las lagunas ocupadas por las aguas de la alta la situación sería desastrosa.

Analizando en particular el ejemplo de aplicación del procedimiento de desagüe que consistiría en la utilización de los bajíos, en la cuenca del Vallimanca, que da el ingeniero Arce, se llega a conclusiones desfavorables para el procedimiento.

Como se dice en otra parte de este informe la cuenca del Vallimanca superior tiene para la sección de desagüe constituida por los puentes del Ferro Carril del Sud en la línea Recalde a Bolívar una superficie de 13.600 kilómetros y para una sección situada a la entrada de la laguna La Verdosa 17.000 kilómetros cuadrados.

Una lluvia mensual de 300 milímetros en un mes que, como se ha demostrado, se produce ordinariamente en dos períodos de pocos días separados por intervalos de 15 a 20 días, admitiendo una pérdida de la tercera parte un volumen de agua

$$V = \frac{2}{3} \times 300 \times 1000 \times 17.000 = 3.400.000.000 \text{ metros cúbicos.}$$

El ingeniero Arce dice que la depresión del Pantanoso con una superficie de 5000 kilómetros cuadrados y dos metros de altura lo que supone una profundidad máxima de 4 metros de altura, podría acumularse 1.000.000.000 de metros cúbicos a la que se daría salida durante seis meses con un caudal de 220 metros cúbicos por segundo estableciendo una comunicación del bajío con el arroyo Saladillo.

Desde luego cabe una primera observación: adonde irían los 2.400.000.000 de metros cúbicos que en tiempo muy breve llegarían a la depresión supuesta. Calculando una duración de lluvia igual a 6 días con 150 milímetros de altura total y pérdida de la tercera parte ya se llega a un volumen de

$$\frac{2}{3} \times 150 \times 1000 \times 17.000 = 1.700.000.000 \text{ metros cúbicos.}$$

que sobrepasaría a la capacidad establecida.

Si a los 15 ó 20 días volviera a llover unos 100 milímetros el agua encontraría casi enteramente llena la depresión y produciría inundaciones que, aunque no del mismo carácter, serían perjudiciales.

Dejando de lado la consecuencia que surge de las anteriores consideraciones se ve que, por lo menos, habría que expropiar para la cuenca superior del Vallimanca 500.000 hectáreas y construir todos los endicamientos necesarios para crear la capacidad propuesta, obras de arte, etc.

Hemos reconocido el terreno en el lugar propuesto — llamado bajo del Pantanoso — y este reconocimiento nos lleva a la conclusión que sus condiciones topográficas no permiten crear una capacidad de 1.000.000.000 de metros cúbicos con tanta facilidad y que en la mayor parte de las tierras se hace explotación ganadera y agrícola, aunque predomina la primera.

Hemos constatado que es bastante exacta la descripción que hace el ingeniero Carlos Nyströmer en la página 162 del informe explicativo de su proyecto general de desagüe (edición oficial impresa): « Saliendo del « campo del Vallimanca donde ha sido canalizado en un largo trayecto, el « arroyo adquiere nuevamente un cajón bueno, y pasa entre barrancas y « lomas altas en una extensión de más de una legua volviendo después a de- « teriorarse gradualmente hasta que desaparece en extensos cañadones a « una legua y media antes de llegar a la laguna La Verdosa. « Esta laguna « está rodeada al sud por una faja de terrenos bajos y en los otros costa- « dos por lomas y médanos altos, que estrechan la salida natural para las « aguas, dificultando así su paso. *De los derrames de esta laguna toma « nacimiento el arroyo Pantanoso, si así puede llamarse a esa sucesión « de cañadones, ligados entre sí por algunos pequeños trozos de cauces « torcidos y entrecortados que las aguas han cavado en los albardones mas « altos. En todo el trayecto desde La Verdosa los terrenos son bajos y « entreverados con otros altos y médanos de forma muy irregular y de « bastante altura, que interceptan las aguas y cuya presencia explica le*



« sinuosidad del curso y la magnitud de los cañadones que existen en los « campos de Caster y del Carril. Estos tienen salida por dos arroyones « que cruzan los campos altos en el límite de la propiedad de del Carril y « Butler y uniéndose más adelante, forman en este último campo otro ca- « ñadón más extenso, por el cual siguen los aguas por pequeños cursos o « zanjías, tortuosas e interrumpidas, hasta que lleguen a las lagunas del « Potrillo Chico y Grande, donde empieza el arroyo Saladillo ».

Debemos, desde luego, hacer presente que no son altos los médanos de La Verdosa como dice el informe; pero en cambio lo son los del Pantanoso, los cuales en general están muy próximos y presentan dirección aproximadamente perpendicular a la general de los arroyos Vallimanca y Saladillo.

En las cuencas de los arroyos restantes no se presentan condiciones semejantes a las de la cuenca del Vallimanca y aún en el supuesto de que fuera posible la utilización de las lagunas de la zona baja cuya característica principal es la de poseer altas barrancas del lado oriental permitiendo la expansión de las aguas en el opuesto, cosa que obligaría a construir diques para darles grandes capacidades de acumulación, las aguas inundarían a poca distancia de las sierras y en un largo recorrido los terrenos, es decir, "el sistema presentaría los inconvenientes ya señalados en otros proyectos de dejar una gran parte de la zona inundable en las mismas condiciones que actualmente."

Esto solo se evitaría, siempre en la hipótesis de que fuera conveniente la solución, canalizando los cauces naturales, es decir, dando a los mismos las secciones necesarias para conducir los grandes caudales que pueden producirse en cada uno, cosa que, como se desprende, elevaría muchísimo el costo de las obras.

De una manera general, estimamos que el sistema de obras de desagüe que se construya debe permitir a los propietarios desecar sus lagunas *en la proporción que lo estimen conveniente para sus intereses y de acuerdo con las características de cada zona*, y nó ha de involucrar, como fundamento básico, la ocupación de una superficie extensa de la zona: 10 a 20 por ciento de la superficie total.

En resumen opinamos que la solución *integral* del problema en la forma propuesta será costosísima, inutilizará grandes extensiones de tierras y es poco segura, transformando el desagüe en un mecanismo complicado, por razón de la cantidad de compuertas y dispositivos necesarios para regular los caudales y poder llevar las aguas a los cursos naturales de la zona, sin producir perjuicios; por el contrario el sistema puede ser aplicable con éxito localmente, es decir en forma limitada a la zona baja.

### XXXVI

#### EL PLAN DE LA EMPRESA IGUAIN

En primer término, cabe observar que no se exponen con suficiente claridad los fundamentos técnicos del plan: no se efectúa cálculo de los caudales, secciones de los canales, etc. etc.

A continuación se indican los inconvenientes más notables que, a nuestro juicio, presenta el plan de la empresa Iguain:

- 1º Las tierras comprendidas entre la cota 160 más o menos y los embudos colectores  $H$ ,  $H_1$  y  $H_2$  que unen los terraplenes de los canales existentes nº 5, nº 2, nº 1 y nº 9 no recibirán beneficio alguno pues la acción de los canales  $K$  y  $J$  (1) es, prácticamente, insignificante a menos que se les diera secciones muy grandes; lo que, por cierto, elevaría el presupuesto en forma notable.
- 2º Las obras proyectadas para la zona del Salado en los partidos de Saladillo, Alvear, Tapalqué, etc. son notoriamente insuficientes y de ser construídas no se haría otra cosa que reproducir los errores de concepto que ofrece el sistema de las obras construídas; solo el Vallimanca puede presentar crecidas que excedan de  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- 3º *Los embudos*, como los llama la empresa Iguain  $H$ ,  $H_1$  y  $H_2$  que vinculan los arranques de los terraplenes de los canales nº 5, nº 2, nº 1 y nº 9 son semejantes — por el tipo de construcción — al colector o desviador Mereau, pero su ubicación es deficiente y en muchas partes su dirección coincide con la mayor pendiente del terreno.
- 4º Las aguas de los arroyos se derramarían en la zona de alto nivel por desborde de los cauces y se concentrarían en los puntos de arranque de los canales actuales y, salvo el caso de que se ampliara notablemente la sección de éstos, solución muy onerosa, se formarían verdaderas lagunas de superficies muy grandes que perjudicarían grandes extensiones de campo. Estos embudos deberían tener terraplenes de gran altura porque, en realidad, actuarían como pantanos artificiales que retendrían las aguas de la zona alta hasta que se efectuara la evacuación por los canales.
- 5º Admitiendo un coeficiente de derrame igual a 0.66 y una lluvia de 0.40 metros cúbicos por segundo y kilómetro cuadrado durante 120 horas, o sea una altura total de

$$\frac{0.40 \times 120 \times 3600}{10^3} = 173 \text{ milímetros}$$

(1) Véase lámina X.

sobre toda la cuenca que derramaría en los embudos  $H$ ,  $H_1$  y  $H_2$  cuya superficie puede calcularse aproximadamente en 18.000 kilómetros cuadrados el volumen de agua que llegaría a los embudos sería:  $0,66 \times 173 \times 1000 \times 18.000 = 2.055.000.000$  metros cúbicos. Siendo la capacidad de los canales actuales las siguientes:

|            |     |                |     |          |
|------------|-----|----------------|-----|----------|
| Canal nº 5 | 201 | metros cúbicos | por | segundo. |
| » » 2      | 114 | »              | »   | »        |
| » » 1      | 136 | »              | »   | »        |
| » » 9      | 222 | »              | »   | »        |
| Total      | 673 | »              | »   | »        |

sería necesario un tiempo de:

$$\frac{2.055.000.000}{673 \times 3600 \times 24} = 36 \text{ días}$$

Aún duplicando la capacidad de los canales se necesitaría un tiempo grande para la evaporación, solución que por cierto es inaceptable por su costo elevado y por los inconvenientes que se presentarían en el caso de que una nueva lluvia intensa se produjera antes de que terminara la evacuación de las aguas correspondientes a la anterior. Además, ocupándose los canales existentes con las aguas de la zona alta, los proyectados para la zona baja resultarían insuficientes.

6º Las obras propuestas presentan una longitud excesiva de terraplenes que, aproximadamente, se indican a continuación:

|           |      |            |
|-----------|------|------------|
| Salado    | 500  | kilómetros |
| Canal $U$ | 120  | »          |
| » $M$     | 90   | »          |
| » $11$    | 150  | »          |
| » $L$     | 120  | »          |
| Embudos   | 200  | »          |
| Total     | 1180 | »          |

Los gastos de conservación de tales terraplenes serían muy elevados y, si para disminuirlos, se construyeran revestimientos, los gastos de construcción aumentarían hasta hacer absolutamente prohibitiva su ejecución.

7º El funcionamiento de los canales  $U$ ,  $M$ , y nº 17 determinaría una aceleración de aguas hacia el Salado y, un aumento importante en sus caudales de máximas crecidas.

8º No es conveniente la solución del endicamiento longitudinal del Salado sin fundarlo en un estudio completo y estadístico del régimen hidráulico del mismo y sin tener en cuenta la posibilidad de que las

aguas de su cuenca Oeste sean aceleradas por la construcción de canales de desagüe.

- 9º El presupuesto que la empresa Iguain fija para la realización del plan que propone es de monto insuficiente y no puede fundarse el mismo sobre la base de la simple enunciación de las obras correspondientes.

### XXXVII

#### PROPOSICION DEL INGENIERO ALEJANDRO FOSTER

La proposición del ingeniero Foster que consiste en resolver el problema de los desagües de la zona inundable por medio de obras de drenaje para provocar la disminución del nivel de la napa freática no fué aceptada por los Congresos de Ingeniería celebrados en Buenos Aires en 1916 y 1921.

Sin desconocer la conveniencia y ventajas de tales trabajos de drenaje si se quisiera dedicar las tierras de la zona de referencia a cultivos intensivos, estimamos que tal proposición no es oportuna y consideramos que previamente se debe facilitar la eliminación de las aguas superficiales inundantes. Por otra parte, el costo unitario de \$ 100 a 150 por hectárea que el propio ingeniero Foster atribuye a su solución resulta absolutamente prohibitivo.

### XXXVIII

#### LAS IDEAS DEL INGENIERO ALFREDO R. GANDO

Respecto a las conclusiones a que arriba el ingeniero Gando (véase pág. 205) debemos hacer notar lo siguiente:

- 1º Sin duda es de gran conveniencia organizar científicamente los estudios hidrométricos e hidrológicos en el territorio de la provincia; pero, no es posible admitir — sin incurrir en el mayor desprecio por los grandes intereses comprometidos — que debe postergarse la confección de un plan de conjunto hasta tanto se disponga de los elementos de juicio que pudieran aportar aquellos estudios, los que para ser realmente útiles deben abarcar un amplio período de tiempo — más de 20 años. Por cierto, es muy sensible que dichos estudios no se hayan afrontado en época anterior; sin embargo, según ya hemos dicho, la técnica dispone de recursos indirectos que pueden suplir la deficiencia puntualizada por el ingeniero Gando.
- 2º En lo que se refiere a las correcciones parciales que insinúa deben introducirse en las obras existentes, cabe dejar constancia — una vez más — que el funcionamiento de las mismas ha demostrado sus

grandes deficiencias, las que no se han de subsanar, por cierto, con correcciones parciales; la gran mayoría de los planes formulados las contemplan y sus autores se han visto precisados a proponer obras de indiscutible importancia para resguardar los intereses que las obras construídas han pretendido en vano proteger.

- 3º La construcción de desagües parciales cuyo fomento propicia el ingeniero Gando, está necesariamente supeditada a la ejecución de las obras generales. Si aquellos se han de ejecutar en primer término, se acentuarán notablemente los perjuicios que se constatan en cada inundación, pues, se acelerará la afluencia de las aguas de crecidas en términos que resultará difícil precisar y — en el estado actual — no se dispondrá de emisarios generales de capacidad suficiente para su oportuna eliminación.
- 4º Coincidimos en reconocer con el ingeniero Gando, que existen otras zonas de la provincia que experimentan perjuicios por efecto de las inundaciones periódicas; pero ello no debe ser motivo para que se dispersen esfuerzos y se dejen sin solucionar definitivamente la parte más importante del problema.
- 5º Estimamos que el problema del Salado, con relación a los desagües, es un asunto de interés esencialmente local de la provincia de Buenos Aires, y que en todo caso es perfectamente susceptible de ser localizado desde la laguna Mar Chiquita de Junín hasta su desembocadura; el ingeniero Wanters y el ingeniero Arce, han puntualizado en contra de la nacionalización del río Salado, argumentos muy atendibles y que compartimos íntegramente.

### XXXIX

#### PLAN DEL INGENIERO CARLOS POSADAS

En la primera parte de su estudio el ingeniero Posadas determina los caudales en el colector Mercau-Waldorp; en el capítulo III así como al analizar dicho proyecto, hemos expuesto ampliamente cual es nuestra opinión al respecto, sin embargo consideramos conveniente formular las siguientes observaciones a los diversos métodos de cálculo que aplica el ingeniero Posadas.

- 1º La duración de la crecida máxima en el tramo final del colector fijada por el ingeniero Posadas en 10 días, o aún en 7 días, corresponde a un *intervalo de tiempo excesivamente reducido* pues importa admitir que la traslación de la onda en un recorrido de 600 Km — desde las nacientes del Vallimanea — se efectúa en solo 5 días ó 2 días (admitida la duración de la lluvia en 5 días) es decir que su velocidad media de traslación podría ser de 4 metros por segundo; además, no computa la importante acción de regulación del cauce

- del colector. Tal hipótesis — sin duda alguna errónea — es la que lo conduce a calcular el caudal máximo del colector en 22.800 m<sup>3</sup>/s.
- 2º Prescindiendo de cualquier otra consideración, debemos dejar constancia de que *no hay río en el mundo* que con una cuenca de 50.000 Km<sup>2</sup> determine una crecida máxima correspondiente a 0,45 metros cúbicos por segundo y kilómetro cuadrado; la fórmula de Kuichling — que da los valores más altos — sólo acusa esa afluencia para cuencas con superficie inferior a 10.000 Km<sup>2</sup>. Cabe observar además que las características de la cuenca del colector no es de las más favorables para que produzcan máximos equiparables con los constatados en otras cuencas más impermeables, con mayor pendiente e intensidad de lluvias.
  - 3º Consideramos razonable la cifra de 3.600 m<sup>3</sup>/s que admite — en otra hipótesis — como caudal máximo del colector en la divisoria de las zonas I y II (Kº 160).
  - 4º Es inadmisibles la amplitud que, en todo el trayecto del colector, se atribuye al remanso hidrodinámico; éste sólo se producirá en la desembocadura de los diversos arroyos y en la medida necesaria para compensar la pérdida de carga que corresponde al cambio de dirección y nunca en la forma que sugiere la figura de pág. 209 (método geométrico aproximado que, por cierto, no corresponde al caso considerado).

En cuanto al presupuesto formulado para el colector de \$ 147.000.000  $\frac{m}{n}$  debemos oponer los siguientes reparos:

- a) El exceso de 100.000 hectáreas — por computar la influencia del remanso — en el cálculo de la superficie a expropiar.
- b) El alto precio fijado para las expropiaciones \$ 250.00 por hectárea como valor medio — que no guarda relación con el valor de las tierras afectadas.
- c) Lo excesivo de la cifra prevista para obras en Mar Chiquita y para Dirección e Imprevistos.
- d) El elevado precio unitario \$ 1.20 por m<sup>3</sup> adoptado para los movimientos de tierra.

El plan de obras de desagüe del ingeniero Posadas consiste en trazar una red de canales excavados de pequeña sección, en el fondo de las vaguadas naturales, considerando que, de esta manera, con la suma de \$ 100 millones no solo podría construirse un conjunto de obras para desaguar eficazmente la llamada zona inundable sino, también, la zona oeste del Salado.

La construcción de los canales en la forma propuesta sería relativamente aceptable para obras de desagüe local; pero es inapropiada cuando se trata de conducir grandes caudales como los que pueden producirse en la zona.

Al plan de referencia debemos formular las siguientes observaciones:

- a) Si se excava un canal para conducir 10 metros cúbicos por segundo en el fondo de una vaguada natural, no es posible, para calcular la influencia del mismo canal en caso de que el agua suba hasta una

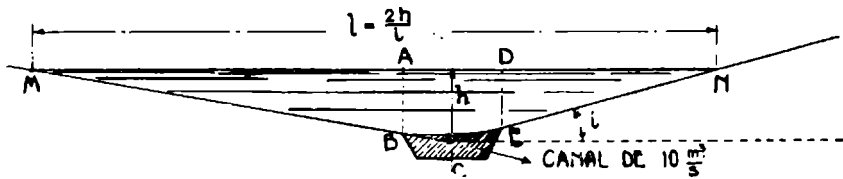


Fig. 51

altura de dos metros en una inundación, considerar, como lo hace el ingeniero Posadas, la parte de la sección limitada por las dos verticales *DE* y *AB*.

Para que la altura *h* se produzca en la parte más profunda de la sección es necesario que el agua se extienda en un cierto ancho. Admitiendo, para facilitar el razonamiento, una sección transversal triangular y simétrica el ancho de inundación *l* y la sección de escurrimiento *s* serían:

$$l = \frac{2h}{i} \quad ; \quad S = \frac{h^2}{i}$$

En la zona baja, en la que los cañadones son más numerosos, la pendiente *i* varía entre 0,0005 y 0,001; para el valor medio y para *h* = 2,00 m como supone el ingeniero Posadas.

$$l = \frac{2 \times 2}{0,00075} = 5.340 \text{ metros}$$

$$S = \frac{4}{0,00075} = 5.340 \text{ metros cuadrados}$$

Se vé pues que para que exista la altura de agua supuesta es necesario inundar una gran extensión de campo y si bien el ancho *l*, puede variar, pues depende de la sección del cañadón, es evidente que en los canales artificiales que será necesario construir para comunicar los cañadones y asegurar la continuidad de escurrimiento al ancho *l* no será inferior al calculado.

Por otra parte, supuestos construidos los canales de la sección propuesta u otra, en proporción con la superficie de cuenca a desaguar, se reconoce que la porción del caudal que en una inundación corresponde al canal excavado *puede ser despreciada con relación a la que corresponde a la sección natural de la vaguada.*

En efecto no sólo su sección es despreciable en relación a la de ésta sino, también, la velocidad es pequeña por encontrarse la sección en el fondo.

Prácticamente pues el efecto directo de estos canales es nulo durante las inundaciones y su construcción sólo sería justificable si con ella se buscara el desagüe local o la desecación de las lagunas para ponerlas en condiciones de recibir parte de las aguas que llegan de la zona alta. Sobre la utilización de las lagunas nos hemos ocupado al analizar los planes del ingeniero Arce.

- b) Bastaría la observación anterior para demostrar que el efecto de los canales, supuestas establecidas las comunicaciones entre bajios por medio de los mismos sólo sería el de producir una aceleración de las aguas de la zona alta hacia la zona baja pero de ninguna manera el de evitar los perjuicios que causan las inundaciones.

El ingeniero Posadas opina que con un canal excavado con capacidad para 10 metros cúbicos por segundo es posible desaguar una superficie de 155.000 hectáreas o sea 1.550 kilómetros cuadrados durante seis meses; al efecto, hace el razonamiento siguiente:

Caudal evacuado por el canal:

$$10 \times 180 \times 86,400 = \approx 155.000.000 \text{ metros cúbicos.}$$

Para 100 milímetros de agua de lluvia sobre una superficie  $S$  en kilómetros cuadrados, el volumen, igual al calculado, tiene por expresión:

$$155.000.000 = V = S \cdot 100.000 \text{ m}^3;$$

$$S = 1.550 \text{ kilómetros cuadrados.}$$

Suponiendo que la altura 100 milímetros corresponda a las dos terceras partes de la precipitación o sea 150 milímetros se ve que la altura supuesta correspondería aproximadamente a la lluvia del mes de Agosto de 1913.

Admitamos, que la cuenca sea rectangular de 155.000 hectáreas, supongámosla dividida en 10 superficies iguales de 15.500 hectáreas cada una y que el canal de 10 metros cúbicos corra por la línea más baja de la cuenca. ¿Cuál sería el mecanismo de desagüe? Si se mantiene el canal con 10 metros cúbicos después de producirse una lluvia de 150 milímetros en cinco días, como sucedió en Agosto de 1913 cada propiedad debería dar salida a un volumen de agua

$$\frac{2}{3} \cdot 150 \cdot 1000 \cdot 155 = 1.550.000 \text{ metros cúbicos}$$



Como las propiedades tendrían igual derecho al desagüe por el canal *A B*, solo podría descargar, cada una, un metro cúbico por se-

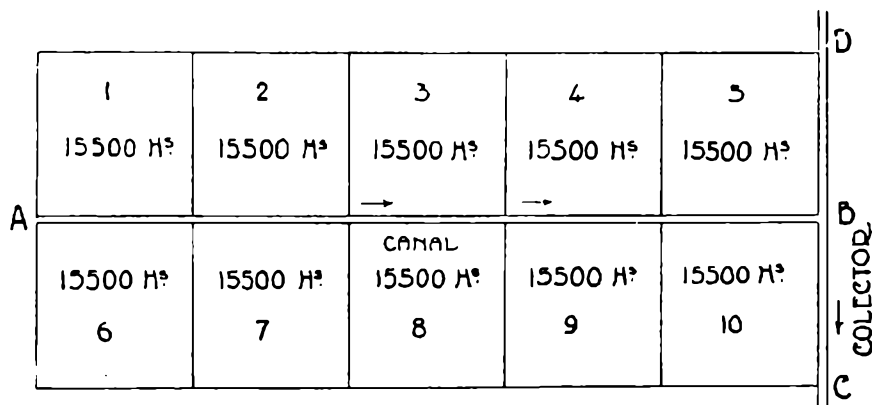


Fig. 55

gundo y estaría obligado, por tanto cada propietario a construir, en el punto de descarga de las aguas de su campo al canal *A B*, un pantano con capacidad casi igual a las  $\frac{2}{3}$  del agua de lluvia ya que sólo al finalizar los seis meses habría evacuado toda el agua.

Además cada represa debería estar dotada de compuertas, limitadoras y todos los dispositivos que requiere una obra de esta clase.

El costo de las obras con este sistema de desagües resultaría elevadísimo, teniendo en cuenta la superficie ocupada por las aguas represadas en cada propiedad y el gasto de construcción de las represas y prescindiendo del costo de la red de canales puede estimarse en más de \$ 30.— por hectárea.

Si el canal desembocara en un colector natural o artificial tal como el *C D* sería necesario, construir en *B* una obra reguladora, pues podría presentarse el caso de que este colector no estuviera en condiciones de recibir las aguas del canal *A B*.

Si, considerando la segunda hipótesis hecha por el ingeniero Posadas, el agua tuviera una altura de 2 metros sobre el borde del canal, y no se construyeran las represas la influencia de la sección del canal excavado se haría sentir tanto menos cuanto mayor fuere la superficie a desaguar, pero siempre las aguas ocuparían un ancho muy grande, limitándose la acción del canal a la ya indicada anteriormente.

Debe hacerse notar que se ha supuesto para el razonamiento que la lluvia es la que se produjo en 1913 para una superficie de 4.000.000 de hectáreas. Al disminuir la superficie de cuenca, deben considerarse, como ya se ha dicho, lluvias más intensas y coeficientes de derrames mayores.

Esto sería evidentemente más desfavorable para la solución propuesta.

- c) La construcción de canales del tipo propuesto no sería en la práctica tan sencilla como se indica. Si, por ejemplo, se tuvieran dos cañadones *A* y *B*, con la comunicación interrumpida sería necesario construir un canal de capacidad mayor de la de 10 metros cúbicos por segundo por cada 1.550 kilómetros cuadrados el que, con 2 metros

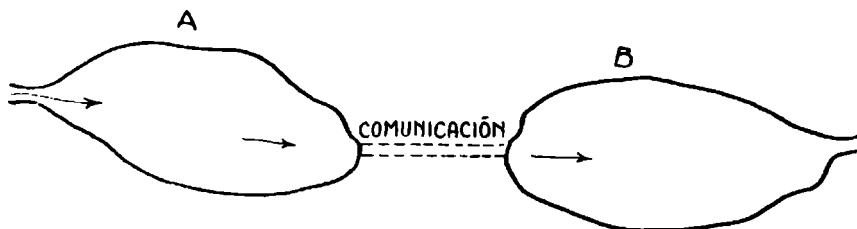


Fig. 56

de altura de agua sobre sus bordes, inundaría una zona grande y para evitarlo podría ser necesario construir diques en algunos puntos.

- d) Las mismas observaciones pueden hacerse respecto a los canales de 5 metros cúbicos por segundo de capacidad que propone construir el ingeniero Posadas laterales a los canales actuales. Limitada su capacidad a la de la parte excavada serían insuficientes para el desagüe de la zona baja y admitiendo una altura de 2 metros de agua sobre el borde se inundaría una zona muy extensa dada la pequeñísima pendiente que tiene el terreno en la zona baja.
- e) En la forma que hace los cálculos el ingeniero Posadas se necesitan para el desagüe de una superficie de 155.000 hectáreas, suponiendo que el volumen a desaguar sea el correspondiente a una altura de agua de 100 milímetros extendida uniformemente en toda la cuenca:

180 días utilizando únicamente la sección excavada.

33 días suponiendo una altura de agua de 2 metros sobre el borde del canal.

Hacemos notar que este último tiempo se calcula suponiendo, desde la iniciación a la terminación del escurrimiento, la altura constante de 2 metros lo que, evidentemente es erróneo. Los caudales deben ser calculados con los criterios expuestos en el capítulo III.

En resumen no consideramos aceptable el plan esbozado por el ingeniero Posadas por las siguientes razones:

- 1º Constituye, en realidad, una regularización de caudales mediante la construcción de represas de capacidad reducida si se utiliza la sección excavada de los canales y, por tanto, su realización resultaría de un costo elevadísimo.
- 2º Produciría la inutilización de una gran superficie de las tierras de la zona baja.

- 3º Obligaría a crear una policía especial de desagües cuya función, dada por una Ley apropiada, sería la de vigilar que en cada propiedad el desagüe se hiciera en la forma prevista en el plan. Sería una función inversa, pero semejante en los procedimientos, a la del personal que fiscaliza la distribución del agua para el riego. Desde luego, los conflictos que se originarían por esta fiscalización serían muy frecuentes.
- 4º Si las aguas siguieran por las vaguadas naturales, la acción del sistema de canales propuesto sólo sería indirecta pues serviría en circunstancias favorables para obtener un desagüe parcial y local en las zonas bajas pero sería insuficiente del todo para evitar los perjuicios de las inundaciones. Su efecto se reduciría a acelerar las aguas hacia la zona baja agravando la situación de éstas, si no se solucionara en forma amplia el escurrimiento en el colector principal que sería — para una cuenca de superficie superior a 70.000 kilómetros cuadrados — el río Salado.

---

En una publicación del ingeniero Posadas — aparecida en La Ingeniería, Julio de 1928 — para justificar el plan a que nos hemos referido precedentemente se hace mérito de lo siguiente:

« En la cuenca del Vallimanca se precipitaron en 48 horas de los días « 21 a 23 de Abril de 1928 — 1.165 millones de metros cúbicos con una « media de 90,6 mm y no alteró un centímetro el nivel del arroyo Sala- « dillo; dicha lluvia fué superior a la de Junio de 1919 que sólo fué de « 661 millones de metros cúbicos y que ocasionó 1000 m<sup>3</sup>/s en el arroyo « Saladillo. Causa: Las lagunas con poca agua en Abril de 1928 y re- « pletas en Junio de 1919 ».

La limitada capacidad de las lagunas de la cuenca del Vallimanca y del Saladillo, cualquiera que haya sido su estado, no puede haber determinado la intensa acción de regulación que se menciona; el escaso escurrimiento superficial constatado en Abril de 1928 es debido, única y exclusivamente, a que todas las tierras de la provincia de Buenos Aires estaban completamente sedientas por razón de la sequía reinante hasta esa fecha, como personalmente lo hemos observado en nuestros viajes de reconocimiento — en tales condiciones no era dudoso que la infiltración de tal lluvia se produjese casi totalmente.

## CAPITULO QUINTO

### CONCLUSIONES

---

XL. Nuestra opinión sobre las soluciones propuestas. — XLI. Proyecto definitivo. — XLII. Solución con un desviador inferior. — XLIII. Solución con dos desviadores. — XLIV. Presupuestos de máxima. — XLV. Ampliación de la zona sujeta a impuesto. — XLVI. Canon o impuesto de desagüe. — XLVII. Beneficios para el Fisco. — XLVIII. Ejecución de las obras.

#### XL

#### NUESTRA OPINION SOBRE LAS SOLUCIONES PROPUESTAS

De todo lo expuesto en el capítulo anterior — dedicado al análisis crítico de esas soluciones — surgen en síntesis las siguientes conclusiones:

**No son aceptables los siguientes planes:**

a) *Por haber variado las condiciones en que fuera estudiado el problema:*

- 1º De los ingenieros Lavalle y Médiçi.
- 2º Del ingeniero Juan A. Waldorp.
- 3º Del Departamento de Ingenieros de la Provincia.

b) *Porque exigirían una inversión exagerada o son técnicamente deficientes:*

- 1º Del ingeniero Carlos Wauters.
- 2º Del ingeniero Jorge Duclout.
- 3º Del ingeniero Manuel J. Arce.
- 4º Del ingeniero Alejandro Foster.
- 5º Del ingeniero Eduardo Aguirre.
- 6º Del ingeniero Carlos Posadas.
- 7º De la Empresa Héctor J. Iguain.

Dejamos constancia de que son necesarias y convenientes la mayor parte de las obras que indican los ingenieros Wauters y Arce para el desagüe local de la zona baja litoral.

**Son aceptables parcialmente los siguientes planes:**

- 1º De los ingenieros Agustín Mercau y Juan A. Waldorp (adoptado oficialmente por la Dirección de Desagües).
- 2º Del ingeniero Julián Romero, presentado a la Dirección de Desagües el año 1919.

Ya hemos concretado la opinión que nos merecen esos proyectos y hemos formulado las observaciones correspondientes. Habría terminado con esto la misión que nos fué encomendada, pero considerando que habríamos realizado una tarea incompleta y hasta cierto punto negativa: analizaremos las soluciones que resultan al introducir las modificaciones que, a nuestro juicio, complementan los planes anteriores.

Por cierto, no intentaremos formular proyecto. Haremos cálculos aproximados para determinar si con esas modificaciones se llega a resultados aceptables bajo el doble punto de vista técnico y económico.

XLI

**PROYECTO DEFINITIVO**

Entendemos que al redactar el proyecto definitivo deberán analizarse a fondo las soluciones posibles indicadas a continuación, pues la importancia de la suma a invertirse aproximadamente \$ 100.000.000, justifica ampliamente la necesidad de profundizar los estudios a fin de que el plan a adoptarse resulte completo y de seguros resultados.

El proyecto definitivo, debe satisfacer, a nuestro juicio, las siguientes condiciones:

- 1º Las aguas que, en avenidas de régimen torrencial, descienden de las sierras no deben tener acceso al río Salado ni a la zona litoral baja.
- 2º Impedido ese acceso, aún para las aguas caídas al sur del colector Mercau-Waldorp, es necesario ejecutar obras de importancia en Saladillo, Dolores, Castelli y Ajó, siguiendo las vaguadas de los cursos naturales.
- 3º La solución integral del río Salado — desde Mar Chiquita de Junín hasta su desembocadura — debe estar supeditada a la incorporación al régimen de los desagües generales de la zona Oeste con superficie de 2.500.000 hectáreas. Entre tanto, siendo indiscutible, que la eliminación del aporte torrencial de una cuenca de superficie próxima a 35.000 Km<sup>2</sup>, provocará una disminución importante de sus caudales máximos, las obras a ejecutarse en el tramo inferior del río Salado serán de menor importancia.

El estudio detenido del problema nos lleva a la convicción de que no es posible resolverlo si no se evitan, eficazmente, los efectos de las aguas que provienen de las sierras.

En virtud de la mayor pendiente y menor permeabilidad de los terrenos próximos a las sierras, las aguas de lluvia corren rápidamente y con movimiento acelerado hacia las regiones inferiores, produciendo la onda inundante cuyos efectos destructores, no siempre de poca duración, se hacen sentir intensamente causando perjuicios considerables, aún en las regiones relativamente altas.

El escurrimiento de las aguas no está impedido en la región serrana por los terraplenes de la vía del ferro-carril; hemos recorrido detenidamente las cuencas de los arroyos Chico, Las Chilcas, Chapaleofú Grande, Chapaleofú Chico en los alrededores de la ciudad de Tandil y de los arroyos Tapalqué, Azul, Las Flores, Vallimanca, comprobando que, en correspondencia con todas las depresiones del terreno abundan los puentes, alcantarillas, etc., en las vías férreas que cruzan la región, presentando luces suficientes para dar paso a los caudales que pueden producirse en las cuencas parciales con lluvias intensas.

Así p. ej. el arroyo Tapalqué, que en la misma ciudad de Olavarría tiene un cauce de sección muy amplia, aproximadamente 80 a 90 metros de ancho por 3 a 5 metros de profundidad, y que no nace en sierras tan altas como los arroyos Chico, Las Chilcas y Chapaleofú, desborda antes de llegar a la ciudad y cuando llega a ella no sólo las aguas llenan completamente el cauce del mismo sino que desbordan en una extensión de cerca de 300 metros de ancho. Hemos recogido informaciones como la siguiente que demuestra la violencia de las corrientes de inundación: un vehículo, con sus caballos, fué arrastrado en la inundación de 1913 desde Olavarría a Sierra Chica.

Lo mismo sucede en la cuenca del arroyo Salado, principal afluente del Vallimanca. Por informaciones de pobladores antiguos recogidas en paraje próximo a la estación Recalde las aguas, en la inundación de 1919, cubrieron campos situados a un nivel relativamente alto sobre el cauce del arroyo en una gran extensión, durante un tiempo de 20 a 30 días. Lo mismo sucedió en el año 1925, pero con menor superficie de inundación y duración también menor.

Por otra parte, el ferro-carril del Sud ha aumentado notablemente las luces de todos los puentes de las vías en el trozo Santa Elena-Pringles, Lamadrid-Pringles, Muñoz Lamadrid-Piñeiro, Recalde-Lamadrid, Recalde Louge, Bolívar-Daireaux, Bolívar-Recalde, situadas en la cuenca del arroyo Vallimanca con el objeto de dar paso a los caudales máximos que pueden producirse. En los viajes realizados pudimos observar las construcciones realizadas y en ejecución en esas líneas férreas.

Este aumento de luces tiene por único objeto concentrar las aguas de la cuenca superior del arroyo Vallimanca, que tiene una superficie de 13.600 kilómetros cuadrados aproximadamente para la sección en el

puede de la línea Recalde-Bolívar que cruza ese arroyo. El caudal máximo en este punto ha sido calculado por los ingenieros del Ferrocarril del Sud en 900 m<sup>3</sup>/s, valor que, a nuestro juicio, debe ser aumentado, según se ha establecido en el capítulo respectivo.

Si bien este aumento de las luces ha de mejorar notablemente la situación de los campos en la cuenca superior del Vallimanca, pues disminuirá en ella el tiempo de permanencia de las aguas, al facilitar el escurrimiento más rápido, es evidente que sucederá todo lo contrario en la cuenca inferior del Vallimanca que recibirá las aguas concentradas y con mayor aceleración. Si se reprodujeran las lluvias del año 1919 en esa cuenca, en las condiciones actuales, los perjuicios en la región del Saladillo y las inundaciones en el río Salado serían mayores que en esa época.

Dentro del concepto expuesto opinamos que la solución del problema debe limitarse al análisis de las siguientes *soluciones posibles*, planteadas sobre las siguientes bases características:

- a) Construcción de un *desviador inferior*, complementando el plan Mercau-Waldorp.
- b) Construcción de *dos desviadores*, idea del ingeniero Julián Romero.

A continuación se efectúa un somero análisis de las condiciones que deben reunir cada una de esas *posibles soluciones* y se formulan los respectivos presupuestos de máxima y variantes a considerar, todo lo cual, por cierto, estará subordinado al estudio comparativo y detallado que necesariamente deberá efectuarse al redactar el proyecto definitivo. Los elementos de juicio de que disponemos y el carácter de nuestro trabajo no nos autoriza ni habilita para expedirnos al respecto en términos absolutos; no obstante, la solución *b* — con dos desviadores — según se verá, parece ofrecer las mayores ventajas económicas y técnicas.

## XLII

### SOLUCION CON UN DESVIADOR INFERIOR (ZONA ALTA)

Al profundizar el estudio del problema, formamos opinión en el sentido de que el canal colector propuesto por los ingenieros Mercau-Waldorp, si bien presenta las ventajas ya señaladas para la solución parcial del problema, no puede considerarse en forma alguna como una solución de carácter general que beneficie equitativamente a todos los campos que pagan impuesto de desagües. En efecto: los propietarios de los campos situados al sur del colector (zona alta) no recibirían otro beneficio que el de poder construir canales para eliminar más prontamente las aguas que se estancaren en ellos y conducir las al colector; esos campos sufrirían igualmente los efectos de la onda inundante de las aguas de las sie-

rras que pasarían por ellos, aún después de construído el colector, en las mismas condiciones que, antes de su construcción. En consecuencia, no sería equitativo someterlos al pago de idéntico impuesto que a los de la zona situada al norte.

Para mejorar las condiciones de dicha zona *alta* cabe considerar la realización de alguna de las siguientes obras:

- a) *Aumento de la sección del cauce* de todos los arroyos, rectificaciones, etc. Bajo el punto de vista hidráulico sería la solución ideal; pero resolviendo la cuestión en esta forma, por lo que respecta a la conducción de las aguas que caen en las sierras y en las cuencas de los arroyos es imprescindible considerar íntegramente la solución.  
Económicamente esta solución — dada la magnitud de los caudales — es inaceptable porque el costo de las obras correspondiente a ella sería evidentemente muy elevado, y además, debido a la mayor rapidez del escurrimiento, el desviador debería tener mayor capacidad que la indicada en el capítulo respectivo.
- b) *Endicamiento longitudinal de los cauces* de los arroyos con entradas laterales. Al hacer el análisis crítico del proyecto del ingeniero Mercieu (pág. 331) hemos manifestado que no consideramos conveniente esta solución.
- c) *Retención de las aguas* que bajan de las sierras mediante la construcción de pantanos artificiales.

Un examen de la planialtimetría de la región y la inspección ocular de la zona próxima a las sierras nos han demostrado que es posible la construcción de pantanos artificiales para retener las aguas provenientes de las crecidas torrenciales que bajan de dichas sierras.

Al indicar, como se hará más adelante, las ubicaciones de estos pantanos no pretendemos considerarlas como definitivas, pues esto sólo resultaría de los estudios previos a realizarse en las condiciones usuales para proyectar obras de esta naturaleza. Tal indicación tiene sólo por objeto considerar, en carácter de ante-proyecto, el aspecto económico de esta solución.

Para determinar la capacidad de los pantanos con un criterio de amplio márgen puede considerarse una lluvia de 295 mm caída en 5 días cuando se trata de cuencas con superficie menor de 1000 Km<sup>2</sup> y admitiendo que por efecto de la acumulación, evaporación e infiltración, se reduzca a 80 por ciento, lo que equivale a proyectar los pantanos para retener un volumen de agua igual a una altura de 236 mm supuesta uniformemente repartida en la cuenca. Para cuencas de mayor superficie se adoptarán las lluvias máximas compatibles indicadas en los cuadros de pág. 263.

Como datos ilustrativos, además de los indicados en el capítulo respectivo, haremos notar que entre el 6 y el 11 de Abril de 1928, llovió



en Azul 159 mm y en los días 21 y 22 del mismo mes 211 mm, o sea una lluvia total de 370 milímetros en un intervalo de 16 días. En Tapalqué, en los mismos días, llovió 284 mm y en Olavarría 195 milímetros.

Se dan en el cuadro adjunto los datos correspondientes a los pantanos o lagos artificiales cuya construcción es necesaria al objeto indicado y considerando dos casos:

- 1º que por el arroyo respectivo, pueda evacuarse hacia aguas abajo con carácter permanente un caudal moderado que en cada caso se ha fijado según las dimensiones del cauce;
- 2º estableciendo la condición de que el cauce del arroyo debe quedar completamente libre para recibir los desagües locales de las tierras próximas

| Arroyo               | Superficie de la cuenca Km² | η    | Lluvia máxima |             | Evacuación permanente m³/s | Capacidades en hectómetros cúbicos |  |
|----------------------|-----------------------------|------|---------------|-------------|----------------------------|------------------------------------|--|
|                      |                             |      | 5 días mm.    | mensual mm. |                            | Con evacuación                     | Para retener las lluvias mensuales (1) |
| Chico                | 1000                        | 0,75 | 295           | 335         | 200                        | 155                                | 251                                    |
| Chilcas . . .        | 400                         | 0,80 | 295           | 342         | 100                        | 52                                 | 110                                    |
| Tandilcofú . . . . . | 500                         | 0,80 | 295           | 342         | 100                        | 75                                 | 137                                    |
| Langueyú . . . . .   | 500                         | 0,80 | 295           | 342         | 100                        | 75                                 | 137                                    |
| Chapaleofú . . . . . | 1500                        | 0,75 | 290           | 330         | 200                        | 240                                | 370                                    |
| Los Huesos . . . . . | 1100                        | 0,75 | 295           | 335         | 200                        | 153                                | 280                                    |
| Azul . . . . .       | 700                         | 0,80 | 295           | 342         | 200                        | 80                                 | 191                                    |
| Tapalqué . . . . .   | 1600                        | 0,75 | 290           | 330         | 300                        | 218                                | 395                                    |
|                      |                             |      |               |             |                            | 1048                               | 1871                                   |

η: Coeficiente de escurrimiento.

*Ejemplo del cálculo:* (caso del arroyo Tapalqué).

Superficie de la cuenca 1600 Km².

Volumen de agua escurrida en 5 días, hipótesis desfavorable:

$$V = 0,75 \times 290 \text{ mm.} \times 1000 \frac{\text{m}^3}{\text{mm. Km}^2} \times 1.600 \text{ Km}^2 = 348.000.000 \text{ m}^3$$

Evacuación durante 5 días:

$$E = 5 \times 86.400 \times 300 \text{ m}^3/\text{s} = 129.600.000 \text{ m}^3$$

Capacidad máxima del pantano:

$$C = V - E = 218.400.000 \text{ m}^3$$

Debemos observar que las capacidades resultarían algo menores, si se analizara la curva real de caudales pues necesariamente la duración de

(1) Evacuando el pantano en el momento oportuno.

una crecida determinada por una lluvia uniforme es mayor que la duración de esa lluvia; sin embargo, la diferencia puede computarse como un margen prudente de seguridad.

Es evidente que permitiendo la evacuación de los caudales previstos en el cálculo precedente se disminuye, en una proporción apreciable, la capacidad de los pantanos; pero, en cambio, se presenta el inconveniente de que los cauces de los arroyos, aguas abajo de los mismos, quedan ocupados por un cierto tiempo y si llueve simultáneamente en la zona de más bajo nivel — lo que es frecuente — las inundaciones siempre se producirán aunque, por cierto, con mucho menor violencia. Desde luego, la solución radical sería dar a los pantanos las capacidades que figuran en la última columna, con lo cual no habría peligro alguno en regular a voluntad la evacuación.

Cabría considerar dentro del sistema de pantanos en las sierras la posibilidad de vincularlos con un canal de cintura — en forma semejante al propuesto por el ingeniero Duclout —; el análisis respectivo resulta más complejo y escapa a nuestro cometido, deberá tenerse en cuenta en oportunidad de formular el proyecto definitivo.

**Presupuesto aproximado:** Con el objeto de tener una idea aproximada del costo de construcción de los pantanos se ha hecho un anteproyecto de los mismos adoptando un tipo común de las siguientes características: hormigón armado, pantalla plana, distancia entre contrafuertes: 4 m, altura total (a título de ensayo) 16 m.

Como la pendiente del terreno varía, en los lugares indicados para construcción de los pantanos entre 2 y 2.5 por mil, resulta para una altura útil de 15 metros, es decir suponiendo que el máximo nivel de retención normal alcance a un metro por debajo del coronamiento, para pantanos de planta rectangular:

Volumen del pantano por kilómetro de frente para pendiente de 0,002 56.250.000 m<sup>3</sup>  
 Superf. ocupada por las aguas para el nivel máximo, por Km. de frente 750 hectáreas

Para una capacidad total de 1100 millones de metros cúbicos se necesitarían 20 Km de muros de frente y 112 Km de muros laterales. El presupuesto aproximado para la construcción sería, en cifras redondas:

|   |                |                   |
|---|----------------|-------------------|
| Muros de hormigón armado . . . . .                          | m <sup>3</sup> | 66.000.000        |
| Expropiación mínima: 20 × 750 = 15.000 hectáreas a \$ 250.— |                |                   |
| la hectárea . . . . .                                       |                | 3.750.000         |
| Compuertas, vertederos, etc. . . . .                        |                | 2.250.000         |
|   |                | <hr/>             |
|   |                | 72.000.000        |
| Imprevistos, estudios, dirección, 5 % . . . . .             |                | 3.600.000         |
|   |                | <hr/>             |
| Total . . . . .   | \$ m/n         | <u>75.600.000</u> |

Con la adopción del tipo de bóvedas múltiples, planta semi-circular, etc., podría reducirse el costo de los pantanos. Otra solución más económica sería la de construir grandes terraplenes revestidos con losas despiezadas de hormigón armado en los taludes que han de estar en contacto con el agua.

Este último tipo de obra permitiría obtener una economía importante pero, en cambio, aumentaría los gastos de conservación; su costo alcanzaría a unos \$ 50.000.000 en base a una capacidad total de 1250 hectómetros cúbicos.

Desde luego, en el estudio definitivo convendrá establecer la altura más conveniente, para lo cual se impone una investigación a base de anteproyectos bien estudiados. La solución de esta parte del problema mediante la construcción de pantanos, aún reduciendo las capacidades admitidas, ha de resultar más onerosa que la simple desviación; pero sólo el estudio definitivo permitirá apreciar la verdadera diferencia.

### Desviador inferior único.

Su trazado correspondería al estudiado por la Dirección de Desagües, dentro del concepto del plan Mercau-Waldorp, desde el Vallimanca hasta Mar Chiquita. Al efectuar el proyecto definitivo convendría considerar la posibilidad de aumentar su pendiente longitudinal desplazando la traza algo hacia el Sud. El desarrollo total sería de 400 kilómetros y su cuenca tributaria muy alargada y con pendiente suave — excepción de la propia del Vallimanca — alcanzaría a 38.000 Km<sup>2</sup>.

Las dimensiones de este *desviador inferior único* serían menores que las del colector Mercau-Waldorp, tanto en lo que se refiere a la zona de expansión como altura del terraplén, luz de obras de arte, pues sólo el afluente en el origen (el arroyo Vallimanca) es de régimen torrencial.

Las superficies de cuenca, progresivas parciales del desviador, pendientes longitudinales y transversales se indican en el cuadro siguiente:

| Cuencas                                  | Pendientes medias |             | Longitud de desviador Km. |           | Superficie de cuenca Km <sup>2</sup> |           |
|--|-------------------|-------------|---------------------------|-----------|--------------------------------------|-----------|
|  | Longitudinal      | Transversal | parcial                   | acumulada | parcial                              | acumulada |
| 1 - Vallimanca . . . . .                 | 0,000222          | 0,000640    | 12                        | 12        | 13.600                               | 13.600    |
| 2 - Las Flores . . . . .                 |                   | 0,00077     | 62                        | 74        | 3.500                                | 17.100    |
| 3 Tapalqué . . . . .                     |                   | 0,00070     | 60                        | 134       | 4.700                                | 21.800    |
| 4 - Zona baja Las Flores                 |                   | 0,000650    | 15                        | 149       | 150                                  | 21.950    |
| 5 - Azul-Gualicho . . . . .              | 0,00021           | 0,000730    | 44                        | 193       | 3.850                                | 25.800    |
| 6 - Los Huesos, Cortaderas, etc. . . . . |                   | 0,000745    | 6                         | 199       | 2.480                                | 28.280    |
| 7 - Chapaleofú y Pantanoso . . . . .     |                   | 0,000745    | 40                        | 239       | 2.400                                | 30.680    |
| 8 - Canal 9 . . . . .                    | 0,00018           | 0,000745    | 23                        | 262       | 80                                   | 30.760    |
| 9 - Langueyú y Perdido . . . . .         | 0,00016           | 0,000875    | 36                        | 298       | 3.750                                | 34.510    |
| 10 - Tandileofú y Chelforó . . . . .     | 0,00015           | 0,000652    | 44                        | 342       | 2.300                                | 36.810    |
| 11 - Chico, Las Chilcas . . . . .        | 0,00013           | 0,000715    | 38                        | 380       | 1.530                                | 38.340    |
| 12 - Arroyo Grande . . . . .             | 0,00012           | 0,000705    | 20                        | 400       | —                                    | 38.340    |

Las pendientes han sido determinadas con la planialtimetría en escala 1:20.000 que nos ha sido facilitada por la Dirección de Desagües y siguiendo aproximadamente la traza de la poligonal que ha servido de base para los levantamientos en el terreno. Esta poligonal tiene su traza cercana de la fijada definitivamente por el ingeniero Mercieu para el colector.

De acuerdo con los criterios expuestos en el capítulo III, relativo a Hidrología, se han calculado los caudales máximos correspondientes a diversas secciones del *desviador inferior único*, los que aparecen consignados en los cuadros siguientes.

CALCULO DE CAUDALES MÁXIMOS (*método cinemático*)

*Lluvia uniforme máxima en toda la cuenca.*

| Designación  | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | L. máx.<br>Km | $i_m$ | $\tau_{m\acute{a}x}$<br>Horas | I. máx.<br>mm/h | $\eta$ | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s |
|--|---------------------------|---------------|-------|-------------------------------|-----------------|--------|------------------------------|
| K <sup>o</sup> 400 Aporte del Vallimanca .   | 13.600                    | 220           | 0,77  | 200                           | 1,6             | 0,60   | 2160                         |
| K <sup>o</sup> 300 Aporte del Vallimanca,<br>Las Flores, y cuenca intermedia del Tapalque .                                | 21.200                    | 320           | 0,47  | 260                           | 1,4             | 0,60   | 2280                         |
| K <sup>o</sup> 160 Aporte de los anteriores<br>y cuencas intermedias del Tapalqué, Azul, Los Huesos y Chapaleofú . . . . . | 26.100                    | 460           | 0,36  | 350                           | 1,2             | 0,60   | 1800                         |
| K <sup>o</sup> Cuenca total . . . . .  | 38.000                    | 620           | 0,28  | 450                           | 1,-             | 0,60   | 1700                         |

NOTA. — Obsérvese la influencia que la forma especial de la cuenca ejerce en la atenuación del caudal del arroyo Vallimanca.

CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS (*método cinemático*)

*Lluvia máxima uniforme en las zonas I y II solamente*

| Designación   | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | L. máx.<br>Km | $i_m$ | $\tau_{m\acute{a}x}$<br>horas | I. máx.<br>mm/h | $\eta$ | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s |
|---|---------------------------|---------------|-------|-------------------------------|-----------------|--------|------------------------------|
| K <sup>o</sup> 300 - Aporte de la cuenca intermedia del Tapalqué . . . . .                              | 4100                      | 100           | 0.90  | 100                           | 2,-             | 0,66   | 1400                         |
| K <sup>o</sup> 160 - Aporte de las cuencas intermedias del Tapalqué, Azul Los Huesos y Chapaleofú . . . | 12.500                    | 240           | 0,36  | 220                           | 1,6             | 0,60   | 1800                         |
| K <sup>o</sup> 0 . . . . .  | 25.000                    | 400           | 0,28  | 300                           | 1,4             | 0,60   | 2000                         |

NOTA. — El arroyo de Matanza o Riachuelo con una cuenca de 2.600 Km<sup>2</sup> ha presentado un caudal máximo apreciado en 1.500 m<sup>3</sup>/s. no obstante la planitud de su cuenca.

Procediendo con análogo criterio que en el estudio del colector Mereau-Waldorp (véase pág. 329) se fijan los caudales máximos del *desviador inferior único* en las cifras consignadas en el siguiente cuadro donde también se indican las otras características de dicho desviador:

| Sección              | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s | $I_T$ | $i$  | $h$  | $L$  | $h + r$ |
|----------------------|---------------------------|------------------------------|-------|------|------|------|---------|
| K <sup>o</sup> 400 . | 13.600                    | 2200                         | 0,63  | 0,22 | 2,50 | 4000 | 3,50    |
| K <sup>o</sup> 300 . | 21.200                    | 2500                         | 0,70  | 0,22 | 2,65 | 3800 | 3,70    |
| K <sup>o</sup> 160 . | 26.100                    | 2800                         | 0,70  | 0,18 | 2,95 | 4200 | 3,90    |
| K <sup>o</sup> 0 . . | 38.000                    | 3000                         | 0,70  | 0,12 | 3,15 | 4500 | 4,30    |

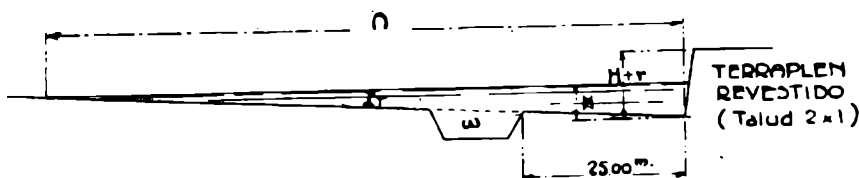


Fig. 57

El revestimiento del talud mojado del *desviador inferior único* será idéntico al indicado en el estudio del colector Mereau-Waldorp, así como las obras de arte y de cruce.

### Zona Baja.

Se entiende como zona baja la situada al Norte del desviador inferior único. Retenidas y desviadas las aguas de la zona alta será necesario para completar el desagüe de la región baja seguir el plan formulado por el Departamento de Ingenieros completado con las ideas expuestas posteriormente por los ingenieros Wauters, Arce y Romero.

En líneas generales, las obras serían las siguientes:

- 1º Rectificación de las vaguadas naturales en la zona litoral abriendo las salidas al mar que se encuentren obstruidas y construyendo algunos canales excavados si los estudios definitivos demostraren su necesidad.
- 2º Rectificaciones, etc., del curso del arroyo Camarones el que constituirá una excelente vía de desagüe para los partidos de Pila, Las Flores y General Belgrano. El primero se encuentra actualmente en malísimas condiciones de desagüe.

- 3º Rectificaciones locales de los arroyos Saladillo y Las Flores para permitir el desagüe de las aguas de lluvia que caen en sus propias cuencas.

### **Obras en el río Salado.**

El problema del río Salado no queda totalmente resuelto con la desviación de las crecidas torrenciales de sus afluentes de su margen derecha; pero es evidente que al substraerle una parte de su cuenca, de superficie igual a 35.000 Km<sup>2</sup>, caracterizada por su mayor pendiente, sus caudales disminuirán, acrecerá la acción reguladora de los grandes receptáculos que presenta en su curso o están en comunicación con él y, en consecuencia, la solución de dicho problema se facilitará.

Las obras para el mejoramiento total del río Salado deben estudiarse conjuntamente con el desagüe de la zona Oeste, desde Mar Chiquita (Junín) hasta la laguna Las Flores Grandes, pues no es equitativo que grabe sobre los propietarios de la actual zona inundable el importe de las que fueren necesario a ese objeto.

A raíz de las lluvias de Agosto de 1913 el río Salado tuvo, en Puente Guerrero, un caudal de 1400 m<sup>3</sup>/s con la cuenca en las condiciones actuales.

Para poder determinar su caudal si se desviarán las aguas de la zona alta de las cuencas de todos los arroyos sería necesario hacer un estudio completo del régimen hidráulico de este río, cosa que, no ha sido hecha en ninguno de los proyectos que hemos estudiado y que corresponderá a quienes estudien el proyecto definitivo.

Creemos que, por el momento, es suficiente hacer las obras siguientes:

- 1º Cierre de las aberturas de los albardones en el tramo inferior, como lo proponen los ingenieros Mercou-Waldorp.
- 2º Terminar las obras del canal N° 15, ejecutadas conforme al plan del ingeniero Romero y que fueron suspendidas en 1922; debiendo estudiarse si conviene construir un edificio regulador en correspondencia con el puente del Callejón.

Como ya hemos dicho anteriormente, la finalidad del endicamiento sumergible propuesto por el ingeniero Romero para el tramo del río Salado comprendido entre Las Flores Grandes y La Tigra es, en principio, muy lógica y deberá tenerse muy en cuenta cuando se aborde el estudio de la solución integral del río Salado, una vez resuelta la ejecución de obras de desagüe en los partidos de Chacabuco, Allerti, Chivilcoy, 25 de Mayo, Roque Pérez, Lincoln, Bragado, General Viamonte, 9 de Julio, etc.

XLIII

**SOLUCION DE DOS DESVIADORES**

Corresponde al concepto expuesto por el ingeniero Julián Romero en su plan de 1919 — ampliado y modificado de acuerdo con lo expresado en el análisis crítico respectivo. — Esta solución presentaría las siguientes obras comunes con la estudiada precedentemente: *el desviador inferior, las obras en la zona y las obras en el río Salado.*

**Desviador superior.**

La diferencia esencial consiste en reemplazar la serie de pantanos por un *nuevo desviador* superior cuya traza arrancaría del arroyo Tapalqué al Sur de Olavarría y pasaría al Sur de Azul, Rauch, Ayacucho, Coronel Vidal para desembocar en Mar Chiquita; su misión sería impedir el pasaje hacia el Norte de las avenidas torrenciales que bajan de las sierras y, sin duda alguna, le correspondería — lo mismo que a los pantanos de la solución anterior — la prioridad en el plan de construcción.

Dejamos especial constancia de que no existen relevamientos de la traza indicada, pero el reconocimiento general del terreno no acusa la existencia de dificultades insalvables de carácter topográfico; además, si circunstancias no previstas exigieren que la traza se dispusiera en su primer tramo al Norte de Olavarría y de Azul la finalidad perseguida con el desviador de referencia se habría también conseguido.

Conforme al criterio expuesto en el Capítulo III se han determinado los caudales máximos que se podrían producir en este desviador, los datos para el cálculo figuran en el siguiente cuadro:





CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS (*método cinemático*)

*Lluvia máximas uniforme en la totalidad de la cuenca.*

| Sección   | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | L. máx.<br>Km. | $\tau_{máx}$<br>horas | I. máx.<br>mm/h | $\eta$ | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s |
|---|---------------------------|----------------|-----------------------|-----------------|--------|------------------------------|
| K° 230 (aporte del Tapalqué)  | 1.000                     | 30             | 12                    | 5,3             | 0,80   | 1100                         |
| K° 140 (aporte de los arroyos Tapalqué, Azul, Los Huesos y Chapaleofú) . . .                      | 4.800                     | 120            | 48                    | 2,8             | 0,75   | 2800                         |
| K° 0 (aporte de los anteriores, Langueyú, Perdido, Tandileofú, Chilcas, Chico y Grande) . . . . . | 11.500                    | 260            | 120                   | 1,6             | 0,70   | 3500                         |

NOTA. — La traslación de las aguas en el desviador se ha calculado con una velocidad media aproximada de 0,70 m/s en el primer tramo (K° 230 a K° 140) y de 0,55 m/s en el tramo final.

Las dimensiones del terraplén y zona de expansión del desviador superior se indican en el siguiente cuadro:

| Sección          | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s | $I_p$<br>m/m | $i$<br>m/Km. | $h$<br>m | $L$<br>m | $h + r$ |
|------------------|------------------------------|--------------|--------------|----------|----------|---------|
| K° 230 . . . . . | 1100                         | 0,002        | 1,2          | 2,15     | 1075     | 3,—     |
| K° 140 . . . . . | 2800                         | 0,001        | 1,—          | 2,40     | 2400     | 3,30    |
| K° 0 . . . . .   | 3500                         | 0,0007       | 0,18         | 3,05     | 4350     | 4,—     |

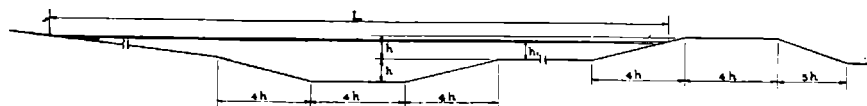


Fig. 58

La solución con dos desviadores tiene el inconveniente de que se ocupan tierras de la zona alta para el desagüe de lluvias intensas; pero es

interesante hacer notar que en el desviador superior la permanencia del caudal con el nivel máximo sería de corta duración. Por ejemplo, para una lluvia uniforme de 5 días de duración, el caudal máximo se mantendría, teóricamente, durante un tiempo inferior a 78 horas en la sección de K° 140.

\* \* \*

Esta solución con dos desviadores podría ser objeto de una variante muy interesante — subordinada a un prolijo estudio del terreno: — prolongar el desviador superior — disponiendo su traza al Norte de Azul y Olavarría hasta captar las aguas del arroyo Salado, afluente del Valli-manca, a cuyo efecto debería pasar entre Blanca Grande y la Sierra Quillalauquen o San Martín y cruzar la línea Recalde-Lamadrid a unos 40 kilómetros al sur de la estación Iturregui. En tales condiciones, si bien se aumentaría en 140 kilómetros el desviador superior, se obtendría mayor partido de su acción reguladora y el desviador inferior disminuiría notablemente sus dimensiones, ya que el caudal máximo en su origen Km 400 se reduciría a unos 700 m<sup>3</sup>/s. Además, resultaría directamente beneficiada, en condiciones inmejorables una gran extensión de partido de Bolívar.

#### XLIV

#### PRESUPUESTO DE MAXIMA

Para formular los que figuran a continuación se han tenido en cuenta los siguientes precios unitarios:

- a) *Excavación y depósito de las tierras detrás de la pantalla:* disminuyendo a 25 m la distancia entre la arista del canal excavado y el terraplén — no tiene objeto establecer una mayor — y utilizando grandes máquinas excavadoras se puede obtener, con toda seguridad, a \$ 0.50 por m<sup>3</sup>.
- b) *Pantalla de hormigón armado.* — En base al análisis realizado se ha fijado el precio unitario de \$ 72 por m<sup>3</sup>; cifra admisible si se considera al tipo de obra sumamente sencillo y la posibilidad del empleo de elementos mecánicos, cosa ya frecuente en Europa y Estados Unidos para trabajos de esta índole.
- c) *Expropiaciones.* — Se han calculado con dos criterios:
  - 1º Expropiar para el desviador inferior una zona de 1500 m de ancho medio al precio medio de \$ 170 la hectárea y para el desviador superior una de 1000 m de ancho al precio de 250 pesos. Abonar por el resto de la zona de expansión una servidumbre de \$ 80 por hectárea.
  - 2º Expropiar la totalidad de la zona de máxima expansión, la cual se arrendaría a \$ 10 por hectárea (desviador superior) y \$ 7 por hectárea (desviador inferior).

- d) *Viaductos ferroviarios.* — Adoptamos el precio unitario de \$ 600 por metro lineal fijado por los ingenieros Zuleta y Castells; las luces se han determinado fijándolas en  $\frac{1}{3}$  del ancho superficial máximo — lo que por razón de la forma triangular asimétrica de la sección transversal de los canales desviadores equivale a reducir la sección normal en sólo 45 por ciento con la ventaja innegable que la parte expedita corresponde a la de mayores velocidades — la afluencia directa al viaducto será, aproximadamente, el 80 % del caudal máximo. Agregaremos que deben determinarse las luces más convenientes para los tramos.
- e) *Viaductos carreteros.* — Estimamos que deben construirse de hormigón armado para reducir los gastos de conservación y su ancho debe ser de 6 m (doble vía); adoptamos un precio unitario de \$ 750 por metro lineal incluido terraplenes de acceso.

PRESUPUESTO DEL DESVIADOR SUPERIOR:

|  | <sup>m</sup> \$ <sub>n</sub>        |
|--|-------------------------------------|
| Excavación y terraplen. 6.000.000 m <sup>3</sup> a \$ 0,50 . . . . .                                       | 3.000.000                           |
| Hormigón armado (pantalla) 110.000 m <sup>3</sup> a \$ 72,— . . . . .                                      | 7.920.000                           |
| Obras de descarga de los arroyos . . . . .   | 400.000                             |
| Puentes carreteros sumergibles . . . . .   | 400.000                             |
| 5 viaductos ferroviarios 4.000 m. l. a \$ 600 . . . . .  | 2.400.000                           |
| 5 viaductos carreteros 4.000 m. l. a \$ 750 . . . . .  | 3.000.000                           |
| Expropiaciones: 50.000 Has. a \$ 250 . . . . .   | 12.500.000                          |
|  | <hr/> 29.620.000                    |
| A deducir: Capital correspondiente a un arrendamiento anual de<br>\$ 500.000 (7 $\frac{1}{2}$ %) . . . . . | 6.650.000                           |
|  | <hr/> Total \$ . . . . . 22.970.000 |
| Redondeando: \$ 23.000.000 <sup>m</sup> / <sub>n</sub> .   |                                     |

PRESUPUESTO DEL DESVIADOR INFERIOR

|  |                                     |
|--|-------------------------------------|
| Excavación y terraplen 13.000.000 m <sup>3</sup> a \$ 0,50 . . . . .                                       | 6.500.000                           |
| Hormigón armado (pantalla) 230.000 m <sup>3</sup> a \$ 72,— . . . . .                                      | 16.560.000                          |
| Obras de descarga de los arroyos . . . . .   | 700.000                             |
| Puentes carreteros sumergibles . . . . .   | 1.000.000                           |
| 7 viaductos ferroviarios 9100 m. l. a \$ 600 . . . . .   | 5.460.000                           |
| 10 viaductos carreteros 13000 m. l. a \$ 750 . . . . .   | 9.750.000                           |
| Obra de descarga en Mar Chiquita (excavación y diafragma) . . . . .  | 1.600.000                           |
| Expropiaciones 160.000 Has. a \$ 170 . . . . .   | 27.200.000                          |
|  | <hr/> 68.770.000                    |
| A deducir: Capital correspondiente a un arrendamiento anual de<br>\$ 960.000 (7 $\frac{1}{2}$ %) . . . . . | 12.800.000                          |
|  | <hr/> Total \$ . . . . . 55.970.000 |
| Redondeando: \$ 56.000.000 <sup>m</sup> / <sub>n</sub>   |                                     |

**Presupuestos totales.**

| Obras   | Solución a)<br>Desviador inferior<br>y pantanos<br>\$ m/n | Solución b)<br>Dos desviadores<br>\$ m/n |
|---|---|--|
| <i>Pantanos (1)</i> . . . . .   | 50.000.000  | —  |
| <i>Desviador inferior</i> . . . . .   | 56.000.000  | 56.000.000                               |
| <i>Desviador superior</i> . . . . .   | —   | 23.000.000                               |
| <i>Obras en el Salado inferior</i> . . . . .  | 3.000.000   | 3.000.000                                |
| <i>Rectificación y ensanche del Saladillo</i> . . . . .   | 3.000.000   | 3.000.000                                |
| <i>Rectificaciones y conexiones en los arroyos<br/>Gualichu, Zapallar y Camarones</i> . . . . . | 3.000.000   | 3.000.000                                |
| <i>Zona del Vecino, Dolores y Castelli</i> . . . . .  | 1.500.000   | 1.500.000                                |
| <i>Zona de Ajó</i> . . . . .  | 4.000.000   | 4.000.000                                |
| <i>Mejoramiento de los cauces entre los<br/>pantanos y el desviador inferior</i> . . . . .      | 2.500.000   | —  |
| <i>Estudios, Dirección e Imprevistos</i> . . . . .  | 6.500.000   | 6.500.000                                |
| <b>Totales</b> . . . . .  | <b>129.500.000</b>  | <b>100.000.000</b>                       |

Otra solución que cabría considerar sería la de suprimir el *desviador inferior* de la solución *b)*, a cuyo efecto sería necesario:

- a)* Retención de las aguas del Vallimanca, lo que requeriría — tratándose de una cuenca de 13.600 kilómetros cuadrados — pantanos escalonados con una capacidad total superior a 800.000.000 m<sup>3</sup> aún admitiendo una evacuación permanente hacia aguas abajo de 400 metros cúbicos por segundo; o bien, considerar la posibilidad de prolongar el desviador superior hasta captar parte de las aguas del Vallimanca, las del arroyo Salado.
- b)* Canalización de los arroyos Saladillo, Tapalqué, Azul, Gualichu, Zapallar, Camarones, Tandileofú, Chelforó y aumento de capacidad de los canales existentes del plan Nyströmer.
- c)* Retención parcial en la laguna de La Boca.
- d)* Obras en el Salado de mayor importancia que para las soluciones (*a* y *b*) estudiadas precedentemente.

Como el costo de la retención de las aguas del Vallimanca en la proporción necesaria importaría \$ 32.000.000 en cifras redondas, no parece favorable que con el saldo de \$ 24.000.000 pudiera encararse la ejecución

(1) Si se adopta el precio mínimo con terraplenes revestidos.

de las obras *b)*, *c)* y *d)* en forma que produjesen beneficios equivalentes a los estudiados con el desviador inferior.

En lo que se refiere al monto del presupuesto debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- a)* En los cincuenta kilómetros próximos a la desembocadura es posible obtener una gran economía en la construcción porque pueden aprovecharse las grandes lagunas que allí existen, de barrancas muy altas. Esto disminuiría los gastos de expropiación y de construcción de terraplenes y revestimientos y permitiría, también, construir pequeños terraplenes o muretes en la margen derecha para disminuir la superficie ocupada por la expansión de las aguas.
- b)* Se han efectuado los cálculos con los datos que figuran en los cuadros correspondientes a caudales que difícilmente podrán ser superados.
- c)* Para el desviador superior el aprovechamiento del cauce del arroyo Grande, como lo propuso el ingeniero Romero, en caso de resultar factible, produciría una economía importante. Ya hemos señalado las características de la margen izquierda del arroyo Grande que reducirán mucho los gastos de construcción de terraplén y revestimiento.
- d)* Cabría gestionar de la Empresa del Ferro-Carril del Sud que toma-se a su cargo la construcción de los viaductos que importan pesos 7.860.000  $\frac{m}{n}$ , pudiendo invocarse al efecto los indiscutibles beneficios que recibirá no sólo por la supresión de los gastos de conservación y reconstrucción de los terraplenes destruidos en cada inundación, sino, también, por el aumento de su tráfico de cargas ya que en gran parte de la zona se intensificará la industria agrícola ganadera.
- e)* Con cargo a la vialidad general de la provincia, sin duda beneficiada con las obras propuestas, podría también encararse la ejecución de los viaductos carreteros cuyo costo ascendería a 12.750.000 pesos.

No hemos tomado en cuenta ninguna de estas circunstancias favorables, de modo que es probable que del estudio definitivo arroje una reducción del costo total o que, dentro del mismo costo se puedan proyectar obras más importantes en la zona baja. Influyen mucho en el monto del presupuesto los revestimientos de los desviadores, para los cuales se ha calculado:

|                    |               |
|--------------------|---------------|
| Desviador superior | \$ 7.920.000  |
| » inferior         | » 16.560.000  |
| Total . . . . .    | \$ 24.480.000 |

Se ve pues, que para un proyecto de desviadores sin revestimiento como el de los ingenieros Mercau y Romero—si bien aumentaría el volumen del movimiento de tierra—el importe total de las obras no excedería de \$ 85.000.000 moneda nacional. Dentro del tipo propuesto cabría otra variante a estudiar que consistiría en disminuir la inclinación del talud mojado a 2 de base por 1 de altura por ejemplo, y revestirlo con una losa despiezada; pero, es evidente, que la seguridad sería menor.

## XLV

### AMPLIACION DE LA ZONA SUJETA A IMPUESTO

Opinamos que aún prescindiendo de la zona oeste del Salado, debe ampliarse la zona sometida al pago de impuesto teniendo en cuenta la realización de un plan—como el propuesto—que beneficia a las tierras que con la mayor parte de los proyectos hasta ahora presentados no reciben beneficio alguno.

La ampliación debe hacerse desplazando hacia el Sud el límite de la zona. En viajes efectuados hemos comprobado, por ejemplo, que la mayor parte del partido de Olavarría recibe perjuicios de consideración por las inundaciones, existiendo en la cuenca del arroyo Brandzen grandes extensiones de campos inundables para los cuales no puede construirse actualmente obras de desagüe, porque, con ellas, se empeoraría la situación de las tierras situadas a un nivel más bajo; lo mismo sucede con los partidos de Azul, Bolívar, etc.

Un cálculo aproximado permite apreciar que la zona podría ampliarse hasta un total de 8.500.000 hectáreas.

Por otra parte, consideramos que debe estudiarse la posibilidad de utilizar el río Salado, entre las lagunas Mar Chiquita y Las Flores Grandes, para el desagüe de las tierras de los partidos situados en la cuenca oeste del mismo que actualmente se encuentran en muy malas condiciones, siendo en gran parte inundables.

Aumentando con esa incorporación la superficie que debe pagar impuesto de desagüe podrían, sin que esto constituyera una carga apreciable, mejorarse notablemente las condiciones de esas tierras, y hacer obras más importantes en el río Salado.

La zona oeste fué estudiada detalladamente por el eminente geólogo Dr. Roth, por encargo del gobierno de la provincia, y existen planos altimétricos muy completos de la misma. También se han realizado estudios interesantes aunque menos completos, por el ingeniero O. Olssen de la Dirección de Desagües, en cumplimiento del decreto del Poder Ejecutivo de la provincia de fecha 24 de Diciembre de 1914.

Dentro del monto asignado a la partida de Dirección, estudios e imprevistos de los presupuestos precedentes cabría la imputación de los gas-

tos que exigiere la complementación de dichos estudios. Debemos señalar que el río Salado está totalmente relevado hasta la línea Lobos-25 de Mayo, trabajo efectuado por la Dirección de Desagües en estos últimos años.

## XLVI

### CANON O IMPUESTO DE DESAGÜES

Las sumas necesarias para la construcción de las obras pueden obtenerse por la contratación de empréstitos. Sobre la base de que el interés de los títulos fuera del 6 ½ por ciento y la amortización de ½ por ciento y los gastos de financiación \$ 5.000.000, se requeriría:

|  |              |
|--|--------------|
| Interés sobre \$ 105.000.000 . . . . . | \$ 6.825.000 |
| Amortización ½ % . . . . .             | » 525.000    |
| Conservación de las obras . . . . .    | » 1.150.000  |
| Total . . . . .                        | \$ 8.500.000 |

Si la zona ampliada tiene una superficie total de 8.500.000 hectáreas el impuesto de desagüe por hectárea y por año alcanzaría a \$ 1.00 moneda nacional.

La sola valorización de las tierras beneficiadas, el aumento de los arrendamientos y las seguridades que daría a cualquier explotación agrícola-ganadera la construcción de las obras de desagüe, compensarían con exceso el pago de dicho impuesto.

## XLVII

### BENEFICIO PARA EL FISCO

El ingeniero Carlos Wauters, en el folleto que contiene la versión taquigráfica de las conferencias que dió en los salones de la Sociedad Rural Argentina (1), hace algunas consideraciones — que conceptuamos de alto interés — sobre las ventajas que se obtendrían con la ejecución de obras definitivas de desagüe.

Sobre la base del valor establecido para el patrimonio nacional en el año 1916 por el Director General de Estadística de la Nación ingeniero A. E. Bunge (2) demuestra que para las tierras de la provincia de Buenos Aires corresponde un valor, deducido de la avaluación de las oficinas de contribución territorial, de \$ 128  $\frac{m}{n}$  por hectárea, valor que equi-

(1) C. WALTERS. *Avenamiento de la zona inundable de la Provincia de Buenos Aires.*

(2) A. E. BUNGE. *Riqueza y renta de la Argentina.* 1917. pág. 21.

vale a uno real de \$ 160  $\frac{m}{n}$ , si se tiene en cuenta que el valor que fijan aquellas es inferior en 25  $\%$  a este último.

Comparando estos datos con los correspondientes al año 1895 se comprueba que el valor medio de la tierra en la zona inundable se ha cuadruplicado en 20 años. Según el ingeniero Wauters, cualquiera solución que evitara para siempre las inundaciones valorizaría en \$ 100  $\frac{m}{n}$  la hectárea de tierra y, partiendo de este valor y admitiendo que las obras beneficiaren a 12.000.000 de hectáreas, se tendría:

$$\begin{array}{r} \text{Valorización } 12.000.000 \times 100 = \$ 1.200.000.000 \\ \text{Aumento de las entradas fisca-} \\ \text{les por contribución directa,} \\ \text{calculando ésta en } 6 \frac{\%}{100} \dots \gg \quad 7.200.000 \end{array}$$

suma que según el ingeniero Wauters podría ser utilizada para el servicio de amortización e intereses de un empréstito de \$ 120.000.000 en las condiciones de las que autoriza la ley de fomentos de los territorios nacionales (Nº 5559) o los bonos de irrigación de la Ley Nº 6546 con 6  $\%$  de interés.

El ingeniero Wauters estima que también el fisco podría beneficiarse con el 10  $\%$  del mayor valor de las tierras, lo que representaría, tomando por base el cálculo anterior una entrada de \$ 120.000.000.

En general, consideramos aceptable el modo de pensar del ingeniero Wauters sobre este punto, pero creemos prudente disminuir el monto de la valorización que él deduce. Siendo la superficie beneficiada 8.500.000 hectáreas y una valorización media de sólo \$ 30  $\frac{m}{n}$  por hectárea, como consecuencia de la ejecución de las obras de desagüe, se tendría:

$$\begin{array}{r} \text{Valorización } 8.500.000 \text{ hectáreas a } \$ 30 \frac{m}{n} \dots \$ 255.000.000 \\ \text{Aumento de la contribución territorial, } 6 \frac{\%}{100} \dots \gg \quad 1.500.000 \end{array}$$

Esta suma podría invertirse en obras de vialidad en la zona, con lo que mejorarían las condiciones de la misma y aumentaría la valorización supuesta; o aplicarse a una más rápida amortización de las obras. Desde luego, un beneficio indirecto recibiría la provincia porque se facilitaría la solución del problema de la vialidad en la zona, si se suprimiera la acción de las inundaciones.

## XLVIII

### EJECUCION DE LAS OBRAS

Es necesario, ante todo, presentar un anteproyecto completo de las obras a ejecutarse con un presupuesto aproximado de máxima en el cual debe establecerse la partida necesaria para estudios y el tiempo necesario para los mismos. Esta partida a invertirse en un cierto número de



años que a nuestro juicio no debería ser superior a tres, porque la Dirección de Desagües ya tiene levantamientos planialtimétricos muy completos sobre el río Salado, los arroyos que bajan de las sierras, la zona que sigue la traza del colector Mercáu, etc., etc., sería el único desembolso que se exigiría a los propietarios durante los primeros años.

Los estudios actualmente realizados por la Dirección de Desagües deben ser de las sierras, zona que, quizá, podría ser levantada fotogramétricamente.

Entendemos que la ley respectiva deberá contener, entre otras, disposiciones sobre los siguientes puntos:

- a) Fijación del anteproyecto y presupuesto de máxima de las obras.
- b) Forma de obtener los recursos necesarios.
- c) Organización de los estudios. Duración. Suma para los mismos.
- d) Orden de ejecución de los estudios y de las obras definitivas.

Creemos que de resultar conveniente la construcción de los desviadores, le correspondería al superior la prioridad.

- e) Fijación provisoria de la zona sujeta al impuesto de desagüe, autorizando al P. E. de la Provincia para fijarla definitivamente de acuerdo con el resultado de los estudios.
- f) Administración de los fondos que produzca el impuesto de desagüe. Contralor del P. E.
- g) Dirección técnica para el proyecto y ejecución.

Este último punto es de alta importancia. Considera la Comisión que la acción del Director o de los Directores técnicos debe desvincularse en lo posible, de toda intervención que se refiera a policía de desagüe, pleitos, etc., que originen las leyes en vigencia o las obras que hasta ahora ha construido la Dirección de Desagües.

Creemos, también que el proyecto y la construcción de las obras deben ser ejecutadas bajo una dirección técnica que tenga la mayor responsabilidad y autonomía.

Sin perjuicio de establecer todas las disposiciones de contralor para la administración de los fondos, ejecución de los estudios y de los trabajos, etc., etc., debe asegurarse a la dirección técnica la mayor independencia de acción para que pueda trabajar con rapidez y eficacia.

## APENDICE

Buenos Aires, Noviembre 16 de 1928.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües,*

ING. EDUARDO HUEIGO

*Presente.*

He recibido la nota de esta Comisión de fecha 1° de Octubre último, por la cual el señor Presidente me comunica que la Comisión ha tomado conocimiento en su sesión del día 28 de Septiembre ppdo., de mi nota de fecha 20 de ese mes, y formula a nombre de aquélla las preguntas que paso a contestar.

« 1° — *Cómo se ha calculado el caudal máximo de m<sup>3</sup>/s 1500 que se fija en el origen del Colector en el Vallimanca* ».

He fijado esa amplia cifra de 1500 metros cúbicos por segundo en previsión de toda eventualidad sobre el caudal del Colector en esa parte. El caudal máximo del Vallimanca quedará debidamente dilucidado, tal como lo manifestaba por mi nota de fecha 23 de Mayo del año pasado, cuando se hayan terminado los estudios que se ejecutan por las comisiones respectivas en ese arroyo y su cuenca, actualmente muy adelantados, y la parte que de ese caudal (fuera o no su totalidad) haya de incorporarse al Colector, así como su influencia en el resto del canal, deberá ser establecida como corresponde, y como también lo manifestaba por mi nota de fecha Septiembre 20 ppdo. que ha motivado la de la Comisión a que contesto, cuando se haga el proyecto definitivo de las obras (1).

Por esas razones, no puedo precisar su cifra exacta y definitiva, pero sí puedo afirmar que la antes dicha, cubre con seguridad toda eventualidad a su respecto, tanto más que para la altura de 2,70 m asignada a la sección del terraplén en el origen del canal, el plan de agua correspondiente a 1500 metros cúbicos por segundo deja una amplia revancha tal que la capacidad máxima del mismo resulta mayor del doble de esa cifra.

(1) Con respecto a la ejecución de ese proyecto, que hace tiempo, (por nota de fecha 3 de Diciembre de 1924), propuse ejecutar en la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües a mi cargo, sin remuneración especial alguna a mi favor, la Dirección ha expresado en sus informes y Memorias al P. E., que dicho proyecto será hecho una vez que estén terminados todos los estudios correspondientes al mismo y que se llevan a cabo en el terreno.

La sección a que aludo, fué comunicada a la Comisión por mi nota de fecha Mayo 23 de 1927 citada, conjuntamente con el tipo y forma de revestimiento propuesto para todo el terraplén del canal.

« 2º — *Adoptado ese caudal en el origen que caudales máximos se fijan en el Km. 360, en el Km. 160 y en la desembocadura* ».

A este respecto, y al de las zonas de expansión correspondientes, son también aplicables las consideraciones que acabo de hacer al contestar la pregunta anterior.

Sólo me permitiré recordar a la Comisión, que habiéndose dejado al proyectar el Canal Colector, una amplísima revancha de seguridad, ella contempla también cualquier incremento que fuera necesario dar a su caudal en virtud de la incorporación de las aguas del Vallimanca, lo que no implicaría sino un escaso aumento de la zona de expansión, como claramente se desprende de las consideraciones expuestas y diagrama acompañado por la Dirección en su informe al P. E., ampliatorio del de fecha Septiembre 19 de 1922.

« 3º — *Luces de los viaductos correspondientes a esos caudales adoptados y superficie sometida a servidumbre* ».

A su respecto serían también aplicables las mismas consideraciones que acabo de hacer con relación a las dos preguntas anteriores, pero, como la longitud de esos viaductos es en cierto modo independiente del caudal, las luces deducidas para los mismos de acuerdo con la traza primitiva, pueden aplicarse a la estudiada en el terreno (1) con sólo variar la altura del remanso con que trabajen, y como aquellas han sido ya determinadas para el caso aludido, me permito acompañar los documentos relativos a las mismas, que fueron preparados hace algún tiempo por la Oficina Técnica y que la Dirección envió a los Ingenieros Zuleta y Castells con motivo del informe de que éstos fueron encargados por el P. E.

Esos documentos que corresponden a las luces, costo, etc., de los viaductos ferroviarios y carreteros para un remanso imperceptible y para los remansos de 8 y 15 centímetros, así como para los puentes carreteros sobre el canal excavado, fueron preparados a poco de iniciarse los estudios en el terreno del Canal Colector, pero son, como digo, aplicables salvo ligeras variantes a la traza estudiada.

La primera parte de los mismos fué acompañada al informe complementario que la Dirección elevó al P. E. en Septiembre 19 de 1922 y la segunda, del Nº 1 a 17, a los documentos entregados después a los Ingenieros Zuleta y Castells.

Conjuntamente con los mismos, se hizo una « *verificación del costo de los viaductos* », tomando como punto de comparación el presupuesto formulado (creo que a pedido de esos ingenieros) por el Ferrocarril del Sud.

Ahora bien, y a la vista de esos antecedentes, y adoptando por ejemplo, el insignificante remanso de 8 centímetros, fácil es ver, que cualquiera que fuera el aumento que importará la incorporación del caudal del Vallimanca al del primitivamente calculado para el Canal Colector, su consecuencia no sería otra que hacer variar en escasa medida la altura del remanso calculado en esos documentos, y que no habría, desde luego, necesidad de modificar la longitud de los viaductos, tanto más tratándose de una apreciación de anteproyecto.

(1) Traza que difiere de la primitiva por el pequeño cambio de pendiente que se introdujo para pasar aguas arriba de General Alvear, tal como lo expresaba por mi nota de fecha 20 de Septiembre ppdo.

Transcribo a continuación, la verificación a que aludo, con algunas pequeñas correcciones (1) y aclaraciones, y sin creer que a los fines antes dichos fuera necesario, por mi parte, mayor revisión de la misma, no obstante que algunos elementos, tales como el ancho de la calzada de los viaductos carreteros pudiera aumentarse si se desea, pero en todo caso esa, y cualquier otra modificación que se introdujera, no produciría por cierto cambio de importancia en el costo de esas obras, desde que, como se hace expresamente notar en dicha verificación, se han adoptado como precios de los elementos que mayor influencia tienen en el costo — hierro, cemento, ladrillos — valores *exageradamente* más altos que los reales.

Así, y para referirme a uno solo de ellos, y precisamente al que mayor influencia tiene en el costo total de esas obras, o sea el del hierro perfilado, haré presente que se ha adoptado el precio de \$ c/l. 185 por tonelada c. i. f. Buenos Aires, cuando, según lo comprueba la carta de la casa Thyssen dirigida a los Ingenieros Kundig y Jáuregui, cuya copia acompaño, ese precio sólo sería de \$ 68,63 c/l. a \$ 71,59 c/l. por tonelada c. i. f. Buenos Aires, o sea cerca de tres veces menor que aquél, reducción que probablemente sería aún mayor si, como es lógico, llegado el caso, se licitara es preciso entre las grandes casas proveedoras (2).

#### VERIFICACIÓN DEL PRESUPUESTO DE VIADUCTOS (3)

«Esta verificación se ha hecho adoptando los mismos precios unitarios, los mismos cálculos métricos, y los mismos terraplenes y vías de acceso que el F. C. S. adopta en el presupuesto que nos ha facilitado para uno de los viaductos a construirse a la altura de Maipú (4).

«Hemos admitido además el insignificante remanso de 8 centímetros, lo que modificará la revancha de seguridad dejada entre el nivel máximo del agua en el canal y el coronamiento del terraplén, en esa misma cantidad, revancha que quedaría de 2,63 metros en vez de 2,71 metros.

«Debemos hacer notar ante todo que, como acabamos de decirlo, el F. C. S. no ha calculado el costo total de los viaductos sino el de uno solo, el de la vía Maipú-Mar del Plata.

«No obstante que este viaducto es uno de los más altos y por consiguiente de los más costosos, adoptamos para los demás los mismos precios y cálculos métricos calculados por el F. C. S. Esto importa desde luego un aumento de consideración sobre el costo total de todos los viaductos.

«Por otra parte, el F. C. no ha computado remanso alguno y por consiguiente ha llegado a la cifra de 2500 metros para longitud de ese viaducto, cuando es

(1) Para mayor claridad, hechas esas correcciones por la Oficina Técnica, así como la revisión de los cálculos consignados en esa verificación y los documentos anexos, se han rechecho las telas correspondientes a las mismas, cuya copia acompaño; ello ha motivado principalmente la demora en contestar la nota del señor Presidente, que ruego quiera excusar.

(2) Para los viaductos carreteros y puentes sobre el canal excavado, que no fueron comprendidos en la verificación a que aludo, el precio c. i. f. Buenos Aires que consignan los documentos respectivos es de \$ c/l. 100 por tonelada.

(3) Esta verificación corresponde, como se ha dicho, a la del presupuesto primitivamente hecho por la Dirección con motivo del informe complementario del que elevó al P. E. con fecha 19 de Septiembre de 1922, y fué enviada, como se ha dicho, conjuntamente con los demás elementos pedidos a la misma por los ingenieros Zuleta y Castells con motivo del informe que les requirió el P. E.

(4) Obra en mi poder una copia del presupuesto del F. C. S. a que aludo, que pongo a la disposición de la Comisión, para el caso de que no lo tuviera.

evidente que admitiendo, aún el pequeño remanso de 8 centímetros a que hemos aludido, la longitud puede reducirse, sin ningún inconveniente, a menos de la mitad y con ello el costo de la obra, mucho más cuando no hay razón técnica alguna que impida hacer esa reducción y aún otra mayor si se quisiera.

« Igualmente haremos notar que el F. C. S. adopta como precio del fierro c. i. f. Buenos Aires el de \$ c/l. 185 (1) por tonelada, mientras que nosotros, según carta del representante de las Usinas Krupp (previo cablegrama a la misma) tenemos oferta de \$ 98,47 c. i. f. Buenos Aires por tonelada (2).

« Para el cemento portland el F. C. S. adopta \$ 52,50 como precio por tonelada, mientras que por reciente licitación (Julio 1923) las Obras Sanitarias de la Nación han obtenido el precio de \$ 35,80 por tonelada c. i. f. Buenos Aires. (3).

« Los ladrillos han sido calculados por el F. C. S. a razón de \$ 30,00 el millar, mientras que como es sabido el costo al pie de la obra, no excede de \$ 18,00.

« No obstante todo esto no hemos introducido reducción alguna en los precios adoptados por el F. C. Sud, pero si lo hubiéramos hecho, como en rigor corresponde y como deberá hacerse, llegado el caso de ejecutar las obras, basta la enumeración de las cifras que anteceden para ver que habríamos podido obtener una considerable reducción en el presupuesto.

« Finalmente haremos también notar que en nuestro presupuesto no habíamos computado el costo del traslado de la vía para colocarla sobre los viaductos, por creer que con esos gastos sería con lo menos que el F. C. del Sud contribuiría a una obra que le reportaría grandes beneficios de todo orden y porque se nos había dicho que esa empresa estimaba en \$ 6.000.000 el costo del ensanche de sus alcantarillas (que las últimas inundaciones han demostrado ser indispensable) y por ser este un gasto que el F. C. ahorraría en su casi totalidad si se llevara a cabo la construcción del Canal Colector propuesto.

\* \* \*

« Admitiendo, pues, un remanso de ocho centímetros, cuyo cálculo detallado se consigna en la hoja adjunta (hoja N° 16) la longitud total de viaductos resulta de 6354 metros o sea en cifras redondas 1060 tramos de 6 metros de eje a eje. Las longitudes parciales de cada viaducto están indicadas también en la hoja citada ».

#### COSTO DE LOS VIADUCTOS (4)

« El cálculo del costo debería hacerse partiendo del tramo medio de todos los viaductos; pero siempre para colocarnos en el peor de los casos lo haremos par-

(1) Ese precio de \$ c/l. 185 ha sido fijado por el F. C. S. como precio del material tomado en sus almacenes, pero como lo lógico sería pedir el material preparado a sus dimensiones y remitirlo directamente del puerto a la obra, se ha admitido como c. i. f. Buenos Aires.

(2) Posteriormente, y como lo he dicho antes, la casa Thyssen de esta plaza, a pedido que le fuera formulado por intermedio de los ingenieros Kündig y Jáuregui, ha cotizado por la carta antes aludida, los precios por hierros en vigas que se indican en la misma, *mucho menores* que los que fueron formulados por la casa Krupp, lo que por otra parte es explicable porque éstos correspondieron a un precio post guerra.

(3) El precio que cotiza Thyssen, en la carta antes citada dirigida a los ingenieros Kündig y Jáuregui por tonelada neta de cemento c. i. f. Buenos Aires, es de \$ c/l. 32,75.

(4) Los viaductos que requiere la prolongación hasta el Vallimanca se computan en los documentos anexos.

tiendo del tramo medio del viaducto calculado por el F. C. del Sud del de Maipú, cuyo costo es indiscutiblemente mayor que el del tramo medio general.

« Computaremos separadamente los viaductos propiamente dichos (pila y tramo metálico) y los terraplenes de acceso, sin tener en cuenta el traslado de la vía a que aludiremos después.

« En la planilla adjunta se reproduce el cálculo del costo de la parte metálica y de la mampostería por tramo de acuerdo con los cómputos métricos y precios del F. C. Sud. Se llega así a la cifra de \$ 1719,87.

« Al lado se agregan las cifras correspondientes del presupuesto formulado por la Dirección de Desagües, éste alcanza, siempre por tramo de 6 metros, a la cifra de \$ 1177,68 (1).

« La diferencia con el presupuesto del F. C. Sud se explica fácilmente después de lo ya expuesto con respecto a los precios unitarios (fierros, cemento, ladrillos, etc.).

« Pero, repetimos que adoptamos íntegramente la cifra del F. C. S., o sea la de \$ 1719,87 para costo por trozo de 6 metros.

« Siendo, como hemos dicho, 1060 tramos los que entran en la totalidad de los viaductos y aunque, como también lo dijimos, el precio medio sería siempre inferior al antedicho el costo total de los viaductos resulta pues:

$$\$ 1719,87 \times 1060 = \$ 1.823.062,20.$$

« En cuanto al movimiento de tierra para los terraplenes de acceso, el F. C. S. ha calculado sólo el correspondiente al viaducto de Maipú en 69.000 m<sup>3</sup> y aunque consideramos exagerada esa cifra, la adoptamos sin embargo como tipo de comparación para deducir la correspondiente a los viaductos restantes, obteniendo las cifras que se detallan a continuación:

|                      |                              |
|----------------------|------------------------------|
| Viaducto I . . . . . | m <sup>3</sup> 78.000        |
| » II y III . . . . . | » 138.000                    |
| » IV . . . . .       | » 60.000                     |
| » V y VI . . . . .   | » 98.000                     |
| Total . . . . .      | <u>m<sup>3</sup> 374.000</u> |

« Para este movimiento de tierra el F. C. adopta como precio el de \$ 2,40 el metro cúbico. Evidentemente excesivamente elevado.

« A este precio el costo del movimiento de tierra para los terraplenes de acceso resultaría de:

$$374.000 \text{ m}^3 \times \$ 2,40 = \$ 897.600$$

cifra de todo punto de vista exagerada (por el precio unitario y por la cantidad de tierra calculada).

« El costo real de esos terraplenes de acceso, sería al máximo, el calculado por la Dirección a razón de \$ 0,80 el metro cúbico, con lo que se llegaría a la cifra de \$ 299.200, lo que importa una diferencia por el solo concepto del precio unitario asignado al movimiento de tierra de \$ 598.400.

« Es tan notorio el precio del movimiento de tierra para terraplenes que creemos inútil entrar a demostrar de que lado está la razón en esa enorme disparidad de criterio. Recordaremos sólo que en el reciente contrato celebrado por el P. E.

(1) Esta cifra, que por error de suma figuraba así en la planilla aludida, es de \$ 1191,80, por ello se ha rehecho dicha planilla con esa sola corrección.

para la construcción del F. C. M. V. el precio más alto que ahí se ha fijado para el movimiento de tierra en terraplén para cruces a alto nivel es de \$ 0,79 1/2 por metro cúbico, según resulta del precio fijado a oro con las reducciones bien conocidas por pago a plazos.

« Como se ve ese precio es prácticamente el mismo que el adoptado por la Dirección de Desagües ».

EN RESUMEN

« Resulta de lo expuesto para:

|  |                 |
|--|-----------------|
| Costo total de los viaductos por concepto de la parte metálica y de la mampostería (adoptando los mismos precios y cálculos métricos del F. C. S.) . . . . . | \$ 1.823.062,20 |
| Costo total de los terraplenes de acceso al precio adoptado por la Dirección de Desagües y contratado por el P. E. para el F. C. M. V . . . . .              | » 299.200,00    |
| Total . . . . .  | \$ 2.122.262,20 |

y como en el presupuesto formulado por la Dirección de Desagües se había fijado para costo de esos viaductos la suma de \$ 2.227.906,80, se ve que no ha habido error de parte de la Dirección de Desagües al formular su presupuesto.

« Hemos mantenido el precio de \$ 0,80 por movimiento de tierra adoptado por la Dirección de Desagües por creer que no sería lícito que el P. E. contratara por \$ 2,40 la misma cosa que acaba de contratar por \$ 0,79 1/2.

\* \* \*

« Debemos aún agregar que si el F. C. S. cobrase, como no creemos que lo hiciera, el gasto de traslado de las vías no serían tampoco aceptables los precios que resultan para esos trabajos.

« Pues en efecto si se suma al valor de \$ 167.475 que él asigna a la vía a emplear sobre los accesos, el de \$ 165.600 correspondiente a los terraplenes se tiene un costo de \$ 333.075 a la que agregando el 10 % de imprevistos llega a \$ 366.382,50. Si se divide esta suma por la longitud de los accesos, que el F. C. calcula en 2900 metros, se tiene como costo por kilómetro de vía de \$ 126.338,60.

« Para que pueda apreciarse si esa cifra es elevada o no, haremos presente que según el contrato celebrado por el P. E. para la construcción del F. C. M. V. el costo por kilómetro de vía comprendido rieles, terraplenes y obras de arte es de \$ 34.000 moneda nacional, y el precio comprendido no sólo los rieles y los terraplenes, como es el caso que examinamos, sino también todo el material rodante, vagones, locomotoras, estaciones, etc., etc., no alcanza a \$ 63.000 moneda nacional el kilómetro.

« Igual cosa sucede con el precio asignado para la vía a colocar sobre los viaductos propiamente dichos. Por los varios conceptos indicados en el presupuesto del F. C. S. se llega a un costo también por kilómetro de \$ 159.830,40 moneda nacional, igualmente exagerado.

« Pero, reptimos, que no creemos que el F. C. cobrará esos gastos y en todo caso si hubiera que hacer esos trabajos su monto no afectaría en gran cosa el presupuesto general, mucho más teniendo en cuenta que se ha dejado para esta clase de obras una suma para imprevistos de \$ 1.900.000,00 moneda nacional ».

\* \* \*

Resulta pues de esa verificación, que para las luces correspondientes a un remanse de 8 centímetros, el costo de los viaductos ferroviarios, si se adaptan *los mismos precios y cálculos del F. C. S. para pilas y parte metálica*, y el de \$ 0,80 para los movimientos de tierra en los accesos, sería de:

\$ 2.122.262,20 c/l.

cifra que, como se expresa en esa verificación, es menor que la propuesta por la Dirección de Desagües en el « presupuesto por obras de arte » (véase hoja número 14 de la 1ª parte de los documentos acompañados) que la misma acompaña al P. E. con su informe complementario citado, presupuesto que fué hecho con relación al primitivo de \$ 38.000.000 formulado por mí y el ingeniero Waldorp.

Ahora bien, si a esa cifra de \$ 2.122.262,20 se agrega los costos de los viaductos carreteros y el de los puentes sobre el canal excavado, que de acuerdo con los documentos acompañados resultan (para el remanse de 8 centímetros) de \$ 2.928.558,72 y de \$ 298.103,40 c/l. respectivamente (1), se tiene que el costo total para todas las obras de esa naturaleza comprendidas dentro del presupuesto primitivo de 38 millones, la suma de \$ 5.348.924,32 c/l. que es *inferior en 564.108,32 pesos c/l.* a la presupuesta por la Dirección de Desagües en su informe al P. E. y que alcanza como puede verse (hoja N° 14 citada) a \$ 5.913.032,64 curso legal.

Pero, como ese presupuesto se hizo, como se ha dicho, en relación al de \$ 38.000.000 antes referido, no incluía el costo de los viaductos (carreteros y ferroviarios) y puentes que exige la prolongación del canal hasta el Vallimanca, si bien se hacía (véase hoja N° 15, 1ª parte) una simple estimación de 652.311 pesos c/l. en el supuesto de la prolongación de la traza primitiva, pero, para cubrir su costo de acuerdo con la traza estudiada para esa prolongación así como los demás gastos, tales como el mayor movimiento de tierra que ello demande, la Dirección de Desagües amplió el presupuesto primitivo de 38 millones, en 7 millones más, llegando así a un total de 45 millones, aumento que por cierto cubre el reducido costo de esos viaductos y puentes.

Por otra parte me permito hacer presente al señor Presidente que la determinación precisa de los elementos a que se refieren las preguntas que contesto — caudal, expansión, viaductos, puentes, etc. — no es a mi juicio necesaria tratándose de un anteproyecto y de la apreciación del plan a que responde, puesto que a tales objetos basta que las previsiones que se hayan hecho cubran con amplia seguridad toda eventualidad posible, tanto más que como claramente se desprende del tipo de obra propuesto, esa determinación no puede influir sino muy escasamente en el costo definitivo de las obras, por cuanto esos elementos no pueden tener variación sino entre límites muy pequeños, desde que están sujetos al trazado técnico del canal y éste, a mi juicio, no puede apartarse, si no es en la escasa medida que lo permiten los coeficientes de las fórmulas de la hidráulica, de la zona o traza ya estudiada en el terreno por no permitirlo la condición fundamental a que debe responder ese tipo de obra, en

(1) Estos costos han sido también revisados por el Ingeniero Inspector de la O. Técnica Ingeniero Kündig, llegando a la conclusión de que a los fines de una mayor seguridad podrían ellos aumentarse en un 10 %, o sea en total \$ 322.666,21 c/l. Por otra parte y para el caso de que se quisiera dar un mayor ancho de un metro a los viaductos carreteros (llegando así al ancho de la calzada de los mismos a 4,50 metros entre guarda ruedas) ello demandaría al máximo un aumento de 20 % sobre los costos anteriores resultantes con el aumento del 10 %, con lo cual y con pequeñísima diferencia se llegaría al monto total previsto por la Dirección de Desagües.



cuanto corresponde a la velocidad admisible de la corriente en relación a la buena y segura conservación del terreno y del canal, y desde que si esa condición fundamental no se llena o no es debidamente contemplada, la obra sería irremisiblemente destruída por socavación, como hace algún tiempo tuve ocasión de expresarlo al señor Presidente al referirme a las razones determinantes de la traza propuesta por mí para el Canal Colector.

\* \* \*

Finalmente, y con respecto a la manifestación que el señor Presidente me transmite por la última parte de su nota y que dice así: «y por último se resolvió también manifestarle que la Comisión le agradecería que le hiciera en esta oportunidad cualquiera aclaración, o diera datos, o expusiera otros conceptos, ya sea en su carácter de Proyectista o como Director de la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües» expreso igualmente al señor Presidente, como antes lo he manifestado, que me será muy grato suministrar a la Comisión todas las aclaraciones, datos o conceptos que de mi parte, estime la misma convenientes a los fines de su cometido, pero, como en el presente caso ignoro los puntos que pudieran ser útiles a la Comisión, una exposición de mi parte no podría ciertamente abarcarlos, por lo cual me permito expresar a la Comisión que si considera necesarios algunos otros datos de mi parte, quiera tener a bien puntualizarlos, como lo ha hecho hasta aquí, a fin de poderlos contestar con un mejor conocimiento y sin las omisiones en que forzosa y aun que involuntariamente incurriría en una exposición en abstracto.

Saluda al señor Presidente muy atentamente.

*Firmado:* AGUSTÍN MERCAU.

Con sus anexos: 53 fs. útiles.

LONGITUD DE CADA VIADUCTO ADMITIDO UN REMANSO DE 0.08 m.

*Primer viaducto:* Vía Guido - Juancho - Vivorata (Km. 10 del canal)

$$l = 1452.00 \text{ m.}$$

*Segundo y tercer viaducto:* Vías Maipú - Mar del Plata y Maipú - Ayacucho (cerca de Km. 100 del canal)

$$l = 1200.00 \text{ m.}$$

*Cuarto viaducto:* Vía Chas - Ayacucho (Km. 170 del canal)

$$l = 1014.00 \text{ m.}$$

*Quinto y sexto viaducto:* Vías Las Flores - Tandil y Las Flores - Azul (cerca de Km. 240 del canal)

$$l = 744.00 \text{ m.}$$

#### CÁLCULO DEL REMANSO PARA CADA VIADUCTO

Fijando la longitud del segundo y tercer viaducto en 1200 metros se obtiene para el remanso correspondiente a un caudal de más del doble del máximo previsto. (Francis - Massoni)

$$y = \left\{ \frac{Q^2}{2g} \left[ \frac{1}{l_1^2(A+y_1)^2} - \frac{1}{l_0^2(A+Y)^2} \right] + \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\gamma} - 1 \right)^2 \frac{1}{l_1^2(A+y_1)^2} \right\} - \left\{ \frac{Q^2}{g l A} \left[ \frac{1}{l A} - \frac{1}{l_1(A+y_1)} \right] \right\}$$

o sea substituyendo valores

$$0.165 = \left\{ 509791,13 \left[ \frac{1}{971900,22(2.04)^2} - \frac{1}{14364.100(2.285)^2} \right] + 509791,13(0,0027667) \frac{1}{971900.22(2.01)^2} \right\} - \left\{ 126,8 \left[ 0.0001244 - \frac{1}{985,85 \times 2.04} \right] \right\}$$

en la que el remanso aguas arriba tiene un valor de **8.5 centímetros**.

\* \* \*

Del libro «*Calculation of flow in open channels*», de la Miami Conservancy

District, pág. 276, dá la fórmula  $H = a \frac{\left( \frac{V_1^2}{R^2} - V^{12} \right)}{2g}$  en la que  $a = 1.11$

(St. Vincent) y  $R = 0.95$  (Navier) tenemos  $H = 0.07556$

A continuación detallamos para los diferentes puentes del Valle Miami, Ohio, U. S. A., los remansos producidos en Marzo 1913.

| RÍO              | LOCALIDAD           | PUENTE               | REMANSO     |
|------------------|---------------------|----------------------|-------------|
|                  |                     |                      | en metros   |
| Tawawa Creek     | Este de Sidney      | F. C. Big 4          | 2.47 : 2.71 |
| Turtle Creek     | N. O. de Lockington | Canal Miami & Eire   | 1.43        |
| Río Miami        | Sidney              | F. C. Big 4          | 0.915       |
| Río Miami        | Troy                | F. C. C. H. & D.     | 0.61        |
| Low Swale        | en Troy Oeste       | F. C. Big 4. Washout | 1.037       |
| Río Miami        | Tadmor              | Canal Miami & Erie   | 1.46        |
| Río Miami        | Miamisburg          | F. C. Big 4          | 0.945       |
| Stillwater (Río) | Covington           | F. C. Pa             | 0.457       |
| Río Stillwater   | Covington           | Camino               | 0.854       |
| Río Stillwater   | Milton Oeste        | Camino               | 0.457       |
| Buck Creek       | Springfield         | F. C. Big 4          | 0.762       |
| Buck Creek       | Springfield         | Calle Limestone      | 0.732       |
| Buck Creek       | Springfield         | Calle Plum           | 0.5795      |
| Donnels Creek    | Donnelsville        | National Pike        | 0.396       |
| Río Mad          | Springfield         | F. C. Big 4 N° 121   | 0.671       |
| Río Mad          | Springfield         | F. C. Big 4 N.° 122  | 1.22        |

|  | FERROCARRIL SUD |        |            |            | DIRECCIÓN DE DESAGÜES |        |            |            | Observaciones |  |
|--|-----------------|--------|------------|------------|-----------------------|--------|------------|------------|---------------|--|
|  | Cantidad        | Precio | Imp. parc. | Imp. total | Cantidad              | Precio | Imp. parc. | Imp. total |               |  |
| <b>PARTE METÁLICA:</b>                             |                 |        |            |            |                       |        |            |            |               |  |
| Peso total del tramo metálico de 6 m de luz        | Kg 3460         | 185.00 | 640.10     |            | 3137                  | 100.00 | 313.72     |            |               |  |
| Pintura m <sup>2</sup> . . . . .                   | 30              | 0.20   | 6.00       |            |                       |        |            |            |               |  |
| Gastos generales, combustibles etc                 |                 |        | 16.45      |            |                       |        |            |            |               |  |
| Fletes . . . . .                                   |                 |        | 49.57      |            |                       |        | 74.57      |            |               |  |
| Mano de obra . . . . .                             |                 |        | 110.64     |            |                       |        | 56.70      |            |               |  |
| Imprevistos de 10 %                                |                 |        | 822.76     |            |                       |        | 444.99     |            |               | 15 %   |
|  |                 |        | 82.27      |            |                       |        | 66.75      |            |               |  |
|  |                 |        |            | 905.04     |                       |        |            |            | 511.74        |  |
| <b>MAMPOSTERIA:</b>                                |                 |        |            |            |                       |        |            |            |               |  |
| <i>total por pila:</i>                             |                 |        |            |            |                       |        |            |            |               |  |
| Excavación fundaciones m <sup>3</sup>              | 9.00            | 2.00   | 18.00      |            | 10.00                 | 0.60   | 6.00       |            |               | La pila adoptada por el F. C. S. es la que corresponde para viaducto de Maipú, mucho mayor que las de los otros puentes. |
| Hormigón fundaciones m <sup>3</sup>                | 3.60            | 48.60  | 174.96     |            | 3.587                 | 47.707 | 171.12     |            |               |  |
| Mampostería ladrillo m <sup>3</sup>                | 13.10           | 37.65  | 493.22     |            | 11.356                | 37.19  | 422.33     |            |               |  |
| Bloque asientos m <sup>3</sup> . . . . .           | 1.25            | 60.20  | 75.25      |            | 1.243                 | 64.85  | 80.61      |            |               |  |
| Toma de juntas m <sup>2</sup>                      | 26.00           | 1.90   | 49.40      |            | —                     | —      | —          |            |               |  |
| Extra espolones N°                                 | 2.00            | 2.00   | 4.00       |            | —                     | —      | —          |            |               |  |
|  |                 |        |            | 814.83     |                       |        |            |            | 680.06        |  |
| <i>Costo total de un tramo completo:</i> . . . . . |                 |        |            | 1719.87    |                       |        |            |            | 1191.80       |  |

COMPAÑIA INDUSTRIAL Y MERCANTIL

Buenos Aires, Junio 9 de 1927.

THYSSEN LDA.

901 - Belgrano - 901

Señores INGS. KÜNDIG y JÁUREGUI

Bartolomé Mitre 311

Capital.

*Sección Hierros.*

Muy señores nuestros:

Acusamos recibo de la atfa. de Vds. fecha 6 del cte. y agradecemos la especificación de los tirantes por los cuales desean nuestra oferta, la que les sometemos como sigue:

2000 toneladas de tirantes « Grey » perfil N° 45 en largos de 6 metros

al precio de \$  $\frac{0}{s}$  31.50 (= \$  $\frac{m}{n}$  71,59)

350 toneladas de tirantes P.N. N° 20 en largo de 1.85 metros y  
1.500 » » » P.N. N° 26 y 28 en largos de 7.00 metros

al precio término medio de \$  $\frac{0}{s}$  30.20 (= \$  $\frac{m}{n}$  68,63).

Los precios se entienden por mil kilos neto y sin descuento por material puesto c. i. f. Buenos Aires y por largos cortados a medida, es decir, con una tolerancia de solamente 10 mm por arriba y por abajo.

Además ofrecemos:

100 toneladas de cemento portland marca « Thyssen » definitivamente aprobado por el Superior Gobierno de la Nación, en barricas de 180 kilos brutos y 170 kilos neto

al precio de \$  $\frac{0}{s}$  2.45 (= \$  $\frac{m}{n}$  32,75 la tonelada c/l.)

por cada barrica neto y sin descuento puesto c. i. f. Buenos Aires.

Las condiciones de pago están para estipular aún.

*Seguro:* El seguro de los tirantes se entiende f. p. s. y el del cemento W. p. a. con 3 ‰ inclusive contra avería de agua dulce, sudor de bodega, etc.

*Embarque:* El embarque de los tirantes en Europa podría empezarse dentro de 8 a 10 semanas, después de haber recibido nuestras fábricas su apreciable pedido, y el del cemento dentro de 3 a 4 semanas siguientes a la fecha de su estimada orden en lotes mensuales de hasta 1000 barricas c/u salvo todos los casos de fuerza mayor debidamente comprobados como ser: falta de materias primas, huelgas, incendios, etc.

En la espera de sus ulteriores gratas noticias, plácenos saludarles muy atte.

Ss. Ss. Ss.

*Cía. Industrial y Mercantil Thyssen Lda.*

## NOTA DE ENTREGA DEL DICTAMEN DE LA COMISION ASESORA

---

Buenos Aires, 19 de Abril de 1929.

Señor Presidente de la Dirección de Desagües de la Prov. de Buenos Aires.

Don: HIALMAR ABERG COBO

S/D.

Al ausentarse para Europa, el día 3 de enero ppdo. el ingeniero Julio R. Castiñeiras quedó terminada la redacción del dictámen de la Comisión Asesora constituida en virtud de la Resolución de esa Dirección de fecha 7 de enero de 1927; los originales firmados por dicho colega y por el suscrito, quedaron en poder del Presidente de la Comisión, ingeniero Eduardo Huergo quién — de acuerdo con lo convenido — debía entregarlos a Vd. cuando se terminaran las series de planos, figuras y gráficos que completaban ese dictámen.

Un compromiso imprevisto del suscrito demoró algo esa tarea y en el intervalo ha ocurrido el sensible fallecimiento del señor ingeniero Huergo.

Por tal causa, tomando la representación de los ausentes: tengo el agrado de dirigirme a Vd. comunicándole que hemos terminado el estudio que la Dirección de Desagües nos hiciera el honor de confiarnos: dictaminar sobre los proyectos presentados para resolver el problema de los desagües de la zona inundable. El trabajo realizado aparece condensado en una Memoria de 478 páginas escritas a máquina y una carpeta con 11 láminas, que con la presente me complazco en entregar a Vd.

Debo informar, también, al Señor Presidente que la impresión de 1.000 (un mil) ejemplares autorizados con fecha 11 de octubre de 1928 (Expediente N° 3769) se encuentra muy adelantada y que dentro de la primera quincena de mayo la casa impresora habrá terminado su tarea.

En nombre de los colegas ausentes y en el mío propio cúmpleme dejar constancia de que agradecemos muy especialmente las atenciones de que hemos sido objeto durante el desempeño de nuestro cometido, por la Dirección de su digna Presidencia y por la eficaz colaboración que nos ha prestado todo su personal: debiendo citar, en especial, al calculista don Calisto Gardi, puesto

a nuestras órdenes por Resolución de la Dirección y al dactilógrafo don Víctor Gardi.

Saluda al Señor Presidente con mi consideración más distinguida:

LUIS DE ELIZALDE  
Secretario

G. CESPEDES

Agréguese a su antecedente expediente N° 3442, año 1926 y acúcese recibo con nota de estilo.

Abril 19 de 1929.

JULIO O. VAZQUEZ  
Secretario

HIALMAR ABERG COBO  
Vice Pte. en ejercicio

\* \* \*

Buenos Aires. Abril 19 de 1929.

N.° 143.

Al señor Ingeniero Don GUILLERMO CESPEDES

Tengo el agrado de dirigirme al señor Ingeniero acusando recibo de su atenta nota de la fecha por la que me manifiesta haber terminado el estudio que la Dirección, por resolución de fecha 7 de enero de 1927 le había encomendado a Vd. conjuntamente con lo señores Ingenieros Don Eduardo Huer-go, Julio C. Castiñeiras y del Ingeniero Don Pedro Castells, a quién el P. E. designó al efecto de seguir los estudios que efectuase la Comisión referida.

Acuso recibo a su vez de un volúmen de 478 páginas escritas a máquina y una carpeta conteniendo 11 láminas lo que forma el dictámen de la Comisión de Estudios de los distintos proyectos sobre desagües de la Provincia de Buenos Aires.

Saluda al señor Ingeniero muy atentamente:

J. O. VAZQUEZ  
Secretario

HIALMAR ABERG COBO  
Vice Pte. en ejercicio

Habiéndose dado cumplimiento a lo ordenado con fecha 19 del corriente, pase a la Oficina Técnica para su estudio e informe.

Abril 25 de 1929.

J. O. VAZQUEZ  
Secretario

HIALMAR ABERG COBO  
Vice Pte. en ejercicio

**PEDIDO DE INFORME AL ING. AGUSTIN MERCAU**

Señor Presidente:

Por las razones que he expresado al señor Presidente, pídole quiera aceptar la excusación que formulo para expedirme en el informe ordenado en este expediente.

Mayo 2 de 1929.

AGUSTIN MERCAU

\* \* \*

Buenos Aires, Mayo 15 de 1929.

N.º 153.

Al señor Ingeniero DON AGUSTIN MERCAU

Capital.

Tengo el agrado de adjuntarle copia de la resolución tomada por esta Presidencia con fecha de hoy por la cual se recaba de Vd. quiera informar sobre la memoria y conclusiones presentadas a esta Dirección por la Comisión Asesora sobre proyectos de desagües.

Saluda a Vd. muy atentamente.

J. O. VAZQUEZ  
Secretario

HIALMAR ABERG COBO  
Vice Pte. en ejercicio

\* \* \*

Vista la excusación formulada por el Sr. Director de la Oficina Técnica Ing. Agustín Mercau en el Expediente N° 3442/926, relativo al informe presentado por la Comisión Asesora sobre proyectos de Desagües, el Vice Presidente en ejercicio de la Presidencia de esta Dirección considera que siendo el Ingeniero Agustín Mercau autor del plan adoptado por esta Dirección, corresponde oír su opinión sobre el referido informe.

Por ello, resuelve requerir del Ingeniero Agustín Mercau se sirva informar a esta Dirección en carácter particular sobre la memoria y conclusiones presentadas por la antedicha Comisión Asesora.

Buenos Aires, Mayo 15 de 1929.

J. O. VAZQUEZ  
Secretario

HIALMAR ABERG COBO  
Vice Pte. en ejercicio

\* \* \*

Buenos Aires, Mayo 16 de 1929.

Señor Presidente de la Dirección de Desagües

D. HIALMAR ABERG COBO,

S/D.

Tengo el honor de acusar recibo de su atenta nota de fecha 15 del actual, en la que el señor Presidente acompaña copia de la resolución de igual fecha, por la cual se sirve recabarme informe, en carácter particular, sobre la memoria y conclusiones presentadas a la Dirección de Desagües por la Comisión Asesora sobre proyectos de desagües.

Expreso al señor Presidente mi aceptación al pedido que se sirve formularme.

Debo agregar, además, al señor Presidente que la modesta contribución que, en la solución del arduo problema de los desagües, pueda representar la expresión de mi juicio al respecto, será absolutamente desinteresada.

Saludo al señor Presidente con mi consideración más distinguida.

AGUSTIN MERCAU

\* \* \*

#### NOTA DE ENTREGA DEL INFORME DEL ING. MERCAU

Buenos Aires, Mayo 27 de 1929.

Señor Vice-Presidente en ejercicio de la Presidencia de la Dirección de Desagües de la Provincia

Señor HIALMAR ABERG COBO

Elevo al Sr. Presidente el informe que se sirvió recabarme por su atta. nota de fecha 15 del corriente sobre la Memoria y Conclusiones presentadas a esa Dirección por la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües.

Ratificando los conceptos que expresé al Sr. Presidente en mi nota de aceptación de fecha 16 del presente, me es grato saludarle con mi consideración más distinguida.

AGUSTIN MERCAU

\* \* \*

Vista la nota del Señor Ingeniero Agustín Mercau de fecha 27 del corriente a la que acompaña el informe recabado por resolución de fecha 15 del corriente



de esta Dirección y teniendo en cuenta las consideraciones expuestas por el suscripto en la resolución aludida, Resuelve:

Acúsense recibo del informe presentado por el Ing. Agustín Mercau.

Désele las gracias por la forma desinteresada con que ha accedido al pedido que le formuló esta Dirección, y en atención a los fundamentos y conclusiones de ese informe, que concuerdan con las opiniones que ha sostenido invariablemente esta Dirección y sus antecesoras, el Vice-Presidente en ejercicio dispone:

Imprímase el informe presentado por el Ingeniero Agustín Mercau conjuntamente con el dictamen presentado por la Comisión Asesora.

Pase a la Administración General a sus efectos y elévese en su oportunidad al Poder Ejecutivo.

Mayo 28 de 1929.

J. O. VAZQUEZ  
Secretario

HIALMAR ABERG COBO  
Vice Pte. en ejercicio

Decreto N° 291, — Exp. 3892.

\* \* \*

Buenos Aires, Mayo 31 de 1929.

Al señor Ingeniero Director DON AGUSTIN MERCAU

Tengo el agrado de acusar recibo de su atenta de fecha 27 del corriente con la que eleva el informe que se le recabó sobre la Memoria y Conclusiones presentadas por la Comisión Asesora Estudios Proyectos de Desagües.

Al mismo tiempo aprovecho la oportunidad para dar a Vd. las gracias por la forma desinteresada con que ha accedido al pedido que le he formulado.

Saluda a Vd. muy atentamente.

J. O. VAZQUEZ  
Secretario

HIALMAR ABERG COBO  
Vice Pte. en ejercicio

-----

# **INFORME**

DEL

INGENIERO AGUSTIN MERCAU

**Requerido por la Dirección de Desagües de la Provincia de Buenos Aires,  
sobre la memoria y conclusiones presentadas a la misma con fecha 19 de Abril de 1929  
por la Comisión Asesora sobre proyectos de Desagües**

## PRIMERA PARTE

### I. — ANTECEDENTES.

**Copia de todas las comunicaciones y preguntas que me fueron hechas por la Comisión Asesora, con las respuestas y comunicaciones de mi parte.**

La Comisión Asesora, mientras realizaba su estudio, se dirigió al suscriptor en carácter particular, formulándole diversas preguntas a las que oportunamente he contestado. Como en el presente Informe deberé hacer frecuentes referencias, tanto a esas preguntas, como a las contestaciones respectivas que la Dirección no conoce, y como, por otra parte, esas preguntas no han sido transcriptas en la Memoria presentada por la Comisión, y sus respuestas lo han sido sólo en parte, considero necesario transcribir las íntegramente a continuación.

\* \* \*

#### **Primera nota recibida de la Comisión:**

##### A. — NOTA DE LA COMISION ASESORA.

Buenos Aires. Mayo 23 de 1927.

*Señor Ingeniero DON AGUSTIN MERCAU.*

De mi consideración:

La Comisión Asesora en sesión del 18 del corriente mes resolvió solicitarle:

- a) Los fundamentos de la fórmula que Vd. ha propuesto para el cálculo del caudal en el canal Colector.
- b) El ancho de la zona de expansión y cctas del terreno y del nivel de agua en el Colector para el caudal de 3000 metros cúbicos por segundo.
- c) Si mantiene como solución definitiva para desviar las aguas en el colector el tipo de terraplén con las dimensiones que figuran en el Proyecto y en caso contrario, qué modificaciones propone.
- d) Que indique si la expansión del agua se hará en todo el recorrido libremente y en caso contrario indicar las obras para su limitación.
- e) Si se ha estudiado otra solución del colector con una pendiente mayor que la que ha sido fijada en los planos que ha examinado la Comisión.

- f) Que se sirva explicar el tipo de obras que se realizarán en el colector para establecer su comunicación con los canales y cursos de agua existentes.
- g) Si se ha previsto alguna obra o corrección de los canales existentes o cursos de agua del lado Sud del colector.
- h) En caso que esté resuelto recoger con el colector proyectado las aguas de la cuenca superior del Vallimanca, indicar el tipo de obra para captar dichas aguas.

Esperando que el Ingeniero Mercau remitirá a la Comisión Asesora los datos solicitados, me es grato saludarlo con mi más distinguida consideración.

*Fdo.:* LUIS DE ELIZALDE  
Secretario

*Fdo.:* EDUARDO HUERGO  
Presidente

\* \* \*

B. — NOTA DEL INGENIERO MERCAU EN CONTESTACION A LA ANTERIOR.

Buenos Aires, Julio 8 de 1927.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora de Proyectos de Desagües,*

Ingeniero EDUARDO HUERGO

Presente

Me es muy grato remitir adjunto mi contestación a las diferentes preguntas que esa Comisión se sirvió hacerme por su nota de fecha 23 de mayo ppdo.

La necesidad de preparar y coordinar algunos elementos que no poseía relativos a las inundaciones de 1919 y atenciones de otro orden, me han impedido hacerlo antes.

Quedando a las órdenes del señor Presidente y demás miembros de la Comisión para cualquier otro dato o ampliación que les fuera necesario, me es grato saludarlo con mi consideración más distinguida.

*Fdo.:* AGUSTIN MERCAU

\* \* \*

C. — CONTESTACION A LAS PREGUNTAS FORMULADAS POR NOTA DE FECHA 23 DE MAYO DE 1927 DE LA COMISION ASESORA DE PROYECTOS DE DESAGÜES.

- a) *Los fundamentos de la fórmula que Vd. ha propuesto para el cálculo del caudal en el Canal Colector.*

Ante todo, debo hacer presente que esa fórmula ha sido deducida teniendo en vista exclusivamente el caso especial de la región inundable de la Provincia de Buenos Aires, cuyos caracteres típicos son bien conocidos.

He tenido en cuenta que se trata de grandes zonas, de alrededor de 17.000 kilómetros cuadrados de superficie o mayores, de formas regulares o concentradas — si se me permite la expresión — de pendientes suaves y uniformes, casi planas, con pequeñas ondulaciones, de composición geológica uniforme y de condiciones similares entre sí.

He tenido en cuenta que en zonas de esa magnitud, el caudal que las mismas pueden verter, no podría expresarse en función de la lluvia máxima diaria o del más fuerte aguacero, por razones bien conocidas que excuso reseñar.

He considerado, por tanto, la lluvia caída en un período de tiempo largo, como en este caso corresponde admitirlo, y teniendo en cuenta la magnitud y características ya dichas de esas zonas y la velocidad media del escurrimiento, he fijado ese período en 30 días para comprender así, la posibilidad de la superposición de diferentes lluvias.

He expresado el caudal en función de la raíz cuadrada de la pendiente, por razones también evidentes, desde que la velocidad de escurrimiento es también función de esa raíz cuadrada.

La introducción de este factor, que en general no se ha considerado debidamente en las fórmulas corrientes, hace posible comparar sin error sensible, entre sí, zonas de características semejantes, pero de pendientes distintas, y para las cuales las fórmulas corrientes darían el mismo gasto.

Finalmente, el caudal en esa fórmula, resulta también expresado en función de la superficie de las mismas y de un coeficiente que, para las zonas consideradas en mi proyecto, de alrededor de 17.000 kilómetros cuadrados, tiene por valor 0,00842 y que corresponde a un estado del suelo próximo a la saturación, tal como sucede en la región inundable durante las lluvias de invierno y primavera, coeficiente que puede también aplicarse sin error sensible, como lo he hecho en mi proyecto, para zonas considerablemente mayores, pero que sería mayor para zonas más pequeñas.

La razón de todo ello es perfectamente conocida y fluye evidente de la lógica variación del derrame unitario con la superficie, o, si se quiere, de la simple inspección de cualquier diagrama de escurrimiento de la lluvia, tal como el de Kuichling, cuya copia acompaño, diagrama que, como es sabido, le ha conducido a la fórmula que lleva su nombre.

Como manifestaba con mi colega Waldorp en nuestro informe al P.E. (1) no consideramos del caso exponer allí los fundamentos técnicos de esa fórmula, ni las consideraciones en que me he basado para la determinación del valor de ese coeficiente, porque, como lo expresamos, la exposición de esos fundamentos nos hubiera conducido a alargar sin objeto la del plan que proponíamos, que hemos tratado que fuera lo más clara y concreta posible, y porque hemos creído, como también lo decíamos, que la justificación de esa fórmula resultaría más que todo de la aplicación misma que

(1) Informe de la mayoría de la Comisión Asesora (1914).

de ella hiciéramos, ya sea «explicando hechos conocidos o deduciendo nuevos», lo que, agregáramos, «nos suministrará numerosas comprobaciones que la justifiquen y nos hará ver la notable concordancia de los datos deducidos a favor de ella con los observados».

No he deseado tampoco, hasta aquí, darlos a la publicidad; pero si los miembros de la Comisión personalmente los consideran necesarios, no tengo inconveniente en poner a su disposición los cálculos originales de que me he servido, que, como he tenido ocasión de manifestar, nada tienen que ver con las crecidas del Salado, pero, repito, lo haría en carácter confidencial.

Partiendo de las bases antes expuestas he expresado el caudal que una zona, de las condiciones antes dichas, puede verter por efecto de la lluvia caída en la misma, por la expresión siguiente:

$$Q = ch S\sqrt{I}$$

en la cual  $Q$  representa el caudal en metros cúbicos por segundo,

$c = 0,00842$ , coeficiente antes dicho,

$h$  = la máxima media mensual de lluvia expresada en milímetros,

$S$  = la superficie de la zona en kilómetros cuadrados,

$I$  = la pendiente de la misma.

Para que pueda apreciarse el valor práctico de esta fórmula, haré una breve alusión a los resultados que con ella se obtienen, aplicándola al cálculo de las tres últimas grandes crecidas del Salado, únicas de las que se posee datos observados y registrados con precisión.

En el informe elevado al P.E. de la Provincia, antes aludido, se hace un breve análisis del régimen del Salado y de las dos más grandes crecidas hasta entonces observadas y mejor estudiadas, la de 1900 y la de 1913, a base de la directa aplicación de mi fórmula.

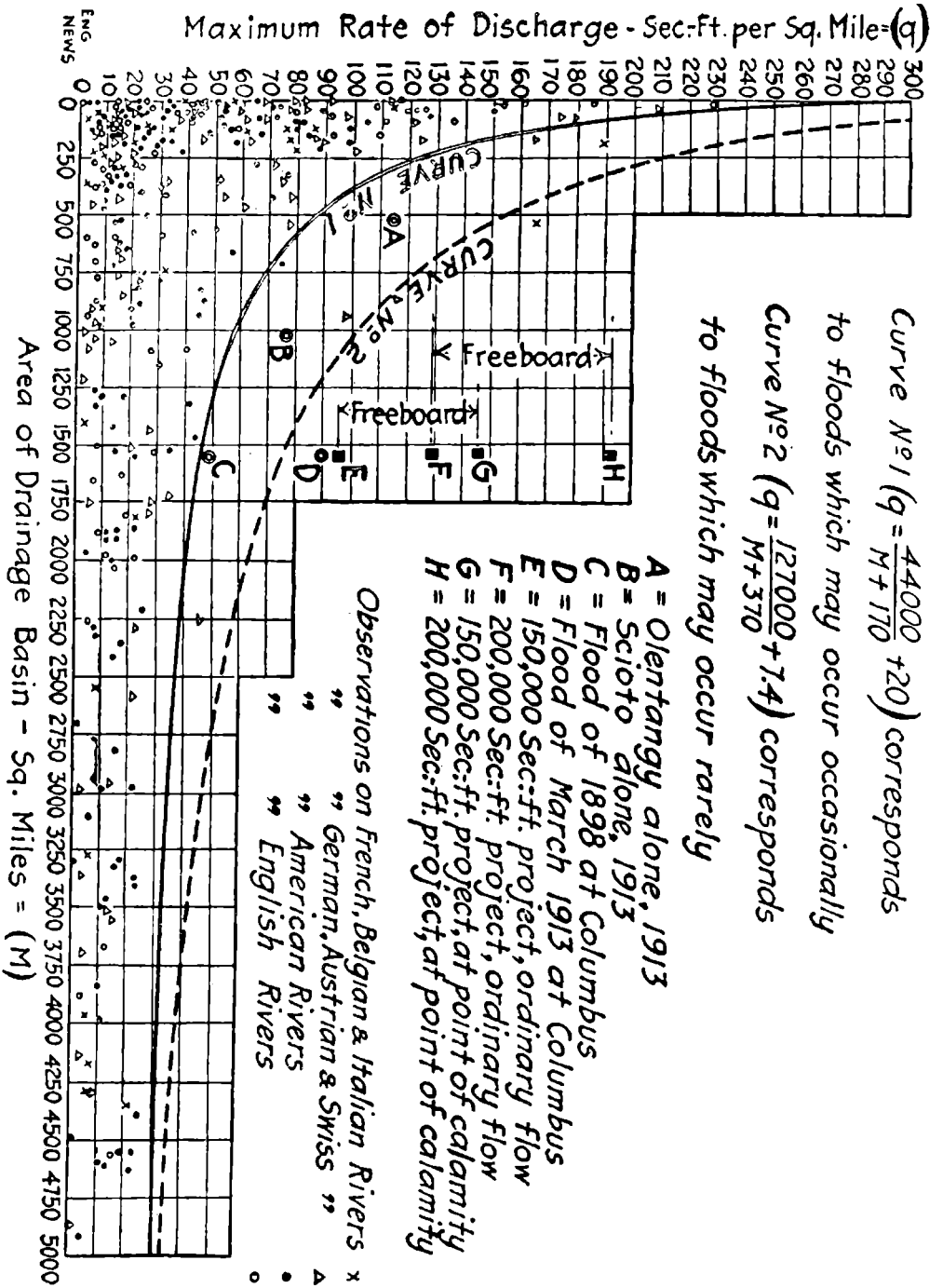
Como los señores miembros podrán comprobarlo, de ese estudio surge una notable concordancia entre los datos observados y los deducidos por aplicación de esa fórmula.

Posteriormente sólo se ha producido en la zona la gran inundación de 1919, y con su aplicación a ella, se tiene la oportunidad de un otro control de la misma, explicando nuevos hechos.

Para que la aplicación resulte hecha absolutamente en idénticas condiciones, a aquéllas en que la fórmula fué aplicada a las crecientes de 1900 y 1913, he tomado las mismas estaciones pluviométricas de que me serví para aquellas crecientes, agrupadas exactamente en la misma forma en que entonces lo hiciera, o sea, tal como se hallan expuestas en el informe antes citado y que reproduzco a continuación.

| PARTIDOS                      | AÑO 1930 |       |       |        |            |         | AÑO 1913 |        |            | 1919         |
|-------------------------------|----------|-------|-------|--------|------------|---------|----------|--------|------------|--------------|
|                               | Mayo     | Junio | Julio | Agosto | Septiembre | Octubre | Julio    | Agosto | Septiembre | JULIO        |
| <b>ZONA ALTA II</b>           |          |       |       |        |            |         |          |        |            |              |
| Rauch . . . . .               | 234      | 81    | 59    | 92     | 163        | 160     | 50       | 181    | 60         | <b>78</b>    |
| Tapalqué . . . . .            | 162      | 46    | 66    | 85     | 206        | 105     | 86       | 111    | 57         | <b>98</b>    |
| Azul . . . . .                | 168      | 35    | 66    | 90     | 144        | 103     | 47       | 191    | 53         | <b>100</b>   |
| Olavarría . . . . .           | 113      | 37    | 90    | 71     | 116        | 177     | 21       | 206    | 22         | <b>178</b>   |
| Suma . . . . .                | 677      | 199   | 281   | 338    | 629        | 515     | 204      | 689    | 192        | <b>454</b>   |
| Promedio mensual              | 169      | 50    | 70    | 84,5   | 157        | 136     | 51       | 172    | 48         | <b>113,5</b> |
| <b>ZONA BAJA DEL SALADO</b>   |          |       |       |        |            |         |          |        |            |              |
| Guerrero . . . . .            | 143      | 85    | 137   | 186    | 115        | 121     | 42       | 50     | 186        | <b>44</b>    |
| Chascomús . . . . .           | 123      | 86    | 102   | 146    | 130        | 117     | 51       | 100    | 219        | <b>51</b>    |
| General Belgrano . . . . .    | 200      | 84    | 84    | 223    | 196        | 124     | 50       | 63     | 171        | <b>79</b>    |
| Monte . . . . .               | 68       | 55    | 2     | 134    | 207        | 102     | 68       | 81     | 185        | <b>59</b>    |
| Las Flores . . . . .          | 260      | 42    | 73    | 139    | 176        | 69      | 73       | 84     | 142        | <b>98</b>    |
| Navarro . . . . .             | 144      | 43    | 50    | 184    | 143        | 91      | 90       | 68     | 238        | <b>46</b>    |
| Saladillo . . . . .           | 181      | 40    | 18    | 175    | 149        | 81      | 99       | 159    | 127        | <b>62</b>    |
| General Alvear . . . . .      | 170      | 52    | 79    | 88     | 118        | 69      | 68       | 75     | 44         | <b>74</b>    |
| Veinticinco de Mayo . . . . . | 99       | 13    | 8     | 48     | 47         | 43      | 87       | 135    | 96         | <b>37</b>    |
| Bragado . . . . .             | 97       | 12    | 17    | 47     | 76         | 33      | 66       | 72     | 79         | <b>71</b>    |
| Bolívar . . . . .             | 107      | 31    | 43    | 63     | 56         | 167     | 2        | 136    | 76         | <b>183</b>   |
| Chacabuco . . . . .           | —        | —     | —     | —      | —          | —       | 1        | 161    | 191        | <b>36</b>    |
| Lincoln . . . . .             | 73       | 41    | 9     | 35     | 132        | 37      | 13       | 118    | 74         | <b>183</b>   |
| Junín . . . . .               | 25       | 34    | —     | 48     | 92         | 17      | 17       | 158    | 53         | <b>54</b>    |
| Nueve de Julio . . . . .      | 88       | 33    | 7     | 91     | 100        | 35      | 8        | 119    | 44         | <b>73</b>    |
| Suma . . . . .                | 1766     | 651   | 629   | 1607   | 1737       | 1106    | 735      | 1579   | 1925       | <b>1148</b>  |
| Promedio mensual              | 126,1    | 46,5  | 48,3  | 114,8  | 124        | 79      | 49       | 105,2  | 128,4      | <b>76,5</b>  |

Como la creciente de 1919, fué, como es sabido, producida por las lluvias acaecidas en el mes de julio de ese año, he agregado en ese cuadro, las alturas pluviométricas observadas (según datos de la Oficina Meteorológica Argentina, partes diarios, que obran en mi poder y quedan a disposición de los señores miembros) en las diferentes estaciones y durante el mes citado.





Aplicando mi fórmula, y procediendo, como digo, en idéntica forma que se hizo para las crecientes de 1900 y 1913, se obtendrá el *caudal máximo correspondiente a esa creciente en Puente Guerrero*, por la suma del correspondiente a la Zona alta II y al de la Zona baja del Salado.

Para la primera (Zona alta II) se tiene:

$$Q = (c \sqrt{I} S h) = 0,00842 \sqrt{0,000933} \times 17.550 \times 113,5 = 511,9 \cong 512$$

metros cúbicos por segundo;

y para la segunda o sea la Zona baja del Salado:

$$Q = 0,00842 \sqrt{0,0002} \times 52.450 \times 76,5 = 477,6 \cong 478 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La suma de estos dos caudales, o sea 990 m<sup>3</sup>/s. da pues, el caudal máximo del Salado en Puente Guerrero durante el mes de agosto en esa inundación, calculado por mi fórmula.

Ahora bien: el *caudal observado*, tal como resulta de la aplicación de la curva de descarga del Salado a las alturas observadas y registradas por el F.C. Sud en Puente Guerrero es de 990 m<sup>3</sup>/s., es decir, exactamente el mismo que el calculado (1).

No obstante esa nueva concordancia de valores, repito lo que antes decía con mi colega Ingeniero Waldorp, esto es, que no pretendo, ni es posible exigir de esa fórmula, una exactitud casi matemática, que estoy, por lo demás, lejos de atribuirle.

P.S. — Escrito lo que antecede, he notado un pequeño error de dos milímetros en la suma de las lluvias correspondientes a la Zona baja del Salado, que figuran en la columna agregada al cuadro de la pág. 416, que debe ser 1.150 en vez de 1.148, lo que produce una pequeña alteración en el resultado de los cálculos del caudal relativo a esa zona, que resulta así de 478,4 m<sup>3</sup>/s.  $\cong$  478 m<sup>3</sup>/s.

b) *El ancho de la zona de expansión y cotas del terreno y del nivel de agua en el colector para el caudal de 3000 metros cúbicos por segundo.*

d) *Que indique si la expansión del agua se hará en todo el recorrido libremente y en caso contrario indicar las obras para su limitación.*

Por su naturaleza, contestaré estas dos preguntas conjuntamente.

El ancho de la zona de expansión, cotas del terreno y del nivel del agua en el Colector para el caudal de m<sup>3</sup> 3.000 por segundo, se hallan indicados en el anteproyecto de ese canal presentado por el suscrito conjuntamente

(1) Acompaño la curva de descarga correspondiente, con las ligeras correcciones a que se refieren las notas D. E del presente informe.

con su colega de comisión el Ingeniero Waldorp. Acompaño copia de la lámina número 8 en la cual se hallan diagramados esos elementos.

Para establecerlos de una manera definitiva, debería naturalmente hacerse el proyecto definitivo de las obras.

Como he manifestado particularmente a los señores miembros de la Comisión, yo he hecho privadamente y a base de los levantamientos practicados por la Dirección, algunos trazados de tanteo del Canal Colector hasta más allá del kilómetro 300 del mismo, que si bien no tienen carácter definitivo, permiten apreciar con mayor exactitud los elementos a que la pregunta se refiere.

He facilitado ya a los señores miembros de la Comisión los originales del trabajo a que me refiero y me permito reiterar que lo he hecho en forma privada, no deseando que sean dados a la publicidad.

Esos elementos, o simplemente los perfiles transversales del terreno correspondientes al levantamiento practicado, permiten comprobar con facilidad los datos contenidos en los antecedentes suministrados por mí y los previstos en el anteproyecto primitivo.

Como puede también ser debidamente comprobado por la Comisión, el ancho real de la zona de expansión, tal como resulta de los levantamientos practicados, salvo escasas excepciones, es constantemente menor que el supuesto en el anteproyecto primitivo.

Como he tenido también oportunidad de expresarlo a los señores miembros de la Comisión, en aquellos puntos donde la expansión de las aguas, debido a la escasa pendiente transversal del terreno, haría aumentar exageradamente la expansión, ella puede ser limitada por un pequeño terraplén longitudinal que se construiría con excavadoras tipo Austin, por ejemplo, que efectúan contemporáneamente el trabajo de excavación y formación del terraplén a un sólo lado.

Esta disposición, que se adoptará en aquellos casos donde fuera conveniente, importaría un suplemento muy escaso en el costo.

Para demostrar esto, sin recurrir a la experiencia extranjera, me permito acompañar una copia de los resultados obtenidos en nuestro país con una excavadora de ese tipo (véase pág. 424).

A la vista de esos elementos, fácil es deducir el costo por metro lineal que resultaría para un terraplén hecho en esas condiciones, y como podrán verlo los señores miembros de la Comisión, el costo no sobrepasaría mucho de un peso por metro lineal.

En cuanto al efecto que la construcción de este terraplén podría tener sobre el régimen del canal en relación con los campos linderos, es fácil ver que él estaría reducido esencialmente a impedir que las aguas conducidas por el canal, provenientes de regiones extrañas a esos campos, no se expandieran sobre los mismos. Sólo las aguas locales podrían quedar retenidas por esos pequeños terraplenes en el caso que su acceso a los mismos fuera contemporáneo con el estado de más altas aguas en el Colector, es decir,

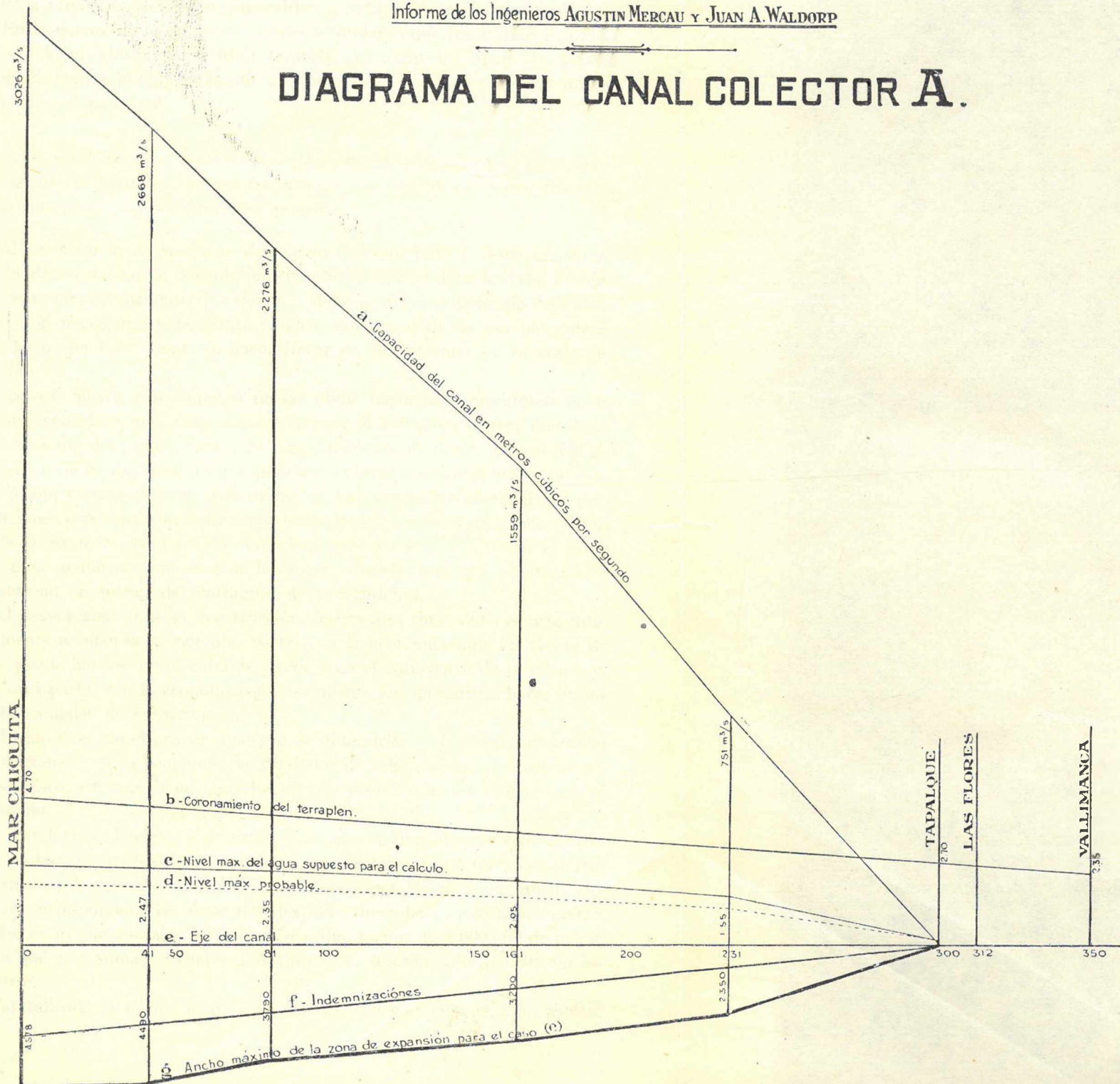


OBRAS DE DESAGÜE DE LA PROVINCIA DE B-AIRES

COMISION ASESORA

Informe de los Ingenieros AGUSTIN MERCAU y JUAN A. WALDORP

DIAGRAMA DEL CANAL COLECTOR A.



en un caso excepcional, puesto que si esa afluencia se produjera en un estado de régimen ordinario del canal, ella tendría entrada por pequeñas alcantarillas a tapa válvula que se dispondrían a lo largo de esos terraplenes.

En la mayor parte de los casos esos terraplenes que resultarían con pendiente longitudinal, permitirían también descargar las aguas en puntos situados aguas abajo, actuando así como pequeños colectores del mismo tipo que el principal.

*c) Si mantiene como solución definitiva para desviar las aguas en el colector el tipo de terraplén con las dimensiones que figuran en el Proyecto y en caso contrario, qué modificaciones propone.*

Al proponer la construcción del Canal Colector para la zona inundable de la Provincia, no he descuido omitir, ni creo que se deba hacerlo, absolutamente ningún elemento que tienda a darle la máxima garantía de seguridad que pueda razonablemente exigirse en una obra de esa naturaleza, No he pretendido, tampoco, hacer fincar su conveniencia en su costo reducido.

Con un mayor conocimiento de las obras hasta aquí ejecutadas en la región, considero que, para mejor proteger el terraplén contra una mala conservación del mismo, contra la degradación por el oleaje, o la erosión de taludes o de fondo, acciones que podrían dar lugar a mayores gastos de conservación, y especialmente para evitar su destrucción por efecto de las perforaciones o cuevas practicadas por animales cuya posibilidad cabe prever, dada su gran longitud, habría verdadera conveniencia en revestir el talud de aguas arriba por una losa de hormigón armado, losa que penetraría en el terreno en forma de diafragma de profundidad.

El mayor gasto que la construcción de esa losa representa estaría íntegramente compensado, por una parte, con la economía que, en virtud de ella, puede hacerse en el cubo de tierra y en el transporte de la misma y, por otra parte, con la economía que esa misma losa permitiría hacer en los gastos anuales de conservación.

Estimo que, por el primer concepto, se obtendría, — y sólo por reducción de secciones — una economía de alrededor de ocho millones de metros cúbicos. Esto, sin reducir en nada las alturas primitivamente fijadas para el terraplén.

Con relación al segundo concepto, creo que en una obra de esta naturaleza, si bien los gastos de conservación, por tratarse de un terraplén único, serían lógicamente menores que los que corresponden o, mejor dicho, debían corresponder a las obras actuales, ellos sin embargo pueden estimarse, a base de lo que ahora se invierte, o sea algo menos de 1.000.000 de pesos, dado que esta suma — vuelvo a decirlo — es inferior a lo que *debería* invertirse.

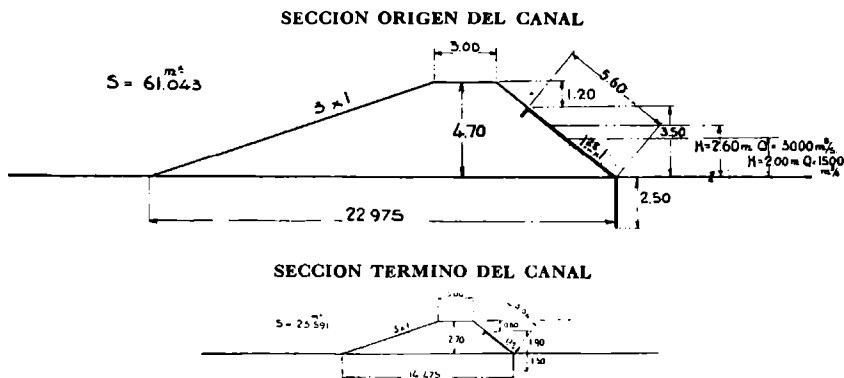
Capitalizada la misma al 6 % de interés, ella corresponde a un capital

de cerca de 17 millones de pesos que podría invertirse en ese revestimiento, desde que, en caso de no ejecutarse, sería necesario aumentar en igual medida el impuesto que ahora se cobra con ese objeto.

Aún cuando la disposición detallada de esa losa, su altura en relación al tirante de agua en el canal, sus dimensiones, espesor, que podría ser variable en sus diferentes trechos, armadura metálica, nervadura, etc., etc., deberán ser, como es lógico, materia de un detenido análisis llegado el caso de un proyecto definitivo, dada la importancia que ello tendría en atención a la gran superficie que abarcaría ese revestimiento, me permito, sin embargo, consignar en los croquis adjuntos algunas indicaciones a su respecto que estimo suficientes para fijar sus características y apreciar su costo de máxima.

He indicado en ellos las secciones medias que podrían darse al terraplén (ejecutando ese revestimiento) en el origen y término del canal, conservando, como antes se ha dicho, las mismas alturas medias primitivamente fijadas.

He fijado para inclinación del talud de aguas arriba del terraplén la relación 1: 1,25 que tendría la ventaja de disminuir el ancho de la losa y de impedir el fácil acceso de los animales. Ello permite también su ejecución directa, esto es, sin encofrado y, en cuanto al diafragma, considero que puede hacerse con facilidad en moldes y colocarse en obra previa excavación de la zanja con máquinas zanjeadoras del tipo común, que hacen ese trabajo en condiciones sumamente económicas.



Considero que, como máximo, el revestimiento podría llevarse hasta las alturas allí indicadas, de 1,90 a 3,50 metros, en cuyo caso, el ancho medio comprendido el diafragma sería de 6,50 metros.

En cuanto al espesor de la losa, estimo que, computado por alto, él podría ser de 6 a 8 centímetros, convenientemente armado por cuadrillado metálico (por ejemplo, a barras de un centímetro cuadrado de sección cada 0,20 metros en ambos sentidos) o por enrejado soldado o cualquier otro procedimiento.

Estimo que su costo por metro cuadrado colocado en obra estará comprendido entre \$ 6 y \$ 7 moneda legal.

e) *Si se ha estudiado otra solución del colector con una pendiente mayor que la que ha sido fijada en los planos que ha examinado la Comisión.*

La Dirección, a poco de iniciarse los estudios en el terreno del proyecto del Canal Colector, de acuerdo con la traza primitiva de 300 kilómetros de longitud, con término poco antes de llegar a General Alvear, resolvió prolongar esos estudios hasta el arroyo Vallimanca, debiendo pasar esa prolongación aguas arriba del pueblo mencionado.

A ese fin, fué necesario modificar parte del perfil primitivo, mediante un ligero cambio de la pendiente para poder pasar aguas arriba de G. Alvear en la forma que se indica a continuación:

|     |         |       |                |
|-----|---------|-------|----------------|
| Km. | 0 a Km. | 50    | — I = 0,00012  |
| »   | 50 »    | » 60  | — I = 0,00013  |
| »   | 60 »    | » 70  | — I = 0,00014  |
| »   | 70 »    | » 90  | — I = 0,00015  |
| »   | 90 »    | » 160 | — I = 0,00016  |
| »   | 160 »   | » 180 | — I = 0,00018  |
| »   | 180 »   | » 200 | — I = 0,00021  |
| »   | 200 »   | » 380 | — I = 0,000222 |

De acuerdo con ese perfil se han hecho los levantamientos en el terreno.

El perfil primitivo hasta el kilómetro 300 figura en el Informe presentado por el suscrito al P.E. conjuntamente con el Ingeniero Waldorp.

f) *Que se sirva explicar el tipo de obras que se realizarán en el colector para establecer su comunicación con los canales y cursos de agua existentes.*

En el cruce del Canal Colector con los canales y cursos de agua existentes, y con el de vaguadas o depresiones de importancia, se ha propuesto la construcción de obras destinadas a asegurar la continuidad del escurrimiento en cualquier tiempo, sea en régimen normal o en el de crecientes.

Esas obras consistirán esencialmente en descargadores del tipo usual en esta clase de construcciones, provistos de compuertas de manejo directo o automático. Las excelentes condiciones de resistencia del terreno a la erosión (tal como los miembros de la Comisión habrán podido comprobarlo especialmente en los descargadores del Gualicho y Vichahuel) hará seguramente fácil y económico aquellas construcciones.

Creo innecesario agregar que, aparte de la función antes indicada, esas obras actuarán también como aliviadores en el caso de una afluencia excepcional, local o general, de agua en el canal, impidiendo que el tirante de agua en el mismo sobrepase la altura máxima que se hubiese fijado.

Como el gasto por metro lineal de esos descargadores estaría comprendido aproximadamente entre 5 y 3,8 m<sup>3</sup>/s. para tirantes de agua en el canal de

sólo 2,40 a 2 metros, y como su longitud total puede extenderse, si se quiere, hasta 2.000 metros, se ve, desde luego, que la seguridad de la obra quedará garantida aún contra las más remotas contingencias que pudieran suponerse, en cuanto al caudal de las aguas afluentes.

He estudiado un tipo especial para descargadores automáticos, cuya modelo y planos podría examinar la Comisión, si lo desea.

Estimo que puede admitirse como costo medio de las obras antes aludidas, aproximadamente, \$ 1.000 ~ el metro lineal.

*g) Si se ha previsto alguna obra o corrección de los canales existentes o cursos de agua del lado sud del colector.*

Como se expresa en el informe antes citado <sup>(1)</sup>, a fin de guiar en épocas de creciente la descarga de los cursos de agua hacia el Colector, se dispondrán, donde fuera necesario, pequeños terraplenes o espigones con ese objeto.

Estos terraplenes se harían con máquinas excavadoras del tipo a que antes se ha hecho referencia, al contestar la pregunta *d*).

En cuanto corresponde a los canales existentes, interceptados por el Colector (en general a poca distancia del origen de los mismos) las obras se reducirían esencialmente a la interrupción de sus terraplenes en la parte comprendida dentro de la zona de expansión y a las ya mencionadas en el párrafo anterior.

*h) En caso que esté resuelto recoger con el Colector proyectado las aguas de la cuenca superior del Vallimanca, indicar el tipo de obra para captar dichas aguas.*

Como se ha dicho antes (pregunta *e*), la Dirección resolvió prolongar los estudios del Canal Colector hasta el arroyo Vallimanca, teniendo en vista la captación de sus aguas.

El tipo de obra a ejecutar con ese objeto comprendería, aparte de las obras de encauzamiento, que seguramente se reducirán a simples terraplenes, las de regulación y de descarga destinadas a restablecer y regular, en régimen ordinario y de creciente, la continuidad del escurrimiento.

Las compuertas destinadas a ese objeto serán del tipo antes indicado (pregunta *f*) a maniobra directa o automática.

Creo del caso agregar, que los aforos hasta aquí practicados en la cuenca del Vallimanca, salvo el practicado por los Ingenieros Fontana y Gitlin, no dan la seguridad de que ellos abarquen la totalidad de la zona de expansión del arroyo.

Es por ello probable que el caudal de inundación sea mayor o tal vez considerablemente mayor que el que se deduce de aquéllos.

(1) Informe de la mayoría de la Comisión Técnica Asesora, presentado al P. E. de la Provincia (1914).



Este punto que sería esencial para determinar la capacidad de las obras antes mencionadas, ha de quedar suficientemente dilucidado con los estudios que, en cumplimiento de la resolución de la Dirección de fecha 29 de octubre de 1926 (que ordena la ejecución de estudios en todos los cursos de la región inundable) van a emprenderse por las comisiones respectivas.

\* \* \*

D.— NOTA ENVIADA POR DON CALISTO A. GARDI AL INGENIERO MERCAU Y ACOMPAÑADA POR ESTE A LA COMISION.

Buenos Aires, Septiembre 22 de 1928.

*Señor Ingeniero Director DN. AGUSTIN MERCAU.*

CAUDALES EN RIO SALADO. AÑO 1919.

Habiendo tenido ocasión de verificar recientemente la curva de caudales correspondientes al año 1919 en Puente Guerrero y notado una pequeña diferencia con el valor encontrado anteriormente que fué de 990 m<sup>3</sup>/s. y que vez pasada le comunicué a su pedido, debo manifestarle que esta cifra es de 1028,50 m<sup>3</sup>/s.

Saludo a Vd. atte.

*Fdo. CALISTO A. GARDI*

E. — NOTA DEL INGENIERO MERCAU ACOMOÑANDO LA PRECEDENTE.

Buenos Aires, Septiembre 22 de 1928.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües,*

INGENIERO EDUARDO HUÉRGO.

Acabo de recibir la nota cuya copia adjunto y por la cual el señor Calisto Gardi, encargado del registro y observaciones hidrométricas de la Dirección, me comunica que, al verificar la curva de caudales del Río Salado correspondiente al año 1919 en Puente Guerrero, ha notado una pequeña diferencia en el valor para el caudal de la creciente del 7 - 8 agosto de 1919, producida por las lluvias de julio de ese año, a que se refiere mi nota de julio 8 del año pasado contestando las preguntas que la Comisión me formulara por su nota de mayo 23 del mismo.

Según esa verificación, el caudal llega a la cifra de m<sup>3</sup> 1.028,50 por segundo, en vez de la de m<sup>3</sup> 990 que el señor Gardi me había dado antes y que

consigna también la copia de la curva de caudales que me entregó al mismo tiempo y que acompañé a mi nota citada.

Dejando así salvado ese error que, a mi juicio, no altera las conclusiones a que arribara en aquélla, saluda al señor Presidente con su más distinguida consideración.

Fdo. AGUSTIN MERCAU.

\* \* \*

F. — EXCAVADORA AUSTIN.

1916. Diciembre. Se compró la excavadora y llegó a Pascanas el 10 de enero de 1917. Se trajo al campo en 12 chatas. Leandro Agustinelli llegó a Pascanas el 15 de marzo de 1917; trabajó con Lorenzo Pecchio en arreglo de la máquina al 23 de junio. Ese día, a la tarde, se pone en marcha; el 24 a mediodía queda en el medio del potrero de la alfa. El 25 empieza hacer pruebas y sigue hasta el 27. El 28, 29 y 30 trabaja bien y más o menos de 5 a 6 horas diarias. El sábado 30 quedan hechos de canal 290 metros con un gasto de 17 cajones de nafta; este mismo día hizo 80 metros de canal con 6 latas de nafta, estando comprendidos en los 290 metros.

|                    |  |         |
|--------------------|--|---------|
| Julio 1° Domingo . | No se trabaja en canal. Se limpia y arregla la máquina.  |         |
| » 2. Lunes . .     | No se trabaja por haber mucha agua en el canal, 0,55 cm. y se hacen tajamares de madera.       |         |
| » 3. Martes .      | Se empezó trabajo a las 10 a.m. y se hizo de canal . . . . .                                   | 70 mts. |
| » 4. Miércoles.    | Se trabajó $\frac{1}{2}$ día arreglo de baldes; hizo . . . . .                                 | 46 »    |
| » 5. Jueves . .    | Se trabajó todo el día . . . . .   | 105 »   |
| » 6. Viernes . .   | Se trabajó $\frac{1}{2}$ día por arreglo baldes . . . . .                                      | 50 »    |
| » 7. Sábado . .    | Se perdió algo de tiempo . . . . .   | 70 »    |
| » 8. Domingo .     | Se trabajó $\frac{1}{2}$ día . . . . .   | 40 »    |
| » 9. Lunes . .     | No se trabajó por fiesta . . . . .   | —       |
| » 10. Martes . .   | Se hicieron de canal . . . . .   | 60 »    |
| » 11. Miércoles .  | » » » » . . . . .  | 75 »    |
| » 12. Jueves . .   | Se probó la nafta de tambores gastando a razón de 18 lts. por hora y anda bien: hizo . . . . . | 110 »   |
| » 13. Viernes . .  | 7 y $\frac{1}{4}$ horas de trabajo se hicieron . . . . .                                       | 95 »    |
| » 14. Sábado . .   | 7 horas, gastó 4 latas nafta, se hizo . . . . .  | 95 »    |
| » 15. Domingo .    | No se canaliza, se arregla la máquina. . . . .   | —       |
| » 16. Lunes . .    | Se empieza a largar la noria . . . . .   | —       |

A pág. sig. . . . 816 »

|  |                    |                   |
|--|--------------------|-------------------|
|  | De pág. ant. . . . | 816 mts.          |
| Julio 17. Martes. 18 miércoles, 19 jueves, con la noria . . .  |                    | —                 |
| » 20. Viernes. . . Sigue reparación y se trabaja 1 hora, hizo  | 13                 | »                 |
| » 21. Sábado. . . 5 horas trabajo, se calienta un eje, hizo . . .  | 67                 | »                 |
| » 22. Domingo. . . Se trabajó 2 ½ horas; hizo . . .  | 35                 | »                 |
| El 1er. tambor de nafta se ha gastado en<br>25 ½ horas de trabajo, son 302 K. neto;<br>queda existencia 2 tambores y 48 cajones. |                    |                   |
| » 23. Lunes . . . Se trabaja 7 ½ horas y se hace de canal  | 100                | »                 |
| » 24. Martes . . . Se trabaja 3 horas y se hace de canal . . .   | 41                 | »                 |
| » 25. Miércoles. No se trabaja, se repara la máquina y los<br>chisperos sucios . . .   | —                  |                   |
| » 26. Jueves . . . Se trabajan 1 ½ hora y se hacen   | 17                 | »                 |
| » 27. Viernes. . . No se trabaja porque llueve . . .   | —                  |                   |
| » 28. Sábado. . . Se trabajan 5 ½ horas y se hacen   | 86                 | »                 |
| » 29. Domingo. . . No se trabaja . . .   | —                  |                   |
| » 30. Lunes . . . Se trabaja 7 ½ horas; hizo   | 98                 | »                 |
| » 31. Martes. . . Se trabaja 8 ½ horas; hizo   | 112                | »                 |
| Total de canal excavado  |                    | <u>1.675 mts.</u> |

|                     |  |              |
|---------------------|--|--------------|
| Agosto 1. Miércoles | Se trabaja 8 horas; hizo   | 110 mts.     |
| » 2. Jueves . . .   | Se trabaja y se hacen . . . . .  | 126 »        |
|                     | El 2° tambor de nafta con 305 K. neto se<br>ha gastado en 33 ½ horas incluso 5 latas<br>de las de cajón.         |              |
| » 3. Viernes.       | 8 ¾ horas de trabajo, se hacen   | 120 »        |
| » 4. Sábado.        | 8 ¾ horas de trabajo, se hacen . . . . .   | 121 »        |
|                     | El 3° tambor de nafta se ha gastado en 34 ½<br>horas de trabajo. Queda una existencia de<br>99 cajones de nafta. |              |
| » 5. Domingo.       | No se trabaja . . . . .  | —            |
| » 6. Lunes . . .    | 8 ¾ horas de trabajo, se hacen   | 120 »        |
| » 7. Martes. . .    | » » » » » » »  | 124 »        |
| » 8. Miércoles      | 9 ½ horas, se hacen . . . . .  | 132 »        |
| » 9. Jueves. . .    | 9 ½ horas, se hacen . . . . .  | 128 »        |
| » 10. Viernes. .    | 8 ¾ horas, se hacen . . . . .  | 120 »        |
| » 11. Sábado. .     | 9 horas, se hacen . . . . .  | <u>125 »</u> |
|                     | Hoy sábado hay hechos de canal . . . . .   | 2.901 mts.   |
|                     | y queda una existencia de 75 cajones nafta.  |              |

» 12. Domingo. No se trabaja — reparaciones y con Rafael y Juan se mide todo el canal hecho.

Resulta:

|  |                   |
|--|-------------------|
| 1er. codo: cerca la tosca . . . . .        | 125 m.            |
| 2.º codo (de este codo: a los 100          |                   |
| mts. prolongación de la noria y            |                   |
| deja 2 m.) . . . . .                       | 575 »             |
| 3er. codo . . . . .                        | 975 »             |
| Del 3º al puente . . . . .                 | 1075 »            |
| Del puente al eje tambor mago              |                   |
| queda . . . . .                            | 138 »             |
|  | <u>2.888</u>      |
| Diferencia del eje tambor a la cinta a me- |                   |
| didada que lleva Pecchio . . . . .         | 12                |
| Diferencia de medidas (cinta Pecchio rota  | :                 |
| 20 cm.) . . . . .                          | 1                 |
|  | <u>2.901 mts.</u> |

y calculamos con rueda sulky el camino 1.760 metros.

|                            |  |          |
|----------------------------|--|----------|
| Agosto 13. Lunes . . . . . | Trabajó 8 $\frac{3}{4}$ horas, se echaron 4 cajones        |          |
|                            | nafta, se hizo; había nafta para una hora                  |          |
|                            | de trabajo . . . . .                                       | 120 mts. |
| » 14. Martes . . . . .     | Trabajó 5 $\frac{3}{4}$ horas, se hizo . . . . .           | 72 »     |
|                            | Emplea el tiempo para cambiar un eslabón                   |          |
|                            | grande del Oruga que se rompió y arreglo                   |          |
|                            | tambor de los baldes. Resulta 5 cajones                    |          |
|                            | de nafta 13 horas de trabajo que hacen                     |          |
|                            | 120 más 72 = 194 mts., menos una hora                      |          |
|                            | que hace 14 metros; son: 194 - 14 = 180                    |          |
|                            | metros. Se trabajó barranca abajo y el                     |          |
|                            | tambor un poco elevado por estar cerca de                  |          |
|                            | la laguna. (Chaera Ponce).                                 |          |
| Agosto 15. Miércoles       | Trabajó 3 $\frac{3}{4}$ horas, hizo en la laguna . . . . . | 57 mts.  |
| » 16. Jueves . . . . .     | Trabajó 10 horas trabajó 1,45 m. en la                     |          |
|                            | laguna, hizo . . . . .                                     | 152 »    |
| » 17. Viernes . . . . .    | Trabajó 10 horas trabajó 1,65 m. en la                     |          |
|                            | laguna, hizo . . . . .                                     | 153 »    |
| » 18. Sábado. . . . .      | Trabajó 9 horas, trabajó a todo canal                      | 138 »    |
| » 19. Domingo . . . . .    | No trabajó . . . . .                                       | —        |
| » 20. Lunes . . . . .      | 9 $\frac{3}{4}$ horas. (Existencia 50 caj. nafta)          | 148 »    |
| » 21. Martes. . . . .      | 9 $\frac{3}{4}$ horas, trabajó                             | 147 »    |
| » 22. Miércoles . . . . .  | 8 horas trabajó . . . . .                                  | 122 »    |
| » 23. Jueves . . . . .     | 10 horas trabajo . . . . .                                 | 150 »    |

A pág. sig. . . . . 1309 »

|   |   |                   |
|---|---|-------------------|
|   | De pág. ant. . . . .                    | 1309 mts.         |
| Agosto 24. Viernes. . . . .                               | 9 horas trabajo . . . . .               | 136 »             |
| » 25. Sábado. . . . .                                     | 9 $\frac{3}{4}$ horas trabajo . . . . . | 148 »             |
| » 26. Domingo. No se trabajó . . . . .                    |   | —                 |
| » 27. Lunes. . . . .                                      | 9 $\frac{3}{4}$ horas trabajo . . . . . | 147 »             |
| » 28. Martes. . . . .                                     | 7 horas y se hizo . . . . .             | 105 »             |
| » 29. Miércoles 7 $\frac{3}{4}$ horas y se hizo . . . . . |   | 125 »             |
|   | Canal excavado. Total. . . . .          | <u>4.821 mts.</u> |

|  |                   |
|--|-------------------|
| Rectificado: del sábado 11 agosto        |                   |
| en ese punto teníamos 2.901 a la         |                   |
| terminación . . . . .                    | 2.901 m.          |
| y empieza las dos alas 1.700 m. . . . .  | 1.700 »           |
| la ala del Sud . . . . .                 | 68.40             |
| la ala del Norte . . . . .               | 175.—             |
|  | <u>          </u> |
| Terminó el 30 de agosto . . . . .        | 4.844,40          |
| Diferencia . . . . .                     | <u>23,40</u>      |
| Total de canal metros lineales . . . . . | <u>4.844,40</u>   |

Sobraron 25 cajones de nafta.

$$\frac{4,45 + 0,90 \times 1,80}{2} = 4,80 \text{ m}^3.$$

$$4,844 \times 4,80 = 23,251 \text{ m}^3$$

Se empezó a arreglar la máquina el 15 mayo de 1917.

Se empezó a trabajar con la máquina el 1° de julio.

Se concluyó el trabajo de la máquina el 30 de agosto de 1917.

A. B. 125 m.

B. C. 575 m.

A. C. 700 m. C a C. H. = 100 m.

A. Ch. hay 0,60 a 0,70 pié de terraplén al canal en Ch. a H pié de 2 m.

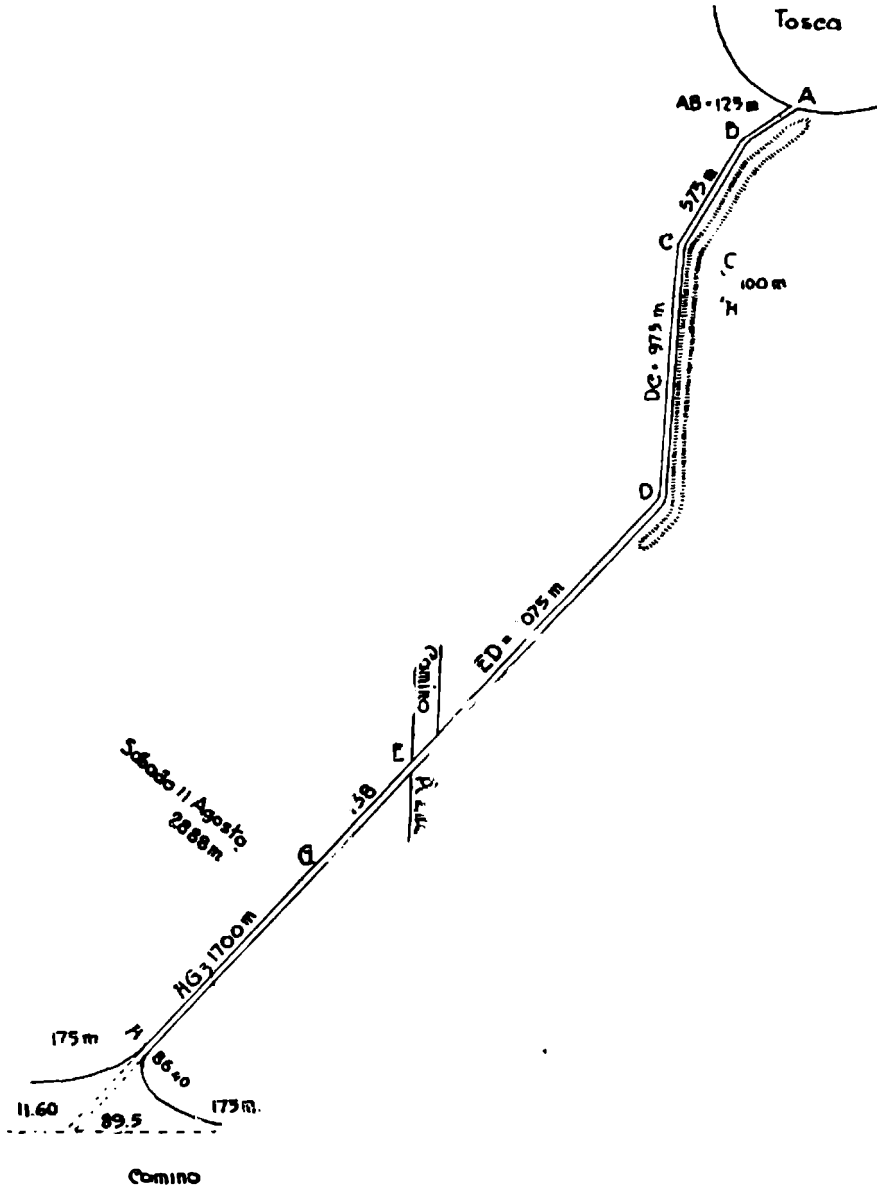
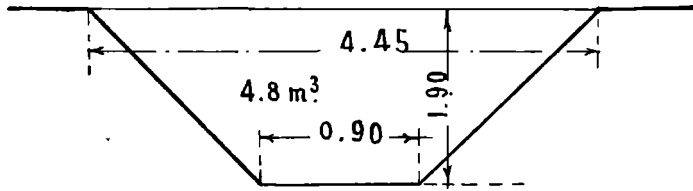
C. D. 975 m. A. D. 1075 m.

D. E. (camino puente) 1075.

A. E. 2750 m.

E. G. 138 m. A. G. 2888 m.

G. eje del tambor — se hizo señal en el canal 1675 y trabajó efectuando al 11 de agosto 1917 (sábado) miden a la cadena 2901. Diferencia cadena eje 12 m.



|  |           | Totales: |
|--|-----------|----------|
| Diferencia medición con medición trabajo 13 m. . . . .             | Tramo 125 | 125      |
| Diferencia 13 a 12 = 1 m. . . . .                                  | 1er. codo | 575      |
| En la tosea se hizo señal y se dejó 5 a 6 mts. sin medir . . . . . | 2° codo   | 975      |
| Agosto 11. Sábado. . al puente . . . . .                           |           | 1075     |
| Al 11 de agosto . . . . .  |           | 138      |
|  |           | 2888     |

NAFTA COMPRADA

|             |                      |                      |
|-------------|----------------------|----------------------|
| En Pascanas | 43 cajones . . . . . | \$ 572.40 <i>m/n</i> |
| » Bs. As.   | 50 » . . . . .       | » 11.80 »            |
| » » »       | 50 » . . . . .       | » 12.50 »            |
|             | 143                  |                      |

Bs. As. 3 tambores 908 K. neto; existencia quedan 74 cajones.

*Total 4844,40 metros canal.*

\* \* \*

**Segunda nota recibida de la Comisión:**

G. — NOTA ENVIADA POR LA COMISION.

Buenos Aires, Agosto 31 de 1927.

Sr. Ing. Don AGUSTIN MERCAU.

De mi consideración:

De acuerdo con la indicación de su informe de fecha 18 ppdo. sobre el punto f hago saber a Vd., que la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües que presido, ha resuelto en su sesión del 24 del corriente mes, manifestarle que desea examinar el modelo y planos de tipo especial para descargadores automáticos.

Saluda al señor Ingeniero Mercau con distinguida consideración:

*Fdo.* LUIS DE ELIZALDE  
Secretario

*Fdo.* EDUARDO HUERGO  
Presidente

\* \* \*

H. — CONTESTACION DEL INGENIERO MERCAU.

Buenos Aires, Septiembre 29 de 1927.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora de Proyectos de Desagües,*

INGENIERO EDUARDO HUERGO

Tengo el agrado de contestar la atenta nota del señor Presidente de fecha 31 del pasado, habiendo demorado en hacerlo esperando el regreso de la Comisión.

Me es grato poner a disposición de esa Comisión para el día que quiera señalar, el modelo y planos para descargadores automáticos a que esa nota se refiere (1).

Saluda al señor Presidente con su distinguida consideración.

*Fdo. AGUSTIN MERCAU.*

\* \* \*

**Tercera nota recibida de la Comisión:**

I. — NOTA ENVIADA POR LA COMISION.

Buenos Aires, Diciembre 9 de 1927.

Señor Ingeniero DON AGUSTIN MERCAU.

De mi consideración:

Para complementar su contestación de fecha 8 de julio ppdo.; relativa a las preguntas formuladas por la Comisión, pido a Vd. quiera tener a bien hacernos conocer los fundamentos técnicos y cálculos originales de que se ha servido para deducir su fórmula a cuyo efecto lo invitamos a concurrir a la sala de reuniones de esta Comisión, el día miércoles 14 a las 18, si ese día no tuviera inconveniente.

Saluda al señor Ingeniero Mercau con su distinguida consideración.

*Fdo. LUIS DE ELIZALDE*  
Secretario

*Fdo. EDUARDO HUERGO*  
Presidente

(1) Habiéndome indicado el día y hora, presenté a la Comisión los planos y el modelo de los descargadores automáticos aludidos.



\* \* \*

J. — CONTESTACION DEL INGENIERO MERCAU.

Buenos Aires, Diciembre 12 de 1927.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües,*

Ingeniero EDUARDO HUERGO

Contestando a su atenta de fecha 9 del presente, me es grato manifestar al señor Presidente que accediendo al pedido de esa Comisión, concurriré al local de la misma el día y hora indicados y a los efectos que ella expresa.

Saluda al señor Presidente con su mayor consideración.

*Fdo.* AGUSTIN MERCAU

• • •

K. — NOTA ENVIADA POR EL INGENIERO MERCAU.

Buenos Aires, Diciembre 22 de 1927.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora de Proyectos de Desagües,*

Ingeniero Don EDUARDO HUERGO

Como quedé de hacerlo y accediendo, además, al pedido que me ha hecho el señor Secretario de la Comisión, tengo el agrado de enviar adjunto una breve síntesis de mi exposición en la sesión de fecha 14 del corriente de esa Comisión, respondiendo al pedido que la misma me hizo por su nota de fecha 9 del actual.

Saluda a Vd. muy atte.

*Fdo.* AGUSTIN MERCAU

\* \* \*

L. — SINTESIS A QUE SE REFIERE LA NOTA PRECEDENTE.

Léida la nota de fecha 12 del presente, por la cual manifiesto que accedo al pedido formulado por la Comisión por su nota de fecha 9 del corriente, dije que me ponía a disposición de la misma para suministrar las informaciones que ésta deseara.

Invitado por el señor Presidente a hacer uso de la palabra, manifesté que habiendo ya expresado por mi comunicación anterior de fecha 8 de

julio de 1927 los fundamentos técnicos de la fórmula que he propuesto, creía que el pedido de la Comisión se refería en el presente caso a la determinación del coeficiente que figura en la misma, a lo que asintió el señor Presidente.

Agregué que accedía complacido al pedido de la Comisión, no obstante que, como lo he manifestado en mi comunicación del 8 de julio citada, no había deseado hasta aquí, hacer ninguna publicación a aquel respecto — en lo que creo, dije, estar en mi perfecto derecho — hasta no complementarla con la determinación de otros valores de ese coeficiente, lo que no me habían permitido hacer mis múltiples ocupaciones.

Dije que por igual motivo no he podido presentar por escrito mi contestación, pero que lo haría después si me fuera posible; que no obstante iba a presentar como lo hice, los cuadernos y cálculos originales de que me he servido cuando hice mi estudio.

Agregué que mi exposición, esperaba, probaría clara y terminantemente que en la determinación de esa fórmula y del coeficiente que figura en la misma, no han intervenido para nada absolutamente los datos de crecientes del Salado, ni de ningún otro curso de agua de la Provincia.

Previas algunas otras consideraciones manifesté que concretaría pues mi exposición, a la determinación del coeficiente  $C = 0,00842$  que figura en mi fórmula y que por lo tanto no insistiría sobre los fundamentos generales de la misma, que he expuesto en mi ya citada comunicación anterior.

Que sentada pues, en virtud de esos fundamentos la expresión general

$$Q = ch S \sqrt{I}$$

el problema para mí radicaba en la determinación del coeficiente:

$$c = \frac{Q}{hs \sqrt{I}}$$

aplicable al caso de las zonas que estudiaba.

Que, como sin duda habrá sucedido a los miembros de la comisión actual, yo, como mis colegas de la Comisión de que formé parte, debí luchar con la carencia de datos y observaciones relativos a la zona inundable. Que cuando yo actué esa carencia era casi absoluta, pues no existía ni siquiera un plano altimétrico de la región, a tal punto que me ví en el caso de confeccionarlo, plano que es el que figura en los informes de esa Comisión y que creía es el primero de tal carácter que se hubiera hecho de la zona inundable.

Que careciendo pues de datos de observación directa, la determinación del valor de ese coeficiente para las zonas que estudiaba, no podía hacerse sino basándose en consideraciones de orden técnico que fueran a mi juicio bien justificadas.

Que a tal objeto elegí la zona que en mi proyecto designo con el número II, de 17.550 kilómetros cuadrados de superficie, por ser de pendiente uniforme y de forma más regular y concentrada. Que partiendo de un hecho de simple observación en la región, perfectamente comprobable por cualquiera que la haya recorrido, esto es, que en esa zona como en sus similares del resto de la región inundable, no existe verdadero compluvio de aguas, por ser de una planitud casi absoluta, como lo diseñan los alambrados que la cruzan, que dan secciones casi rectilíneas, lo que a mayor abundamiento lo comprueban también «a posteriori» los perfiles de las nivelaciones practicadas después con motivo de los estudios realizados en la región, y que los señores miembros de la Comisión han tenido a la vista, asimilé el escurrimiento de sus aguas al que se efectuaría en una superficie plana (ó casi tal) cubierta de hierbas, asimilación, a mi juicio, bien justificada si se tiene en cuenta que las pequeñas ondulaciones de la zona no pueden producir otra cosa que pequeños compluvios sin mayor efecto en el derrame total.

Que partiendo de esos hechos, la determinación del caudal de una zona y por consiguiente la del valor del coeficiente  $c$  correspondiente a la misma, puede hacerse por aplicación de las fórmulas de la hidráulica.

Que para colocarme en el caso de valores máximos he supuesto, que estando el terreno saturado o próximo a la saturación, se produzca sobre la zona, la máxima concentración de lluvia que pueda producirse en un mes, ya sea por acción directa o por superposición de lluvias, tiempo que para las zonas que estudio en mi proyecto, considero compatible con su forma y extensión.

Que en el caso de la zona II a que me refiero, y como puede comprobarse por los datos consignados en la pág. 55 del informe original presentado con mi colega el Ingeniero Waldorp y publicado por el Ministerio de Obras Públicas de la Provincia, la lluvia media mensual alcanzó en agosto de 1913 a 172 milímetros, valor que es el máximo observado en toda la región y que además corresponde a lluvias concentradas en un corto número de días.

Que para el cálculo o determinación del caudal correspondiente a esa zona y a esa lluvia media mensual y por consiguiente para el del valor del coeficiente  $c$  correspondiente a ese caso, admití como espesor de la capa que puede formarse sobre el terreno el valor antes dicho de 172 m.m. y procedí al cálculo del caudal, y del coeficiente  $c$ , aplicando los resultados experimentales consignados en una comunicación hecha a la Academia Nacional de Ciencias de Francia por los señores Müntz y Lainé (comunicación que fué tratada por la Academia en su sesión del 7 de julio de 1913) y que se hallan consignados en el número correspondiente al mes de agosto de 1913 de la revista «La Houille Blanche».

Que esos autores llegan, de acuerdo con sus experiencias, a la siguiente expresión para la velocidad de escurrimiento en terrenos cubiertos de hierbas:

$$V = mh \sqrt{I}$$

en la cual:

$V$  = velocidad de escurrimiento en metros por segundo.

$m$  = un coeficiente variable entre los valores 7,5 para terrenos cubiertos por hierbas largas y poco espesas, y 5 para el caso de hierbas cortas y suaves.

$h$  = el espesor en metros de la napa.

$I$  = la pendiente.

Que aplicando esa fórmula, para deducir la velocidad de escurrimiento, tomé como valor de  $m$  el valor medio entre los señalados por esos autores o sea  $m = 6.25$  y como la pendiente de la zona (según se consigna en la pág. 43 del informe original antes citado) es de 0,0011, esa velocidad para la capa antes dicha de 172 milímetros, resulta de:

$$V = 6,25 \times 0,172 \times \sqrt{0,0011} = 0,0354 \text{ m/s.}$$

y como el ancho de la zona es de 138 kilómetros, comprendidos (véase plano N.º 5 del proyecto presentado conjuntamente con mi colega el Ing. Waldorp, publicación citada) entre la «división de zonas Km. 162» indicada en el mismo y el término del Canal Colector Km. 300, el caudal  $Q$  de la zona, resulta para el caso considerado de:

$$Q = 138.000 \times 0,172 \times 0,0354 = 840 \text{ m}^3/\text{s.}$$

y por tanto el valor del coeficiente  $c$ , correspondiente a la misma:

$$c = \frac{Q}{hs\sqrt{I}} = \frac{840}{172 \times 17.550 \times 0,033} = 0,00842$$

Ahora bien, deducido así ese coeficiente, he considerado que él podría aplicarse sin error sensible a otras zonas similares, de superficies de alrededor de 17.000 km<sup>2</sup> o mayores, de forma regular o concentrada, por razones bien conocidas y a distintas alturas de medias mensuales de lluvia, por cuanto la suposición de que he partido (de 172 m.m. de capa integral) resulta evidentemente un máximo difícil e improbable de superar en el caso de alturas mayores y que da prácticamente igual seguridad en el de menores.

Por ello y como lo he hecho en el proyecto de las obras a que se refiere el informe aludido, he admitido el mismo valor de  $c$  para el cálculo del caudal que vertería la misma zona II en el caso de la máxima media mensual de 300 m.m. de lluvia que supongo para la zona, obteniendo así, el gasto máximo de:

$$Q = 0,00842 \times 300 \times 17.550 \times \sqrt{0,0011} = 1.463 \text{ m}^3/\text{s}$$

para la misma.

Como se ve y queda comprobado por lo expuesto, en esa fórmula y en la determinación del coeficiente que figura en la misma, no he tenido en cuenta para nada absolutamente, las crecidas del Salado ni de ningún otro curso de agua, si bien sus resultados coinciden con notable concordancia con los datos directamente observados en el Salado durante las grandes inundaciones de 1900 y 1913, tal como lo expresamos con mi colega Waldorp en el informe antes citado, concordancia que se repite con mayor aproximación aún para la creciente de julio de 1919 acaecida cinco años después de la fecha de ese informe, tal como lo hago ver por mi comunicación citada de fecha julio 8 de 1927.

Interrogado por el Ingeniero Castiñeiras sobre si el coeficiente  $c$ , como parecería desprenderse de lo antes dicho, era constante, contesté que ese coeficiente no era ni podía ser constante; que en los casos aludidos y por las razones expuestas lo había admitido como constante, por considerar que en ello no había error sensible, pero que esa suposición no podía extenderse a zonas cualesquiera, de características distintas de las señaladas.

El Ingeniero Céspedes recuerda con ese motivo que ha leído y tiene en su poder copia de un informe producido por mí en un expediente de la Dirección de FF. CC. nacionales, en el que yo manifiesto que ese coeficiente es variable, y en el que se consigna una curva con valores provisorios del mismo.

Yo ratifiqué lo expuesto por el ingeniero Céspedes y dije que si la Comisión lo deseaba facilitaría una copia de ese informe, en el que hago además la crítica de una fórmula a que se refirió el Ingeniero Castiñeiras. Habiendo manifestado los señores miembros de la Comisión su asentimiento al envío de esa copia, acompaño 3 ejemplares de la misma.

Buenos Aires. Diciembre 22 de 1927.

*Fdo.* AGUSTIG MERCAU

\* \* \*

#### **Cuarta nota recibida de la Comisión:**

LL. — NOTA ENVIADA POR LA COMISION.

Buenos Aires, Enero 4 de 1928.

Señor Ingeniero Don AGUSTIN MERCAU.

De mi consideración:

La Comisión Asesora que presido resolvió en su sesión del 28 de diciembre ppdo. solicitarle al señor Ingeniero los datos siguientes:

a) Que indique la ubicación en los planos de detalle del Salado, de los cierres de los albardones laterales y las obras en el cauce estimadas ad-

corpus en el presupuesto de máxima que acompaña a su anteproyecto (página 65).

b) Que manifieste qué es lo que se ha resuelto sobre el Colector B.  
Saluda al señor ingeniero Mercau con su consideración más distinguida.

Fdo. LUIS DE ELIZALDE

Secretario

Fdo. EDUARDO HUERGO

Presidente

\* \* \*

M. — CONTESTACION DEL INGENIERO MERCAU.

Buenos Aires, Enero 5 de 1928.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües,*

INGENIERO EDUARDO HUERGO,

Presente.

Respondiendo a la atenta nota del señor Presidente, de fecha 4 del presente, me es grato contestar a continuación las preguntas que, por la misma y en nombre de la Comisión, se sirve hacerme:

«a) Que indique la ubicación en los planos de detalle del Salado de los cierres «de los albardones laterales y las obras en el cauce estimadas ad-corpus en el «presupuesto de máxima que acompaña a su anteproyecto, (pág. 65)».

Para mejor inteligencia de mi respuesta, creo del caso recordar sucintamente los fundamentos y el concepto con que han sido establecidas las dos partidas a que se refiere la pregunta.

En el informe producido por el suscrito y su colega el Ingeniero Waldorp, como miembros de la Comisión Asesora de que formaron parte (1), se expresa, al referirse al plan y obras relativos a la zona inundable del Salado, como la solución más conveniente de los diferentes problemas que comporta el desagüe de esa región, la de sustraer de la cuenca inferior del Salado, la zona que en mi proyecto se indica con el número II, mediante la prolongación, desde el Km. 162 al 300 del Canal Colector.

En ese mismo informe (capítulo XI, página 53) se hace un análisis del régimen de ese río y del efecto e importancia que tendría esa substracción, calculada haciendo uso de la fórmula propuesta por mí en ese proyecto y, considerando el caso de las grandes inundaciones de 1900 y 1913, se llega a la conclusión de que esa substracción de la zona II, habría producido en

(1) *Desagües de la Provincia*, «Informe de los Ingenieros Agustín Mercau y Juan A. Waldorp por la mayoría de la Comisión y del Ingeniero Carlos Wauters en disidencia», publicado por el Ministerio de Obras Públicas de la Provincia. La Plata, 1915.

las crecientes aludidas una reducción mayor del 50%, de modo que el caudal del río habría quedado reducido a 600 ó 700 metros cúbicos, caudal que, como también se expresa en ese informe, no podría producir por sí sólo inundaciones en la zona inferior de la cuenca de ese río.

Hecha la substracción propuesta, no surge evidentemente necesidad de realizar de inmediato obra alguna en el cauce del río, ni en sus márgenes, desde que su capacidad de descarga resulta suficiente.

No cabía, por lo tanto, indicar ninguna obra a su respecto, y sí solo, y esto por un justo espíritu de previsión, contemplar el caso de que esas previsiones pudieran fallar, desde que, en esa clase de obras, el ingeniero no puede nunca, si no es con injustificada jactancia, hacer afirmaciones categóricas y absolutas.

Es, en virtud de esas consideraciones, que en ese informe se dice (página 39 del mismo) que: «Esa obra (la desviación de la zona II) sería, a su vez, complementada por el ensanche, rectificación y profundización de las partes más defectuosas del cauce del Salado; por el cierre de los portezuelos que dejan entre sí los albardones laterales del curso inferior del mismo desde la laguna de la Boca al mar, como medida de precaución destinada a impedir su derrame sobre las zonas laterales en el caso de que las crecientes sobrepasaran nuestras previsiones», etc.

Precisado así el concepto con que esas dos partidas han sido establecidas, esto es, como la estimación de una suma a invertir en el caso de que nuestras previsiones pudieran fallar y como una mayor garantía de nuestros propios cálculos, la oportunidad de fijar con precisión los puntos donde ello pudiera ser aplicable, no puede sino surgir después de un proyecto definitivo; considerando, además, el suscripto que aclarado el concepto a que obedecen esas dos partidas, él suministrará suficiente base para que la Comisión pueda juzgar si esa previsión es razonable y si ella cubre las eventualidades de un posible error de la misma.

Posteriormente y contestando por mi informe de fecha 8 de julio de 1927, a las preguntas que me hiciera la Comisión, he tenido oportunidad de hacer el cálculo del caudal del Salado para el caso de la creciente de julio de 1919, acaecida cinco años después de la fecha del informe original citado al principio, utilizando siempre mi fórmula y, al mismo tiempo que ello hace ver una notable concordancia entre los resultados obtenidos con esa fórmula y los observados directamente, hace ver también que, para esa creciente, se confirman las previsiones hechas con respecto al efecto que tendría la substracción de la zona II.

Sin embargo, debo agregar, que no tendría, ni tendrá el suscrito inconveniente alguno en declarar y reconocer, si ello se lo demostrara un proyecto definitivo, que sus previsiones hubieran fallado y se anticiparía, no sólo a reconocerlo así, sino a indicar con toda precisión la manera que, a su juicio, creyera más conveniente para subsanar los errores en que hubiera incurrido.

Pero, puede sin embargo afirmar desde ya, que considera que las sumas

previstas a ese objeto cubren razonablemente toda eventualidad a su respecto, tanto más que su monto total de \$ 1.720.000 permitiría realizar obras de mucha mayor amplitud y extensión que los promedios estimados en el informe aludido, si se tiene en cuenta que el precio fijado en el mismo, de \$ 0.70 para el metro cúbico de movimiento de tierra en terraplenes, ha de resultar considerablemente menor, sobre todo si se efectúa el trabajo a favor de máquinas excavadoras.

Por estas consideraciones me veo pues, en la necesidad de limitar mi contestación a lo antes expuesto.

*«b) Que manifieste qué es lo que se ha resuelto sobre el Colector B».*

Como simple obra complementaria del plan y obras propuestos para el desagüe de la zona inundable del Salado, y tal como se expresa en el informe antes citado (página 39) se ha propuesto «el pequeño canal indicado con el nombre de Canal B de tipo análogo al A., y cuyo objeto es recoger parte de las aguas locales de la zona baja III y llevarlas a la laguna de la Boca y La Tigra e impedir, al mismo tiempo, que los derrames de la zona III puedan dirigirse a la zona IV».

Al practicar los estudios relativos a la zona del Salado, dentro de los cuales se había incluido el trazado del Canal B., el Jefe de las comisiones de estudios, Ingeniero Fontana, me hizo presente que la topografía del terreno y los informes recogidos entre los conocedores de la región, le hacían ver que, con toda probabilidad, no se producirían los derrames hacia la zona IV a que se alude en el párrafo transcrito, y que el trazado en el terreno de ese canal, podría diferirse o, en todo caso, hacerse a favor de los planos del levantamiento general, por tratarse de un pequeño canal de escasa importancia y porque, para ello, el terreno no ofrecía dificultad alguna, dada su completa uniformidad.

En atención a esas justas consideraciones, el suscrito resolvió diferir el trazado de ese canal, desde que, en virtud de las mismas, la resolución definitiva que, sobre el punto pudiera recaer, era prudente tomarla una vez hecho el proyecto definitivo.

Por otra parte, debo hacer presente, como surge también de esos informes y consideraciones, que la importancia de ese canal en el caso que llegara a ser necesario, será considerablemente menor que la supuesta y probablemente, su trazado se reducirá al de un simple y pequeño terraplén de defensa fácilmente ejecutable a máquina y a mucho menor precio unitario que el supuesto en el presupuesto formulado a su respecto.

Saluda al señor Presidente muy atentamente.

*Fdo.* AGUSTIN MERCAU.



**Quinta nota recibida de la Comisión:**

N. — NOTA ENVIADA POR LA COMISION (1).

Buenos Aires, Abril 10 de 1928.

*Al señor ingeniero Director de la Oficina Técnica*

Don AGUSTIN MERCAU

De mi consideración:

En la sesión de día veinte de marzo ppdo. resolvió la Comisión Asesora que presido solicitarle al ingeniero Mercau quiera tener a bien manifestar su conformidad con lo informado por el ingeniero Kündig en el expediente letra C. 3633 en lo que concierne al plan general de obras de que es autor.

Esperando que el señor ingeniero Mercau tendrá a bien dar la contestación solicitada, me es grato saludarlo con la mayor consideración.

*Fdo.* LUIS DE ELIZALDE  
Secretario

*Fdo.* EDUARDO HUERGO  
Presidente

\* \* \*

Ñ. — CONTESTACION DEL INGENIERO MERCAU.

Buenos Aires, 17 de Abril de 1928.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagüe.*

Ingeniero EDUARDO HUERGO

Contestando a la att. nota del señor Presidente, de fecha 10 del corriente, que acabo de recibir, me es grato expresarle, accediendo a lo solicitado por esa Comisión, mi conformidad con lo informado por el Ing. KÜNDIG en el expediente Letra C. 3633, en lo que concierne al plan general de obras de que soy autor.

Saluda atte. al señor Presidente.

*Fdo.* AGUSTIN MERCAU

\* \* \*

(1) Recibida abril 15 de 1928 y contestada el 17 de abril de 1928.

O. — INFORME DEL INGENIERO KÜNDIG A QUE SE REFIEREN LAS NOTAS PRECEDENTES.

*Señor Presidente:*

Por la nota de fs. 1, la Comisión Asesora solicitó de la Dirección de Desagües :e le informe sobre los puntos que indica en la misma y que a continuación se transcriben con el informe que a su respecto puede suministrar esta Oficina.

*«a) Los gastos de conservación de la red actual, si es posible canal por canal, si no indicar la longitud de canales a que corresponde».*

A este respecto, debo manifestar al Sr. Presidente, que, como es de su conocimiento, la red de canales existentes construídos por esta Dirección con sus largos terraplenes laterales, y las numerosas otras de arte de que están provistas, compuertas, alcantarillas, saltos, sifones, puentes metálicos, puentes de madera, vertederos, alambrados, campamentos, etc., etc., exige, a los efectos de su buena conservación, la ejecución de todos aquellos trabajos que, de acuerdo con la naturaleza de las diferentes partes o estructuras que componen las obras referidas sea menester efectuar, ya sea periódicamente o en forma continuada.

Por otra parte, y dentro de un lapso de tiempo determinado, la importancia o proporción con que deben de realizarse cada uno de los distintos trabajos de conservación, es en general función de factores múltiples, entre los cuales, y como es evidente, el comportamiento del tiempo influye principalmente.

Para un determinado período de tiempo, el gasto o costo que demanda la buena conservación de las obras, está evidentemente representado por el monto de las sumas que deben invertirse en la ejecución de todos aquellos distintos trabajos conducentes a ese objeto, y si el período considerado es lo suficientemente amplio, el promedio anual resultante establece, prácticamente, el gasto de conservación para este término de tiempo.

De acuerdo con el criterio expuesto, y en base al costo que han demandado los trabajos de conservación realizados por esta Oficina en estos últimos tiempos, se ha estimado, como se expresa a continuación, los gastos que demandaría la ejecución de los trabajos relativos a los distintos rubros en que, según su índole, han sido distribuídos todos los necesarios, y de cuya suma resulta el monto total del gasto, que sería necesario efectuar anualmente para la conservación de las obras existentes.

La totalidad de los trabajos, pueden, por su naturaleza, comprenderse dentro de los siguientes rubros:

1. — Reparación de terraplenes.
2. — Pintura y reparación puentes metálicos.
3. — Pintura y reparación dispositivos metálicos de las compuertas, vertederos, esclusas, etc.

4. — Conservación puentes de madera y estructuras de madera de las obras.
5. — Limpieza canales de acceso y descarga de las compuertas, vertederos, etc.
6. — Reparación obras de arte, estructuras, mampostería, hormigón, etc.
7. — Conservación alambrados.
8. — Reparación campamentos, vehículos, botes, etc.
9. — Limpieza cauces excavados de los canales principales.
10. — Limpieza canales laterales.
11. — Gastos depósito talleres y personal, encargado y recorredores de los canales, y gasto general de campaña y varios.
12. — Gastos Dirección y Administración.

Respecto al gasto anual que necesariamente debe efectuarse a los efectos de la conservación de los terraplenes, esta Oficina ha informado anteriormente al señor Presidente por exp. C. 3589 - 1927, promovido por la misma Comisión Asesora de Proyectos de Desagües.

Tal como la Comisión lo solicitaba en dicho expediente esta Oficina estableció el monto del gasto que, a su juicio, es menester para la conservación de los terraplenes, en la suma de \$ 768.060 <sup>m/n</sup> cifra que no comprende sueldo de personal alguno, y de la cual resultaba un promedio de gasto anual de \$ 0,39 por metro lineal de terraplén para los 1591 Kms. de longitud a que asciende aproximadamente la suma de todos los existentes.

Considerada esta cifra en el presente caso, se han obtenido las relativas a los demás rubros, de acuerdo con el criterio, según el cual fué determinada aquélla, y que en el informe citado se expone detalladamente.

#### GASTO ANUAL DE LA CONSERVACION DE LAS OBRAS EXISTENTES

|   |            |
|---|------------|
| 1. — Conservación de los terraplenes; según lo expuesto   | \$ 768.060 |
| 2. — Pintura y reparación de puentes metálicos; 19 puentes con un total de 1861 metros y 2500 toneladas de hierro, a \$ 48 la tonelada, asciende a pesos 120.000 <sup>m/n</sup> , supuesto un ciclo de tres años para esos trabajos . . . . .                           | 40.000     |
| 3. — Pintura y reparación dispositivos metálicos de las compuertas, vertederos, esclusas, sifones, etc.; 187 obras con 657 hojas o aberturas, sin considerar algunas alcantarillas de caños pequeños, a \$ 120 abertura (promedio) = \$ 79.920 sobre ciclo de tres años | 26.640     |
|   | 854.700    |
| A pág. sig. . . . .   | \$ 854.700 |

|       |   |  |
|-------|---|--|
|       | De pág. ant. . . . .  | \$ 854.700                                   |
| 4. —  | Conservación de puentes, vertederos, pasarelas de obras, etc., de madera, 65 puentes con 1222 metros lineales, 4 vertederos con 37 vanos y 60 metros de longitud, etc., 28 a 30 años duración, para proceder a su reconstrucción total sobre \$ 600.000 que importan estas obras, el 3,5 % anual aproximado . . . . .   | » 20.000                                     |
| 5. —  | Limpieza y conservación canales de acceso y descarga de las compuertas, vertederos, etc., sobre 13.000 mts. lineales de estas obras . . . . .   | » 10.000                                     |
| 6. —  | Reparación y conservación, estructuras de mampostería, hormigón, cemento armado de todas las obras de arte, estimado . . . . .  | » 15.000                                     |
| 7. —  | Conservación alambrados . . . . .   | » 10.000                                     |
| 8. —  | Conservación campamentos de los canales, vehículos botes, lanchas, automóviles y depósitos . . . . .  | π 15.000                                     |
| 9. —  | Limpieza, cauces excavados de los canales principales, ejecutados con pequeña draga, incluido su amortización . . . . .   | » 60.000                                     |
| 10. — | Conservación y limpieza canales laterales 244.000 metros lineales, embancamiento actual estimado 240.000 m <sup>3</sup> en 12 años transcurridos aproximadamente . . . . .  | » 20.000                                     |
| 11. — | Sueldos del personal de depósitos, talleres, encargados y recorredores de los canales según presupuesto vigente . . . . .   | » 74.160                                     |
|       | Gastos generales de campaña y varios. Inspecciones, recepción de obras, viáticos, chasques y correspondencia, fletes y pasajes, conservación autos y lanchas, útiles y herramientas varias, eventuales . . . . .  | » 37.800                                     |
| 12. — | Gastos de Dirección y Administración para conservación de las obras: a estos efectos se considera que del presupuesto vigente relativo a los sueldos del personal de empleados y gastos generales de todas las oficinas, Administración y Secretaría, Asesoría letrada, Oficina Técnica, Padrones y Asignación Rentas, que suman \$ $\frac{m}{n}$ 207.580, corresponde, el 75 % a la observación de las obras propiamente, y el resto imputable a los trabajos de prosecución parcial de las mismas, a saber: estudios, construcción obras nuevas, etc. |  |
|       | 75 % de \$ 207.580 $\frac{m}{n}$  | \$ 155.685                                   |
|       | <i>Gasto anual de la conservación de las obras</i>  | <i>\$ <math>\frac{m}{n}</math> 1.252.345</i> |

«b) Si la Dirección de Desagües ha proyectado o esbozado un plan de obras para facilitar el desagüe de los terrenos situados al Sud del C. Colector».

A los objetos que indica la pregunta, la Dirección ha tomado la resolución siguiente que fué comunicada a esta Oficina en fecha 2 de noviembre de 1926. «La Dirección en su sesión del 29 de octubre ppdo., de conformidad con el pedido de la Oficina Técnica, en su nota 1239, resuelve autorizarla para que efectúe los estudios de todos los cursos de agua de la zona inundable, destinados a mejorar el desagüe de esa región. Pase a la Oficina Técnica a sus efectos. LUIS DUHAU - MATIN G. MALLO».

Para precisar mejor el alcance y carácter de los estudios a que se refiere la resolución transcrita, tal como lo ha interpretado esta Oficina, paso a hacer al señor Presidente una breve reseña de los mismos, en su mayor parte transcrita del informe que en relación a dichos estudios, y a los fines de la memoria anual de esta Oficina, ha producido recientemente el Ing. J. Gitlin.

«Estos estudios se han efectuado de conformidad a las Instrucciones generales impartidas por el señor Ingeniero Director en fecha 24 de Noviembre de 1926. En su ejecución se ha tenido en vista la conveniencia de recoger todos los elementos topográficos e hidráulicos referentes a cada curso de agua y a la vaguada del mismo, de manera a facilitar el proyecto bien fundamentado de cualquier obra de corrección, canalización o endicamiento.

«La amplitud dada a cada uno de estos estudios y la proligidad que rige su ejecución, y que resulta del empleo de las normas especiales establecidas en las instrucciones antes mencionadas y de reglas adoptadas para el control de la exactitud de los distintos trabajos, permite encarar cualquier proyecto de mejoramiento de esos cursos de agua sin que, en general, sean necesarios estudios ampliatorios. Así se evitan previsoramente gastos que realizados en forma discontinua requerirían una inversión mucho mayor, y se consigue a la vez por la mayor unidad, exactitud y extensión del levantamiento una libertad y elasticidad completas para proyectar dentro de cualquier plan general de desagües.

«Es oportuno mencionar acá los anchos medios de las zonas relevadas en los arroyos cuyos estudios se han llevado a término: Arroyo Tapalqué, 5.924 metros; Arroyo Azul, 4.570 metros; Arroyo Las Flores, 10.770 metros; Arroyo Los Huesos, 7.330 metros.

«Estos estudios se han efectuado desde la línea de base del gran Canal Colector hasta un lugar de cada arroyo que situado aguas arriba se encuentre en situación que los desbordes del curso de agua que sean de consideración tengan lugar siempre a una prudente distancia aguas abajo de este límite.

«El conjunto del estudio relativo a cada arroyo abarca las siguientes partes principales:

«a) Establecimiento de una poligonal de base siguiendo la dirección general del arroyo, estaqueada cada 200 metros y amojonada con mojo-

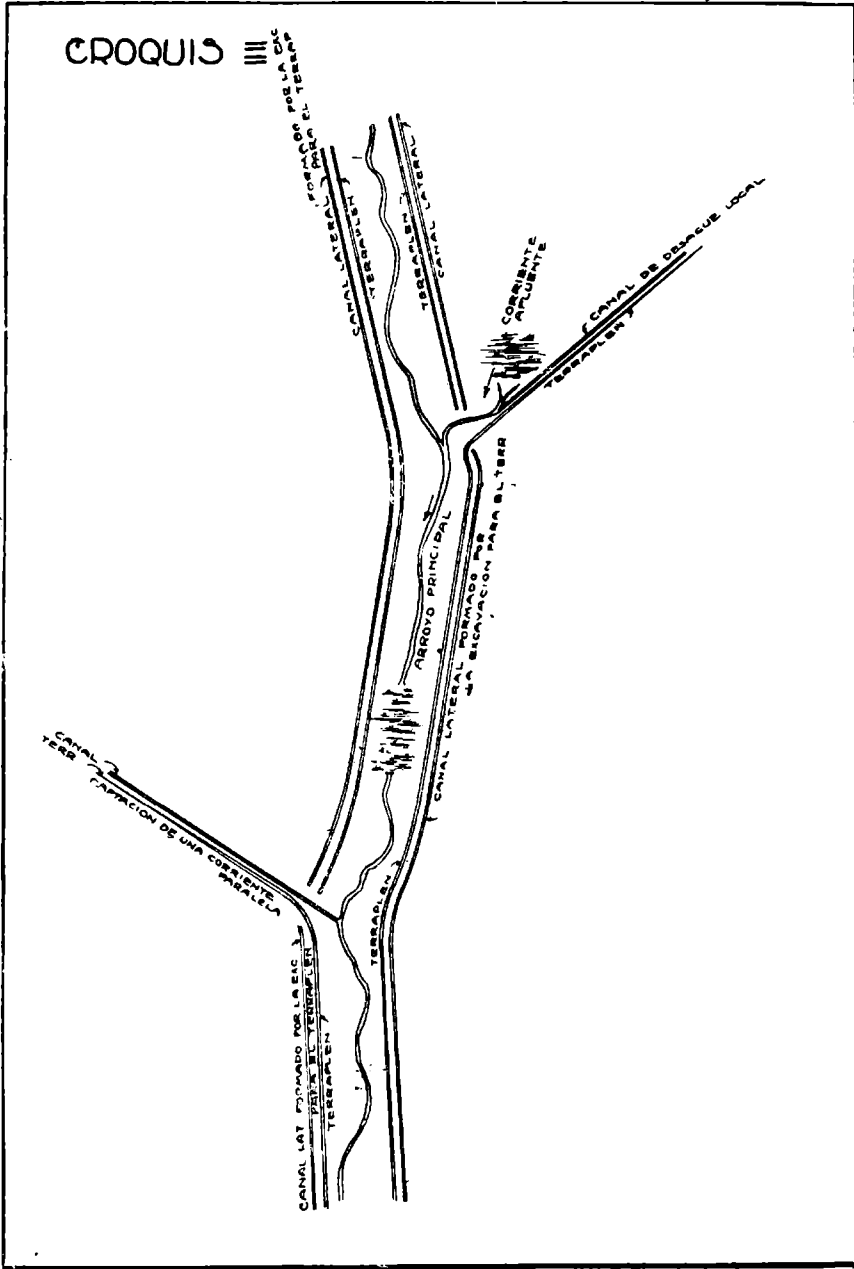
«nes de madera, o de hormigón, en los vértices. Los lados son medidos dos veces y los ángulos tres veces, cada uno por el método de Bessel. Para el control de la medición angular se hacen observaciones de latitud y de azimut escalonadas a lo largo de la poligonal y teniendo en cuenta la convergencia de meridianos. Esta línea de base es objeto de una nivelación triple. Las tolerancias para estas medidas son las especificadas en las Instrucciones generales, y de ordinario se han satisfecho con un amplio margen en el curso de los trabajos.

«b) Revelamiento altiplanimétrico de la vaguada y zonas laterales. Se efectúa taquimétricamente con una densidad de puntos que permite con sobrada legitimidad el trazado de curvas de nivel con equidistancia de 0,50 metros. Incluye el levantamiento de lagunas, cursos de agua secundarios, alambrados, poblaciones, caminos, etc. Si bien el límite lateral de este levantamiento se determinaba por la condición de que la cota del terreno fuera superior en 0,50 mts. a la alcanzada por el agua de máxima creciente del arroyo en cada sección transversal de la vaguada, por una parte la dificultad encontrada para la obtención de datos fehacientes y por otra, la forma muchas veces poco pronunciada de la vaguada unida a la existencia de numerosas zonas afluentes o difluentes de la vaguada principal, condujo a asignar a los anchos de las fajas estudiadas valores amplios que, como los que se detallaron más arriba, permiten abordar cualquier proyecto con gran libertad y llegar a establecer los cálculos métricos respectivos con un alto grado de aproximación.

«c) Relevamiento de los cauces. Comprende el taquimétrico de las orillas, con numerosos puntos levantados a fin de establecer el desarrollo planimétrico con suficiente exactitud, y el levantamiento de perfiles transversales distantes no más de 400 metros, distancia ésta que se acorta en todo tramo irregular, para caracterizar mejor la capacidad de conducción del arroyo en cada sección de su recorrido.

«d) Estudios hidráulicos consistentes en determinación del perfil de fondo, de perfiles superficiales instantáneos levantados para diversos estados de régimen y tendientes a permitir el cálculo de los coeficientes de resistencia hidráulica aplicables a los distintos tramos. Práctica de aforos directos en varios estados, especialmente en toda crecida que se presente. A este objeto, convenientemente escalonados a lo largo del arroyo se disponen grupos de 4 perfiles transversales en sitios aparentemente ventajosos para la mayor exactitud del aforo. También se utilizan los puentes, presas y cualquier otro dispositivo artificial que encontrándose ya establecido pueda, en su oportunidad, servir para la obtención de aforos de mayor precisión, y en previsión de esto se procede a un levantamiento prolijo de aquellas obras.

«e) Reconocimiento de las capas del suelo mediante pozos excavadores a lo largo y en proximidad a los arroyos, hasta una cota inferior en 1 a 2 metros a la del fondo del arroyo en correspondencia.



«Los documentos relativos a todos los trabajos descriptos, hojas de altimetría general, planillas de nivelación de la poligonal base, de perfiles transversales del cauce, de puntos fijos de referencia, de observaciones efectuadas para aforos, de pozos para reconocimiento del terreno, libretas de campaña, etc.; acompañadas por una memoria descriptiva del estudio, serán entregados a esta Oficina en oportunidad a la terminación del mismo por el encargado de la comisión respectiva.

«Hasta la fecha se han concluido los trabajos de campaña relativos a los arroyos Tapalqué, Azul, Los Huesos, y Las Flores, y se encuentran en ejecución de acuerdo a las normas más arriba detalladas los referentes a los arroyos Chelforó y Tandileofú, Chapaleofú y Valtimanca.

Con respecto a los estudios que se realizan en los arroyos Tandileofú y Chelforó, debo agregar que el Ingeniero Mercau, actualmente en uso de licencia, me ha manifestado que según las instrucciones que ha dado al Jefe de las Comisiones Ingeniero Fontana y reiterado al Ingeniero Gitlin, mientras se encontraba a cargo interinamente de las mismas, esos estudios deberán ampliarse en previsión de las obras necesarias para la protección del pueblo de Ayacucho, las que, según les ha expresado, convendrá probablemente efectuar mediante la desviación del Tandileofú operada aguas arriba del pueblo mencionado, para llevarlo siguiendo el curso del Arroyo Manantiales hasta su unión con el Chelforó.

Por otra parte, debo manifestar que en cumplimiento de la disposición de la Dirección antes citada, muy en breve deberán iniciarse por una pequeña subcomisión, estudios de igual carácter a los antes referidos en el partido de General Lavalle o sea dentro de la zona baja inundable, para la cual, como para la alta y restantes, las ordena aquella resolución.

Ahora bien, en cuanto al tipo de obras a realizar en las diferentes zonas de la región inundable, evidentemente él depende y surgirá en cada caso de las condiciones hidráulicas, planimétricas y topográficas que revelen los estudios que se practiquen.

Debo decir que el Ingeniero Mercau me ha manifestado igualmente que al entregar las instrucciones para los estudios de los diferentes cursos de agua a que antes se hizo referencia, formuló verbalmente con respecto a esas obras algunas indicaciones al Jefe de las Comisiones y que reiteró asimismo al Jefe interino mencionado y ello sólo como una simple indicación destinada a que al dirigir y ejecutar esos estudios tuvieran un conocimiento más o menos aproximado sobre el tipo de obra que, a su juicio, y sin ser, por cierto, absoluto, pudiera tener aplicación más general.

En forma de croquis esbozo aquí las informaciones que en igual forma fueran dadas por el Ingeniero Mercau. Como se ve, ellas suponen que regularizado o no el curso y cauce de un arroyo, se limitaría donde fuera necesario la zona de expansión de sus aguas por pequeños terraplenes laterales discontinuos y se darían entrada a las aguas provenientes de las vaguadas afluentes o de los canales de desagüe local que se hicieran, mediante el sen-



cillo tipo de obras que indica también ese croquis. Siguiendo lógicamente el curso de esas vaguadas se harían en general, los canales que servirían para el desagüe local y en éstos descargarían los canales terciarios de servicio directo de las diferentes propiedades o grupos de las mismas.

Análoga disposición, aunque simétrica, tendrían las obras a ejecutar en el caso de derivaciones efluentes de esos cursos de agua, si tal caso llegara a ser necesario.

Pero creo inútil agregar que dentro de esas obras cabe cualquier otro tipo que el examen y estudio detenido de esos levantamientos aconseje como convenientes.

En cuanto al costo de esos pequeños terraplenes y canales será muy reducido, si se tiene en cuenta que ellos pueden ejecutarse sin inconveniente alguno, a máquina.

*«c) Si se ha resuelto la prolongación del gran Canal Colector hasta el Valli-manca».*

Al iniciarse, o a poco de iniciarse, los estudios del Gran Colector, la Dirección resolvió se prolongaran esos estudios hasta el Vallimanca y así lo ha hecho ésta Oficina.

Buenos Aires, Marzo 21 de 1928, — N° 1598.

Fdo. KÜNDIG.

Adjunto un croquis en copia heliográfica. Exp. C. 3633. 1928.

\* \* \*

P. — NOTA ENVIADA POR EL INGENIERO MERCAU.

Buenos Aires, Septiembre 20 de 1928.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües,*

INGENIERO EDUARDO HUERGO.

He tenido ocasión de leer el informe del Ingeniero Kündig, evacuando el pedido formulado por esa Comisión a la Dirección de Desagües por nota de fecha agosto 31 del año pasado, producido en el expediente C. N° 3589, mientras me reemplazaba durante mi licencia en el cargo de Ingeniero Director de la Oficina Técnica, y habiendo notado que al contestar la pregunta c por la cual la Comisión requiere de la Dirección: «c) un anteproyecto de «la prolongación del Colector o de la obra que se piense ejecutar desde el «Km. 300 hasta el Vallimanca, para apreciar la factibilidad de la obra», el Ingeniero Kündig ha omitido algunos antecedentes que no estaban en

su conocimiento relativos a mi intervención y a la documentación que, a pedido de la Comisión presenté a la misma con motivo de esa pregunta, he creído del caso aclararlos por mi parte, como lo manifesté al señor Presidente.

Mi intervención con respecto a esa pregunta no se ha limitado, como es de conocimiento de la Comisión, únicamente a la simple explicación con los planos por delante, de la factibilidad de la continuación del Canal Colector desde el Km. 270 hasta pasar el Vallimanca, como parecería desprenderse de la contestación del Ingeniero Kündig, sino que, accediendo al pedido que me fuera formulado a nombre de la Comisión por el señor Secretario, concurrí a una sesión que celebraba la misma, para presentar, tal como se me había pedido algunos días antes, el trazado de la parte del Canal Colector a que se refiere la pregunta, trazado que comprendía también la rectificación de algunos trechos de la parte restante (entre el Km. 0 y hasta más allá del Km. 300) que con anterioridad había entregado ya a la Comisión.

Con ello, y como lo expreso a la misma, quedaba, pues, íntegramente trazado el Canal Colector en toda su longitud hasta pasar más allá del Vallimanca o sea hasta el Km. 393.300.

Este trazado lo he hecho de acuerdo con el plan de que soy autor; plan que, como consta en las actas respectivas de la Comisión Asesora de que formé parte y que obran en poder de la Comisión Asesora actual, fué presentado por mí en la sesión de fecha 19 de mayo de 1914 y al que adhirió el Ingeniero Waldorp en la sesión de fecha 23 de mayo y que, terminado nuestro cometido, presentamos conjuntamente al P.E.

Adoptado este plan por la Dirección de Desagües y el P.E., los estudios se han hecho de acuerdo con el mismo, prolongando el trazado del Canal Colector hasta el Vallimanca, tal como expresamente lo prevé ese plan, y se consigna en los planos e informe aludidos.

Se introdujo sólo un pequeño aumento de 1 a 2 centímetros por kilómetro en la pendiente consignada en el perfil longitudinal de la lámina 5, que acompaña a ese informe, con el objeto de pasar aguas arriba del pueblo de General Alvear, tal como lo expresé a la Comisión contestando la pregunta que la misma se sirvió hacerme conjuntamente con otras precisas y determinadas por su nota de fecha mayo 23 del año pasado.

Con respecto a la prolongación del Canal hasta el Vallimanca, aparte de consignarla expresamente en los planos, como antes he dicho, agregábamos en ese informe lo siguiente:

«Más aún: si al hacer el estudio definitivo de estas obras, o si nuevos o mejores datos que los muy escasos y deficientes de que hemos podido disponer, demostrarán la conveniencia de substraer mayor zona de la cuenca del Salado, nada sería más fácil que prolongar el Canal colector A, hasta captar el arroyo de Las Flores o el Vallimanca, por ejemplo.

«No habría en ello la menor dificultad, pues una de las características de las obras que proponemos es precisamente la de poder ser ejecutadas por partes o ampliadas sin inconveniente.

«Para el primer caso se necesitaría la ejecución de 12 kilómetros más de aquel canal, con un costo insignificante, alrededor de 300.000 pesos, que puede desde luego considerarse computado dentro de nuestro presupuesto, dada la amplitud con que él ha sido calculado. No habría, por otra parte, «inconveniente de orden técnico, por cuanto la capacidad del Canal Colector permite sobradamente el pequeño aumento del caudal que ello le re-  
«portaría.

«La prolongación hasta el Vallimanca exigiría una suma algo mayor, «800.000 pesos, pero no creemos que ella fuera necesaria».

Me he permitido hacer esa transcripción al solo objeto de poder expresar a la Comisión la razón de la manifestación que hacemos en la última parte de la misma, con respecto al costo y necesidad de la prolongación hasta el Vallimanca.

Esa manifestación era a su fecha perfectamente justificada dado el escasísimo caudal, *de 30 a 35 metros cúbicos por segundo*, que los aforos practicados hasta entonces en el Vallimanca y que nos habían sido comunicados por la Dirección de Desagües, atribuían a ese arroyo y que, a mayor abundamiento, se consignaban también en la memoria relativa a las obras ejecutadas por el Ingeniero Nystromer y que reproduzco por la nota al pie (1).

Fué precisamente la posesión de «mejores datos» sobre el caudal de ese arroyo, lo que determinó a la Dirección de Desagües, en concordancia con la opinión del suscrito, a hacer el estudio de esa prolongación, a los fines de la captación de sus aguas, y a aumentar en algo más de 7 millones el presupuesto primitivo de \$ 38.000.000 que formulamos con mi colega Waldorp, llegando así y en cifras redondas a la suma de \$ 45.000.000 para costo total de la obra, sobre todo lo cual podría la Comisión solicitar ratificación si lo cree conveniente.

Ahora bien, hechas esas referencias, debo decir que el trazado que presenté a la Comisión, cuyos planos puse y están a disposición de la misma, comprendía el trazado del eje del terraplén del Canal Colector hasta el Km. 393.300 o sea hasta pasar más allá del Vallimanca; la delimitación de la zona de expansión de sus aguas, calculada para un caudal de 1.500 metros

(1) «Era necesario ante todo, darse cuenta de las cantidades de agua que puede llevar el arroyo Vallimanca; y al tratar de resolver este punto, hemos tenido la suerte de obtener señales de la gran creciente de 1884, las que reputamos fidedignas por la persona que las indicó. Pudimos observar también una de las crecientes altas ordinarias, todo en el mismo sitio, unos 35 kilómetros más arriba de La Verdosa, y arriba también de los derrames aludidos, con donde el cauce del arroyo es muy regular y no hubo desbordes en esa gran creciente. Es posible que más arriba se produzcan algunos; pero, según nuestros informes, no pueden ser de mucha importancia los que no vuelvan al cauce.

«Resultado de estas observaciones que correspondería a aquella gran creciente un caudal de 30 a 35 metros cúbicos por segundo, y a la creciente alta que presenciamos unos 20 a 22 metros cúbicos; mientras que en aguas bajas el arroyo lleva sólo 4 a 6 metros por segundo. Recerá pequeña aquella cantidad; pero no podría aumentarse mucho sin que se desbordara el arroyo, y según los informes obtenidos, no sucedió tal cosa: lo que se explica, sin duda por las condiciones especiales de la cuenca a que hemos hecho referencia ya».

cúbicos por segundo en su origen, arrancando con ese caudal desde el Vallimanca, y al mismo tiempo y dentro de esa zona de expansión se indicaba por una línea de puntos, la zona que las aguas ocuparían desde el terraplén hasta alcanzar la altura de 0,30 mts. sobre el terreno, con el objeto de hacer ver, como también lo expresé a la Comisión, que esa expansión podría, si se quisiera, limitarse por un simple borde de tierra de esa altura, trazado según una línea continua y sensiblemente paralela al terraplén.

En cada uno de los numerosos perfiles transversales nivelados al hacer el levantamiento del terreno a lo largo de la traza del Canal Colector y distanciados entre sí aproximadamente de 500 metros como promedio, y que puse también a disposición de la Comisión, señalé la posición del eje del terraplén y la cota del nivel de las aguas, de modo que la verificación del caudal podía hacerse con toda facilidad, y como hice notar a la Comisión, había tenido la satisfacción de comprobar al hacer ese trazado, que el punto de referencia indicativo de la poligonal principal (trazada de acuerdo con las instrucciones dadas por el suscrito en base al plano que confeccioné al formular el anteproyecto primitivo) y situado cerca del cruce con el Vallimanca, o sea a los 387.300 kilómetros del origen del canal, coincidía exactamente con el eje del terraplén cuyo trazado presentaba a la Comisión.

Como también lo expresé a la misma, la incorporación al Canal Colector del caudal captado mediante su prolongación hasta el Vallimanca, implica lógicamente un aumento correlativo para el caudal calculado primitivamente para todo el canal, y que, por este motivo, aparte de otros, el trazado presentado no podría tener, por cierto, carácter definitivo; que en tal carácter el proyecto de ese canal sólo podía ejecutarse cuando estuvieran terminados los estudios en el terreno, ordenados y en ejecución (1), tales como los relativos a la ampliación de la zona próxima a la desembocadura del canal en Mar Chiquita, efectuados con el fin de poder decidir, entre las varias posibles, la solución más conveniente para la descarga del canal; los relativos al Río Salado y zona de desborde correspondiente, necesarios para el proyecto de las obras de mejoramiento del mismo, obras que dependen de la magnitud de la zona que se substraiga de su cuenca por el Canal Colector y del caudal propio de cada uno de los cursos que se capten, caudal que, como expresé a la Comisión, deberá quedar completamente dilucidado con los estudios que se practican en todos los cursos de la región inundable y cuencas respectivas, estudios que se ejecutan con el fin de proveer al desagüe

(1) Estudios que abarcan en la actualidad más de 1.300.000 hectáreas. Haré notar a este respecto que en la memoria que presentamos con el Ing. Waldorp (publicación oficial) que ha recibido la Comisión, se ha deslizado una errata evidente al omitirse en la línea 28 de la página 72 la palabra *decidir*, con la cual el párrafo respectivo debe leerse así: «El costo del levantamiento de la zona suficiente para decidir su estudio y trazado definitivo no requerirá un gasto superior a pesos 20.000 y puede ejecutarse en sólo algunos meses».

Suscribe también de conformidad esta aclaración el Ingeniero Waldorp.

local de las diferentes zonas que la componen (1) y de cuyo tipo general, sin ser por cierto exclusivo, la Comisión ha recibido ya el croquis correspondiente, y de determinar con la mayor precisión el aporte individual de cada uno de aquellos cuyo conocimiento es necesario para el proyecto de las obras de descarga en el Canal Colector, etc.

Finalmente, debo agregar que el trazado a que aludo lo presenté con el debido conocimiento del señor Presidente en ejercicio de la Dirección, quién, a su vez y por razones que no es del caso expresar aquí, me autorizó a utilizar dos copias de los planos del levantamiento practicado por la Dirección, tal como lo solicité a ese objeto por nota de diciembre de 1924, trazado que he hecho en carácter particular y a mi costa, con el concurso de los Ingenieros Lomax y Biolcati.

Hago esta referencia, porque precisamente el hecho de que la Dirección no poseyera, como tal, el anteproyecto que le solicitaba la Comisión por la pregunta c, como en su oportunidad lo puse en conocimiento de la misma, fué lo que determinó el pedido que me formuló para que yo presentara ese trazado.

Dejando así aclarada mi intervención al contestar la pregunta citada, de lo cual desco dejar constancia, saluda al señor Presidente muy atentamente y con su consideración más distinguida.

*Fdo. AGUSTIN MERCAU.*

\* \* \*

R. — NOTA DE LA COMISION DIRIGIDA A LA DIRECCION DE DESAGUES A QUE SE REFIERE LA PRECEDENTE.

Expediente C. N° 3589-1927.

Buenos Aires, Agosto 31 de 1926.

*Señor Vicepresidente de la Dirección de Desagües,*

**DON HIALMAR ABERG COBO.**

La Comisión Asesora sobre Proyectos de desagües resolvió en su sesión del 23 del corriente solicitar de la Dirección de Desagües:

- a) *Los gastos de conservación de los terraplenes, indicando su longitud y excluyendo los sueldos de oficina.*
- b) *Datos sobre las obras de descarga existentes, costos y fecha de construcción.*

(1) Cuyo anteproyecto no hicimos con el Ingeniero Waldorp porque, como lo manifestamos, ello sería anticiparse a lo que debe ser motivo de un estudio detallado y completo en «el terreno».

c) *Un anteproyecto de la prolongación del Colector o de la obra que se piense ejecutar desde el kilómetro 300 hasta el Vallimanca, para apreciar la factibilidad de la obra.*

Saluda al señor Vice-Presidente con su más distinguida consideración.

Fdo. LUIS DE ELIZALDE

Secretario

Fdo. EDUARDO HUERGO

Presidente

• • •

S. — INFORME DEL INGENIERO KUNDIG A LA DIRECCION DE DESAGUES (Exp. 3589) CONTESTANDO LAS PREGUNTAS QUE ANTECEDEN DE LA COMISION ASESORA, INFORME, CUYOS CONCEPTOS — EN LO REFERENTE A LA PREGUNTA c) FUERON ACLARADOS POR EL INGENIERO MERCAU EN SU NOTA A LA COMISION DE 20 SEPTIEMBRE 1929, YA TRANSCRIPTA.

*Señor Presidente:*

Por la nota que antecede, la Comisión Asesora sobre proyectos de desagües, solicita de esta Dirección se le informe y provea de los antecedentes relativos a los tres puntos que indica la misma señalados con las letras *a*, *b* y *c*, y que a continuación se transcriben con el informe que, a su respecto, puede proporcionar esta oficina.

«a) *Los gastos de conservación de los terraplenes, indicando su longitud y excluyendo los sueldos de oficina.*»

Se ha establecido el gasto o costo a que se refiere esta pregunta, considerándolo relativo al término de tiempo de un año, y obteniéndolo, como resultado del promedio del monto total de los gastos que la conservación de los terraplenes, en el estado y condiciones con que fueron construídos, hubiera demandado de acuerdo a los precios a que fueron realizados los importantes trabajos de esa naturaleza conducentes a ese fin, practicados por esta oficina en estos últimos años.

Se ha adoptado este criterio, considerándolo como el más indicado para suministrar prácticamente el dato requerido, dado que desde el año 1916, en que aproximadamente se dió término a la construcción de los canales, — excepto los señalados con las letras del abecedario que fueron terminados poco después — hasta hace varios años, por diversas razones no se han practicado sino en muy escasa medida trabajos de conservación de terraplenes, los que, dada la magnitud de los que son necesarios a ese objeto, pueden, para el caso dejar de considerarse, dado que no harían modificar sensiblemente la cifra resultante.

De los importantes trabajos de reparación de terraplenes antes aludidos, ejecutados por esta oficina en el transcurso de los últimos años en los canales N° 1, 2, 5, 9 y A, se desprende que el promedio de movimiento de tierra por metro lineal que es necesario en cada uno de ellos para restablecerlos a sus condiciones primitivas, está representado por las cifras que se indican a continuación:

|            |       |                |        |       |        |   |   |
|------------|-------|----------------|--------|-------|--------|---|---|
| Canal N° 1 | 4.900 | m <sup>3</sup> | por    | metro | lineal |   |   |
| »          | »     | 2              | 5.100  | »     | »      | » | » |
| »          | »     | 5              | 3.750  | »     | »      | » | » |
| »          | »     | 9              | 11.300 | »     | »      | » | » |
| »          |       | A              | 4.300  | »     | »      | » | » |

Para los demás canales principales y los canales ramales, excepto el N° 15 que será considerado aparte, que están provistos de terraplenes de sección semejante y aún inferior a la de los terraplenes de los canales N° A y 5, puede adoptarse, sin exagerar la cifra de 4 m<sup>3</sup> por metro lineal.

De acuerdo con lo expuesto, si se consideran las longitudes que suman los dos terraplenes de cada uno de los canales, aplicándoles, respectivamente, el cubo promedio de movimiento de tierra que, según lo antes expuesto le corresponde, se obtiene para cada uno de ellos el cubo total de tierra que su restablecimiento a las condiciones primitivas demandaría, y que, para que se encontraran actualmente en tal caso, debería haberse realizado distribuido durante el tiempo transcurrido desde el año 1916 hasta el presente, o sean, un período de 12 años aproximadamente.

Si al monto o costo que resulta de computar el cubo total a que asciende la suma de esos trabajos al precio unitario que la Dirección ha abonado las importantes reparaciones últimamente efectuadas, se agrega el costo de la parte de los trabajos realizados también últimamente en el canal N° 15, en virtud del contrato de ampliación del mismo, y que, por su índole, deben ser considerados como de conservación de sus terraplenes, se obtiene el monto total de los gastos de conservación de los terraplenes dentro del período de tiempo antes referido, y, en consecuencia, el gasto anual de su conservación.

| CANAL         | Longitud aproximada del terraplén | Promedio m <sup>3</sup> por metro lineal | Cubo tierra por canal    |
|---------------|-----------------------------------|--|--------------------------|
| 1             | 272 Km.                           | 4.900                                    | 1.332.800 m <sup>3</sup> |
| 2             | 240 »                             | 5.100                                    | 1.224.000 »              |
| 3             | 23 »                              | 4.000                                    | 92.000 »                 |
| 5             | 202 »                             | 3.750                                    | 757.500 »                |
| 6             | 24 »                              | 4.000                                    | 96.000 »                 |
| 7             | 10 »                              | 4.000                                    | 40.000 »                 |
| 8             | 2 »                               | 4.000                                    | 8.000 »                  |
| 9             | 327 »                             | 11.300                                   | 3.695.100 »              |
| 10            | 26 »                              | 4.000                                    | 104.000 »                |
| 11            | 197 »                             | 4.000                                    | 788.000 »                |
| 12            | 127 »                             | 4.000                                    | 508.000 »                |
| 13            | 46 »                              | 4.000                                    | 184.000 »                |
| 14            | 19 »                              | 4.000                                    | 76.000 »                 |
| 16            | 234 »                             | 4.000                                    | 936.000 »                |
| 18            | 70 »                              | 4.000                                    | 280.000 »                |
| A             | 40 »                              | 4.300                                    | 172.000 »                |
| F             | 30 »                              | 4.000                                    | 120.000 »                |
| <b>Total:</b> | <b>1889 Km. Terrap.</b>           |  |                          |

Cubo total del movim. de tierra necesario para la conservación de terraplenes de todos los canales para el tiempo de 12 años (sin incluir el N° 15) . . . 10.413.400 m<sup>3</sup>

10.413.400 m<sup>3</sup> a \$ 0.80 c/m<sup>3</sup> . . . . . \$ 8.330.720  $\frac{m}{\%}$

Por conservación terraplenes del canal N° 15, dos terceras partes del monto de lo invertido en los trabajos de ensanche del canal, o sea \$ 886.000 redondeando cifras, lo que arroja a razón de \$ 0.97 por m<sup>3</sup> abonado por ellos, un cubo de 914.000 m<sup>3</sup>, para sus 62 Kms. de terraplenes, de lo cual un promedio de 14,7 m<sup>3</sup> por metro lineal . . . 866.000 »

Total gastos conservación terraplenes para el tiempo considerado de 12 años . . . . . \$ 9.216.720  $\frac{m}{\%}$

De la cifra que antecede, se desprende que el gasto anual que la conservación de los terraplenes requiere, asciende a \$ 768.060, suma en la cual, como se ha expresado, no se ha computado sueldo alguno.



«b) *Datos sobre las obras de descarga existentes, costos y fecha de construcción*».

De conformidad con lo solicitado, se acompaña un cuadernillo que contiene 15 planillas que consignan las obras de descarga existentes en cada canal, datos relativos a los mismos, y las fechas en que, según se desprenda de los antecedentes que existen en esta Oficina, fueron iniciados los trabajos de construcción de cada obra como así su terminación.

En lo que respecta a los costos de dichas obras, debo de manifestar al señor Presidente, que, si bien existen en el archivo de esta Oficina algunos antecedentes dispersos e incompletos, no es posible obtener de los mismos con exactitud el costo de cada obra.

«c) *Un anteproyecto de la prolongación del Colector o de la obra que se piense ejecutar desde el kilómetro 300 hasta el Vallimanca, para apreciar la factibilidad de la obra*».

A este respecto, debo de manifestar al señor Presidente que, como es de su conocimiento la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagüe resolvió en su sesión del 14 de octubre ppdo. desistir de solicitar informes respecto a este punto, por cuanto el señor Ing. Mercáu les dió una explicación con los planos por delante sobre la factibilidad de la continuación del Colector desde el kilómetro 270 hasta pasar el Vallimanca.

Buenos Aires, Marzo 21 de 1928 — N° 1590.

Fdo. KÜNDIG.

Adjunto un anexo. — Exp. C. 3589. — 1927.

• • •

T. — NOTA EN QUE SE DETERMINA LA FECHA DE LA SESION EN QUE EL INGENIERO MERCAU DIO EXPLICACIONES EN EL SENO DE LA COMISION ASESORA SOBRE LA FACTIBILIDAD DE LA CONTINUACION DEL COLECTOR HASTA PASAR EL VALLIMANCA.

Buenos Aires, Marzo 20 de 1928.

*Señor Ingeniero Director de la Oficina Técnica.*

Comunico a Vd. que la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües, pasó una nota a la Dirección con fecha octubre 18 de 1927, haciéndole presente que en la sesión del 14 del mismo mes se había desistido de solicitar informes respecto al punto c de la nota de agosto 31 ppdo., por cuanto el señor Mercáu les dió una explicación con los planos por delante sobre la

factibilidad de la continuación del Colector desde el kilómetro 270 hasta pasar el Vallimanca.

Saluda al señor Ingeniero Director muy atentamente.

Fdo. MARTIN G. MALLO.

\* \* \*

### Sexta y última nota recibida de la Comisión:

#### U. — NOTA DE LA COMISION.

Buenos Aires, Octubre 1 de 1928.

*Al señor ingeniero AGUSTIN MERCAU.*

De mi consideración:

En la sesión del día 28 de septiembre ppdo. después de leída la nota del ingeniero Mercau del día 20 de setiembre resolvió la Comisión Asesora que presido contestar esa comunicación preguntándole:

- 1.º Cómo se ha calculado el caudal máximo de 1.500 m<sup>3</sup> que se fija en el origen del colector en el Vallimanca.
- 2.º — Adoptado ese caudal en el origen, qué caudales máximos se fijan en el Km. 300, en el Km. 160 y en la desembocadura.
- 3.º — Luces de los viaductos correspondientes a esos caudales adoptados y superficie sometida a servidumbre.

y por último, se resolvió también manifestarle que la Comisión le agradecería que le hiciera en esta oportunidad cualquiera aclaración, o diera datos, o expusiera otros conceptos, ya sea en su carácter de Proyectista o como Director de la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües.

Esperando que el señor ingeniero Mercau tendrá a bien dar las contestaciones solicitadas, me es grato saludarlo con toda consideración.

LUIS DE ELIZALDE  
Secretario

EDUARDO HUERGO  
Presidente

\* \* \*

#### V. — CONTESTACION DEL INGENIERO MERCAU.

Buenos Aires, Noviembre 16 de 1928.

*Señor Presidente de la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües,*

INGENIERO EDUARDO HUERGO

*Presente.*

He recibido la nota de esa Comisión de fecha 1º de octubre último, por la cual el señor Presidente me comunica que la Comisión ha tomado cono-

cimiento en su sesión del día 28 de septiembre ppdo. de mi nota de fecha 20 de ese mes, y formula a nombre de aquélla las preguntas que paso a contestar.

«1.º — *Cómo se ha calculdo el caudal máximo de m<sup>3</sup> 1.500 que se fija en el origen del Colector en el Vallimanca*».

He fijado esa amplia cifra de 1.500 metros cúbicos por segundo, en previsión de toda eventualidad sobre el caudal del Colector en esa parte. El caudal máximo del Vallimanca quedará debidamente dilucidado, tal como lo manifestaba por mi nota de fecha 23 de mayo del año pasado, cuando se hayan terminado los estudios que se ejecutan por las comisiones respectivas en ese arroyo y su cuenca, actualmente muy adelantados, y la parte que de ese caudal (fuera o no su totalidad) haya de incorporarse al Colector, así como su influencia en el resto del canal, deberá ser establecida como corresponde, y como también lo manifestaba por mi nota de fecha septiembre 20 ppdo. que ha motivado la de la Comisión a que contesto, cuando se haga el proyecto definitivo de las obras (1).

Por estas razones, no puedo precisar su cifra exacta y definitiva, pero sí, puedo afirmar que la antes dicha, cubre con seguridad toda eventualidad a su respecto, tanto más que para la altura de 2,70 mts. asignada a la sección del terraplén en el origen del canal, el plan de agua correspondiente a 1.500 metros cúbicos por segundo deja una amplia revancha, tal que la capacidad máxima del mismo resulta mayor del doble de esa cifra.

La sección a que aludo, fué comunicada a la Comisión por mi nota de fecha mayo 23 de 1927 citada, conjuntamente con el tipo y forma de revestimiento propuesto para todo el terraplén del canal.

«2.º — *Adoptado ese caudal en el origen, qué caudales máximos se fijan en el Km. 300, en el Km. 160 y en la desembocadura*».

A este respecto, y al de las zonas de expansión correspondientes, son también aplicables las consideraciones que acabo de hacer al contestar la pregunta anterior.

Sólo me permitiré recordar a la Comisión, que habiéndose dejado al proyectar el Canal Colector, una amplísima revancha de seguridad, ella contempla también cualquier incremento que fuera necesario dar a su caudal, en virtud de la incorporación de las aguas del Vallimanca, lo que no implicaría sino un escaso aumento de la zona de expansión, como claramente

(1) Con respecto a la ejecución de ese proyecto, que hace tiempo (por nota de fecha 3 de diciembre de 1924), propuse ejecutar en la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües a mi cargo, sin remuneración especial alguna a mi favor, la Dirección ha expresado en sus informes y Memorias al P. E., que dicho proyecto será hecho, una vez que estén terminados todos los estudios correspondientes al mismo y que se llevan a cabo en el terreno.

se desprende de las consideraciones expuestas y diagrama acompañado por la Dirección en su informe al P.E., ampliatorio del de fecha septiembre 19 de 1922.

«3.º — *Luces de los viaductos correspondientes a esos caudales adoptados y superficie sometida a servidumbre*».

A su respecto, serían también aplicables las mismas consideraciones que acabo de hacer con relación a las dos preguntas anteriores; pero, como la longitud de esos viaductos es en cierto modo independiente del caudal, las luces deducidas para los mismos de acuerdo con la traza primitiva, pueden aplicarse a la estudiada en el terreno (1) con sólo variar la altura del remanso con que trabajen, y como aquéllas han sido ya determinadas para el caso aludido, me permito acompañar los documentos relativos a las mismas, que fueron preparados hace algún tiempo por la Oficina Técnica y que la Dirección envió a los Ingenieros Zuleta y Castells, con motivo del informe de que éstos fueron encargados por el P.E.

Esos documentos que corresponden a las luces, costo, etc., de los viaductos ferroviarios y carreteros para un remanso imperceptible y para los remansos de 8 y 15 centímetros, así como para los puentes carreteros sobre el canal excavado, fueron preparados a poco de iniciarse los estudios en el terreno del Canal Colector, pero son — como digo, — aplicables, salvo ligeras variantes, a la traza estudiada.

La primera parte de los mismos fué acompañada al informe complementario que la Dirección elevó al P.E. en septiembre 19 de 1922 y la segunda, del N.º 1 a 17, a los documentos entregados después a los Ingenieros Zuleta y Castells.

Conjuntamente con los mismos, se hizo una «*verificación del costo de los viaductos*», tomando como punto de comparación el presupuesto formulado (creo que a pedido de esos ingenieros) por el Ferrocarril del Sud.

Ahora bien, y a la vista de esos antecedentes, y adoptando por ejemplo, el insignificante remanso de 8 centímetros, fácil es ver, que cualquiera que fuera el aumento que importara la incorporación del caudal del Vallimanca al del primitivamente calculado para el canal Colector, su consecuencia no sería otra que hacer variar en escasa medida la altura del remanso calculado en esos documentos, y que no habría, desde luego, necesidad de modificar la longitud de los viaductos, tanto más tratándose de una apreciación de anteproyecto.

Transcribo a continuación, la verificación a que aludo, con algunas pequeñas correcciones (2) y aclaraciones, y sin creer que, a los fines antes

(1) Trazo que difiere de la primitiva por el pequeño cambio de pendiente que se introdujo para pasar aguas arriba de General Alvear, tal como lo expresaba por mi nota de fecha 20 de septiembre ppdo.

(2) Para mayor claridad, hechas esas correcciones por la Oficina Técnica, así como la revi-

dichos, fuera necesario, por mi parte, mayor revisión de la misma, no obstante que algunos elementos, tales como el ancho de la calzada de los viaductos carreteros pudiera aumentarse si se desea, pero en todo caso esa, y cualquier otra modificación que se introdujera, no produciría, por cierto, cambio de importancia en el costo de esas obras, desde que, como se hace expresamente notar en dicha verificación, se han adoptado como precios de los elementos que mayor influencia tienen en el costo — hierro, cemento, ladrillos — valores *exageradamente* más altos que los reales.

Así, y para referirme a uno solo de ellos, y precisamente al que mayor influencia tiene en el costo total de esas obras, o sea, el del hierro perfilado, haré presente que se ha adoptado el precio de \$ 185  $\%$  por tonelada c. i. f. Buenos Aires, cuando, según lo comprueba la carta de la casa Thyssen, dirigida a los Ingenieros Kündig y Jáuregui, cuya copia acompaño, ese precio sólo sería de \$ 68,63  $\%$  a \$ 71,59  $\%$  por tonelada c. i. f. Buenos Aires, o sea cerca tres veces menor que aquél, reducción que probablemente sería aún mayor si, como es lógico, llegado el caso, se licitara ese precio entre las grandes casas proveedoras (1).

#### «VERIFICACION DEL PRESUPUESTO DE VIADUCTOS» (2)

«Esta verificación se ha hecho adoptando los mismos precios unitarios, los mismos cálculos métricos, y los mismos terraplenes y vías de acceso que el F. C. S. adopta en el presupuesto que nos ha facilitado para uno de los viaductos a construirse a la altura de Maipú (3).

«Hemos admitido además el insignificante remanso de 8 centímetros, lo que modificará la revancha de seguridad dejada entre el nivel máximo de agua en el canal y el coronamiento del terraplén, en esa misma cantidad, revancha que quedaría de 2,63 metros en vez de 2,71 metros.

«Debemos hacer notar, ante todo, que, como acabamos de decirlo, el F.C.S. no ha calculado el costo total de los viaductos sino el de uno solo, el de la vía Maipú - Mar del Plata.

«No obstante que este viaducto es uno de los más altos y, por consiguiente, de los más costosos, adoptamos para los demás, los mismos precios y cómputo-

---

sión de los cálculos consignados en esa verificación y los documentos anexos, se han rehecho las telas correspondientes a las mismas, cuya copia acompaño; ello ha motivado principalmente la demora en contestar la nota del señor Presidente, que ruego quiera excusar.

(1) Para los viaductos carreteros y puentes sobre el canal excavado, que no fueron comprendidos en la verificación a que aludo, el precio c. i. f. Buenos Aires que consignan los documentos respectivos es de \$ 109 c/l por tonelada.

(2) Esta verificación corresponde, como se ha dicho, a la del presupuesto primitivamente hecho por la Dirección con motivo del informe complementario del que elevó al P. E. con fecha 19 de septiembre de 1922, y fué enviada, como se ha dicho, conjuntamente con los demás elementos pedidos a la misma por los Ingenieros Zuleta y Castells con motivo del informe que los requirió el P. E.

(3) Obra en mi poder una copia del presupuesto del F. C. S. a que aludo, que pongo a la disposición de la Comisión, para el caso de que no lo tuviera.

tos métricos, calculados por el F.C.S. Esto importa, desde luego, un aumento de consideración sobre el costo total de todos los viaductos.

«Por otra parte, el F.C. no ha computado remanso alguno y, por consiguiente, ha llegado a la cifra de 2.500 metros para longitud de ese viaducto, cuando es evidente que, admitiendo aún el pequeño remanso de 8 centímetros a que hemos aludido, la longitud puede reducirse, sin ningún inconveniente, a menos de la mitad y, con ello, el costo de la obra, mucho más, cuando no hay razón técnica alguna que impida hacer esa reducción y aún otra mayor, si se quisiera.

«Igualmente haremos notar que el F.C.S. adopta como precio del fierro c.i.f. Buenos Aires, el de \$ 185 (1) por tonelada, mientras que nosotros, según carta del representante de las Usinas Krupp (previo cablegrama a la misma) tenemos oferta de \$ 98,47 c. i. f. Buenos Aires por tonelada (2).

«Para el cemento portland, el F.C.S. adopta \$ 52,50 como precio por tonelada, mientras que, por reciente licitación (julio 1923) las Obras Sanitarias de la Nación han obtenido el precio de \$ 35,80 por tonelada c.i.f. Buenos Aires (3).

«Los ladrillos han sido calculados por el F.C.S. a razón de \$ 30,00 el millar, mientras que, como es sabido, el costo al pié de la obra, no excede de pesos 18,00.

«No obstante todo esto, no hemos introducido reducción alguna en los precios adoptados por el F.C. Sud, pero, si lo hubiéramos hecho, como en rigor corresponde y como deberá hacerse llegado el caso de ejecutar las obras, basta la enumeración de las cifras que anteceden para ver que habríamos podido obtener una considerable reducción en el presupuesto.

«Finalmente, haremos también notar que en nuestro presupuesto, no habíamos computado el costo del traslado de la vía para colocarla sobre los viaductos, por creer que con esos gastos, sería con lo menos que el F.C. del Sud contribuiría a una obra que le reportará grandes beneficios de todo orden y porqué se nos había dicho que esa Empresa estimaba en \$ 6.000.000 el costo del ensanche de sus alcantarillas (que las últimas inundaciones ha demostrado ser indispensable) y por ser éste un gasto que el F.C. ahorraría en su casi totalidad si se llevara a cabo la construcción del Canal Colector propuesto.

(1) Ese precio de \$ 185 c.i.f. ha sido fijado por el F. C. S. como precio del material tomado en sus almacenes, pero, como lo lógico sería pedir el material preparado a sus dimensiones y remitirlo directamente del puerto a la obra, se ha admitido como c. i. f. Buenos Aires.

(2) Posteriormente, y como lo he dicho antes, la casa Thyssen de esta plaza, a pedido que le fuera formulado por intermedio de los Ingenieros Kündig y Járegui, ha cotizado por la carta antes aludida, los precios por hierros en vigas que se indican en la misma, *mucho menores* que los que fueron formulados por la casa Krupp, lo que, por otra parte, es explicable, porque éstos correspondieron a un precio post-guerra.

(3) El precio que cotiza Thyssen, en la carta antes citada dirigida a los Ingenieros Kündig y Járegui, por tonelada neta de cemento c. i. f. Buenos Aires, es de \$ 32,75 m/n.

«Admitiendo pues un remanso de ocho centímetros, cuyo cálculo detallado se consigna en la página 467 la longitud total de viaductos resulta de 6.354 metros o sea en cifras redondas 1.060 tramos de 6 mts. de eje a eje. Las longitudes parciales de cada viaducto están indicadas también en la página citada.

#### «COSTO DE LOS VIADUCTOS» (1)

«El cálculo del costo debería hacerse partiendo del tramo medio de todos los viaductos; pero siempre para colocarnos en el peor de los casos lo haremos partiendo del tramo medio del viaducto calculado por el F.C. del Sud del de Maipú, cuyo costo es indiscutiblemente mayor que el del tramo medio general.

«Computaremos separadamente los viaductos propiamente dichos (pila y tramo metálico) y los terraplenes de acceso, sin tener en cuenta el traslado de la vía a que aludiremos después.

«En la planilla adjunta (véase página 466), se reproduce el cálculo del costo de la parte metálica y de la mampostería por tramo, de acuerdo con los cómputos métricos y precios de F. C. Sud. Se llega así a la cifra de \$ 1.719,87.

«Al lado se agregan las cifras correspondientes del presupuesto formulado por la Dirección de Desagües, éste alcanza, siempre por tramo de 6 metros, a la cifra de \$ 1.177,68 (2).

«La diferencia con el presupuesto del F.C. Sud se explica fácilmente después de lo ya expuesto con respecto a los precios unitarios (fierros, cemento, ladrillos, etc.).

«Pero repetimos que adoptamos íntegramente las cifras de F.C.S. o sea la de \$ 1.719,87 para costo por tramo de 6 mts.

«Siendo como hemos dicho 1060 tramos los que entran en la totalidad de los viaductos y aunque como también lo dijimos el precio sería siempre inferior al antedicho el costo total de los viaductos resulta pues:

$$\$ 1.719,87 \times 1.060 = \$ 1.823.062,20$$

«En cuanto al movimiento de tierra para los terraplenes de acceso, el F.C.S. ha calculado sólo el correspondiente al viaducto de Maipú en m<sup>3</sup> 69.000 y aunque consideramos exagerada esa cifra, la adoptamos sin embargo como tipo de comparación para deducir la correspondiente a los viaductos restantes, obteniendo las cifras que se detallan a continuación:

(1) Los viaductos que requiere la prolongación hasta el Vallimanca se computan en los documentos anexos.

(2) Esta cifra, que por error de suma figuraba así en la planilla aludida, es de \$ 1.191,80, por ello se ha rehecho dicha planilla con esa sola corrección.

|                      |                              |
|----------------------|------------------------------|
| Viaducto I . . . . . | m <sup>3</sup> 78.000        |
| » II y III . . . . . | » 138.000                    |
| » IV . . . . .       | » 60.000                     |
| » V y VI . . . . .   | » 98.000                     |
|                      | <hr/>                        |
|                      | Total m <sup>3</sup> 374.000 |

«Para este movimiento de tierra el F.C. adopta como precio el de \$ 2,40 el m<sup>3</sup>. Evidentemente excesivamente elevado.

«A este precio el costo del movimiento de tierra para los terraplenes de acceso resultaría de:

$$374.000 \text{ m}^3 \times \$ 2,40 = \$ 897.600$$

cifra de todo punto de vista exagerada (por el precio unitario y por la cantidad de tierra calculada).

«El costo real de esos terraplenes de acceso, sería al máximo, el calculado por la Dirección a razón de \$ 0,80 el metro cúbico, con lo que se llegaría a la cifra de \$ 299.200, lo que importa una diferencia por el solo concepto del precio unitario asignado al movimiento de tierra de \$ 598.400.

«Es tan notorio el precio del movimiento de tierra para terraplenes que creemos inútil entrar a demostrar de qué lado está la razón en esa enorme disparidad de criterios. Recordaremos sólo que en el reciente contrato celebrado por el P.E. para la construcción del F.C.M.V. el precio más alto que ahí se ha fijado para el movimiento de tierra en terraplén para cruces a alto nivel es de \$ 0,79  $\frac{1}{2}$  por metro cúbico, según resulta del precio fijado a oro con las reducciones bien conocidas por pago a plazos.

«Como se ve, ese precio es prácticamente el mismo que el adoptado por la Dirección de Desagües.

#### «EN RESUMEN»

«Resulta de lo expuesto para:

«Costo total de los viaductos por concepto de la parte metálica y de la mampostería (adoptando los mismos precios y cómputos métricos del F.C.S. . . . . . \$ 1.823.062,20

«Costo total de los terraplenes de acceso al precio adoptado por la Dirección de Desagües y contratado por el P.E. para el F.C.M.V. . . . . . » 299.200,00

Total: \$ 2.122.262,20

y como en el presupuesto formulado por la Dirección de Desagües se había fijado para costo de esos viaductos la suma de \$ 2.227.906,80 se ve que no ha habido error de parte de la Dirección de Desagües al formular su presupuesto.



«Hemos mantenido el precio de \$ 0,80 por movimiento de tierra adoptado por la Dirección de Desagües por creer que no sería lícito que el P.E. contratara por \$ 2.40 la misma cosa que acaba de contratar por \$ 0,79  $\frac{1}{2}$ .

«Debemos aún agregar que si el F.C.S. cobrase, como no creemos que lo hiciera, el costo del traslado de las vías no serían tampoco aceptables los precios que resultan para esos trabajos.

«Pues en efecto si se suma al valor de \$ 167.475 que él asigna a la vía a emplear sobre los accesos, el de \$ 165.600 correspondiente a los terraplenes se tiene un costo de \$ 333.075 a lo que agregando el 10 % de imprevistos llega a \$ 386.382,50. Si se divide esta suma por la longitud de los accesos, que el F.C. calcula en 2.900 metros, se tiene como costo por kilómetro de vía de \$ 126.338,60.

«Para que pueda apreciarse si esa cifra es elevada o no, haremos presente que, según el contrato celebrado por el P.E. para la construcción del F.C.M.V. el costo por kilómetro de vía comprendido rieles, terraplenes y obras de arte es de \$ 34.000 moneda nacional, y el precio comprendido no sólo los rieles y los terraplenes, como en el caso que examinamos, sino también todo el material rodante, vagones, locomotoras, estaciones, etc. etc., no alcanza a \$ 63.000 moneda nacional por kilómetro.

«Igual cosa sucede con el precio asignado para la vía a colocar sobre los viaductos propiamente dichos. Por los varios conceptos indicados en el presupuesto del F.C.S. se llega a un costo también por kilómetro de \$ 159.830,40 moneda nacional, igualmente exagerado.

«Pero repetimos, que no creemos que el F.C. cobrara esos gastos y en todo caso si hubiera que hacer esos trabajos su monto no afectaría en gran cosa el presupuesto general, mucho más teniendo en cuenta que se ha dejado para esta clase de obras una suma para imprevistos de \$ 1.900.000,00 moneda nacional».

Resulta pues de esa verificación, que para las luces correspondientes a un remanso de 8 centímetros, el costo de los viaductos ferroviarios, si se adoptan *los mismos precios y cálculos del F.C.S. para pilas y parte metálica*, y el de \$ 0,80 para los movimientos de tierra en los accesos, sería de:

\$ 2.122.262,20 %

cifra que, como se expresa en esa verificación, es menor que la propuesta por la Dirección de Desagües en el «presupuesto por obras de arte» (véase hoja N° 14 de la 1ª parte de los documentos acompañados página 486) que la misma acompañaba al P. E. con su informe complementario citado, presupuesto que fué hecho con relación al primitivo de \$ 38.000.000 formulado por mí y el Ingeniero Waldorp.

Ahora bien, si a esa cifra de \$ 2.122.262,20 se agrega los costos de los viaductos carreteros y el de los puentes sobre el canal excavado, que de acuerdo con los documentos acompañados resultan (para el remanso de 8 centímetros) de \$ 2.928.558,72 y de \$ 298.103,40  $\%$  respectivamente (1), se tiene que el costo total para todas las obras de esa naturaleza comprendidas dentro del presupuesto primitivo de 38 millones, la suma de \$ 5.348.924,32  $\%$  que es inferior en \$ 564.108,32  $\%$  a la presupuestada por la Dirección de Desagües en su informe al P.E. y que alcanza como puede verse (hoja N° 14 citada) a \$ 5.913.032,64  $\%$  (véase página 486).

Pero, como ese presupuesto se hizo, como se ha dicho, en relación al de \$ 38.000.000 antes referido, no incluía el costo de los viaductos (carreteros y ferroviarios) y puentes que exige la prolongación del canal hasta el Valli-manca, si bien se hacía (véase hoja N° 15, 1ª parte pág. 486) una simple estimación de \$ 652.311  $\%$ , en el supuesto de la prolongación de la traza primitiva, pero, para cubrir su costo de acuerdo con lo traza estudiada para esa prolongación, así como los demás gastos, tales como el mayor movimiento de tierra que ello demande, la Dirección de Desagües amplió el presupuesto primitivo de 38 millones, en 7 millones más, llegando así a un total de 45 millones, aumento que, por cierto, cubre el reducido costo de esos viaductos y puentes.

Por otra parte, me permito hacer presente al señor Presidente que la determinación precisa de los elementos a que se refieren las preguntas que contesto — caudal, expansión, viaductos, puentes, etc. — no es, a mi juicio, necesaria, tratándose de un anteproyecto y de la apreciación del plan a que responde puesto que a tales objetos basta que las previsiones que se hayan hecho cubran con amplia seguridad toda eventualidad posible, tanto más que, como claramente se desprende del tipo de obra propuesto, esa determinación no puede influir sino muy escasamente en el costo definitivo de las obras, por cuanto esos elementos no pueden tener variación sino entre límites muy pequeños, desde que están sujetos al trazado técnico del canal y éste, a mi juicio, no puede apartarse, si no es en la escasa medida que lo permiten los coeficientes de las fórmulas de la hidráulica, de la zona o traza ya estudiada en el terreno por no permitirlo la condición fundamental a que debe responder ese tipo de obra, en cuanto corresponde a la velocidad admisible de la corriente en relación a la buena y segura conservación del terreno y del canal, y desde que si esa condición fundamental no se llena o no es debidamente contemplada, la obra sería irremisiblemente destruída

(1) Estos costos han sido también revisados por el Ingeniero Inspector de la O. Técnica, Ingeniero Kündig, llegando a la conclusión de que, a los fines de una mayor seguridad, podrían ellos aumentarse en un 10 %, o sea en total \$ 322.666,20  $\%$ . Por otra parte y para el caso de que se quisiera dar un mayor ancho de un metro a los viaductos carreteros (llegando así el ancho de la calzada de los mismos a 4,50 metros entre guarda ruedas) ello demandaría al máximo un aumento de 20 % sobre los costos anteriores resultantes que el aumento del 10 %, con lo cual y con pequeñísima diferencia se llegaría al monto total previsto por la Dirección de Desagües.

por socavación, como hace algún tiempo tuve ocasión de expresarlo al señor Presidente al referirme a las razones determinantes de la traza propuesta por mí para el Canal Colector.

Finalmente, y con respecto a la manifestación que el señor Presidente me trasmite por la última parte de su nota y que dice así: «y por último se «resolvió también manifestarle que la Comisión le agradecería que le hiciera «en esta oportunidad cualquiera aclaración, o diera datos, o expusiera otros «conceptos, ya sea en su carácter de Proyectista o como Director de la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües», expreso igualmente al señor Presidente, como antes lo he manifestado, que me será muy grato suministrar a la Comisión todas las aclaraciones, datos o conceptos que de mi parte, estime la misma convenientes a los fines de su cometido, pero, como en el presente caso ignoro los puntos que pudieran ser útiles a la Comisión, una exposición de mi parte no podría ciertamente abarcarlos, por lo cual me permito expresar a la Comisión que si considera necesarios algunos otros datos de mi parte, quiera tener a bien puntualizarlos, como lo ha hecho hasta aquí, a fin de poderlos contestar con un mejor conocimiento y sin las omisiones en que forzoza y aunque involuntariamente incurriría en una exposición en abstracto.

Saluda al señor Presidente muy atentamente.

*Fdo.* AGUSTIN MERCAU.

Son con sus anexos: 53 fs. útiles.

---

|  | FERROCARRIL SUD |          |                 |               | DIRECCIÓN DE DESAGÜES |        |                 |               | OBSERVACIONES |          |
|--|-----------------|----------|-----------------|---------------|-----------------------|--------|-----------------|---------------|---------------|----------|
|  | Cantidad        | Precio   | Importe parcial | Importe total | Cantidad              | Precio | Importe parcial | Importe total |               |          |
| <i>Parte metálica:</i>                                 |                 |          |                 |               |                       |        |                 |               |               |          |
| Peso total del tramo metálico de 6 ms de luz . . . . . | Kg.             | 3.460.00 | 185.00          | 640.10        | 3.137.00              | 100.00 | 313.72          |               |               |          |
| Pintura . . . . . ms                                   |                 | 30.00    | 0.20            | 6.00          |                       |        |                 |               |               |          |
| Gastos generales, combustible etc.: . . . . .          |                 |          |                 | 16.45         |                       |        |                 |               |               |          |
| Fletes . . . . .                                       |                 |          |                 | 49.57         |                       |        | 74.57           |               |               |          |
| Mano de obra . . . . .                                 |                 |          |                 | 110.64        |                       |        | 56.70           |               |               |          |
|  |                 |          |                 | 822.76        |                       |        | 444.99          |               |               |          |
| Imprevistos de 10 % . . . . .                          |                 |          |                 | 82.27         |                       |        | 66.75           | 511.74        | 15 %          |          |
| <i>Mampostería:</i>                                    |                 |          |                 |               |                       |        |                 |               |               |          |
| total por pila:  |                 |          |                 |               |                       |        |                 |               |               |          |
| Excavación fundaciones . . . . . m <sup>3</sup>        |                 | 9.00     | 2.00            | 18.00         | 10.00                 | 0.60   | 6.00            |               |               |          |
| Hormigón fundaciones »                                 |                 | 3.60     | 48.60           | 174.96        | 3.587.00              | 47.707 | 171.12          |               |               |          |
| Mampostería ladrillo . . . . . »                       |                 | 13.10    | 37.65           | 493.22        | 11.356.00             | 37.19  | 422.33          |               |               |          |
| Bloque asientos »                                      |                 | 1.25     | 60.20           | 75.25         | 1.243.00              | 64.85  | 80.61           |               |               |          |
| Toma de juntas m <sup>2</sup>                          |                 | 26.00    | 1.90            | 49.40         | —                     | —      | —               |               |               |          |
| Extra espolones N°                                     |                 | 2.00     | 2.00            | 4.00          | —                     | —      | —               | 680.06        |               |          |
| <i>Costo total de un tramo completo . . . . .</i>      |                 |          |                 |               |                       |        |                 |               |               | 1.191.80 |
|  |                 |          |                 |               |                       |        |                 |               |               | 1.719.87 |

La pila adoptada por el F. C. S. es la que corresponde para el viaducto de Maipú, mucho mayor que las de los otros puentes

LONGITUD DE CADA VIADUCTO ADMITIDO UN REMANSO DE 8,08 M.

Primer viaducto: Vía Guido-Juancho-Vivoratá (Km 10 del Canal)

$$l = 1452,09 \text{ m}$$

Segundo y tercer viaducto: Vías Maipú-Mar del Plata y Maipú-Ayacucho (cerca de Km 100 del canal)

$$l = 1200,00 \text{ m}$$

Cuarto viaducto: Vía Chas-Ayacucho (Km 170 del Canal)

$$l = 1014,00 \text{ m}$$

Quinto y sexto viaducto: Vías Las Flores-Tandil y Las Flores-Azúl (cerca de Km 240 del Canal)

$$l = 744,00 \text{ m}$$

CÁLCULO DEL REMANSO PARA CADA VIADUCTO.

Fijando la longitud del segundo y tercer viaducto en 1200 metros se obtiene para el remanso correspondiente a un caudal de más del doble del máximo previsto (Francis-Massoni)

$$Y = \left\{ \frac{Q^2}{2g} \left[ \frac{1}{l^2 (A + Y_1)^2} - \frac{1}{l_0^2 (A + Y)^2} \right] + \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\gamma} - 1 \right)^2 \frac{1}{l^2 (A + Y_1)^2} \right\} - \left\{ \frac{Q^2}{g l A} \left[ \frac{1}{l A} - \frac{1}{l_1 (A + Y_1)} \right] \right\}$$

o sea sustituyendo valores:

$$0,165 = \left\{ 509791,13 \left[ \frac{1}{971900,22 (2,04)^2} - \frac{1}{14364,100 (2,285)^2} \right] + 509791,13 (0,0027667) \frac{1}{971900,22 (2,04)^2} \right\} - \left\{ 126,8 \left[ 0,0001244 - \frac{1}{985,85 \times 2,04} \right] \right\}$$

ne la que el remanso aguas arriba tiene un valor de 8,5 centímetros.

Del libro «Calculation of flow in open channels», de la Miami Conservancy District. pág. 276 dá la fórmula  $H = a \frac{\left( \frac{V_1^2}{k^2} - V'^2 \right)}{2g}$  en la que  $a = 1.11$  (St. Vincent) y  $R = 0.95$  (Navier) tenemos  $H = m. 0.07556$ .

A continuación detallamos para los diferentes puentes del Valle Miami, Ohio, U.S.A., los remansos producidos en marzo 1913.

| RIO                | LOCALIDAD           | PUENTE              | REMANSO                |
|--------------------|---------------------|---------------------|------------------------|
| Tawawa Creek . .   | Este de Sidney      | F. C. Big 4         | en metros<br>2.47-2.71 |
| Turtle Creek . .   | N. O. de Lockington | Canal Miami & Erie  | 1.43                   |
| Río Miami . . .    | Sidney              | F. C. Big 4         | 0.915                  |
| Río Miami . . .    | Troy                | F.C. C.H. & D.      | 0.61                   |
| Low Swale . . .    | en Troy Oeste       | F.C. Big 4, Washout | 1.037                  |
| Río Miami . . .    | Tadmor              | Canal Miami & Erie  | 1.46                   |
| Río Miami . . .    | Miamisburg          | F.C. Big 4          | 0.945                  |
| Stillwater (Río) . | Covington           | F.C. Pa             | 0.457                  |
| Río Stillwater . . | Covington           | Camino              | 0.854                  |
| Río Stillwater . . | Milton Oeste        | Camino              | 0.457                  |
| Buck Creek . . .   | Springfield         | F.C. Big 4 .        | 0.762                  |
| Buck Creek . . .   | Springfield         | Cale Limestone      | 0.732                  |
| Buck Creek . . .   | Springfield         | Calle Plum          | 0.5795                 |
| Donnels Creek . .  | Donnelsville        | National Pike       | 0.396                  |
| Río Mad . . .      | Springfield         | F.C. Big 4 N° 121   | 0.671                  |
| Río Mad . . .      | Springfield         | F.C. Big 4 N° 122   | 1.22                   |

W. — CARTA DE LA COMPAÑIA INDUSTRIAL Y MERCANTIL THYSEN LDA.  
A QUE SE REFIERE LA CONTESTACION DEL INGENIERO MERCAU.

COMPAÑIA INDUSTRIAL Y MERCANTIL THYSEN LDA.  
901 — Belgrano — 907

Buenos Aires, Junio 9 de 1927.

Señores Ings. KÜNDIG y JAUREGUI.

*Bartolomé Mitre 311, Capital.*

Sección Hierros.

Muy señores nuestros:

Acusamos recibo de su atta. de Vds. fecha 6 del cte. y agradecemos la especificación de los tirantes por los cuales desean nuestra oferta la que les sometemos como sigue:

2.000 toneladas de tirantes GREY perfil N° 45 en largos de 6 metros al precio de \$  $\frac{\%}{s}$  31,50 (= \$  $\frac{m}{h}$  71,59).

350 toneladas de tirantes P. N. N° 20 en largos de 1.85 mts. y 1.500 toneladas de tirantes P. N. N° 26 y 28 en largos de 7.00 metros al precio término medio de \$  $\frac{\%}{s}$  30,20 (= \$  $\frac{m}{h}$  68,63).

Los precios se entienden por mil kilos neto y sin descuento por material puesto Cif. Buenos Aires y por largos cortados a medida, es decir, con una tolerancia de solamente 10 mm. por arriba y por abajo.

Además ofrecemos:

1.000 toneladas de cemento portland marca «THYSEN» definitivamente aprobado por el Superior Gobierno de la Nación, en barricas de 180 kilos bruto y 170 kilos neto al precio de \$  $\frac{\%}{s}$  2,45 (= \$  $\frac{m}{h}$  32,75 la tonelada) por cada barrica neto y sin descuento puesto Cif. Buenos Aires.

Las condiciones de pago están para estipular aún.

*Segundo.* — El seguro de los tirantes se entiende f.p.s. y el del cemento W.p.a. con 3 % inclusive contra avería de agua dulce sudor de bodega, etc.

*Embarque.* — El embarque de los tirantes en Europa podría empezarse dentro de 8 a 10 semanas, después de haber recibido nuestras fábricas su apreciable pedido, y el del cemento dentro de 3 a 4 semanas siguientes a la fecha de su estimada orden en lotes mensuales de hasta 1.000 barricas c/u salvo todos los casos de fuerza mayor debidamente comprobados como ser: falta de materias primas, huelgas, incendios, etc.

En la espera de sus ulteriores gratas noticias, plácenos saludarles muy atte.

Ss. Ss. Ss.

CIA. INDUSTRIAL Y MERCANTIL THYSEN LTDA.

(dos firmas)

**Antecedentes que han servido para la confección del proyecto  
general de las obras, acompañados a la nota precedente**

---

**1ª P A R T E**

---

**PRESUPUESTO DE 6 VIADUCTOS-FERROCARRILES Y 38 VIADUCTOS Y PUENTES  
CARRETEROS PARA CAMINOS GENERALES Y VECINALES Y  
PRESUPUESTO GENERAL DE LAS OBRAS DE ARTE**

---





**VIADUCTOS PARA FERROCARRILES**

COMPUTO METRICO POR TRAMO MEDIO.

| DESIGNACION DE LAS PIEZAS           | Numero de las piezas | DIMENSIONES |           |             | Peso por m. corr. | Peso de la pieza | PESOS     |           |
|-------------------------------------|----------------------|-------------|-----------|-------------|-------------------|------------------|-----------|-----------|
|                                     |                      | Longitud m. | Ancho mm. | Espesor mm. |                   |                  | Parciales | Totales   |
|                                     |                      |             |           |             |                   |                  |           |           |
| <i>Vigas principales:</i>           |                      |             |           |             |                   |                  |           |           |
| Perfil Differdingen N° 45 . . . . . | 2                    | 6.00        | 450×300   | 17          | 180.0             | 1.080.—          | 2.160.—   |           |
| traviesas P.N.U. N° 20 . . . . .    | 4                    | 1.836       | 200×90    | 7.5         | 26.2              | 48.10            | 192.412   |           |
| Ligación traviesas en largo         |                      |             |           |             |                   |                  |           |           |
| └ 100 × 100 × 10. . . . .           | 16                   | 0.4         | 100×100   | 10          | 14.8              | 5.92             | 94.72     | 2.447.132 |
| Remaches 1 % . . . . .              |                      |             |           |             |                   |                  |           | 24.471    |
| <i>Baranda:</i>                     |                      |             |           |             |                   |                  |           |           |
| Puntales . . . . .                  | 6                    | 1.21        | 50×75     | 7           | 6.5               | 7.86             | 47.19     |           |
| Largueros . . . . .                 | 4                    | 6.00        | 50×50     | 7           | 5.1               | 30.60            | 122.40    | 169.590   |
| <i>Asientos:</i>                    |                      |             |           |             |                   |                  |           |           |
| Fundación según tipo F.C.S. . . . . | 4                    |             |           |             |                   | 110.5            | 442.00    | 442.00    |
| Plomo en chapas . . . . .           | 4                    | 0.620       | 390       | 5           |                   | 13.5             | 54.00     | 54.00     |
| <i>Resumen:</i>                     |                      |             |           |             |                   |                  |           |           |
| Acero laminado . . . . .            | Kg.                  | = 2.641.193 |           |             |                   |                  |           |           |
| Fundición . . . . .                 | Kg.                  | = 442.00    |           |             |                   |                  |           |           |
| Plomo . . . . .                     | Kg.                  | = 54.00     |           |             |                   |                  |           |           |
|                                     | Kg.                  | = 3.137.193 |           |             |                   |                  |           |           |

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

|   | Material | Trans-<br>porte | Mano<br>de obra | Impr.  | Precio<br>unitario |
|---|----------|-----------------|-----------------|--------|--------------------|
| <i>Costo del Tramo metálico de 5 mts. de luz libre colocado.</i><br>(de acuerdo con los datos del Ingeniero Schneidewind ex-director general de los F.F. C.C. de la Nación) |          |                 |                 |        |                    |
| <i>Costo del Material metálico, según cotización de la casa Krupp CIF. Bs. As.</i>  |          |                 |                 |        |                    |
| acero; 2 <sup>T</sup> ,641.193 × 100 \$/ton.  | 264,12   |                 |                 |        |                    |
| fund.; 0 <sup>T</sup> ,442 × 60 \$/ton.   | 26,52    |                 |                 |        |                    |
| plomo; 0 <sup>T</sup> ,054 × 200 \$/ton.  | 10,80    |                 |                 |        |                    |
| <i>Descarga y carga en puerto sobre wagon del F.C. a 0,20 p. <math>\frac{m}{n}</math> la ton. (dato d. Ing. Schneidewind)</i>   |          |                 |                 |        |                    |
| $= 3137,193 \times \frac{0,20}{1000}$   |          | 0,62            |                 |        |                    |
| <i>Flete: Transporte de F.F. C.C. Bs. Aires-Maipú como media. = 3137,193 × <math>\frac{23,34}{1000}</math></i>  |          |                 |                 |        |                    |
|   |          | 73,33           |                 |        |                    |
| <i>Descarga del material metál. al pié de la obra; 0,20 la ton.</i>   |          |                 |                 |        |                    |
|   |          | 0,62            |                 |        |                    |
| <i>Mano de obra: 18 horas 1 herrero a \$ 8; 2 oficiales a \$ 6 y 1 peón a \$ 4.</i>   |          |                 |                 |        |                    |
| $\frac{18 \times 8 + 18 \times 6 \times 2 + 18 \times 4}{8}$  |          |                 | 54,00           |        |                    |
| <i>Dirección y gastos de accesorios el 5 % sobre la mano de obra</i>  |          |                 |                 |        |                    |
|   |          |                 | 2,70            |        |                    |
|   | 301,44   | 74,57           | 56,70           |        |                    |
|   |          |                 |                 | 432,71 |                    |
| <i>Aumento del 15 % de benef.</i>   |          |                 |                 | 64,91  |                    |
| <i>Costo total del tramo metálico colocado</i>  |          |                 |                 |        | 497,62             |

|  | Material | Transporte | Mano de obra | Imprev. | Precio unitario |
|--|----------|------------|--------------|---------|-----------------|
| <i>Costo m<sup>3</sup> de mortero hidráulico para la mampostería. 1 vol. de cem. y 3 de arena (475 Kg cemento por m<sup>3</sup> de arena).</i> |          |            |              |         |                 |
| <i>Costo del cemento:</i>  |          |            |              |         |                 |
| t 0,475 × 59,00 \$/t . . .   | 28,02    |            |              |         |                 |
| <i>Flete: S. Bayas - Ayacucho como media:</i>  |          |            |              |         |                 |
| 0,475 × 13,04 \$/t . . .   |          | 6,19       |              |         |                 |
| <i>Costo de la arena:</i>  |          |            |              |         |                 |
| 1.026 m <sup>3</sup> × 2 \$/m <sup>3</sup> . . .   | 2,05     |            |              |         |                 |
| <i>Flete: Mar del P.-Ayacucho como media: 1.026 m<sup>3</sup> por 1.600 Kg/m<sup>3</sup> × 5.01 \$/1000 Kg</i>                                 |          | 8,22       |              |         |                 |
| <i>Prepar. y entrega en la obra:</i>   |          |            |              |         |                 |
| 1 jornal peón 4,00 \$ . . .  |          |            | 4,00         |         |                 |
| <i>Dirección y gastos de acces. 5 % de la mano de obra . . .</i>   |          |            | 0,20         |         |                 |
| Sumas:   | 30,07    | 14,41      | 4,20         | 48,68   |                 |
| por mermas de 3 % . . .  |          |            |              | 1,46    |                 |
| <i>Costo m<sup>3</sup> de mortero . . . . .</i>  |          |            |              |         | 50,14           |

|  | Material | Trans-<br>porte | Mano<br>de obra | Imprev. | Precio<br>unitario |
|--|----------|-----------------|-----------------|---------|--------------------|
| <i>Costo m<sup>3</sup> de la mampostería en<br/>mortero cemento 1 : 3.</i>   |          |                 |                 |         |                    |
| <i>Costo ladrillos (360 p. m<sup>3</sup>) a<br/>30,00 \$ el millar: <math>360 \times \frac{30}{1000}</math></i>  | 10,800   |                 |                 |         |                    |
| <i>Transporte: Maipú-Ayacucheo<br/><math>360 \times 3,5 \text{ Kg.} =</math><br/><math>= t 1.260 \times 2,95 \text{ \$/ton.}</math></i>                              |          | 3,71            |                 |         |                    |
| <i>Descarga 1 <math>\frac{1}{2}</math> hora peón per<br/>millar: <math>\frac{1,5}{8} \times 4 \times \frac{360}{1000}</math></i>                                     |          |                 | 0,270           |         |                    |
| <i>Mortero: <math>0,240 \text{ m}^3 \times 50,14 \text{ \$}</math><br/>el metro cúbico . . . . .</i>   | 12,033   |                 |                 |         |                    |
| <i>Colocación <math>\frac{1}{2}</math> jornal albañil<br/>y <math>\frac{1}{2}</math> peón 2 m<sup>3</sup> por día<br/><math>\frac{1}{2} (6 + 4)</math> . . . . .</i> |          |                 | 5,000           |         |                    |
|  | 22,833   | 3,71            | 5,270           |         |                    |
| <i>Andamiajes, agua, etc. 10 %<br/>mano de obra . . . . .</i>  |          |                 | 0,527           |         |                    |
| <i>Sumas:</i>  | 22,833   | 3,71            | 5,797           | 32,34   |                    |
| <i>Beneficio 15 % . . . . .</i>  |          |                 |                 | 4,85    |                    |
| <i>Costo m<sup>3</sup> mampostería . . . . .</i>   |          |                 |                 |         | 37,19              |

|  | Material | Transporte | Mano de obra | Imprev. | Precio unitario |
|--|----------|------------|--------------|---------|-----------------|
| <i>Costo m<sup>3</sup> hormigón para los cimientos 1:3:5.</i>  |          |            |              |         |                 |
| Costo cemento: 0.230 ton. × 59.00 \$/ton. . . . .  | 13,570   |            |              |         |                 |
| Flete: S. Bayas-Ayacucho 0,230 t. × 13,04 \$/ton. .  |          | 2,999      |              |         |                 |
| Costo arena:<br>0.486 m <sup>3</sup> × 2.00 \$/m <sup>3</sup> .  | 0,972    |            |              |         |                 |
| Flete: M. del P.-Ayacucho c. medio: 0.486 m <sup>3</sup> × 1.600 ton/m <sup>3</sup> × 5.01 \$/ton. . . |          | 3,895      |              |         |                 |
| Costo piedra machacada:<br>0.813 m <sup>3</sup> × 7.00 \$/m <sup>3</sup> .                             | 5,691    |            |              |         |                 |
| Flete: Tandil-Ayacucho:<br>0.813 m <sup>3</sup> × 1.300 t/m <sup>3</sup> × 2.95 \$/tcn. . . . .        |          | 3,117      |              |         |                 |
| Preparación: 1 jornal \$ 4.00.   |          |            | 4,000        |         |                 |
| Entrega y colocación en la obra: 1 jornal 4.00 \$ . .  |          |            | 4,000        |         |                 |
| Sobrestante 7 \$ por cuadrilla de 9 hombres $\frac{2}{9} \times 7$ . .                                 |          |            |              | 1,555   |                 |
| Dirección y gastos acces. 5 % de mano de obra . . . . .  |          |            |              | 0,478   |                 |
| Sumas  | 20,233   | 10,011     | 10,033       | 40,277  |                 |
| Por mermas 3 % . . . . .   |          |            |              | 1,208   |                 |
| beneficio 15 % . . . . .   |          |            |              | 6,222   |                 |
| <i>Costo m<sup>3</sup> cimientos . . . . .</i>   |          |            |              |         | 47,707          |

|   | Material | Transporte | Mano de obra | Imprev. | Precio unitario |
|---|----------|------------|--------------|---------|-----------------|
| <i>Precio m<sup>3</sup> bloques de piedra artif. apoyo vigas: 1:1 ½:3</i> |          |            |              |         |                 |
| Costo cemento:  |          |            |              |         |                 |
| 0.430 t × 59 \$/ton. . . . .  | 25,370   |            |              |         |                 |
| Flete cemento:  |          |            |              |         |                 |
| 0.430t × 13.04 \$/t. . . . .  |          | 5,607      |              |         |                 |
| Costo arena:  |          |            |              |         |                 |
| 0.450 m <sup>3</sup> × 2 \$/m <sup>3</sup> . . . . .                      | 0,900    |            |              |         |                 |
| Flete arena: 0.450 m <sup>3</sup> ×                                       |          |            |              |         |                 |
| × 1.600 t/m <sup>3</sup> × 5.01 \$/t. . . . .                             |          | 3,672      |              |         |                 |
| Costo piedra machacada:   |          |            |              |         |                 |
| 0.900 m <sup>3</sup> × 7 \$/m <sup>3</sup> . . . . .                      | 6,300    |            |              |         |                 |
| Flete piedra machacada:   |          |            |              |         |                 |
| 0.900 m <sup>3</sup> × 1.300 t/m <sup>3</sup>                             |          |            |              |         |                 |
| × 2.95 \$/t. . . . .  |          | 3,451      |              |         |                 |
| Preparación: 1 jornal 5 \$ . . . . .                                      |          |            | 5,000        |         |                 |
| Entrega y colocación: 1 jornal 4 \$ . . . . .                             |          |            | 4,000        |         |                 |
| Dirección y gastos acces. 5 % sobre m. de o. . . . .                      |          |            | 0,450        |         |                 |
| Sumas   | 32,570   | 12,730     | 9,450        | 54,750  |                 |
| Por mermas 3 % . . . . .  |          |            |              | 1,642   |                 |
|   |          |            |              | 56,392  |                 |
| Beneficio 15 % . . . . .  |          |            |              | 8,458   |                 |
| <i>Costo m<sup>3</sup> piedra artificial . . . . .</i>                    |          |            |              |         | 64,850          |

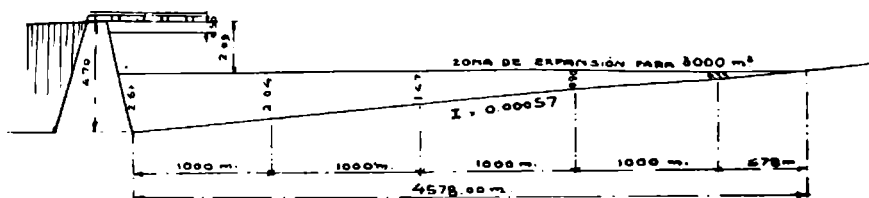


COMPUTO METRICO DE LAS PILAS

| DENOMINACION                                | DIMENSIONES |       |        | CUBOS     |         |
|---|-------------|-------|--------|-----------|---------|
|   | Longitud    | Ancho | Altura | Parciales | Totales |
| <i>Tipo grande medio. (tipo F. C. S.) A</i> |             |       |        |           |         |
| Mampostería de ladrillo - cuerpo . . .      | 2.90        | 1.05  | 2.70   | 8.221     |         |
| » » » tajamares . . .                       | 0.525       | 1.05  | 2.70   | 1.488     |         |
| » primer ensanche base . . .                | 3.53        | 1.20  | 0.18   | 0.762     |         |
| » segundo » » . . .                         | 3.645       | 1.35  | 0.18   | 0.885     |         |
| Total de mampostería . . .                  |             |       |        |           | 11.356  |
| Cimientos hormigón 1:3:5 . . .              | 4.10        | 1.75  | 0.50   | 3.587     |         |
| Total hormigón cimientos . . .              |             |       |        |           | 3.587   |
| Piedra artificial asientos 1: 1 ½: 3 . . .  | 2.96        | 1.05  | 0.40   | 1.243     |         |
| Total hormigón asientos . . .               |             |       |        |           | 1.243   |
| <i>Tipo chico medio (tipo F. C. S.) B</i>   |             |       |        |           |         |
| Mampostería de ladrillo - cuerpo . . .      | 2.90        | 0.75  | 1.70   | 3.697     |         |
| » primer ensanche base . . .                | 3.53        | 0.90  | 0.18   | 0.571     |         |
| » segundo » . . .                           | 3.645       | 1.05  | 0.18   | 0.688     |         |
| Total mampostería . . .                     |             |       |        |           | 4.956   |
| Cimientos hormigón 1:3:5 . . .              | 4.10        | 1.75  | 0.50   | 3.587     |         |
| Total hormigón cimientos . . .              |             |       |        |           | 3.587   |
| Piedra artificial asientos 1: 1 ½: 3 . . .  | 2.96        | 1.05  | 0.40   | 1.243     |         |
| Total hormigón asientos . . .               |             |       |        |           | 1.243   |

PRIMER VIADUCTO

Longitud de cada viaducto calculada para el doble del caudal máximo. Vía Guido - Juancho - Vivotatá. Km. 10 del canal.



Altura de la pila contra el terraplén:

$$h_{m\acute{a}x} = (4.70 - 0.5) + 1.20 \text{ cimientos} = 5.40 \text{ metros.}$$

Altura de la pila a los 3.000 mts. del terraplén:

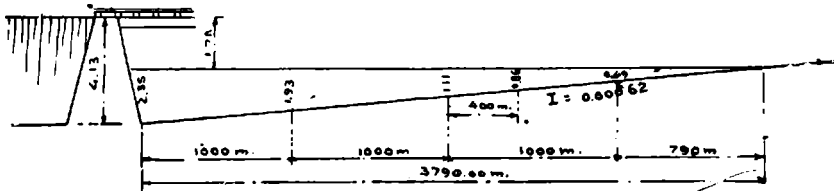
$$h_{m\acute{i}n} = [(4.70 - 2.61) + 0.90] + 0,90 - 0.50 + 1.20 = 3.69 \text{ mts.}$$

Altura media de la pila:

$$H = \frac{5.40 + 3.69}{2} = 4.55 \text{ metros.}$$

### SEGUNDO Y TERCER VIADUCTO

*Líneas Maipú a Mar del Plata y Maipú a Ayacucho. Cerca K. 100 del canal.*



Altura de las pilas contra el terraplén:

$$h_{m\acute{a}x} = (4.13 - 0.50) + 1.20 = 4.83 \text{ mts.}$$

Altura de las pilas a los 2.400 mts.:

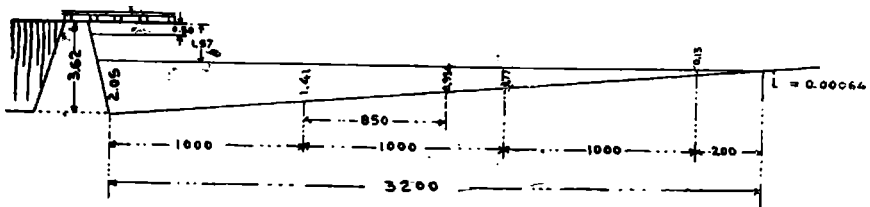
$$h_{m\acute{i}n} = [(4.13 - 2.35) + 0.86] - 0,50 + 1.20 = 3.34 \text{ mts.}$$

Altura media de la pila:

$$H = \frac{4.83 + 3.34}{2} = 4.085 \text{ mts.}$$

### CUARTO VIADUCTO

*Línea Chas a Ayacucho - en Km. 170 del canal*



Altura de las pilas contra el terraplén:

$$h_{m\acute{a}x} = (3.62 - 0.50) + 1.20 = 4.32 \text{ m.}$$

Altura de las pilas a los 1.850 m. del terraplén:

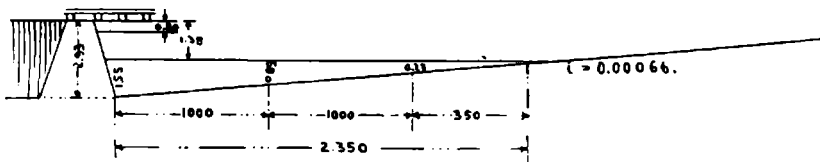
$$h_{m\acute{t}n} = [(3.62 - 2.05) - 0.50] + 0.934 + 1.20 = 3.204 \text{ m.}$$

Altura media de las pilas:

$$H = \frac{4.32 + 3.204}{2} = 3.762 \text{ m.}$$

#### QUINTO Y SEXTO VIADUCTO

*Líneas Las Flores - Tandil, Las Flores - Azul. Km. 240 del Canal.*



Altura de la pila contra el terraplén:

$$h_{m\acute{a}x} = (2.93 - 0.50) + 1.20 = 3.63 \text{ m.}$$

Altura de la pila a los 1.000 mts. del terraplén:

$$h_{m\acute{t}n} = [(2.93 - 1.55) - 0.50] + 0.89 + 1.20 = 2.97 \text{ mts.}$$

Altura media de las pilas:

$$H = \frac{3.63 + 2.97}{2} = 3.30 \text{ m.}$$

LONGITUD TOTAL DE LOS VIADUCTOS F.C.

|                  |          |   |       |      |           |    |       |    |       |
|------------------|----------|---|-------|------|-----------|----|-------|----|-------|
| 1. <sup>er</sup> | Viaducto | — | 2.000 | mts. | viaducto; | A. | (tipo | de | pila) |
|                  | »        |   | 1.000 | »    | »         | B. | »     | »  |       |
| 2. <sup>o</sup>  | »        |   | 1.500 | »    | »         | A. | »     | »  |       |
|                  | »        |   | 1.000 | »    | »         | B. | »     | »  |       |
| 3. <sup>er</sup> | »        |   | 1.500 | »    | »         | A. | »     | »  |       |
|                  | »        |   | 1.000 | »    | »         | B. | »     | »  |       |
| 4. <sup>o</sup>  | »        |   | 1.000 | »    | »         | A. | »     | »  |       |
|                  | »        |   | 850   | »    | »         | B. | »     | »  |       |
| 5. <sup>o</sup>  | »        |   | 500   | »    | »         | A. | »     | »  |       |
|                  | »        |   | 500   | »    | »         | B. | »     | »  |       |
| 6. <sup>o</sup>  | »        |   | 500   | »    | »         | A. | »     | »  |       |
|                  | »        |   | 500   | »    | »         | B. | »     | »  |       |

|                            |              |
|----------------------------|--------------|
| con <i>Tipo A</i> en total | 7.000 metros |
| » » <i>B</i> » »           | 4.850 »      |

*Con Tipo A.*

$$\begin{aligned}
 \text{tramo} &= \frac{7000}{6} = 1.167 \times 497.62 = && 580.722,54 \\
 \text{pilas} &= \frac{7000}{6} + 1 = 1.168 \times 674.062 = && 787.304,42 \\
 &&& \hline
 &&& 1.368.026,96
 \end{aligned}$$

*Con Tipo B.*

$$\begin{aligned}
 \text{tramo} &= \frac{4850}{6} = 809 \times 497.62 = && 402.574,58 \\
 \text{pilas} &= \frac{4850}{6} + 1 = 810 \times 436.046 = && 353.197,26 \\
 &&& \hline
 &&& 755.771,84
 \end{aligned}$$

|                            |              |
|----------------------------|--------------|
| <i>Total:</i>              |              |
| 11.856 metros de Viaductos | 2.123.798,80 |

$$\frac{2.123.798.80}{11.856} = 179.131 \text{ \$ } \frac{m}{n} \text{ el metro de Viaducto F. C.}$$

**Viaductos para caminos generales y puentes para canales vecinales.**

**VIADUCTOS Y PUENTES CARRETEROS**

*Costo por tramo de 7 metros de largo, colocado, de 1,896 toneladas.*

|  |          |
|--|----------|
| Parte metálica: 1.896 t. $\times \frac{497,62}{3.137,193} = 159 \text{ \$/t.}$ . . . . . | = 301,51 |
| barandas: 0.25 ton. $\times 159 \text{ \$/t.}$ . . . . .                                 | = 39,75  |
| Entablado del piso: 3.05 m <sup>3</sup> $\times 190 \text{ \$/m}^3$ . . . . .            | = 579,50 |
| 5 % bulones: 0.10 $\times 159 \text{ \$/t.}$ . . . . .                                   | = 15,90  |
| Mampostería: 5.283 m <sup>3</sup> $\times 37.19 \text{ \$/m}^3$ . . . . .                | = 196,47 |
| Hormigón: 2.4m <sup>3</sup> $\times 47.707 \text{ \$/m}^3$ . . . . .                     | = 114,50 |
| Sillas asiento 0.615 m <sup>3</sup> $\times 64.85 \text{ \$/m}^3$ . . . . .              | = 39,88  |
| Acarreos 14 ton. $\times 6 \text{ \$/ton.}$ , en media 4 leguas . . . . .                | = 84,00  |
|  | 1.371,51 |
| Desperdicios y pérdidas. 5 % . . . . .   | 68,57    |
|  | 1.440,08 |
| Imprevistos: (1) 15 % . . . . .  | 216,01   |
|  | 1.656,09 |

*Para metro lineal de puente carretero resulta:*

$$\frac{1656.09}{7} = 236,59 \text{ \$/m.}$$

**LONGITUD TOTAL DE LOS VIADUCTOS Y PUENTES CARRETEROS**

|  |     |     |   |             |
|--|-----|-----|---|-------------|
| 1. Maipú al Sud . . . . .                          | Km. | 100 | — | 2.000 mts.  |
| 2. Castelli y Pila a Barcarce y Ayacucho . . . . . | »   | 125 | — | 2.000 »     |
| 3. Parravicini a Udaquiola . . . . .               | »   | 135 | — | 1.800 »     |
| 4. Dolores y Pila a Tandil . . . . .               | »   | 165 | — | 1.700 »     |
| 5. Casalins a Rauch . . . . .                      | »   | 175 | — | 1.600 »     |
| 6. Newton a Rauch . . . . .                        | »   | 195 | — | 1.500 »     |
| 7. Las Flores a Rauch . . . . .                    | »   | 230 | — | 1.200 »     |
| 8. Las Flores a Azul . . . . .                     | »   | 240 | — | 1.100 »     |
|  |     |     |   | 12.900 mts. |

(1) Esta partida que figuraba como «Utilidad del contratista» corresponde a «Imprevistos», porque aquella ha sido ya considerada en las págs. 476 y siguientes.

Se construirán además 30 puentes con un promedio de 42 mts. cada uno sobre la parte excavada con lo que resulta un total de:

$$12.900 \text{ ms} + 1.260 \text{ ms} = 14.160 \text{ metros lineales.}$$

mas un 10 % por ensanches por cruces  $14.160 + 1.416 = 15.576$

$$15.576 \times 236,59 = 3.685.125,84$$

*Total: 8 Viaductos con 12.900 ms y 30 Puentes con 1.260 ms de longitud.*

### Presupuesto general de las obras de arte.

#### OBRAS DE ARTE

|  |                   |                      |
|--|-------------------|----------------------|
| Viaductos ferroviarios . . . . .   | \$ m <sub>n</sub> | 2.123.798,80         |
| Viaductos y Puentes carreteros. . . . .  | » »               | 3.685.125,84         |
| Descargador en Mar Chiquita y Compuertas 2.000 metros lineales . . . . .   | » »               | 3.000.000,00         |
| Casillas conserv. para personal y depósitos de materiales. . . . .   | » »               | 100.000,00           |
| Terraplenes acceso, pasos y puentes a 0.80 \$/m <sup>3</sup> 100.000 m <sup>3</sup> . . . . .  | » »               | 80.000,00            |
| Movimiento de tierra para fundaciones de pilas de los puentes: 4.000 pilas × 4.10 × 1.75 × 1.40 = 40.180 m <sup>3</sup> × 0.60 \$/m <sup>3</sup> . . . . . | » »               | 24.108,00            |
|  | \$ m <sub>n</sub> | <u>9.013.032,64</u>  |
| <i>Imprevistos para obras de arte (parte de la partida de 4.000.000 de pesos para imprevistos del presupuesto general) . . . . .</i>                       | \$ m <sub>n</sub> | <u>1.986.967,36</u>  |
|  | \$ m <sub>n</sub> | <u>11.000.000,00</u> |

#### PROLONGACION DEL CANAL COLECTOR HASTA EL VALLIMANCA.

La partida de \$ 1.986.967,36 m<sub>n</sub> permite computar en ella el costo del nuevo viaducto ferroviario, que requerirá la prolongación del Canal Colector, prevista por la Comisión Asesora y aconsejada por la Dirección de Desagües, hasta captar el Vallimanca. Este será para la vía férrea de Alvear a Saladillo y tendrá una longitud de 1000 metros lineales con un presupuesto de \$ 179.131,00 m<sub>n</sub>.

Corresponderán además dos viaductos carreteros sobre los caminos de Alvear a Bolívar y de Alvear a Saladillo, con una longitud de 2000 metros y un costo de \$ 473.180,00 m<sub>n</sub>.

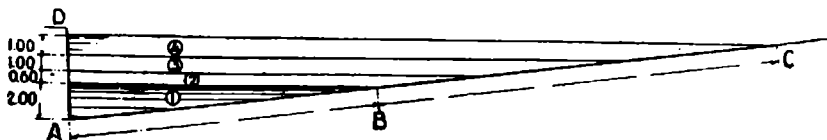
Estas obras representan un valor de \$ 652.311,00  $\frac{m}{n}$  quedando aún de la partida de Imprevistos una cantidad disponible de \$ 1.334.656,38  $\frac{m}{n}$ .

En cuanto al movimiento de tierra necesario para esa prolongación cabe también ampliamente dentro de la segunda parte de \$ 2.000.000  $\frac{m}{n}$  de la partida reservada para imprevistos de movimiento de tierra.

\* \* \*

Llevando el Canal Colector un caudal de 1.500 m<sup>3</sup> por segundo, la profundidad del agua al lado del terraplén es de 200 mts. y la faja de terreno AB ocupada por las aguas tiene 3.508 mts. de ancho (1).

Con sesenta centímetros más de altura de agua, lleva un caudal de 3.063 m<sup>3</sup> por segundo, ocupando una faja de terreno una cuarta parte más ancha que la anterior (2).



Con un metro más llevará 7.500 m<sup>3</sup> por segundo, ocupando una faja de terreno algo mayor que se ve en el croquis (3).

Con un metro mas aún, llevará 15.300 m<sup>3</sup> por segundo ocupando una faja de terreno A. C., apenas un poco mayor que el doble del ancho que cuando llevaba 1.500 m<sup>3</sup>/seg. es decir que para un aumento del caudal de 10 veces, ocupa una superficie poco mayor del doble (4).

## 2ª PARTE

---

### CALCULO DE LA LONGITUD DE LOS VIADUCTOS

adoptando un remanso de 0,08 m.

Hemos calculado, detalladamente que para los viaductos 2 y 3, en que la expansión para un caudal de 3.063 m<sup>3</sup>/s., alcanza a 3.790 mts., la longitud del viaducto adoptando un remanso de 0,08 no es sinó de 1.200 metros.

Como cifras, *aproximadas por exceso*, de la longitud de los demás viaductos, supondremos que ellas guarden con la expansión del régimen normal del canal la misma relación:

2.º y 3.º Viaductos:

$$\text{long. calculada} = \frac{\text{expansión } 3.790}{1.200} = 3.158$$

1.º Viaducto:

$$\text{long. viaducto} = \frac{4.578}{3.158} = 1.449,65 \sim 1.452 \text{ m.}$$

$$4.º \text{ Viaducto} = \frac{3.200}{3.158} = 1.013,29 \sim 1.014 \text{ m.}$$

$$5.º \text{ y } 6.º \text{ Viaductos:} = \frac{2.350}{3.158} = 744,14 \sim 744 \text{ m.}$$

La longitud total de viaductos será pués:

$$1.200 + 1.200 + 1.450 + 1.013 + 744 + 744 = 6.351 \text{ metros, es decir}$$

$$\frac{6.351}{6} = 1.060 \text{ tramos.}$$



PUENTES CARRETEROS

Para el anteproyecto ha sido considerado únicamente el tipo mixto de pilares de mampostería, vigas o largeros de P.N.I. y sobre estructura de madera dura cada tramo será de 7 metros de eje a eje y  $7 - 0.75 = 6.25$  m. de luz libre cada tramo.

Como cada 200 mts. se dejará un cruce de 20 mts. de largo, el ancho de la calzada puede fijarse en 3.50 mts.

El tablero será de piezas de  $4'' \times 8''$  de madera dura que hacen un volumen de:

$$\frac{7}{0.20 + 0.01} = 33,3 \text{ tablonos}$$

$$V = 33.3 \times 4.20 \times 0.10 \times 0.20 = 2.80 \text{ m}^3. + \\ + 10 \% \text{ por guarda carro, etc.} = 3,08 \text{ m}^3.$$

$$\text{Los tirantes I cada } 0.70 \text{ m. P.N. N}^\circ 24. 6 \times 7 \times 36.19 = 1.519,98 \\ + 10 \% \text{ bulones, amarras, etc.} = 1.671,98 \text{ Kg.}$$

Las pilas de mampostería serán de 0.75 m. de ancho y computando como mampostería todos los sillares de asiento y demás hormigón, tomaremos como cantidad, seguramente en el total de mampostería calculada para los p. de f.c. —  $11.356 \text{ m}^3$ .

*El costo pues por tramo* teniendo en cuenta los precios deducidos por los análisis efectuados será:

parte metálica: (hoja N° 4) (véase página 476).

|                                    |  |          |
|------------------------------------|--|----------|
|                                    | $1.671.98 \times \frac{497.62}{3.137.193} = 1.671.98 \times 159 =$ | 265,85   |
| madera . . . . .                   | $3.08 \text{ m} \times 190 =$                                      | 585,20   |
| mampostería . . . . .              | $11.356 \times 37.19 =$  | 422,33   |
| acarreo . . . . .                  | $14 \times 6 =$  | 84,00    |
|                                    |  | 1.357,38 |
| Desperdicios y pérdidas: . . . . . | 6 %  | 81,44    |
|                                    |  | 1.438,82 |
| Imprevistos: (1) . . . . .         | 15 %   | 215,82   |
|                                    |  | 1.654,64 |

(1) Esta partida, que figuraba como «Utilidad del contratista» corresponde a «Imprevistos», porque aquella ha sido ya considerada en las págs. 476 y siguientes.

CALCULO DE LA LONGITUD DE LOS PUENTES CARRETEROS.

Los puentes carreteros son los siguientes, anotando también el ancho de la zona ocupada por el caudal de 3.063 m<sup>3</sup>/s. *Sin remanso aparente.*

| C A M I N O                        | Km. Canal | Ancho Canal | Longitud calculada viaducto F. C.   | Longitud asignada al P. carr. |
|------------------------------------|-----------|-------------|-------------------------------------|-------------------------------|
| 1. Maipú al Sur . . .              | 95        | 3.790       | Km. { 100 — 2.400<br>» { 10 — 2.400 | 2.002                         |
| 2. Castelli y Pila a Balcarce Azul | 15        | 3.500       | » { 100 — 2.400<br>» { 170 — 1.850  | 2.002                         |
| 3. Parravicini a Udaguioia .       | 135       | 3.400       | » » »                               | 1.806                         |
| 4. Dolores y Pila a Tandil . .     | 165       | 3.200       | » » »                               | 1.701                         |
| 5. Casalins a Rauch . . .          | 175       | 3.100       | » { 170 — 1.850<br>» { 240 — 1.000  | 1.610                         |
| 6. Newton a Rauch . . .            | 195       | 2.800       | » » »                               | 1.505                         |
| 7. Las Flores a Rauch . . .        | 230       | 2.350       | » » »                               | 1.204                         |
| 8. » » a Azul . . .                | 240       | 2.100       | » » »                               | 1.106                         |

Las longitudes proporcionales para el remanso calculado de 0,08 m. es el siguiente:

CALCULO DE LA LONGITUD DE LOS PUENTES CARRETEROS:

*Para 0.08 m. de remanso:*

|   | Km. Canal | Ancho | Long. cálculo. p. v. F. C.              | Long. asign. al puente carr. |
|---|-----------|-------|---|------------------------------|
| 1 | 95        | 3.790 | { Km. 100 — 1.200 m.<br>» 100 — 1.200 » | 1.204                        |
| 2 | 125       | 3.500 | { Km. 100 — 1.200 »<br>» 170 — 1.014 »  | 1.155                        |
| 3 | 135       | 3.400 | » » »                                   | 1.106                        |
| 4 | 165       | 3.200 | » » »                                   | 1.043                        |
| 5 | 175       | 3.100 | { Km. 170 — 1.014 m.<br>» 240 — 744 m.  | 1.025                        |
| 6 | 195       | 2.800 | » » » »                                 | 1.001                        |
| 7 | 230       | 2.350 | » » » »                                 | 770                          |
| 8 | 240       | 2.100 | » 240 — 744 »                           | 749                          |

Para 0.15 m. de remanso:

|   | Km. Canal. | Ancho | Long. cálcul. p. v. F. C. | Long. asign. al puente carr. |
|---|------------|-------|---------------------------|------------------------------|
| 1 | 95         | 3.790 | { Km. 100 — 1.232 m.      | 1.036                        |
|   |            |       | » 100 — 1.032 m.          |                              |
| 2 | 125        | 3.500 | { » 100 — 1.032 m.        | 952                          |
|   |            |       | » 170 — 876 »             |                              |
| 3 | 135        | 3.400 | » » » »                   | 924                          |
| 4 | 165        | 3.200 | » » » »                   | 822                          |
| 5 | 175        | 3.100 | { » 170 — 876 »           | 875                          |
|   |            |       | » 240 — 642 »             |                              |
| 6 | 195        | 2.800 | » » » »                   | 826                          |
| 7 | 230        | 2.350 | » » » »                   | 665                          |
| 8 | 240        | 2.100 | » 240 — 642 »             | 644                          |

Hacemos recordar que estas interpolaciones dan valores por exceso, pues, como la pendiente del terreno va aumentando hacia el final del canal, y estamos tomando la relatividad de los triangulos (secciones) como si ellos fueran semejantes, nuestros valores serán mayores que si tuviermos en cuenta la verdadera variación de las secciones transversales al variar la pendiente del terreno.

ANTEPRESUPUESTO DE LOS VIADUCTOS FERROVIARIOS Y CARRETEROS:

Costo metro corriente viaducto ferrov. 179.131 \$ (1).  
 » » » » carret. 236,59 \$ (2).

(1) Véase pág. 484.  
 (2) Véase pág. 488.

COSTO VIADUCTOS FERROCARRIL

*Sin accesos*

| Nº | Precio por m. | Sin remanso sensible |              | Remanso 0,09 m. |              | Remanso 0,15 m. |            |
|----|---------------|----------------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|------------|
|    |               | Long.                | Precio       | Long.           | Precio       | Long.           | Precio     |
| 1  | 179.131       | 3.000                | 537.393.00   | 1.452           | 260.098.21   | 1.248           | 223.555.49 |
| 2  | »             | 2.400                | 429.914.40   | 1.200           | 214.957.20   | 1.032           | 184.863.19 |
| 3  | »             | 2.400                | 429.914.40   | 1.200           | 214.957.20   | 1.032           | 184.863.19 |
| 4  | »             | 1.850                | 331.392.35   | 1.014           | 181.638.83   | 876             | 156.918.76 |
| 5  | »             | 1.000                | 179.131.00   | 744             | 133.273.46   | 642             | 115.002.10 |
| 6  | »             | 1.000                | 179.131.00   | 744             | 133.273.46   | 642             | 115.002.10 |
|    |               | 11.650               | 2.086.876.15 | 6.354           | 1.138.198.36 | 5.472           | 980.204.83 |

COSTO VIADUCTOS CARRETEROS

*Sin accesos*

| Nº | Precio por m. | Sin remanso sensible |              | Remanso 0,09 m. |              | Remanso 0,15 m. |              |
|----|---------------|----------------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|
|    |               | Long.                | Precio       | Long.           | Precio       | Long.           | Precio       |
| 1  | 236.59        | 2.000                | 520.498.00   | 1.204           | 313.339.80   | 1.036           | 269.617.96   |
| 2  | »             | 2.000                | 520.498.00   | 1.155           | 300.587.59   | 952             | 247.757.05   |
| 3  | »             | 1.800                | 468.448.20   | 1.106           | 287.835.39   | 924             | 240.470.08   |
| 4  | »             | 1.700                | 442.423.30   | 1.043           | 271.439.71   | 882             | 229.539.62   |
| 5  | »             | 1.600                | 416.398.40   | 1.025           | 266.755.23   | 875             | 227.717.87   |
| 6  | »             | 1.500                | 390.373.50   | 1.001           | 260.509.25   | 826             | 214.965.67   |
| 7  | »             | 1.200                | 312.298.80   | 770             | 200.391.73   | 665             | 173.065.59   |
| 8  | »             | 1.100                | 286.273.90   | 749             | 194.926.50   | 644             | 167.600.36   |
|    |               | 12.900               | 3.357.212.10 | 8.053           | 2.095.785.20 | 6.804           | 1.770.734.20 |

COSTO DE 30 PUENTES CARRETEROS DE 42 MTS.

*No tienen accesos. (Sobre zanja)*

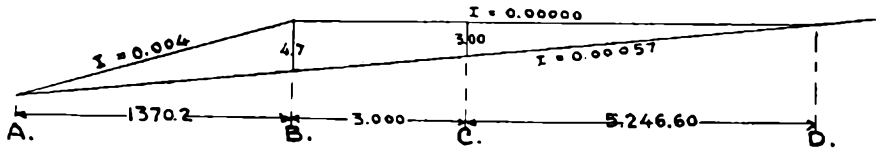
|30| 236.59 | 1.260 | 298.103.40

CÁLCULO DEL MOVIMIENTO DE TIERRA

para los terraplenes de acceso de los viaductos de F. C. y carreteros.

*Viaductos ferroviarios. — Sin remanso sensible.*

Nº 1



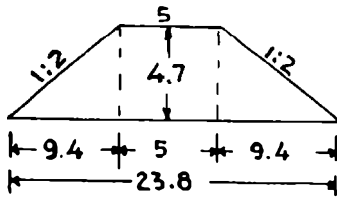
$$BD = \frac{4,70}{0,57} = 8.245,60$$

$$CD = 8.245,60 - 3000 = 5245,60$$

$$AB = 0.004 - 0.00057 = 0,00343$$

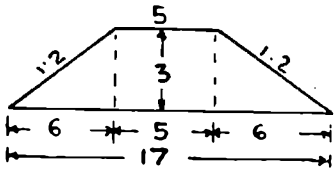
$$AB = \frac{4,70}{0,00343} = 1.370,26$$

La sección tipo base de los prismas es:



$$\frac{23.8 + 5}{2} \times 4.7 = 67,68 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 67.68 \times 1370.26 \times \frac{1}{3} = 30.913 \text{ m}^3$$

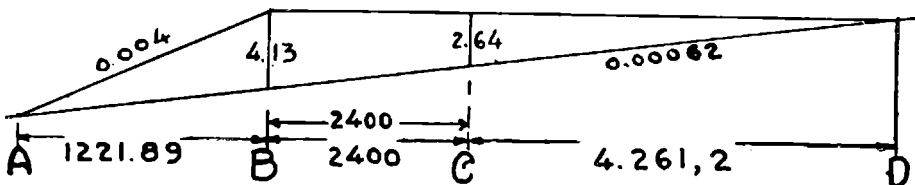


$$\frac{17.5}{2} \times 3 = 33 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 33 \times 5.246.60 \times \frac{1}{3} = 57.712,60$$

$$V_1 = 88.625,60 \text{ m}^3$$

Nº 2 y 3



$$BD = \frac{4,13}{0,00062} = 6,661,29$$

$$CD = 6,661,29 - 2400 = 4.261,29$$

$$AB = 0,004 - 0,00062 = 0,00338$$

$$AB = \frac{4,13}{0,00338} = 1.221,89$$

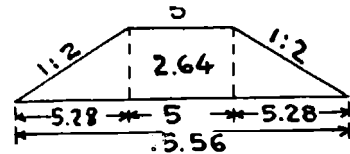
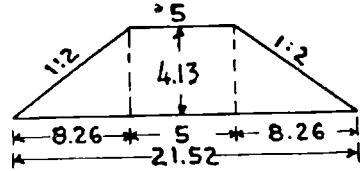
$$\frac{21,52 + 5}{2} \times 4,13 = 54,76$$

$$V_1 = 54,76 \times 1221,89 \times \frac{1}{3} = 22.303,56$$

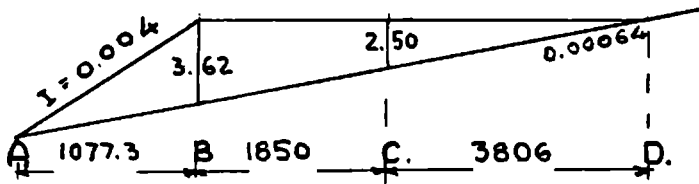
$$V_2 = \frac{15,56 + 5}{2} \times 2,64 = 27.1392$$

$$V_2 = 27.1392 \times 4261,2 \times \frac{1}{3} = 38.548,52$$

$$V_2 \text{ y } V_3 = 60.852 \text{ m}^3$$



Nº 4



$$BD = \frac{3,62}{0,00064} = 5.656,25$$

$$CD = 5.656,25 - 1850 = 3.806,25$$

$$AB; 0,004 - 0,00064 = 0,00336$$

$$AB = \frac{3,62}{0,00336} = 1077,38$$

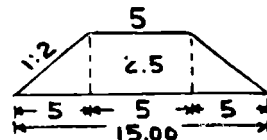
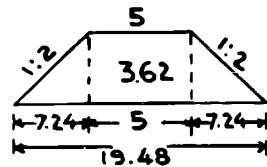
$$\frac{19,48 + 5}{2} \times 3,62 = 44,31$$

$$V_1 = 44,31 \times 1077,38 \times \frac{1}{3} = 15.912,90$$

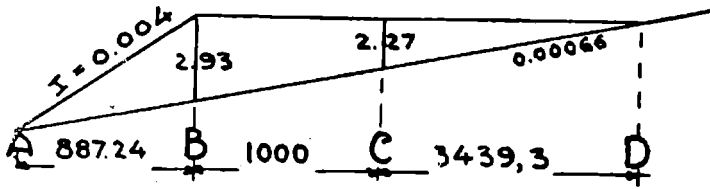
$$\frac{15 + 5}{2} \times 2,5 = 25,00$$

$$V_2 = 25 \times 3806,25 \times \frac{1}{3} = 31.716,41$$

$$V_1 = 47,629,31 \text{ m}^3$$



Nº 5 y 6

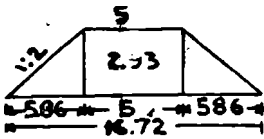


$$BD = \frac{2.93}{0.00066} = 4.439,39$$

$$CD = 4.439,39 - 1000 = 3439,39 \text{ m.}$$

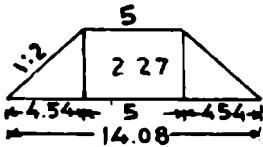
$$AB; 0.004 - 0.00066 = 0,00334$$

$$AB = \frac{2.93}{0.00334} = 877,24$$



$$\frac{16.72 + 5}{2} \times 2.93 = 31,82$$

$$V_1 = 31.82 \times 887.24 \times \frac{1}{3} = 9.410,65$$



$$\frac{14.08 + 5}{2} \times 2.27 = 21.66$$

$$V_2 = 21.66 \times 3439,3 \times \frac{1}{3} = 24.831,75$$

$$V_5 \text{ y } V_6 = 34.242,40$$

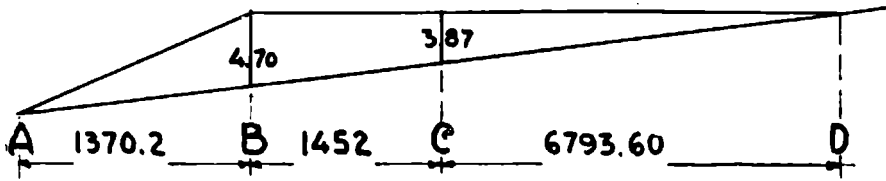
El movimiento de tierra para viaductos de F.C. sin remanso es de:

|       |           |
|-------|-----------|
| 1     | 88.625,60 |
| 2 y 3 | 60.852,56 |
|       | 60.852,56 |
| 4     | 47.629,31 |
| 5 y 6 | 34.242,40 |
|       | 34.242,40 |

V. total sin remanso sens. — 326.444,80 m<sup>3</sup>

VIADUCTOS F. C. CON REMANSO DE 0,08.

Nº 1



$$CD = 8245,60 - 1452 = 6793,60$$

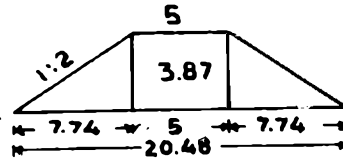
la altura en C es:  $x = \frac{6793,60 \times 4,7}{8.245,60} = 3,87 \text{ m.}$

$$V_1 = 30.913 \text{ (1)}$$

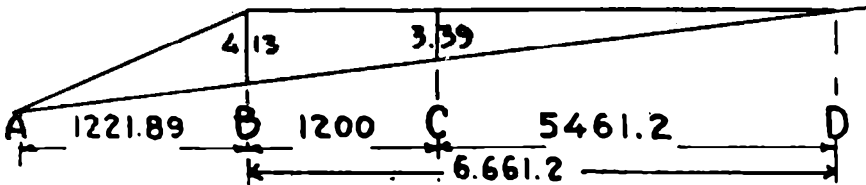
$$\frac{20,48 + 5}{2} \times 3,87 = 49,30$$

$$V_2 = 49,30 \times 6.793,60 \times \frac{1}{3} = 111.641$$

$$V_1 = 142.554 \text{ m}^3.$$



Nº 2 y 3



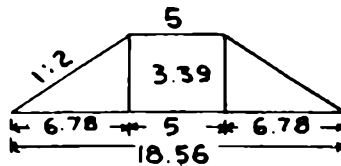
altura en C:  $x = \frac{5461,2 \times 4,13}{6.661,2} = 3,39$

$$V_1 = 22.303,56 \text{ m}^3 \text{ (2)}$$

$$\frac{18,56 + 5}{2} \times 3,39 = 39,93$$

$$V_2 = 39,93 \times 5461,2 \times \frac{1}{3} = 72.688,57$$

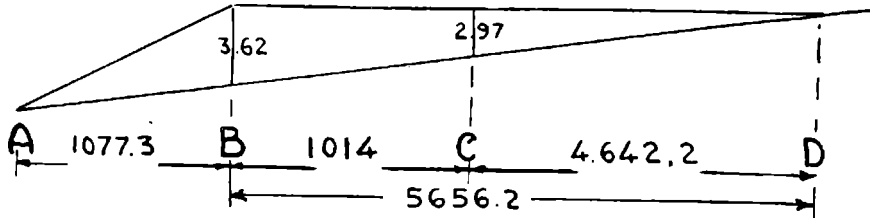
$$V_2 \text{ y } V_3 = 94.992,13$$



(1) y (2) véase págs. 494 y 495.

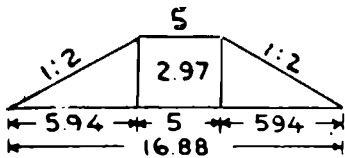


Nº 4



altura en C: 
$$x = \frac{4642,2 \times 3,62}{5656,2} = 2,97$$

$$V_1 = 15,912,90 \text{ m}^3 \quad (1)$$

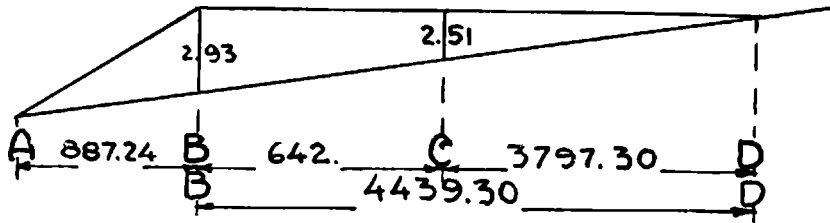


$$\frac{16,88 + 5}{2} \times 2,97 = 32,49$$

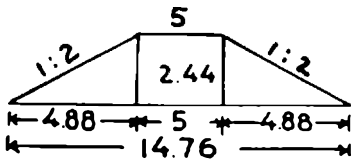
$$V_2 = 32,49 \times 4.642,2 \times \frac{1}{3} = 50,275,03$$

$$V_4 = 66.187.930 \text{ m}^3$$

Nº 5 y 6



la altura en C es 
$$x = \frac{3695,30 \times 2,93}{4.439,30} = 2,44$$



$$\frac{14,76 + 5}{2} \times 2,44 = 24,11$$

$$V_1 = 9410,65 \text{ m}^3 \quad (3)$$

$$V_2 = 24,11 \times 3.695,30 \times \frac{1}{3} = 29.697,89$$

$$V_5 \text{ y } V_6 = 39.108,54$$

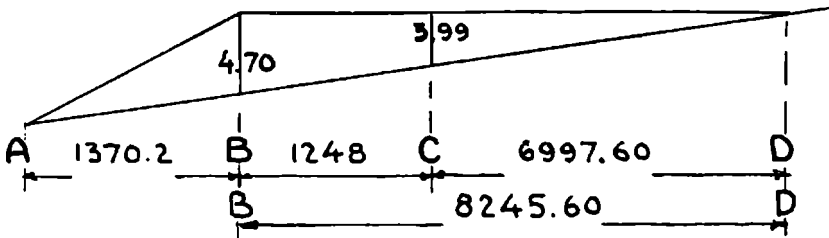
(1) y (2) véase págs. 496 y 496.

El movimiento de tierra para viaductos de F.C. con remanso de 0.08 es:

|   |                  |
|---|------------------|
| 1   | 142.554,00       |
| 2   | 94.992,13        |
| 3   | 94.992,13        |
| 4   | 66.187,93        |
| 5   | 39.108,54        |
| 6   | <u>39.108,54</u> |
| <i>Total c. rem. 0.08 m. — 476.943,27 m<sup>3</sup></i> |                  |

*Viaductos de F.C. con remanso de 0.15 m.*

N° 1



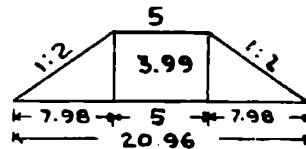
la altura en C es:  $x = \frac{6997.60 \times 4.70}{8245.60} = 3.99$

$V_1 = 30.913 \text{ m}^3 \text{ (1)}$

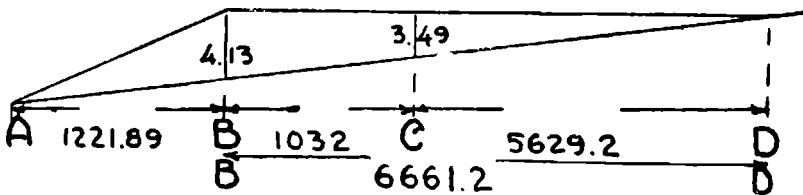
$\frac{20.96 + 5}{2} \times 3.99 = 51.79$

$V_2 = 51.79 \times 6997.60 \times \frac{1}{3} = 120.801,90 \text{ m}^3$

$V_1 = 151.714,90$



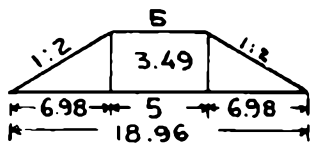
N° 2 y 3



(1) véase pág. 494.

altura en C:  $x = \frac{5629.20 \times 4.13}{6661.20} = 3.49$

$V_1 = 22.303,56 \text{ m}^3$  (1)

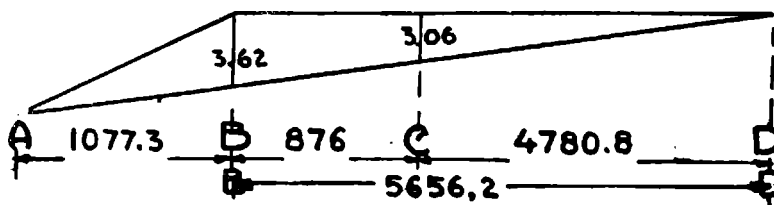


$\frac{18.96 + 5}{2} \times 3.49 = 41.81$

$V_2 = 41.81 \times 5629,2 \times \frac{1}{3} = 78.452,28 \text{ m}^3$

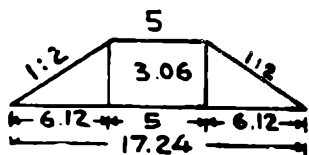
$V_2 \text{ y } V_3 = 100.755,84 \text{ m}^3$

Nº 4



altura en C:  $x = \frac{4780.2 \times 3.62}{5656.2} = 3.06$

$V_1 = 15.912,90 \text{ m}^3$  (2)

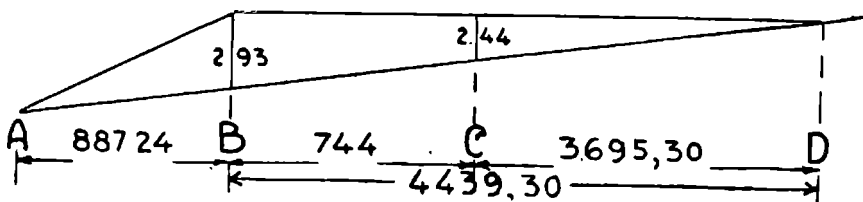


$\frac{17.24 + 5}{2} \times 3.06 = 34.03 \text{ m}^2$

$V_2 = 34.03 \times 4780,2 \times \frac{1}{3} = 54.223,40 \text{ m}^3$

$V_4 = 70.136,30 \text{ m}^3$

Nº 5 y 6



(1) y (2) véase pág. 495.

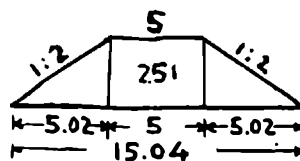
altura en C  $x = \frac{3797.30 \times 2.93}{4439.30} = 2.51$

$V_1 = 9410.65$  (1)

$\frac{15.04 + 5}{2} \times 2.51 = 25.15$

$V_2 = 25.15 \times 3797.30 \times \frac{1}{3} = 31.834,03$

$V_3 \text{ y } V_6 = 41.244,68$



El movimiento de tierra para viaductos de F.C. con remanso de 0.15 m.

|                     |                           |
|---------------------|---------------------------|
| 1                   | 151.714,90                |
| 2                   | 100.755,84                |
| 3                   | 100.755,84                |
| 4                   | 70.136,30                 |
| 5                   | 41.244,68                 |
| 6                   | 41.244,68                 |
|                     |                           |
| Total con rem. 0.15 | 505.852,24 m <sup>3</sup> |

Movimiento de tierra en los terraplenes de acceso de los Viaductos de F.C.

| Nº | Sin remanso                                  | Con rem. 0,08 | Con rem. 0.15 |
|----|--|---------------|---------------|
| 1  | 88.625,60                                    | 142.554,00    | 151.714,90    |
| 2  | 60.852,56                                    | 94.992,13     | 100.755,84    |
| 3  | 60.852,56                                    | 94.992,13     | 100.755,84    |
| 4  | 47.629,31                                    | 66.187,93     | 70.136,30     |
| 5  | 34.242,40                                    | 39.108,54     | 41.244,68     |
| 6  | 34.242,40                                    | 39.108,54     | 41.244,68     |
|    | 326.444,83                                   | 476.943,27    | 505.852,24    |
|    | lo que a 0,80 \$ m <sup>3</sup> corresponden |               |               |
|    | 261.155,86                                   | 381.554,61    | 404.681,79    |

(1) véase pág. 496.

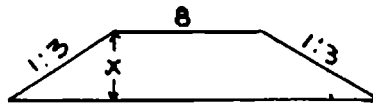
COSTO TOTAL DE LOS VIADUCTOS FERROVIARIOS:

|                 | Long. total<br>m. | Viaducto<br>s | Mov. de tierra<br>a 0,80 s | Precio total<br>s |
|-----------------|-------------------|---------------|----------------------------|-------------------|
| Rem. impercept. | 11.650            | 2.086.876,15  | 261.155,86                 | 2.348.032,01      |
| Remanso 0.08 .  | 6.354             | 1.138.198,36  | 381.554,61                 | 1.519.752,97      |
| Remanso 0.15 .  | 5.472             | 980.204,83    | 404.681,79                 | 1.384.886,62      |

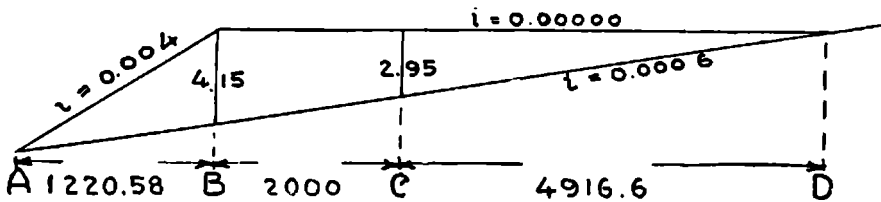
CALCULO DEL MOVIMIENTO DE TIERRA:

Para los terraplenes de acceso de los viaductos carreteros.

Tipo general:



N° 1 - Km. 95.



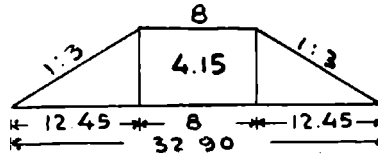
$$BD = \frac{4.15}{0.06} = 6.916,6$$

$$AB; 0.004 - 0.0006 = 0,0034$$

$$AB = \frac{4.15}{0.0034} = 1220.58$$

$$\frac{32.90 + 8}{2} \times 4.15 = 84.87.$$

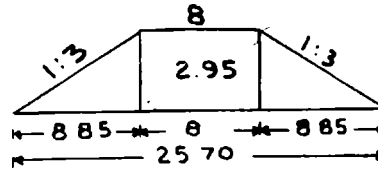
$$V_1 = 84.87 \times 12.20,58 \times \frac{1}{3} = 34.530,21$$



altura en C  $x = \frac{4.916,6 \times 4,15}{6.916,6} = 2.95$

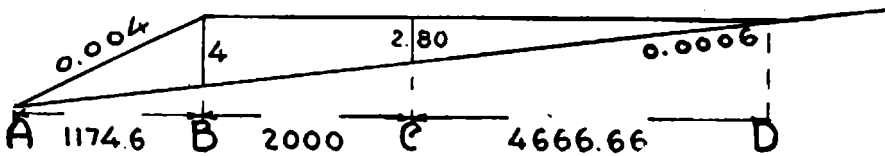
$$\frac{25.70 + 8}{2} \times 2.95 = 49.71$$

$$V_2 = 49.71 \times 4916.6 \times \frac{1}{3} = 81.468,06$$



$$V_1 = 115.998,27$$

Nº 2 - Km. 125

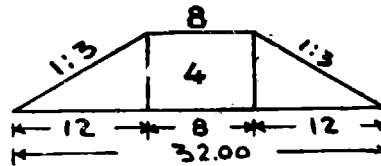


$$BD = \frac{4}{0.0006} = 6.666,66$$

$$AB = \frac{4}{0.0034} = 1.176,47$$

$$\frac{32 + 8}{2} \times 4 = 80$$

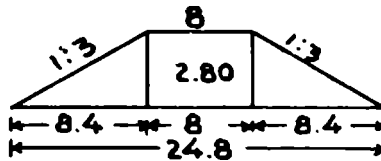
$$V_1 = 80 \times 1.176,47 \times \frac{1}{3} = 31.372,53$$



altura en C:  $x = \frac{4.666,66 \times 4}{6.666,66} = 2.80$

$$\frac{24,8 + 8}{2} \times 2.80 = 45,92$$

$$V_2 = 45,92 \times 4.666,66 \times \frac{1}{3} = 71.431,01$$

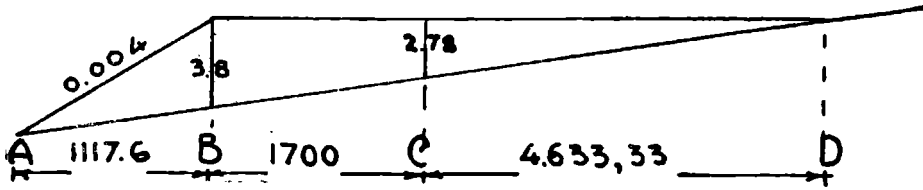


$$V_2 = 102.803,54.$$

Nº 3 - Km. 135.

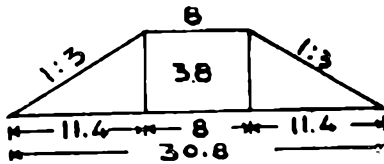
prácticamente igual que el anterior.

Nº 4 - Km 165.



$$BD = \frac{3,8}{0,0006} = 6.333,33$$

$$AB = \frac{3,8}{0,0034} = 1.117,65$$



$$\frac{30,8 + 8}{2} \times 3,8 = 73,72$$

$$V_1 = 73,72 \times 1.117,65 \times \frac{1}{3} = 27.464,39$$

altura en C: 
$$r = \frac{4.633,33 \times 3,8}{6.333,33} = 2,78$$

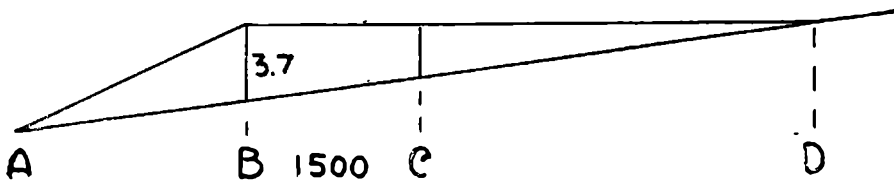
$$V_2 = 45,92 \times 4.633,33 \times \frac{1}{3} = 70.920,84$$

$$V_4 = 98.385,23$$

Nº 5 - Km 175.

análogo al anterior.

Nº 6 - Km 195.

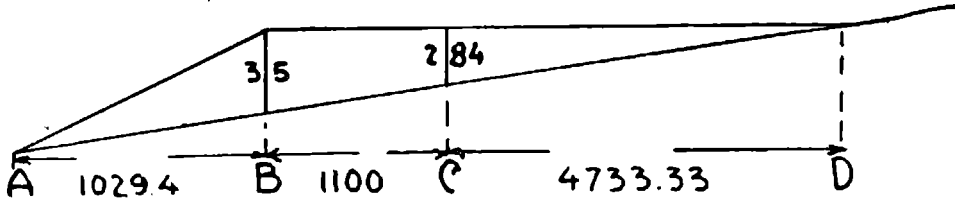


por interpolación el último Nº 8.

Nº 7

por interpolación con el 6 y 8.

N° 8 - Km 240.

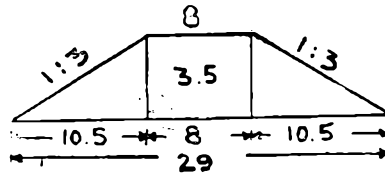


$$AB = \frac{3.5}{0.0034} = 1.029,4$$

$$BD = \frac{3.5}{0.0006} = 5.833,33$$

$$\frac{29 + 8}{2} \times 3.5 = 64.75$$

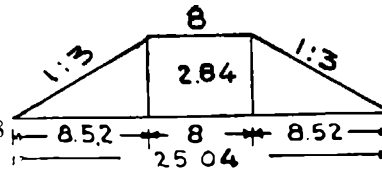
$$V_1 = 64,75 \times 1.029,4 \times \frac{1}{3} = 22.217,88$$



altura en C: 
$$x = \frac{4733,33 \times 3,5}{5833,33} = 2.84$$

$$\frac{25,04 + 8}{2} \times 2.84 = 46,92$$

$$V_2 = 46,92 \times 4.733,33 \times \frac{1}{3} = 74.029,28$$



$$V_8 = 96.247,16 \text{ m}^3$$

El movimiento de tierra para los viaductos carreteros sin remanso es:

|   |            |
|---|------------|
| 1 | 115.998,27 |
| 2 | 102.803,54 |
| 3 | 102.803,54 |
| 4 | 98.385,23  |
| 5 | 96.000,00  |
| 6 | 96.000,00  |
| 7 | 96.000,00  |
| 8 | 96.247,16  |

---

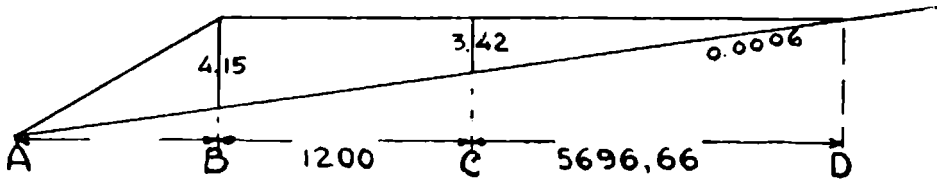
804.237,74



CALCULO DE MOVIMIENTO DE TIERRA:

para los viaductos carreteros con remanso de 0,08.

N° 1 - Km 95. .

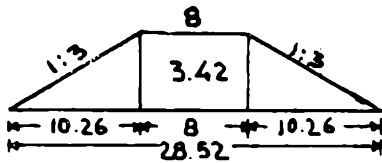


$$BD = \frac{4.15}{0.0006} = 6916,66$$

$$V_1 = 34.530,21 \text{ m}^3 \text{ (1)}$$

altura en C

$$\frac{5.696,66 \times 4,15}{6.916,66} = 3,42$$

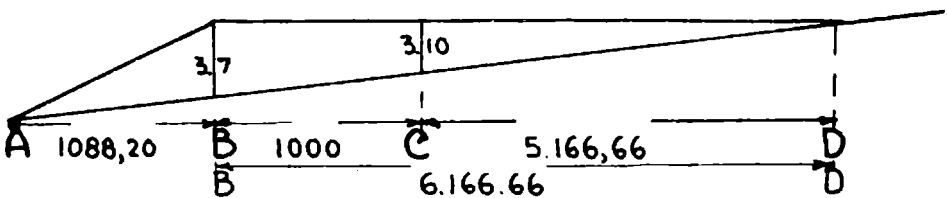


$$\frac{28,52 + 8}{2} \times 3,42 = 62,45$$

$$V_2 = 62,45 \times 5.696,66 \times \frac{1}{3} = 118.585,47$$

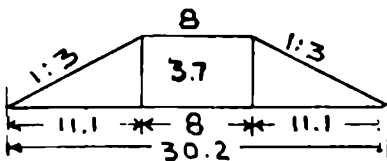
$$V_1 = 153.115,68$$

N° 6 con 1000.



$$BD = \frac{3.7}{0.0006} = 6.166,66$$

$$AB = \frac{3.7}{0.0034} = 1.088,20$$



$$\frac{30,2 + 8}{2} \times 3,7 = 70,67$$

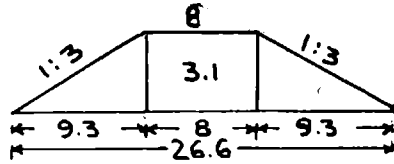
$$V_1 = 70,67 \times 1088,20 \times \frac{1}{3} = 25.634,36$$

(1) véase pág. 503.

altura en C: 
$$\frac{5.166,66 \times 3,7}{6.166,66} = 3,10$$

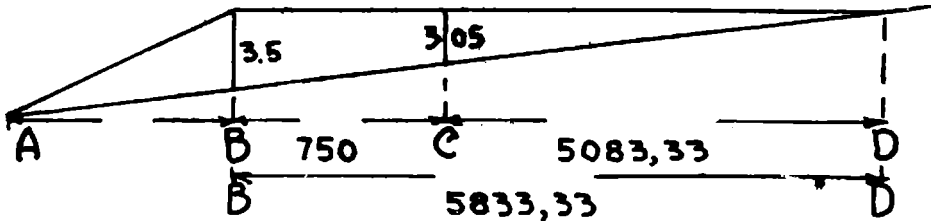
$$\frac{26,6 + 8}{2} \times 3,1 = 53,63$$

$$V_2 = 53,63 \times 5166,66 \times \frac{1}{3} = 92.362,65$$



$$V_6 = 117.997,01.$$

Nº 8 con 750.

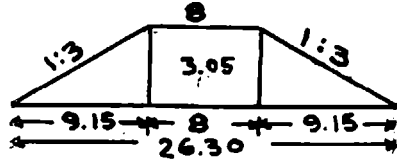


$$V_1 = 22.217,88 \quad (1)$$

altura en C: 
$$\frac{5083,33 \times 3,5}{5833,33} = 3,05$$

$$\frac{26,30 + 8}{2} \times 3,05 = 52,31$$

$$V_2 = 52,31 \times 5083,33 \times \frac{1}{3} = 88.636,33$$



$$V_8 = 110.854,21.$$

El movimiento de tierra para viaductos carreteros con remanso de 0.08:

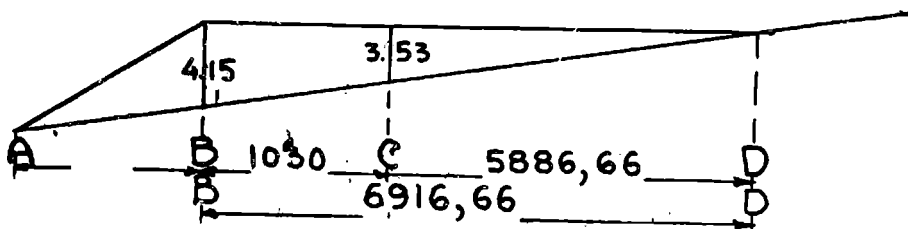
|   |                             |
|---|-----------------------------|
| 1 | 153.115,68                  |
| 2 | 148.000,00                  |
| 3 | 142.000,00                  |
| 4 | 129.000,00                  |
| 5 | 125.000,00                  |
| 6 | 117.997,01                  |
| 7 | 115.000,00                  |
| 8 | 110.854,21                  |
|   | <hr/>                       |
|   | 1.040.966,90 m <sup>3</sup> |

(1) Véase págs. 504 y 505.

CALCULO DE MOVIMIENTO DE TIERRA.

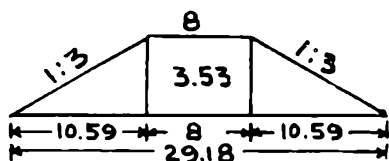
para los viaductos carreteros con remanso de 0,15.

N° 1 - Km. 95.



$$V_1 = 34.530 \text{ m}^3 \quad (1)$$

altura en C: 
$$\frac{5886,66 \times 4,15}{6916,66} = 3,53$$

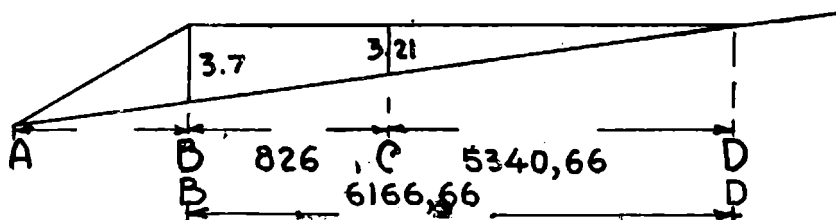


$$\frac{29,18 + 8}{2} \times 3,53 = 65,62$$

$$V_2 = 65,62 \times 5886,66 \times \frac{1}{3} = 128.760,87$$

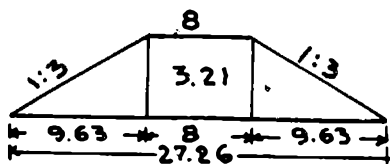
$$V_1 = 163.291,08.$$

N° 6 con 826 m.



$$V_1 = 25.634,36 \quad (2)$$

altura en C: 
$$\frac{5340,66 \times 3,7}{6166,66} = 3,21$$



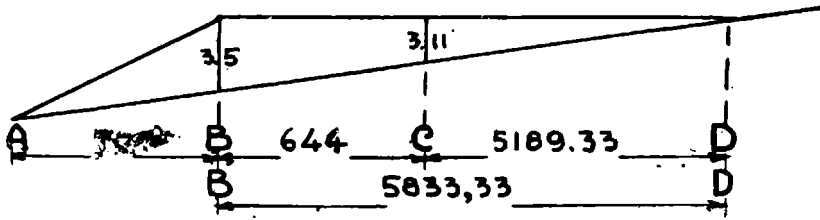
$$\frac{27,26 + 8}{2} \times 3,21 = 56,59$$

$$V_2 = 56,59 \times 5340,66 \times \frac{1}{3} = 100.742,65$$

$$V_6 = 126.377,01 \text{ m}^3.$$

(1) véase pág. 503. (2) véase págs. 504 y 505.

Nº 8 con 644.

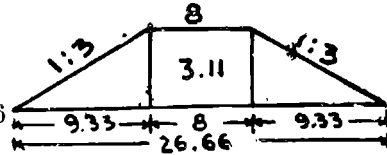


$$V_1 = 22.217,88 \quad (1)$$

altura en C: 
$$\frac{5189.33 \times 3.5}{5833.33} = 3.11$$

$$\frac{26,66 + 8}{2} \times 3.11 = 53,90$$

$$V_2 = 53,90 \times 5189,33 \times \frac{1}{3} = 93.234,96$$



$$V_3 = 115.452,82.$$

El movimiento de tierra para viaductos carreteros con remanso de 0.15 m.

|   |                             |
|---|-----------------------------|
| 1 | 163.291,08                  |
| 2 | 150.000,00                  |
| 3 | 146.000,00                  |
| 4 | 140.000,00                  |
| 5 | 133.000,00                  |
| 6 | 126.377,01                  |
| 7 | 118.000,00                  |
| 8 | 115.452,84                  |
|   | <hr/>                       |
|   | 1.092.120,93 m <sup>3</sup> |

(1) véase pág. 505.

MOVIMIENTO DE TIERRA EN LOS TERRAPLENES DE ACCESO EN LOS  
CAMINOS CARRETEROS

| Sin remanso ap.         | Con remanso 0,08 | Con remanso 0,15 |
|-------------------------|------------------|------------------|
| 115.998,27              | 153.115,68       | 163.291,08       |
| 102.803,54              | 148.000,00       | 150.000,00       |
| 102.803,54              | 142.000,00       | 146.000,00       |
| 98.385,23               | 129.000,00       | 140.000,00       |
| 96.000,00               | 125.000,00       | 133.000,00       |
| 96.000,00               | 117.997,01       | 126.377,01       |
| 96.000,00               | 115.000,00       | 118.000,00       |
| 96.247,16               | 110.854,21       | 115.452,84       |
| 804.237,74<br>a \$ 0,80 | 1.040.966,90     | 1.092.120,93     |
| \$ 643.390,19           | 832.773,52       | 873.696,74       |

COSTO DE LOS VIADUCTOS CARRETEROS:

|                    | Long. total | Viaducto     | Mov. de tierra<br>a 0,80 \$ | Precio total |
|--------------------|-------------|--------------|-----------------------------|--------------|
| Rem. imperceptible | 12.900      | 3.357.212,10 | 643.390,19                  | 4.000.602,29 |
| Remanso 0,08       | 8.053       | 2.095.785,20 | 832.773,52                  | 2.928.558,72 |
| Remanso 0,15       | 6.804       | 1.770.734,20 | 873.696,74                  | 2.644.430,94 |
| Puentes simples    | 1.260       | 298.103,40   | --                          | 298.103,40   |

PARA CADA CASO EL COSTO DE LOS PUENTES FERROVIARIOS, CARRETEROS, ETC.

| Viaductos ferroviarios     |              | Viaductos carreteros |              | Puentes<br>Carreteros | Costo total  |
|----------------------------|--------------|----------------------|--------------|-----------------------|--------------|
| Long.                      | Costo        | Long.                | Costo        |                       |              |
| Con Remanso imperceptible: |              |                      |              |                       |              |
| 11.650                     | 2.348.032,01 | 12.900               | 4.000.602,29 | 298.103,40            | 6.646.737,70 |
| Con remanso de 0,08        |              |                      |              |                       |              |
| 6.354                      | 1.519.752,97 | 8.053                | 2.928.558,72 | 298.103,40            | 4.746.415,09 |
| Con remanso de 0,15        |              |                      |              |                       |              |
| 5.472                      | 1.384.886,62 | 6.804                | 2.644.430,94 | 298.103,40            | 4.327.422,96 |

## SEGUNDA PARTE

---

### II

#### BREVE SINTESIS DE LOS PUNTOS DE QUE TRATA LA MEMORIA DE LA COMISION

La extensa Memoria presentada por la Comisión Asesora consta de cinco capítulos, un apéndice y una carpeta con 11 planos.

— En el *Capítulo Primero* se hace una relación de los documentos y publicaciones consultados; se enumeran los técnicos consultados por la Comisión, con transcripción de la nota que les dirigiera, y las reparticiones públicas de las cuales ha requerido informes.

Se consigna también una relación de los diferentes viajes de reconocimiento efectuados por la Comisión.

— El *Capítulo Segundo* contiene la relación sintética de los diferentes planes examinados.

— El *Tercero* se refiere a la Hidrografía e Hidrología de la zona inundable. En él, la Comisión analiza las inundaciones más importantes acaecidas en la región, los aforos llevados a cabo en la misma, y hace un estudio sobre la determinación de los caudales máximos de inundación, mediante el empleo de distintos métodos, terminando con la indicación del que, a su juicio, sería más conveniente aplicar para calcularlos.

— El *Capítulo Cuarto* está dedicado al análisis crítico de las distintas soluciones propuestas para el desagüe de la zona inundable.

— En el *Capítulo Quinto* — último de la Memoria — la Comisión expone las conclusiones a que ha arribado en su estudio.

Como «Apéndice», la Comisión agrega copia de parte de una nota que constaba de 53 fojas útiles, enviada a la misma por el suscripto con fecha noviembre 16 de 1928, en respuesta a otra que la Comisión le dirigiera con fecha octubre 1º del mismo año.

La «Carpeta de Planos» contiene un plano, que lleva el N° 1, en el que se indica el itinerario seguido por la Comisión durante sus viajes de reconocimiento. Los siguientes, desde el N° 2 hasta el N° 10, inclusive, contienen gráficamente señalados, y por su orden cronológico, el plan del Departamento de Ingenieros (año 1896); el de la Dirección de Desagües (año 1899);

el del Ingeniero Wauters (6 de mayo de 1914); el del Ingeniero Mercau, conjuntamente con su colega Waldorp (19 de mayo de 1914); el del Ingeniero Duclout (junio de 1914); el del Ingeniero Aguirre (12 de diciembre de 1917); el del Ingeniero Romero (junio de 1919); el del Ingeniero Arce (abril de 1919) y el de la Empresa Iguain (junio de 1919). Y, finalmente, el último de los planos — que lleva el N° 11 -- denominado « *Conclusiones* » contiene la expresión gráfica de las conclusiones a que arriba la Comisión Asesora.

---

### III

#### PUNTOS QUE SERAN EXAMINADOS EN EL PRESENTE INFORME

##### CONCLUSIONES A QUE ARRIBA LA COMISION ASESORA Y SOLUCIONES QUE PROPONE

En este informe me limitaré a considerar las cuestiones fundamentales que abarca el dictamen de la Comisión, dejando de lado toda otra cuestión de orden secundario o de detalle.

Por ello, y en el deseo también de dar a esta exposición la mayor claridad y concisión, creo más conveniente abordar directamente el estudio del Capítulo V, por contener éste las conclusiones fundamentales del dictamen, dado que ello me permitirá igualmente referirme, de paso, a algunas de las cuestiones involucradas en los capítulos restantes y que tengan directa atinencia con esas conclusiones.

En el Capítulo V, «*Conclusiones*», la Comisión expone su opinión sobre las diferentes soluciones propuestas para el desagüe de la zona inundable, manifestando que:

«*No son aceptables los siguientes planes:*

«a) Por haber variado las condiciones en que fuera estudiado el problema:

- «1. — De los ingenieros Lavalle y Médici.
- «2. — Del ingeniero Juan A. Waldorp.
- «3. — Del Departamente de Ingenieros de la Provincia.

«b) Porque exigirían una inversión exagerada o son técnicamente deficientes:

- «1.° — Del ingeniero Carlos Wauters.
- «2.° — Del ingeniero Jorge Duclout.
- «3.° — Del ingeniero Manuel J. Arce.
- «4.° — Del ingeniero Alejandro Foster.



«5.º — Del ingeniero Eduardo Aguirre.

«6.º — Del ingeniero Carlos Posadas.

«7.º — De la Empresa Héctor J. Iguain.

«Dejamos constancia de que son necesarias y convenientes la mayor parte de las obras que indican los ingenieros Wauters y Arce para el desagüe local de la zona baja litoral.

«*Son aceptables parcialmente los siguientes planes:*

«1.º. — De los ingenieros Agustín Mercau y Juan A. Waldorp (adoptado oficialmente por la Dirección de Desagües).

«2.º. — Del ingeniero Julián Romero, presentado a la Dirección de Desagües el año 1919».

Agrega la Comisión que, en el interés de no realizar una tarea incompleta y hasta cierto punto negativa, pasa a analizar las soluciones que resultan al introducir las modificaciones que, a su juicio, complementan los planes anteriores.

Añade que no intenta formular proyecto; que hace cálculos aproximados para determinar si con esas modificaciones, se llega a resultados aceptables bajo el doble punto de vista, técnico y económico, agregando que, al hacer el proyecto definitivo, deberán analizarse a fondo las soluciones posibles, que pasa luego a indicar.

Hace a continuación un breve análisis de las condiciones que a su juicio debe satisfacer el proyecto definitivo, y concluye manifestando que «la solución del problema debe limitarse al análisis de las siguientes soluciones posibles, planteadas sobre las siguientes bases características:

«a) Construcción de un *desviador inferior*, complementando el plan «Mercau-Waldorp.

«b) Construcción de *dos desviadores*, idea del ingeniero Julián Romero».

Analiza, enseguida, «las condiciones que deben reunir cada una de esas «*posibles soluciones*»; las variantes que cree del caso examinar con respecto a las mismas, proponiendo finalmente, las soluciones que indica con las letras a) y b) y que consisten esencialmente:

*Solución a).*

En construir un desviador inferior y ocho embalses o pantanos en la zona alta, destinados a retener las aguas que bajan de las sierras.

*Solución b).*

En construir el mismo desviador inferior y en sustituir los embalses de la solución anterior, por un *desviador superior*, éste último de acuerdo con las ideas del ingeniero Romero.

Los presupuestos correspondientes a cada una de estas soluciones, así como las obras de carácter secundario con que ellas se complementarían, se hallan sintéticamente consignados en el cuadro de la pág. 384 de la Memoria, que transcribo a continuación:

PRESUPUESTOS TOTALES

| O B R A S   | Solución a)<br>Desviador inferior<br>y pantanos<br>S m/n | Solución b)<br>Dos desviadores<br>S m/n |
|---|--|---|
| <i>Pantanos (1)</i>   | 50.000.000   | —                                       |
| <i>Desviador inferior</i>   | 56.000.000   | 56.000.000                              |
| <i>Desviador superior</i>   | —  | 23.000.000                              |
| <i>Obras en el Salado inferior</i>  | 3.000.000  | 3.000.000                               |
| <i>Rectificación y ensanche del Saladillo</i>   | 3.000.000  | 3.000.000                               |
| <i>Rectificaciones y conexiones en los arroyos<br/>Gualicho, Zapallar y Camarones</i> | 3.000.000  | 3.000.000                               |
| <i>Zona del Vecino, Dolores y Castelli</i>  | 1.500.000  | 1.500.000                               |
| <i>Zona de Ajó</i>  | 4.000.000  | 4.000.000                               |
| <i>Mejoramiento de los cauces entre los pantanos y el desviador inferior</i>          | 2.500.000  | —                                       |
| <i>Estudios, Dirección e imprevistos</i>  | 6.500.000  | 6.500.000                               |
| <b>TOTALES</b>  | <b>129.500.000</b>                                       | <b>100.000.000</b>                      |

La Comisión manifiesta que «la solución b) parece ofrecer mayores ventajas económicas y técnicas».

\* \* \*

Pasaré a examinar en los capítulos siguientes esas dos soluciones en el orden expuesto.

IV

EXAMEN DE LA SOLUCION a).

Esta solución consiste, como acabamos de ver, en agregar al desviador inferior, que es común a ambas soluciones, la construcción de ocho embalses o pantanos destinados a retener las aguas que bajan de las sierras, para luego descargarlas por los cauces naturales de los arroyos en que cada uno de los embalses estaría situado.

(1) «Si se adopta el precio mínimo con terraplenes revestidos».

Antes de entrar al análisis de esta solución, creo conveniente hacer algunas consideraciones de orden general tendientes a aclarar el concepto con que a mi juicio debe contemplarse esta solución.

\* \* \*

Las más fundamentales deficiencias del plan Nystromer, y con mayor razón del plan del Departamento de Ingenieros a que aquél sustituía con ventaja, consisten en que, tanto en uno como en otro se pretendía efectuar el desagüe de la zona inundable de la Provincia mediante canales, que prolongando los cursos naturales de la región alta, condujeran sus aguas a través de la zona baja, para llegar en último término al mar. *Es decir, por obras que aceleraban la precipitación de las aguas de la zona alta sobre la baja.*

En el primer caso — plan Nystromer — los canales eran endicados (y así se han construído); pero esos canales con sus terraplenes impiden el desagüe local de las propiedades de la zona baja y cuando se rompen o desbordan, vuelcan sus aguas sobre la misma. Y en el segundo — plan del Departamento — se trataba de canales abiertos que debían seguir las vaguadas naturales, pero que, siendo notoriamente insuficientes, tendrían forzosamente que desbordar, inundando igualmente la zona baja.

Con ambos planes, pues, se *agravaba* la situación de esta zona.

Más aún: si en esos planes o en sus similares aparecidos después, se quisiera incrementar por cualquier medio el desagüe de la zona alta, la zona baja recibiría, con mayor razón, más grandes aportes, y por tanto, mayores y más graves serían los perjuicios que recibiría.

Esos planes partían, pues, de un concepto fundamentalmente erróneo, ya que, si no es con inmenso costo, nunca podrían hacerse pasar las aguas de la zona alta, a través de la baja, para llegar al mar; ni tampoco hubiera sido posible construir obras retardatrices en la zona alta, tales como embalses, porque ello se hubiera traducido en un grave perjuicio para esta zona.

Por mi parte, he partido de un concepto absolutamente distinto al formular el plan que propuse, antes que nadie, como miembro de la Comisión Asesora de que formé parte en 1914, plan al que adhirió mi colega Waldorp.

Yo propuse, en efecto, captar o recoger las aguas inundantes que bajan de la región alta, mediante un canal de cintura, cuyo tipo especial fué también propuesto por primera vez por mí y al que denominé Canal Colector, de amplísima capacidad para recibir todas las aguas de la zona alta y conducir las directamente al mar, sin hacerlas pasar inútilmente por la zona baja.

Ese canal, por su tipo especial, hace que sea posible conducir sin riesgo alguno y de una manera absolutamente segura, fácil y económica, caudales tan grandes como se quieran. Con ese canal, la zona baja quedaba completamente a cubierto de las aguas provenientes de la zona alta, de modo que para el desagüe de la zona baja, tan sólo restaba proceder al desagüe de sus aguas propias o locales, lo cual significaba ya resolver casi el problema

para esta zona. Para completar el desagüe de ésta, propuse utilizar íntegramente la red de canales construida con sujeción al plan Nystromer, complementada por otra red del nuevo tipo que también señalaba.

Mediante la prolongación de ese Canal, propuse, también por primera vez una solución para resolver radical y económicamente el grave, y hasta entonces insoluble problema del Salado, captando, con esa prolongación, las aguas de la zona alta más cercana a la desembocadura del río, o sea la zona II de mi proyecto. Porque, como lo demostraba, aplicando la fórmula propuesta por mí, captada esa zona, y aún otra mayor si se quería, se reducía a menos de la mitad el caudal de la creciente de ese río.

\* \* \*

Veamos ahora, cómo ese mismo Canal Colector permite resolver, técnica y económicamente, *el problema del desagüe de la zona alta*, bajo un concepto también totalmente distinto de todos los expuestos hasta aquí, concepto que se impone al espíritu con toda evidencia.

Si la zona alta tuviera a todo el largo de su base el mar mismo, o un emisario de sobrada capacidad como sería el Canal Colector, *es evidente y surge con toda claridad* que lo que habría que hacer, para su eficaz y rápido desagüe, no sería ya, por cierto, retardar el escurrimiento de sus aguas, sino acelerar la descarga de las mismas, utilizando, precisamente, la favorable condición natural de su mayor pendiente.

Dotada pues la zona alta de un gran emisario directo que capte sus aguas y las lleve directamente al mar, en vez de volcarlas en la zona baja, no habría ya inconveniente alguno en intensificar su desagüe en la medida que se quiera, y las obras retardatrices a que antes aludí, carecerían de objeto.

El desagüe de esa zona debe, pues, hacerse por obras que eliminen *lo más rápidamente posible* las aguas inundantes y que, al mismo tiempo permitan el fácil desagüe local de *todas* las propiedades de la zona, estén o no adyacentes a los cursos naturales. Esto es en mi concepto, fundamental en el caso. Y a este fin, he propuesto también el tipo de obras que corresponde efectuar: el endicamiento discontinuo con ramales laterales para el desagüe local, de que luego me ocuparé. Ese tipo de obras resuelve de una manera eficaz y económica el problema y hace absolutamente innecesaria la construcción de embalses.

\* \* \*

Hechas estas breves consideraciones, paso a examinar la Solución a) propuesta por la Comisión Asesora y que como hemos dicho comprende la construcción de ocho pantanos o embalses que se ubicarían — tal como la Comisión lo expresa — en los arroyos Chico, Chilcas, Tandileofú, Langueyú, Chapaleofú, Los Huesos, Azul y Tapalqué y en lugares en que la pendiente del terreno varía entre 2 y 2,5 por mil, sin indicar, empero, su precisa ubicación ni en los planos, ni en el cuerpo de su informe.

A su respecto, manifiesta la Comisión que no pretende considerar su ubicación como definitiva y que las ubicaciones de los pantanos, resultarán «de los estudios previos a realizarse en las condiciones usuales para proyectar obras de esta naturaleza».

Prevé, además, la Comisión un gasto de pesos 2.500.000  $\frac{m}{h}$  para «Mejoramiento de los cauces entre los pantanos y el desviador inferior».

Expresa luego (pág. 374) que: «Se dan en el cuadro adjunto los datos «correspondientes a los pantanos o lagos artificiales cuya construcción es «necesaria al objeto indicado y considerando dos casos: 1) que por el arroyo «respectivo, pueda evacuarse hacia aguas abajo con carácter permanente «un caudal moderado que en cada caso se ha fijado, según las dimensiones «del cauce; 2) estableciendo la condición de que el cauce del arroyo debe «quedar completamente libre para recibir los desagües locales de las tierras «próximas».

Reproduzco a continuación el cuadro a que alude la Comisión, habiéndole agregado por mi parte una última columna, en la cual hago constar el tiempo necesario para evacuar el agua de cada uno de esos pantanos, calculado tomando como base las cifras que indica la Comisión para la evacuación permanente y las que asigna a la capacidad de cada uno de esos embalses.

| A R R O Y O | Superficie de la cuenca Km <sup>2</sup> | $\gamma$ | Lluvia máxima |             | Evacuación permanente m <sup>2</sup> /s | Capacidad en hectómetros cúbicos |                                | Duración del desagotamiento Días |
|-------------|---|----------|---------------|-------------|---|----------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|
|             |   |          | 5 días mm.    | mensual mm. |   | Con evacuación                   | Para retener la lluvia mensual |                                  |
| Chico       | 1.000                                   | 0,75     | 295           | 335         | 200                                     | 155                              | 251 (1)                        | 14 $\frac{1}{2}$                 |
| Chilcas     | 400                                     | 0,80     | 295           | 342         | 100                                     | 52                               | 110                            | 13                               |
| Tandileofú  | 500                                     | 0,80     | 295           | 342         | 100                                     | 75                               | 137                            | 16                               |
| Langueyú    | 500                                     | 0,80     | 295           | 342         | 100                                     | 75                               | 137                            | 16                               |
| Chapaleofú  | 1.500                                   | 0,75     | 290           | 330         | 200                                     | 240                              | 370                            | 21                               |
| Los Huesos  | 1.100                                   | 0,75     | 295           | 335         | 200                                     | 153                              | 280                            | 16                               |
| Azul        | 700                                     | 0,80     | 295           | 342         | 200                                     | 80                               | 191                            | 11                               |
| Tapalqué    | 1.600                                   | 0,75     | 290           | 330         | 300                                     | 218                              | 395                            | 15                               |
|             |   |          |               |             |   | 1.048                            | 1.871                          |                                  |

Desde luego, haré notar que los tiempos de desagotamiento o de escurrimiento de las aguas, así calculados, corresponden a los mínimos posibles, desde que podrían producirse lluvias distintas y en condiciones más desfavorables que las previstas por la Comisión.

(1) «Evacuando el pantano en el momento oportuno».

Por otra parte, debo observar que ninguno de los dos casos o condiciones que la Comisión establece en el párrafo transcrito, podría cumplirse en la práctica.

En efecto: la primera de esas condiciones presupone que, por los arroyos puedan evacuarse con carácter permanente los caudales «moderados» que la Comisión ha fijado para cada caso, según las dimensiones del *cauce*.

Ahora bien: los caudales que la Comisión llama «moderados» son todos ellos, sin excepción, enormemente superiores a los caudales reales que los cauces de esos arroyos pueden conducir.

Un atento examen de los planos y documentos relativos al relevamiento de los arroyos que han sido objeto de los estudios ordenados por la Dirección, a proposición del suscripto, para todos los cursos de agua de la zona inundable, demuestra en forma concluyente que los caudales que admiten los cauces de esos arroyos, sin desbordar, son apenas — y en términos generales — la cuarta o quinta parte de los que la Comisión establece en el cuadro citado. Y más aún: que en muy largos trechos, los valores son mucho más reducidos todavía, tal como resulta de los planos y documentos relativos a esos relevamientos, que fueron puestos a disposición de la Comisión Asesora.

Que esos caudales son realmente insignificantes, se desprende de las consideraciones que, sobre esos arroyos, la misma Comisión hace a pág. 222 de su Memoria, donde dice textualmente:

«Sólo en un breve trecho, desde las nacientes hasta un poco aguas abajo «del pié de las sierras, conservan estos arroyos un cauce definido; en adelante «las pendientes disminuyen acentuadamente y los cauces menores, de formación reciente, tienen una *capacidad irrisoria* porque la potencia erosiva «de las avenidas no ha tenido tiempo de ejercitarse y es por otra parte de «escasa consideración porque la reducida profundidad con que el agua es- «corre impide a estas alcanzar velocidades convenientes al efecto».

Me he permitido subrayar los términos «capacidad irrisoria» del texto original, porque considero que no es posible encontrar otros que expresen con mayor propiedad la realidad de las cosas.

Se ve pues, que, siendo insignificante la capacidad de esos cauces, nunca podrían recibir la descarga de esos embalses sin desbordar, y las aguas inundarían, por lo tanto, los campos vecinos; y que, además, esa inundación permanecería durante un tiempo que variaría de 11 a 21 días, según resulta de la última columna del cuadro anterior, es decir, durante un tiempo mucho mayor que el que en la actualidad requiere el paso de una inundación. Por consiguiente, con la construcción de los embalses, se habría indiscutiblemente agravado la situación, o por lo menos no se habría conseguido ventaja alguna en el mejor de los casos, como lo manifestaba al principio de esta exposición al referirme a la construcción de obras retardatrices en la zona alta.

Con respecto a la segunda de las condiciones que la Comisión establece para el servicio de esos embalses, es decir «que el cauce del arroyo debe

«quedar completamente libre para recibir los desagües locales de las tierras «próximas», resulta evidente de lo anteriormente expuesto, que ella no se cumpliría en manera alguna.

Ya la misma Comisión reconoce que esa condición, al menos totalmente, no se cumpliría, cuando en la pág. 375 de su Memoria, dice: «Es evidente «que permitiendo la evacuación de los caudales previstos en el cálculo pre-«cedente (se refiere a los del cuadro antes transcripto) se disminuye, en «una proporción apreciable, la capacidad de los pantanos; pero, en cambio, «s» presenta el inconveniente de que los cauces de los arroyos, aguas abajo «de los mismos, quedan ocupados por un cierto tiempo y si llueve simultá-«neamente en la zona de más bajo nivel — lo que es frecuente — las inun-«daciones siempre se producirán aunque, por cierto. con mucho menor «violencia».

Es, pues, evidente, que estando desbordados los cauces, nunca podrían los propietarios ribereños efectuar el desagüe de sus campos simultánea o contemporáneamente con la descarga de los embalses, y sólo podrían hacerlo después que hubieran quedado libres esos cauces, o sea después de los 11 a 21 días que — como mínimun — estarían ocupados desagüando los embalses.

La situación, pues, se habría agravado en los dos casos a que se refiere la Comisión.

Si se quisiera remediar esa situación habría, evidentemente, que evitar que las aguas descargadas por los embalses se expandieran, al rebasar esos exigüos cauces. Para ello, sería indispensable, o ensancharlos — excaván-  
dolos en la medida necesaria, lo que sería costosísimo —, o bien endicarlos, — lo que sería más económico —, mediante diques longitudinales paralelos al cauce, tal como se indica en el croquis siguiente. Esos diques deberían construirse en todo el largo de los arroyos comprendidos entre los embalses y el colector o desviador inferior:



Pero, tales terraplenes tendrían el grave inconveniente de no permitir el desagüe local de las propiedades vecinas, ni el de las situadas entre la zona comprendida entre dos arroyos sucesivos, por cuanto sus aguas no podrían penetrar en los diques sino después que bajara el nivel de las aguas dentro de los mismos.

Sin embargo, aún así y con ese recurso indispensable, la situación quedaría de todas maneras agravada con respecto a la actual, desde que el desagüe local se habría retardado por un tiempo muy superior al en que actualmente se opera.

Haré notar, de paso, que complementada esa solución por el endicamiento antes aludido, habría que agregar al costo de los embalses, el de los endicamientos.

Y más aún: debo añadir que esas obras en nada beneficiarían al resto de la zona alta comprendida entre los embalses y el Colector, vale decir, la casi totalidad de la zona, desde que aquéllos sólo servirían para recoger las aguas de las pequeñas cuencas serranas, situadas aguas arriba de los pantanos.

Y ¿qué obra prevé la Comisión para captar y conducir las aguas inundantes de la inmensa extensión de campos comprendida entre arroyo y arroyo en que ubica los embalses?

¿Qué obras prevé para la cuenca de los arroyos restantes, tales como el Arroyo Grande, el Perdido, Corina, Cortaderas, Vallimanca y sus zonas intermedias?

*Absolutamente ninguna.*

Todos esos arroyos y sus interzonas respectivas, quedarían pues, en las mismas condiciones en que se hallan en la actualidad.

\* \* \*

Ahora bien: para la zona alta y por las razones expuestas al comienzo de este breve análisis, corresponde contemplar el problema de conjunto, ejecutando obras, que lejos de retardar el desagüe, lo aceleren, y que al mismo tiempo permitan, como decíamos también, hacer efectivo *el desagüe local, fácil e ininterrumpido de todas las propiedades comprendidas en la zona*, obras que, por cierto, deberán ejecutarse a medida que las necesidades lo requieran.

Son, precisamente, estas condiciones las que he tenido en cuenta al proponer que se hicieran los estudios necesarios en todos los cursos de agua de la zona inundable (alta y baja); — estudios actualmente a punto de terminarse — y las que he tenido igualmente presente, al proponer el tipo de obras a endicamiento discontinuo con ramales laterales para el desagüe local, que sin ser por cierto exclusivo, convendría adoptar para el desagüe local de la zona. Ese tipo de obra fué llevado a conocimiento de la Comisión, mientras me reemplazaba en mi cargo de Director de la Oficina Técnica, por el ingeniero Kündig, y ratificado por mí, poco después, a la misma Comisión, a su pedido (véanse comunicaciones de pág. 443, p. b) y pág. 439 N y Ñ) conjuntamente con el croquis explicativo del mismo que reproduzco en la página siguiente.

Los objetivos que se persiguen con ese tipo de obra son los siguientes:

- 1.º — Hacer posible el rápido desagüe de la zona alta, es decir, lejos de retardarlo, acelerándolo en la medida necesaria, mediante la concentración de las aguas por terraplenes discontinuos, laterales a los arroyos, que al mismo tiempo impedirían el derrame de las mismas sobre los campos linderos.
- 2.º — Hacer posible el desagüe local de todas las propiedades comprendidas entre arroyo y arroyo, mediante ramales que se desprenderían





de esos terraplenes longitudinales, en correspondencia con las vaguadas naturales afluentes a esos arroyos, en forma tal que las aguas recogidas por ellas puedan tener entrada a la zona endicada, incorporándose a ella de una manera continua.

A esos ramales laterales afluirían los canales de desagüe local correspondientes a las diferentes propiedades situadas aguas arriba de los mismos. El agua proveniente de esos desagües sería guiada hacia el arroyo por el canal excavado al pié del terraplén (véase el croquis) (1) y cuando la afluencia de las aguas fuera mayor que la capacidad de ese canal, ellas correrán adosadas al terraplén en la misma forma en que lo harían en el Gran Canal Colector.

Como se ve por ese croquis, los terraplenes de esos ramales se unen con los del arroyo; pero, como puede observarse, la excavación que ha servido para formar los últimos terraplenes, sirve asimismo para formar, como en el caso anterior, un canal lateral que corre paralelo al terraplén y en el costado externo, es decir, dentro del campo limitrofe. Este canal serviría a su vez, para recibir los desagües locales de los campos adyacentes, y sus aguas correrían, por lo tanto, por ese canal, o adosadas al terraplén, hasta que fueran a descargarse en el ángulo o entrada correspondiente al ramal subsiguiente aguas abajo.

Se vé, pues, que la obra serviría contemporáneamente al doble objeto señalado, es decir, a la *eliminación rápida de las crecientes del arroyo y al desagüe local de todas las propiedades de la zona*, que se efectuaría así, fácil, económica y rápidamente, y que ella, además, haría completamente innecesaria la construcción de los embalses que propone la Comisión y cuyo costo, como más adelante lo expreso, no sería inferior al de \$ 75.600.000  $\frac{m}{h}$  que la Comisión calcula para el caso en que se hicieran en hormigón armado.

Haré notar que ese tipo de obra ha sido propuesto por mí con carácter general, no sólo para el caso particular que tratamos, sino para *todas las zonas de la región inundable* y en relación con los arroyos y cursos de agua que la surcan y que, a ese mismo tipo corresponden también las obras de carácter secundario que indicábamos con mi colega Waldorp, como complementarias de la red de canales construídos con sujeción al plan Nyströmer.

\* \* \*

Veamos ahora, qué objeciones ha formulado la Comisión a ese tipo de obras.

En sus «Conclusiones» y a pág. 373 de su Memoria, la Comisión dice a su respecto que: «Al hacer el análisis crítico del proyecto del ingeniero Mercau (pág. 331), hemos manifestado que no consideramos conveniente esta solución».

(1) Ese canal y el terraplén se ejecutarían al mismo tiempo utilizando máquinas excavadoras como se dice más adelante.

¿Cuáles son los únicos argumentos que aduce la Comisión para emitir el juicio que precede? Paso a considerarlos enseguida.

Dice, en primer término (véase pág. 331 de la Memoria de la Comisión):

«Conceptuamos que los endicamientos de los arroyos Chico, Chilcas, Chelforó, Langueyú, Perdido, Chapaleofú, Los Huesos, Azul, Tapalqué, etc., en la forma propuesta por el ingeniero Mercau (véase pág. 127) no responden en forma alguna al concepto — plausible, a nuestro juicio — que informe la idea del gran Colector o canal de cintura; admitidos tales endicamientos sería, sin duda, ventajoso por múltiples razones adoptar, también, un canal doblemente endicado en lugar del Colector propuesto».

No veo, por mucho que me empeñe, en qué pueda basar la Comisión semejante aserto.

Son, en efecto, tan diferentes las circunstancias y condiciones en uno y otro problema, que la solución racional debe ser necesariamente distinta.

\* \* \*

Dice, a continuación, y con ello termina la Comisión la exposición de las razones en que fundamenta su juicio:

«Además del inconveniente de carácter hidráulico que importa la aceleración y concentración de las avenidas de las sierras — circunstancias que el proyectista no ha tenido en cuenta al deducir su fórmula (véase pág. 119) — y que exigiría aumentar los caudales máximos previstos ya que el tiempo de traslación sería menor, el costo de los endicamientos de referencia alcanzaría una cifra elevada.

«En efecto, la longitud de dichos diques alcanzaría en total, a unos 2.000 kilómetros y con altura media de 2.00 metros el volúmen de terraplenes excederá fácilmente de 25.000.000 de m<sup>3</sup>; por otra parte, los cauces endicados deberán tener la capacidad necesaria para contener los elevados caudales máximos que pueden producirse — y que se consignan en pág. 298 para lo cual la distancia entre diques no será inferior a 1.000 metros y las superficies sujetas a expropiación llegarán a un total de 100.000 hectáreas. Todo lo cual — sin computar el mayor costo del colector por la razón apuntada precedentemente y los grandes gastos de conservación de tales terraplenes — representará un importe, agregando obras de arte, no inferior a \$ 40.000.000  $\frac{m}{n}$ ».

Con respecto al primer párrafo transcrito, expreso desde luego, que la aceleración y la concentración de las avenidas de las sierras, lejos de importar un inconveniente de carácter hidráulico, es — según lo hemos demostrado ya — lo que hidráulicamente corresponde y debe hacerse a los fines ya dichos de asegurar el rápido y eficaz desagüe de esa zona, evitando con ello los graves perjuicios que resultarían para ella si se prolongara y retardara el escurrimiento de las aguas, como sucedería si ese escurrimiento se efectuara lentamente, como lo impone la descarga de los embalses.

En cuanto a la alusión que hace la Comisión en el mismo párrafo a la fórmula propuesta por mí para calcular el caudal derramado por una zona, no creo pertinente ocuparme de ella aquí, por cuanto, no sólo es ajena a la cuestión, sino porque ella queda ampliamente contestada con la exposición que he hecho ante la Comisión de los fundamentos de esa fórmula y fundamentos que reproduzco íntegramente en el capítulo «*Antecedentes*» del presente informe (documento C. pág. 413).

Con respecto a la influencia que sobre el Canal Colector podría ejercer la descarga de los arroyos endicados, manifiesto que será de muy escasa importancia: por ser los caudales máximos de esos arroyos muy inferiores a los que la Comisión calcula aplicando el método cinemático; y por muchas otras razones que mencionaré más adelante (véase Capítulo VI).

En cuanto al costo de esas obras, sería evidentemente muy reducido. En efecto: es bien sabido que, mediante el uso de máquinas excavadoras adecuadas, tales como las de tipo Austin, (sobre las cuales he remitido a la Comisión una detallada nota <sup>(1)</sup> de su funcionamiento en nuestro país), es posible — y lo saben bien muchos de los propietarios de la zona que las han empleado ya — construir contemporáneamente un canal depositando la tierra a un costado, formando así con ésta un terraplén paralelo, a insignificante costo y de una manera perfecta.

El precio a que generalmente se llega para la excavación de ese canal y formación contemporánea del terraplén está comprendido entre 25 y 30 centavos  $\frac{m}{n}$  por metro cúbico.

Fácil es ver, observando el plano «Conclusiones» de la Comisión, que el largo máximo que podrían tener para cada arroyo los terraplenes longitudinales sería — contado muy por alto — el de 70 kilómetros, de modo que, construídos por ambos lados, su longitud total, para cada arroyo, sería de 140 kilómetros, y por lo tanto, para los ocho arroyos a que la Comisión se refiere, alcanzaría a un total de 1.120 kilómetros.

En esa cifra pueden considerarse incluídos los ramales para el desagüe local, dado que éstos tendrían una sección reducidísima en virtud de que su altura decrece rápidamente desde el arroyo hasta alcanzar los terrenos adyacentes de nivel más elevado, donde la altura ya sería nula. En todo caso, el suplemento a agregar por este concepto sería muy escaso.

Si admitimos, también, que la altura media de esos terraplenes fuera la de 2.00 m., que señala la Comisión; que su coronamiento fuera de 2 m.; que el talud interno fuera de 1 a 1,50 y de 1:1 para el externo, es decir, los mismos que en general se han admitido para los canales construídos por el ingeniero Nyströmer, el cubo necesario por metro lineal sería de nueve metros cúbicos, que, al precio máximo de 30 centavos por metro cúbico, daría \$ 2.70  $\frac{m}{n}$  por metro lineal, o, si se quiere \$ 3  $\frac{m}{n}$ , de modo que los 1.120 kilómetros importarían a lo sumo \$ 3.360.000  $\frac{m}{n}$ .

(1) Véase pág. 424.

A ese costo habría que agregar el de las indemnizaciones que fuera del caso abonar a los propietarios.

A este respecto, no estará de más recordar el concepto fundamental que debe regir el pago de toda tasa de desagüe en una región inundable.

El es bien claro: las obras de carácter general que benefician por igual a todos los propietarios de la zona, deben ser — como es lógico — sufragadas por todos los propietarios.

Las obras de carácter local, en cambio, y que benefician a una zona determinada solamente, deben ser pagadas por los directamente beneficiados y en proporción al beneficio realmente recibido.

Bajo este criterio correspondería, pues, en el caso presente, analizar cuáles son esos beneficios o, si hay perjuicios, cuáles son ellos y en qué medida sería justo indemnizarlos.

Veamos, primero, cuáles serían los beneficios que recibirían los propietarios de la zona alta con las obras propuestas.

Con relación a los propietarios ribereños de los arroyos, con esas obras se habría obtenido que las aguas — que antes se expandían inundando grandes extensiones de sus campos — quedaran circunscriptas dentro de los diques longitudinales del arroyo por un tiempo menor, o a lo más igual, al que actualmente duran las mismas, permitiendo así recuperar y hacer útiles las zonas adyacentes que antes estaban sujetas a una larga sumersión. La zona comprendida entre aquéllos sufriría una sumersión que duraría menor tiempo que en la actualidad, si bien con mayor altura.

Los propietarios de las zonas comprendidas entre arroyo y arroyo habrían también recibido un positivo beneficio, desde que el desagüe de sus propiedades quedaría asegurado mediante los ramales con que se prolongarían los diques longitudinales.

En cuanto a los perjuicios, quedarían reducidos a esa mayor altura de sumersión y a la inundación transitoria que se produciría en el ángulo o cuña correspondiente a la entrada de cada vaguada, formándose un pequeño triángulo de escasas dimensiones, dado que el terreno tiene en general en esta zona una acentuada pendiente; y a la insignificante extensión que las aguas podrían eventualmente cubrir a lo largo de los terraplenes laterales.

La Dirección debería, pues, contemplar estas circunstancias para establecer si corresponde una indemnización, y en su caso, en qué medida.

Pero, de todas maneras, se ve desde luego, que ella nunca podría ser de consideración.

Más aún: en mi concepto, los beneficios serían indiscutiblemente superiores a los perjuicios que pudieran atribuirse a esas obras.

\* \* \*

Dicho esto, creo conveniente destacar que nada significaría esa indemnización, si se tiene en cuenta que la solución que he propuesto — y tal como fluye de la exposición hecha — hace innecesaria la construcción de los em-

balses que propone la Comisión y que, por sí solos, importarían — según la misma — \$ 75.600.000 *m/n*, en el caso de que fueran ejecutados con muros de hormigón armado.

Bien es cierto, que la Comisión agrega y así lo ha establecido en su presupuesto que, si esos embalses se hicieran con grandes terraplenes revestidos con losas despiezadas de hormigón armado en los taludes que han de estar en contacto con el agua, su costo sería sólo de unos \$ 50.000.000 *m/n*.

Por mi parte, afirmo que si esos embalses se efectuaran con muros de tierra y revestidos en la forma que indica la Comisión y de acuerdo con las reglas de arte universalmente admitidas y aplicadas para esa clase de obras, ellos nunca podrán costar menos de la cifra a que llega la Comisión para el caso de que se efectuaran en hormigón armado.

Pero, sin entrar mayormente a analizar el monto de esas cifras, se ve, desde luego, la indiscutible ventaja que, aún desde el punto de vista económico, tendría la solución propuesta por mí.

Debo, sin embargo, agregar que no son esas consideraciones económicas, las que me han determinado a proponer ese tipo de obras, sino las razones más fundamentales que he señalado. en cuanto corresponde al eficaz desagüe

Finalmente, deseo dejar bien establecido que, como antes lo he manifestado, la solución por mí propuesta no contempla únicamente el caso especial de los ocho arroyos a que se refiere la Comisión, sino que ella ha sido establecida con carácter general y teniendo en vista el desagüe local de toda la zona inundable — alta y baja —, y, por consiguiente se aplicaría a todos los cursos de la región inundable, sin excepción.

\* \* \*

Para terminar el examen de la Solución *a*), faltaría considerar las restantes obras que la integran, o sean el desviador inferior y las obras complementarias de carácter secundario; pero, como todas ellas son comunes con la Solución *b*), las examinaremos al hacer el estudio y análisis de esta solución, tanto más, cuanto que la Comisión asigna a la Solución *a*) un rol secundario con respecto a la Solución *b*) que considera preferible.

\* \* \*

Resulta, pues, de las consideraciones expuestas:

- 1.º — Que la construcción de los ocho embalses que propone la Comisión no resuelve el problema de la zona alta y que resultaría perjudicial para la misma, por cuanto retardaría el desagüe de la zona prolongando la ocupación de los cauces y zona de expansión por un tiempo mucho mayor que en la actualidad.
- 2.º — Que la descarga de esos embalses, ocupando los cauces naturales por mayor tiempo que en la actualidad, dificultaría el desagüe de

las zonas comprendidas entre arroyo y arroyo y que se extienden entre los embalses y el canal Colector.

- 3.º — Que para esas zonas, ni para muchas otras de los demás cursos de agua de la zona y sus cuencas respectivas, la Comisión no ha previsto las obras de desagüe necesarias.
- 4.º — Que el desagüe de la zona alta debe hacerse por obras que aseguren el rápido escurrimiento de sus aguas hacia el Colector con igual o mayor rapidez que en la actualidad, y sin obstaculizar el desagüe local de las zonas comprendidas entre arroyo y arroyo.
- 5.º — Que para obtener los objetivos a que se hace referencia en el párrafo anterior y asegurar al mismo tiempo de un modo eficaz y económico el desagüe local de toda la zona, la mejor solución de carácter general, a juicio del suscripto, la constituye el tipo de obras que ha propuesto: endicamiento discontinuo con ramales laterales para el desagüe local.
- 6.º — Que ese tipo de obras; tal como se expresa en el cuerpo de este Informe, es aplicable no sólo a la zona alta, sino a todas las restantes de la región inundable, con las variantes que lógicamente impongan las condiciones propias en cada caso.

---

V

**EXAMEN DE LA SOLUCION b)**

Esta solución consiste esencialmente (véase plano N° 11 « Conclusiones » de la Comisión Asesora) y como antes lo hemos dicho, en construir dos desviadores. El uno sería el mismo desviador inferior de la solución anterior *a*) y el otro, denominado por la Comisión desviador superior, se construiría en substitución de los embalses propuestos para la solución *a*).

Las obras de carácter secundario serían las mismas para ambas soluciones.

\* \* \*

Analizaremos sucesivamente las obras que comprende esta Solución *b*) empezando por el

*Desviador Superior.*

Este desviador, según lo expresa la Comisión en sus « Conclusiones » pág. 380, « Corresponde al concepto expuesto por el ingeniero Julián Romero en su plan de 1919 — ampliado y modificado de acuerdo a lo expresado en el análisis crítico respectivo »; « cuya traza arrancaríase del arroyo Tapalqué al sur de Olavarría y pasaría al sur del Azul, Rauch, Ayacucho, Coronel Vidal,

para desembocar en Mar Chiquita; su misión sería impedir el pasaje hacia el Norte de las avenidas torrenciales que bajan de las sierras y, sin duda alguna, le correspondería — lo mismo que a los pantanos de la solución anterior la prioridad en el plan de construcción».

Los caudales máximos, pendientes transversales y longitudinales de sus diferentes trechos, y demás características de este desviador, se hallan indicados en el cuadro de la pág. 381 de la Memoria, que reproduzco a continuación:

| SECCION | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s | $I_T$<br>m/m | $i$<br>m/Km | $h$<br>m | $L$<br>m | $h + r$ |
|---------|------------------------------|--------------|-------------|----------|----------|---------|
| K° 230  | 1.100                        | 0,002        | 1,2         | 2,15     | 1.075    | 3,—     |
| K° 140  | 2.800                        | 0.001        | 1,—         | 2,40     | 2.400    | 3,30    |
| K° 0    | 3.500                        | 0,0007       | 0,18        | 3,05     | 4.350    | 4,—     |

en este cuadro:

Q. máx. indica caudal máximo;

$I_T$  la pendiente transversal del terreno;

$i$  la pendiente longitudinal del canal;

$h$  la profundidad del agua en el mismo;

$L$  el ancho de la zona de expansión;

$h + r$  la altura total del terraplén comprendida la revancha de seguridad ( $r$ ).

Todo ello para los diferentes trechos del canal.

En cuanto a la sección transversal que tendría el terraplén, debo agregar que ella sería exactamente la misma que el ingeniero Romero asignaba a los canales proyectados por él, tal como puede verse comparando el perfil transversal fig. 58 de pág. 381 de la Comisión con el de pág. 156 que corresponde al plan del ingeniero Romero.

Los caudales máximos que figuran en el cuadro que antecede, han sido determinados, según lo expresa la Comisión, por el método cinemático y para una lluvia máxima uniforme en la totalidad de la cuenca, y se hallan consignados también, y con mayor detalle, en el cuadro de la pág. 381, que con la nota que lleva al pie, transcribo a continuación:



CÁLCULO DE CAUDALES MAXIMOS (METODO CINEMATICO)

(lluvia máxima uniforme en la totalidad de la cuenca)

| SECCION  | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | L. máx.<br>Km. | $\tau$ , máx.<br>horas | I máx.<br>mm/h. | $\tau_i$ | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s |
|--|---------------------------|----------------|------------------------|-----------------|----------|------------------------------|
| K° 230 (aporte del Tapalqué)   | 1.000                     | 30             | 12                     | 5,3             | 0,80     | 1.100                        |
| K° 140 (aporte de los arroyos Tapalqué, Azul, Los Huesos y Chapaleofú)                   | 4.800                     | 120            | 48                     | 2,8             | 0,75     | 2.800                        |
| K° 0 (aporte de los anteriores, Langueyú, Perdido, Tandileofú, Chilcas, Chico y Grande). | 11.500                    | 260            | 120                    | 1,6             | 0,70     | 3.500                        |

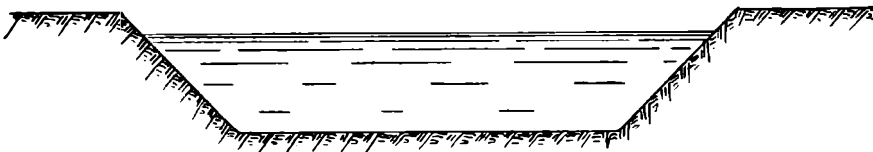
«Nota: La traslación de las aguas en el desviador se ha calculado con una «velocidad media aproximada de 0,70 m/s, en el primer tramo (K° 230 a «K° 140) y de 0,55 m/s. en el tramo final».

\* \* \*

Expuesta así las características fundamentales que la Comisión asigna a este *desviador superior*, paso a hacer su análisis.

\* \* \*

Como es sabido, en un canal de tipo común, o sea de sección trapezoidal — tal como la indicada en el croquis siguiente, la velocidad es sensible-



mente la misma en toda la sección del canal, desde que la profundidad o altura de las aguas sobre el fondo es constante. Es también sabido que la velocidad de la corriente en las partes en contacto con el fondo y las paredes, sufre una pequeña atenuación, de donde resulta que la velocidad en el centro del canal es ligeramente superior a la media.

En un canal de ese tipo, excavado en el terreno, como el del croquis, es evidente que, si la velocidad fuera mayor de la que el terreno puede resistir,

el canal se socavará empezando por la parte central; pero esa socavación quedará en general circunscripta dentro de la caja misma del canal, salvo el caso en que la velocidad fuera muy fuerte.

Pero, en un canal de sección triangular, de tipo análogo al propuesto por el suscripto para el canal Colector — que es también el tipo a que corresponde el desviador que analizamos — y en el que las aguas corren sobre el terreno, retenidas por un lado a favor de un terraplén, tal como se indica en el croquis siguiente, la velocidad en los diferentes puntos de la sección,



no es, ni puede ser constante. Ella crece sucesivamente desde un valor cero (nulo), que tiene en el punto A — donde no existe otra cosa que tierra mojada — hasta el punto B., donde, por ser máxima la profundidad, es también *máxima* la velocidad.

Desde luego, y fácilmente se comprende, que si en un canal de ese tipo se produce una socavación por exceso de velocidad, ella deberá producirse necesariamente en las proximidades del punto B, y por lo tanto, en canales de este tipo deberá tenerse especial cuidado — más que en ningún otro — de que la velocidad no adquiera valores tales que puedan originar la socavación del terreno, porque, en el caso de producirse socavaciones, que son siempre de acción creciente, éstas atacarían el terreno en las proximidades del terraplén y producirían, fatalmente, la destrucción de la obra.

Es por esto que, tratándose de la construcción de un canal, la cuestión primordial a considerar es, cuál debe ser la velocidad de la corriente para que no se produzcan socavaciones, vale decir, para que el canal tenga la *estabilidad necesaria*.

Diré, de paso, que otra de las condiciones que deben ser contempladas, es que la velocidad no debe tampoco ser menor de cierto límite, pues si fuera muy reducida, los materiales que el agua puede conducir en suspensión o por arrastre, podrían sedimentarse en el canal, rellenándolo; pero esta condición no interesa mayormente en el caso que nos ocupa.

Como en los canales del tipo del Colector la velocidad máxima se produce en las proximidades del terraplén, es esta velocidad la que deberá tenerse en cuenta al efectuar su trazado y proyecto, ya que de ella depende — como surge claramente de lo expuesto — la estabilidad misma de la obra.

Como también fácilmente se comprende, para cada clase de terreno habrá una velocidad máxima admisible sin peligro de que el agua socave el terreno, y deberá por consiguiente, en cada caso, tenerse muy en cuenta que la velocidad de la corriente en el canal no sobrepase en ninguna parte el límite máximo de velocidad admisible.

Resulta también de lo expuesto, que para la estabilidad de un canal del tipo Colector, nada tiene que ver la *velocidad media* sino la *velocidad máxima en las proximidades del terraplén*.

La Comisión no indica en su Memoria cuál será en el desviador que propone esa *velocidad máxima*, que es la que importa a la cuestión. Se ha limitado solamente a expresar el valor de la *velocidad media* con que se efectuaría la traslación de las aguas, manifestando que esa *velocidad de traslación* será aproximadamente de 0,70 metros por segundo en el primer tramo (Km. 230 a 140) y de 0,55 metros por segundo en el tramo final (Km. 140-Km. 0) (1).

Es, teniendo muy en cuenta las consideraciones que anteceden, que ya en la Memoria presentada (en 1914) con mi colega Waldorp (2), como miembros de la Comisión Asesora de que formamos parte, decíamos: «Por nuestra parte, al hacer el anteproyecto del canal que proponemos, hemos tenido en cuenta que en ningún caso la *velocidad media* sobrepase de 0,65 metros por segundo, en la parte donde ella es máxima, es decir, en la proximidad del terraplén de su margen izquierda, *velocidad inferior* aún a la que la tierra que lo constituye puede resistir con toda seguridad; pero la *velocidad calculada* así corresponde a un caudal doble, como hemos dicho, del caudal máximo probable, y es evidente, por lo tanto, que las *velocidades efectivas* con que el escurrimiento se efectuará, serán menores que las calculadas, por corresponder a un caudal menor».

Al proyectar el Canal Colector basé su cálculo como correspondía hacerlo, en la *resistencia propia del terreno*, sin tomar en cuenta para nada, a los efectos de la estabilidad de la obra, ninguna otra circunstancia tal como la presencia de hierbas o pastos en el terreno, que pudiera eventualmente aumentar en algo esa resistencia, lo que, acaso pudiera argumentarse como un medio para disminuir el peligro de erosión en el canal, pero que no sería lógico tomar en cuenta, tanto más en el presente caso, en que se trata de un canal que ha de conducir inmensos caudales que correrán sobre el terreno, adosados a un terraplén. Sería una temeridad hacer fincar en una condición tan aleatoria, como es la existencia de mayor o menor vegetación en el suelo, la estabilidad de la obra, cuando es bien sabido que basta una seca o un incendio para hacer desaparecer esa insignificante capa de pastos, cuyas raíces apenas penetran en el terreno.

(1) En realidad esos valores son inferiores a los que se deducen, haciendo el cálculo con los propios datos de la Comisión. En efecto: para las secciones de Km. 230 y Km. 140, las *velocidades medias* resultan de 0,87 y 0,96 metros por segundo, respectivamente, y para el segundo tramo, Km. 140 a Km. 0, la *velocidad media* debe ser necesariamente mayor que el valor de 0,55 metros por segundo que indica, puesto que debe estar comprendido entre el valor de 0,96 metros por segundo, correspondiente al Km. 140 y el de 0,53 metros por segundo que resulta para el Km. 0 (desembocadura del canal en Mar Chiquita).

(2) Véase pág. 34 de la Memoria referida publicada por la Dirección de Desagües, año 1922 o bien pág. 44 de la Memoria original publicada en el año 1915, por el Ministerio de Obras Públicas de la Provincia.

Para que, a los efectos de la estabilidad de la obra, pueda tenerse en cuenta — con muy relativa certeza — la influencia favorable de la vegetación, es necesario que esa vegetación tenga caracteres especiales como los que, por ejemplo, ofrece el tepe de Bermudas cuyas raíces — entrelazándose — forman una capa continua y resistente.

¿Quién, en presencia de una obra de esta magnitud podría vacilar sobre el procedimiento a seguir, esto es: si el ingeniero debe fundarse en la existencia aleatoria de hierbas o en la resistencia propia del terreno?

¿Quién podría garantizar que en un canal de 260 kilómetros de longitud ha de haber siempre una continua e ininterrumpida capa de pastos?

Es, pues, lógico basarse, como lo he hecho, en la *resistencia propia del terreno* — y en la velocidad que éste pueda de por sí *resistir con seguridad y sin peligro de socavación*.

Sobre este último punto, existe la más numerosa experimentación mundial y la más copiosa bibliografía. Las conclusiones son unánimes y completamente sancionadas por la práctica.

Para *canales en tierra* se han establecido límites que fijan la velocidad máxima admisible en un canal, para que no se produzcan socavaciones en el mismo.

Siendo imposible, por su gran número, referirme a la opinión de todos los ingenieros y tratadistas sobre la materia, citaré sólo la opinión de algunos, entre aquéllos que pueden considerarse como de indiscutible autoridad.

Los ingenieros A. P. Davis (actual Director de la Reclamation Service de los Estados Unidos, a cuyo cargo están todas las obras de riego que se ejecutan por el gobierno de ese país) y H. M. Wilson, en la reciente obra publicada por ambos: «Irrigation Engineering», dicen sobre este particular (pág. 216): «Muy pocos suelos, — a menos que estén endurecidos o cubiertos de grava, — resistirán una velocidad media mayor de tres pies por segundo, y es ordinariamente necesario mantener la velocidad considerablemente por debajo de ese límite. La mayoría de los terrenos resistirá con seguridad una velocidad media de dos pies por segundo y es una regla general que las velocidades en tierra deberían hallarse entre esos extremos, variando, según el carácter del suelo y las exigencias de la pendiente, así como con la profundidad del canal».

El ingeniero Newell (que es el antecesor de Mr. Davis, en el cargo antes referido) dice en su obra «Irrigation in the United States» y a ese mismo respecto, lo siguiente: «El poder de la corriente para cavar su lecho y taludes, aumenta muy rápidamente cuando crecen las velocidades. Las experiencias indican que al duplicarse la velocidad de la corriente, su potencia de arrastre no es duplicada simplemente, sino que aumenta sesenta y cuatro veces; de manera que, una variación muy pequeña en la velocidad de la corriente implica una gran diferencia en su comportamiento con respecto al arrastre o depósito de materiales sueltos» (pág. 142). Y más adelante, refiriéndose a los antiguos canales de riego construidos en Estados Unidos,

expresa (pág. 146): «Algunos de éstos tienen una pendiente hasta de cincuenta pies por milla, la que produce una velocidad de agua de cinco pies por segundo, que lava el cauce del canal y deja solamente un montón de cantos rodados».

El ingeniero R. B. Buckley (ingeniero-jefe del Departamento de Obras Públicas de la India) en su obra «The Irrigation Works of India» (pág. 288) establece que las velocidades máximas admisibles son:

|  |                            |   |   |   |
|--|----------------------------|---|---|---|
| «En terreno arenoso liviano . . . . .    | 1,5 a 2,0 pies por segundo |   |   |   |
| » tierra vegetal arenosa . . . . .       | 2,5                        | » | » | » |
| » » » firme . . . . .                    | 3,0                        | » | » | » |
| » arcilla dura o «kunkur» soil . . . . . | 4,4                        | » | » | » |
| » ripio y cantos rodados . . . . .       | 5,0 a 6,0                  | » | » | » |

Y agrega:

«Hay muy pocos canales principales en la India en los que el agua corre con velocidad máxima superior a 3 pies por segundo; un máximo medio es de 2 a 2,5 pies».

El ingeniero Bligh (quien ha desempeñado en la India análogo cargo que el anterior) en su obra «The practical design of irrigation works» manifiesta (pág. 413): «La velocidad en un canal principal debe mantenerse siempre debajo de aquélla que pueda causar socavación en el cauce o taludes; el olvido de este importante punto ha causado daños y perjuicios inmensos, obligando al restablecimiento de la pendiente de un canal en California, donde los primeros canales no fueron proyectados con principios científicos».

Y añade enseguida: «Las velocidades máximas admisibles son las siguientes:

|  |           |                  |   |   |  |
|--|-----------|------------------|---|---|--|
| «En terreno arenoso liviano . . . . .                                  | 1,5 a 2   | pies por segundo |   |   |  |
| » tierra vegetal arenosa . . . . .                                     | 2,5       | »                | » | » |  |
| » » » ordinaria firme . . . . .  | 3,0       | »                | » | » |  |
| » arcilla dura o terreno con grava. . . . .                            | 4,0       | »                | » | » |  |
| » lechos encajonados y barrancos con ripios y cantos rodados . . . . . | 5,0 a 6,0 | »                | » | » |  |

«En muchos canales de la India, la velocidad máxima no excede de 2,5 a 2 <sup>3</sup>/<sub>4</sub> pies por segundo».

El Ing. E. A. Moritz, en su conocida obra «Working Data for Irrigation Engineers» (1915) hace, por así decirlo, un resumen de la cuestión, diciendo (ver pág. 47 de su obra): «Para canales en tierra, la velocidad usualmente varía entre 2 y 3 pies por segundo». Agregando: «En general velocidades menores que 2 pies por segundo, pueden producir el depósito del limo (silt) y de más de 3 pies, erodan».

Como se ve, todos esos autores concuerdan en que, para canales en tierra,

la velocidad de la corriente *no debe pasar de 2,75 a 3,00 pies por segundo*, o sea de 0,85 a 0,915 metros, como límite máximo, a fin de que no se produzca erosión en el terreno, siendo los límites ordinarios de las velocidades admisibles, comprendidos entre 1,5 y 3 pies por segundo.

Finalmente, agregaré que el ingeniero Céspedes (miembro de la Comisión Asesora) llega también en su obra «Manual de Hidráulica». para que en canales en tierra (ver pág. 80) «no se produzcan socavaciones y erosiones», a valores límites, concordantes con los anteriores, estableciendo (Véase el cuadro de pág. 81 que reproduzco a continuación) que para la tierra más resistente que figura en ese cuadro «tierra vegetal compacta», la velocidad no debe pasar de 0,75 metros por segundo o sea aproximadamente de 2 ½ pies por segundo.

| Naturaleza de paredes                              | $V_f$<br>m/s | $U$ (m/s)  |            |
|--|--------------|------------|------------|
|  |              | $R < 0,50$ | $R > 0,50$ |
| Terreno arena fina (médano)                        | 0,25         | 0,40       | 0,35       |
| » arenoso  | 0,45         | 0,60       | 0,50       |
| Tierra vegetal compacta. Ripio grueso<br>> 0,10 m. | 0,60         | 0,85       | 0,75       |
|  | 0,80         | 1,10       | 1,00       |
| Mampostería en seco                                | 1,30         | 1,60       | 1,50       |
| Mampostería con mortero, Hormigón                  | 2,—          | 2,50       | 2,50       |
|  | 2,50         | 3,—        | 3,—        |
| Roca estratificada (calcáreo)                      | 1,80         | 2,20       | 2,—        |
| Roca compacta (granito)                            | 2,50         | 3,—        | 3,—        |

A mayor abundamiento — daba la importancia de la cuestión —, acompaño al final de este informe, copia de la larga lista de canales en tierra que el ingeniero King en su obra «Handbook of Hydraulics» (1918) consigna en la pág. 407 y siguientes, en la que, como puede observarse, sólo en uno que otro de los 131 canales que comprende, se han admitido velocidades poco mayores que las antes indicadas y esto — como puede constatarse para cada caso — por tratarse de terrenos excepcionalmente resistentes.

Ahora bien: supongamos que para el canal desviador que propone la Comisión se adoptara la velocidad de 3 pies por segundo, o sea la máxima que fijan los autores citados.

Veamos cuál debería ser la pendiente del canal para que el agua no sobrepasase esa velocidad.

Conocidas fórmulas de hidráulica permiten calcularla con toda facilidad.

Haremos el cálculo para el tramo medio de ese desviador y con los datos que la Comisión consigna para la sección correspondiente al Km. 140, en la cual la profundidad (que para el caso equivale al radio medio) es de 2,40

metros al lado del terraplén. Utilizaremos para ello, una de las fórmulas más autorizadas y universalmente admitidas, la de Bazin.

En tales condiciones, la pendiente sería:

$$I = \frac{v^2}{C^2 R}$$

siendo:

$v = 3$  pies por segundo = 0,915 metros por segundo, la velocidad máxima fijada,

$$R = 2,40 \quad \text{y} \quad C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

y adoptando para  $\gamma$  el valor 1,73 (6.<sup>a</sup> clase de Bazin), se obtiene para valor de la pendiente:

$$I = 0,000206$$

o sea poco más de 20 centímetros por kilómetro.

Esta sería, pues, la máxima pendiente que podría tener el canal sin que la velocidad del agua exceda del límite admitido de tres pies por segundo, y para la profundidad antedicha de 2,40 m. del tramo medio.

Y si suponemos, para simplificar, que el canal tuviera esa pendiente en toda su longitud, longitud que según la Comisión sería de 260 kilómetros, el canal debería arrancar de un punto situado:  $0,000206 \times 260 \text{ Km.} = 53,56$  metros más alto que su desembocadura en Mar Chiquita.

O, en otros términos, si la Comisión hubiera adoptado para el cálculo del canal en las condiciones supuestas, la velocidad de tres pies por segundo (que es la máxima admitida para los canales en tierra por los autores citados) el canal, partiendo de Mar Chiquita, debería terminar, después del recorrido de 260 kilómetros, en un punto situado a 53,56 metros más arriba. Y esto como máximo.

Basta el simple examen del plano «Conclusiones» de la Comisión (N<sup>o</sup> 11 de la carpeta respectiva) para ver que el canal arranca de la cota 177, es decir de un punto 123 metros más alto. Forzosamente, pues, la velocidad del canal tendrá que ser mucho mayor que el máximo de 3 pies que asignan los autores citados. Y lógicamente también, cabe suponer que si la Comisión ha adoptado esa cota, es porque ha supuesto que la influencia de los pastos habría de contrarrestar esa velocidad excesiva o, en otras palabras, que la resistencia del terreno — por esa circunstancia — resulta mayor.

Ahora bien; como la Comisión ha asignado al desviador superior que propone (véase cuadro de pág. 381 que antes hemos transcripto) una pendiente mucho mayor que la que acabamos de calcular (en algunos trechos 6 veces mayor), haremos ahora el cálculo de la velocidad que tendrían las aguas con la pendiente fijada por la Comisión.

Haremos este cálculo para el tramo medio y para la pendiente que fija en el Km. 140 del mismo, o sea de *uno por mil* (5 veces mayor aproximadamente que la anteriormente calculada) y partiendo de los elementos que la misma Comisión fija para esa sección.

Determinaremos el valor de las velocidades correspondientes sobre el terreno natural, en el cual la profundidad (o sea el radio medio) es de 2,40 m. y la velocidad que las aguas adquirirían en correspondencia del canal excavado que correría al lado del terraplén, cuya forma y dimensiones están claramente indicadas por la Comisión en la fig. 58 que figura al pié del cuadro de pág. 381 en que la Comisión consigna los elementos antes aludidos.

Como se desprende de la sección dada al canal excavado, la profundidad que las aguas tendrían (o sea el radio medio) en correspondencia al canal excavado, sería de m. 5,70.

Haremos el cálculo en la misma forma que el anterior, es decir, aplicando la fórmula de Bazin y tomando  $v = 1,73$ .

En esas condiciones se obtiene para el valor de la velocidad del agua sobre el suelo natural, el siguiente:

$$v = \frac{87}{1 + \frac{1,73}{\sqrt{2,40}}} \cdot \sqrt{2,4 \times 0,001} = 2,02 \text{ metros por segundo; o sea } 6,5 \text{ pies por segundo.}$$

Y la velocidad del agua en correspondencia al canal excavado sería también, y según Bazin:

$$v = \frac{87}{1 + \frac{1,73}{\sqrt{5,70}}} \cdot \sqrt{5,7 \times 0,001} = 3,81 \text{ metros por segundo; o sea } 12,5 \text{ pies por segundo.}$$

Se tiene pues, que en el primer caso la velocidad sería de 2,02 m. por segundo, y en el segundo caso de 3,81 m. por segundo, velocidades, como se vé sin necesidad de otra consideración, absolutamente inadmisibles para un canal de esa naturaleza.

Para que el terreno pudiera resistir esas velocidades se necesitaría según el Manual del ingeniero Céspedes, para no citar otros, que el terreno natural estuviera revestido por un material más resistente aún que la «mampostería en seco», para la cual ese Manual fija como límite máximo de velocidad admisible, 1,50 m. por segundo; y para el segundo caso en que la velocidad llegaría a 3,81 m. no bastaría, según ese mismo Manual ni la «roca compacta (granito)», para la cual el mismo Manual (cuadro citado) fija como máximo admisible la velocidad de 3 m. por segundo.



Ahora bien; y con relación a la acción que podrían tener los pastos existentes sobre el terreno natural o que pudieran nacer dentro del canal excavado y a que antes hicimos referencia, veamos cuál sería la velocidad que resultaría para el canal en los dos casos considerados, por efecto de la atenuación que esos pastos pudieran producir en el escurrimiento de las aguas.

En Estados Unidos, donde es frecuente el uso de «floodways» o sea vauadas naturales endicadas en ambos costados, se han practicado algunas experiencias sobre la velocidad de escurrimiento en superficies cubiertas por hierbas.

La más seria y cuidadosa de estas experiencias, es seguramente, la practicada en el Little River Drainage District, South of Cape Girardeau, Montana, y se halla descripta detalladamente en el N° 15 del «Engineering News Record», de fecha octubre 12 de 1922 (pág. 598).

Las experiencias se hicieron para el caso de un «floodway» encerrado entre dos diques, de  $14\frac{1}{2}$  pies de alto — el del lado norte — y de 18 pies — el del lado Sud — en el centro del cual existía un canal principal de las siguientes dimensiones: ancho en la parte superior, 145 pies; ancho en el fondo, 60 pies; profundidad, 20 pies. La separación entre los diques era de 1.120 pies medida de centro a centro de los mismos. Al hacer las experiencias, prescindíose de la parte central ocupada por el canal principal. Se realizaron para un trecho cubierto de árbolés y para otro, en el que, previamente, se cortaron los árboles y arbustos dejando emergentes del terreno los troncos de los mismos, y sin alterar el resto de la vegetación o pastos.

Las experiencias fueron llevadas a cabo al solo objeto de determinar la velocidad con que el agua escurriría y a la determinación del valor correspondiente, en ambos casos, al coeficiente  $n$  de la fórmula de Kutter, llegándose a determinar, como valor de ese coeficiente, el de 0,0465 como promedio para el trecho limpiado, y el de 0,0777 para el trecho no desmontado.

No obstante que las condiciones naturales del terreno y que la forma en que el escurrimiento se efectuaba no son, ciertamente, iguales, desde que el terreno que cruza el desviador propuesto está constituido por campos de pastos refinados, en su casi totalidad, y desde que el tipo del canal también es diferente, adoptaremos, sin embargo, el valor  $n = 0,0465$  al sólo efecto de calcular la velocidad con que las aguas, en virtud de la atenuación que los pastos pueden producir, correrían en el desviador superior propuesto por la Comisión, y en el supuesto de que estos pastos fueran idénticos a la vegetación y pastos del lugar en que se hicieron aquellas experiencias, y que, además, hubiera también en el caso del desviador la gran proporción de troncos que muestran las fotografías que ilustran la publicación citada.

Calculando con la fórmula de Kutter y con el valor de  $n = 0,0465$ , se obtiene para la velocidad de escurrimiento sobre el terreno natural, al lado del terraplén, 1,30 metros por segundo; y para la velocidad en correspondencia con el canal excavado 2,38 m. por segundo.

Se ve, pues que en ambos casos se sobrepasaría enormemente la velocidad máxima admisible para canales en tierra en las condiciones ordinarias, señalada por todos los autores citados y por el mismo ingeniero Céspedes, en su «Manual de Hidráulica».

Ahora bien, para que un canal en tierra pudiera resistir las velocidades de 1,30 m. y de 2,38 m. por segundo, a cubierto de todo riesgo de socavación, sería necesario en el primer caso, según el «Manual de Hidráulica» del ingeniero Céspedes, que estuviera revestido con mampostería de piedra en seco, dado que este revestimiento permite velocidades hasta de 1,50 m. por segundo; y en el segundo caso no bastaría ese revestimiento, y sería necesario reemplazarlo por otro más resistente aún tal como mampostería de piedra con mortero hidráulico.

Por consiguiente, si fuera dable sostener que el terreno que cruza el desviador superior por el hecho de estar cubierto de pastos, es susceptible de resistir esas velocidades de 1,30 y 2,38 m. por segundo, ello implicaría admitir que la presencia de esa delgada capa de pastos equivale como resistencia a la erosión, a un revestimiento de mampostería de piedra en seco o a uno de mampostería de piedra con mortero hidráulico, lo cual es evidentemente inadmisibile.

Pero, a todo esto, habría todavía que agregar que, en el presente caso, se trata de un canal de inmenso caudal — que según la Comisión alcanzaría a 3.500 metros cúbicos por segundo —, de sección triangular, y en el que las velocidades máximas, como surge de lo dicho, se producirían en correspondencia con el canal excavado y en las proximidades del terraplén, lo que hace por cierto, que deban tomarse las mayores precauciones para evitar las socavaciones, desde que ellas serían de fatales consecuencias para la estabilidad de la obra.

Por consiguiente. — y como se desprende también de lo expuesto — si el canal ha de calcularse con sujeción a los límites de velocidad máxima, universalmente admitidos para canales en tierra, y su resistencia a la erosión ha de atribuirse — como corresponde — a la resistencia propia del terreno, la pendiente no podrá ser otra que la que resulta, para las profundidades correspondientes en sus diferentes trechos, de las fórmulas más aceptables de hidráulica, tales como la de Kutter o la de Bazin. Y, por tanto, fluye también de lo dicho que, arrancando de Mar Chiquita, no puede haber otro trazado que el que aquellas condiciones determinan.

Ello no impide, que en determinadas secciones del canal, la velocidad pueda apartarse prudentemente de los máximos establecidos, en atención a que, la experiencia recogida en los canales construídos por la Dirección, — que suman centenares de kilómetros — ha demostrado que algunos trechos de los mismos han resistido — sin erosión — velocidades algo mayores que los límites ordinarios; pero tal hecho no puede constituir una regla general aplicable a canales de la enorme magnitud del de que se trata.

Por otra parte, me limitaré a hacer notar que, para la construcción de ese desviador, la Comisión prevé sólo cinco viaductos ferroviarios, cuando su número sería seguramente mayor (ocho, según resulta del plano); que la longitud de aquél es inferior en cerca de 20 kilómetros, a la que resulta del plano respectivo; y que no se ha incluido partida alguna para la obra de descarga de ese desviador en Mar Chiquita.

\* \* \*

En conclusión, por los fundamentos expuestos, el suscripto opina, que:

El desviador superior, propuesto por la Comisión en reemplazo de los dos desviadores del ingeniero Romero, — y éstos mismos, por análogas razones —, son técnicamente inaceptables y que serían irremisiblemente destruídos por socavación.

Y, en consecuencia, opina también que no es necesario practicar su estudio en el terreno, puesto que, como acaba de verse, existen sobrados elementos para juzgar de la impracticabilidad de esas obras.

Agregaré, finalmente, que las consideraciones que he hecho, con respecto a ese desviador, son también aplicables a la variante del mismo que la Comisión indica, destinada a captar las aguas del arroyo Salado del Partido de Lamadrid.

\* \* \*

Paso ahora a considerar la segunda de las obras principales que comprende la Solución b) que examinamos, o sea el

#### *Desviador inferior.*

El desviador inferior a que se refiere la Comisión, y que entra tanto en la Solución a) como en la Solución b) que ella propone, es el mismo Canal Colector que propuse al formular mi plan de desagües para la zona inundable de la Provincia en el año 1914, como miembro de la Comisión Asesora de que entonces formé parte conjuntamente con los ingenieros Waldorp y Wauters.

Con respecto a la originalidad de ese plan puedo recordar las palabras con que el ingeniero Wauters expresó su opinión — si bien para fundar su disidencia con él — en la sesión de esa Comisión de fecha 19 de mayo de 1914, que constan en el acta respectiva, y son las siguientes: «Habiendo terminado su exposición el ingeniero Mercau, el ingeniero Wauters toma la palabra, y se manifiesta en contra de la nueva solución a la que considera esencialmente diferente de las propuestas, ya que el concepto a que obedece difiere también en esencia de todos los vertidos hasta aquí respecto a desagüe».

Con respecto a esa obra, y como Ingeniero Director de la Oficina Técnica de la Dirección de Desagües, he propuesto algunas modificaciones que

han sido aceptadas también totalmente por la misma Dirección, y de acuerdo con las cuales se han efectuado, bajo mi dirección, los estudios en el terreno — años 1923 a 1924 —.

La Comisión Asesora, en la carpeta respectiva, acompaña el plano de ese desviador inferior, cuya traza coincide exactamente con la del Canal Colector propuesto por mí, como puede constatarse por la simple superposición de los planos referidos (Planos N° 11 y 5).

A continuación haré, no obstante, un breve examen de algunas observaciones que se han hecho por la Comisión sobre algunas características de esa obra, aún cuando en su mayor parte esas observaciones desaparecen por el hecho de no ser aceptables, como creo haberlo demostrado, las obras que ella propone como complementarias en las soluciones a) y b), es decir, el desviador superior y los embalses.

Debo decir antes que si bien la Comisión formula esas observaciones, ella está de acuerdo en cuanto a lo fundamental de esa obra, como resulta de la misma enumeración que hago a continuación.

\* \* \*

A página 327 y siguientes de su Memoria expresa en síntesis, al hacer el análisis crítico de mi plan y con respecto al Canal Colector:

*Que la ejecución del Canal Colector es perfectamente factible no presentándose mayores dificultades topográficas ni constructivas.*

Ello es exacto y lo he también por mi parte demostrado ampliamente a la Comisión presentando el trazado completo del canal desde el origen en Mar Chiquita (kilómetro 0) hasta pasar más allá del Vallimanca. (Véase mi comunicación de fecha septiembre 20 de 1928).

*Que su capacidad debe fijarse con amplio margen.* — Así lo he hecho, y con amplísimo margen, dejando una revancha de seguridad mucho mayor que la que la Comisión establece tal como se verá más adelante (Cap. VI).

*Que debe proveérsele de dispositivos automáticos para prever cualquier máximo accidental,* y aconseja el uso de vertederos superficiales o de sifones autoniveladores.

Considero esta solución inadecuada y costosa <sup>(1)</sup>, estimando preferible la disposición indicada por mí y comunicada a la Comisión, a base de descargadores provistos de compuertas de manejo directo o automático, cuyos planos y modelo he exhibido ante la Comisión.

He manifestado también a la misma que esos descargadores se establecerían en el cruce del canal Colector con los canales y cursos de agua existen-

(1) El punto ha sido bien estudiado por The Miami Conservancy District, en los "technical reports", relativos al proyecto de las obras ejecutadas para el desagüe de la zona de Miami en los Estados Unidos.

tes, y con el de vaguadas o depresiones de importancia; que su longitud podía extenderse, si se quisiera, hasta 2.000 metros; que su costo sería, aproximadamente de 1.000 \$ por metro lineal y que el caudal que ellos podrían verter para tirantes de agua, en el canal, de 2,40 a 2,00 metros, sería por metro lineal también, de 5 y 3,8 metros cúbicos por segundo, respectivamente, (o sea en total de 10.000 a 7.600 metros cúbicos por segundo), con lo cual la seguridad de la obra quedaría garantizada, aún contra las más remotas contingencias que pudieran suponerse en cuanto al caudal de las aguas afluentes al Colector.

*Que la desembocadura del Gran Canal Colector en Mar Chiquita no ofrece dificultad alguna.* — Ello es también exacto, estimando, como lo he manifestado, que deben estudiarse como corresponde todas las soluciones posibles para elegir la que resulte técnicamente más conveniente.

*Que la cota final del fondo del canal debe ser la de 2,39 metros indicada en el proyecto primitivo,* la que corresponde a la más alta marea constatada en Mar Chiquita; así lo han constatado los estudios en el terreno.

*Que no es necesaria la construcción del edificio de compuertas de gran luz a que se refiere el informe presentado por mí y por el ingeniero Waldorp en 1913 (debe leerse 1914).* Haré notar que en ese informe no hemos dado por definitiva tal solución. Por el contrario, y expresamente decíamos que el «punto señalado en el plano como término del canal (Km. 0) es, como se comprende, «puramente indicativo; tanto él, como las condiciones mismas en que se «haría la descarga del canal en Mar Chiquita y de ésta al Océano, sólo pueden ser fijadas después de los estudios completos y de carácter definitivo a «que antes nos hemos referido».

Con tal fin, y bajo mis instrucciones como Director de la Oficina Técnica, se ha ampliado considerablemente la zona relevada en esa parte del canal, de modo que al hacer el proyecto definitivo, podrá elegirse la solución más conveniente entre las varias posibles.

*Que la modificación de la traza del Colector, a que aludo en mi comunicación de fecha julio 8 de 1927 es lógica y aceptable.*

Se trataba de un ligero aumento en la pendiente del Canal, de 1 a 2 centímetros por kilómetro en los últimos trechos, con respecto a la pendiente asignada primitivamente por mí, para poder pasar aguas arriba de General Alvear en la forma que se indica a continuación:

|     |         |    |    |               |
|-----|---------|----|----|---------------|
| Km. | 0 a Km. | 50 | —  | I = 0,00012   |
| »   | 50 »    | »  | 60 | — I = 0,00013 |
| »   | 60 »    | »  | 70 | — I = 0,00014 |
| »   | 70 »    | »  | 90 | — I = 0,00015 |

|                  |   |              |
|------------------|---|--------------|
| Km. 90 a Km. 160 | — | I = 0,00016  |
| » 160 » » 180    | — | I = 0,00018  |
| » 180 » » 200    | — | I = 0,00021  |
| » 200 » » 380    | — | I = 0,000222 |

De acuerdo con esas pendientes se han hecho los levantamientos en el terreno, según también lo manifesté a la Comisión.

De ahí surge la indicación de las dos trazas que señala la Comisión en el plano N° 5 correspondiente a mi plan.

*Que de acuerdo con el criterio de la Comisión, las capacidades máximas, dimensiones y anchos de la zona de expansión que deben asignarse al Canal Colector serían las que la Comisión indica en el cuadro de la pág. 328, las que, por las consideraciones que expongo en el Capítulo VI. no creo justificadas.*

*Que los resultados obtenidos «aplicando los conceptos expuestos en el Cap. III» (método cinemático) para el cálculo de los caudales máximos en el Colector, son los consignados en los cuadros de la págs. 329 y 330 (para una lluvia máxima uniforme, o sea los siguientes (y para la desembocadura del canal):*

*Para la zona I de mi proyecto, 3.100 metros cúbicos por segundo.*

*Para las zonas I y II del mismo, 3.300 metros cúbicos por segundo.*

*Para la totalidad de la zona que abarca mi proyecto, o sea supuesto construido el Colector en toda su longitud (400 kilómetros), 2.200 metros cúbicos por segundo.*

Más adelante (Cap. VI) expresaré mi opinión respecto a esos caudales. Por el momento me limitaré sólo a hacer notar que, aún la cifra mayor a que con esos cálculos llega la Comisión, 3.300 metros cúbicos por segundo, para el caudal en la desembocadura, apenas difiere de la de 3.063 metros cúbicos por segundo que he establecido en mi proyecto para el cálculo del canal, de acuerdo con mi fórmula.

La Comisión manifiesta al exponer sus «Conclusiones» a pág. 372 de su Memoria que: «Al profundizar el estudio del problema, formamos opinión «en el sentido de que el Canal Colector propuesto por los ingenieros Mercau-«Waldorp, si bien presenta las ventajas ya señaladas para la solución parcial del problema, no puede considerarse en forma alguna como una solución de carácter general que beneficie equitativamente a todos los campos «que pagan impuesto de desagües. En efecto: los propietarios de los campos «situados al sur del Colector (zona alta) no recibirían otro beneficio que el «de poder construir canales para eliminar más prontamente las aguas que «se estancaren en ellos y conducir las al colector; esos campos sufrirían igualmente los efectos de la onda inundante de las aguas de las sierras que pasarían por ellos, aún después de construido el colector, en las mismas con-

«diciones que, antes de su construcción. En consecuencia, no sería equitativo «someterlos al pago de idéntico impuesto que a los de la zona situada al «norte».

No considero en manera alguna justificadas las afirmaciones que la Comisión hace en los párrafos transcritos. Creo del caso recordar aquí el concepto fundamental a que, en opinión del suscripto, deben responder las obras de desagüe de la región inundable de la Provincia, concepto que es el mismo que invariablemente ha sostenido la Dirección desde el tiempo en que he tenido el honor de formar parte de esa Repartición.

El puede sintetizarse así:

a) Ejecutar las obras de carácter general, que por su naturaleza beneficien a toda la zona, con la más amplia previsión para asegurar definitivamente el desagüe completo de la misma, dando a estas obras las máximas garantías en cuanto corresponde a su seguridad y capacidad.

b) Ejecutar las obras de carácter secundario en la prudente medida que lo requieran las necesidades actuales, y con razonable previsión de su ampliación inmediata y en lo futuro, a fin de no exagerar inutilmente el costo de las obras, ni anticiparse, sin una razón bien justificada, a las verdaderas necesidades actuales. Como lo expresaba el suscripto hace largo tiempo, con motivo de los antecedentes que suministró a los Ingenieros Zuleta y Castells «no habría, por cierto que dejarse llevar por un prurito de «hacer grandes obras para prever necesidades futuras que encarecerían «injustificadamente el costo de las obras».

Ahora bien, el Canal Colector por su naturaleza constituye la obra fundamental del primer carácter señalado. es decir de indiscutible interés general *para toda la zona*.

En efecto: él beneficiará, tal como lo expresé al proponerlo, no sólo a la *zona baja con desagüe directo al mar*, impidiendo que sobre ella se viertan, como sucede en la actualidad, las aguas provenientes de la zona alta, (para lo cual se utilizarían los primeros 162 kilómetros del Canal Colector), sino también a todas las restantes.

Para la *zona alta propiamente dicha*, el Canal Colector constituirá en toda su longitud un emisario de capacidad prácticamente inagotable, en el que podrán descargar fácilmente todos los canales que se construyan en esta zona para el desagüe de la misma, ya sea por la Dirección de Desagües o por los particulares.

Se ve pues, que construído el Colector, el desagüe local de esa zona se facilitará grandemente, tal como antes lo hemos dicho, y que *recién será posible técnica, económica y legalmente*, efectuar el desagüe local de las propiedades situadas en la misma.

En efecto, y como es sabido, la construcción de canales para el desagüe de toda propiedad situada en la región alta no importa, en la actualidad, otra cosa que precipitar y acelerar la descarga de las aguas de esas propie-

dades sobre las situadas aguas abajo, lo que es inadmisibile desde el punto de vista legal, pues es bien sabido que los propietarios de un terreno no pueden construir obras que hagan refluir sus aguas en perjuicio de los predios inferiores.

En la actualidad, el desagüe de las propiedades situadas en la zona alta, no podría legalmente efectuarse sino a favor de canales que deberían conducir las aguas hasta el mar mismo, pues, en el intervalo no hay curso natural alguno capaz de recibirlo, como sería necesario para quedar dentro de las condiciones determinadas en el Código Civil.

El simple examen del plano de la región inundable hace ver la inmensa longitud que tendrían tales canales, el costo de construcción y conservación resultantes y las indemnizaciones que legalmente también habría que pagar, si esos canales llegasen al mar.

Un ejemplo de la verdad de esta afirmación nos da la solicitud de vecinos de algunos partidos de la zona Oeste, que sujetándose a las prescripciones legales se han visto en la necesidad de solicitar la construcción de un canal de 400 kilómetros de longitud para llegar al único emisario natural existente, el río Salado. Y esto para llegar, diremos de paso, a un resultado que no podría aceptar la Dirección de Desagües, por cuanto el Salado no puede tampoco en la actualidad recibir mayores aportes, por ser manifiestamente insuficiente para la descarga de las aguas que naturalmente afluyen a él.

Se ve pues, que construído el colector, el desagüe local de esta zona se facilitará grandemente y que recién se hará posible técnica, económica y legalmente, como se afirmó al principio.

En cuanto a la *zona baja del Salado* y al grave problema que representan las crecientes de ese río, me referiré solo, muy brevemente, a los fundamentos claramente expuestos en la memoria que presentamos con mi colega Waldorp al P.E. y en la que se expresa que la prolongación del Canal Colector desde el kilómetro 162 en adelante, se propone con el objeto de substraer de la cuenca del Salado la zona que a juicio de ambos mayor influencia ejerce sobre las crecidas del río, o sea la zona que en el mismo informe indicábamos con el N° II; agregando que, substraída esa cuenca cuyas aguas recogería el Colector (ver págs. 38 y 39 de esa Memoria) (1): « El Salado «quedaría así sujeto únicamente a la influencia de la parte restante de su «cuenca, representada por las zonas bajas III y IIIi y por la que hemos «designado con el N° V, o sea la más alejada de su desembocadura, zonas «que, como lo haremos ver después, sólo pueden dar lugar a crecientes de «régimen tranquilo insuficientes para hacer desbordar su cauce o que sólo «pueden hacerlo en una escasa proporción».

(1) Deseo dejar bien aclarado que es esta prolongación del Colector y la captación consiguiente por el mismo de las aguas de la zona alta respectiva, lo que constituye la parte fundamental del plan propuesto por mi como solución del problema del Salado, y no el simple cierre de portezuelos que proponíamos como medida de precaución en el caso de que las crecientes sobrepasasen nuestras previsiones.



«Ésa obra sería a su vez complementada por el ensanche, rectificación y profundización de las partes más defectuosas del cauce del Salado; por el cierre de los portezuelos que dejan entre sí los albardones laterales del curso inferior del mismo desde la laguna de la Boca al mar; como medida de precaución destinada a impedir su derrame sobre las zonas laterales en el caso de que las crecientes sobrepasasen nuestras previsiones; por obras de desagüe local análogas a las indicadas para la zona IV, utilizando la parte correspondiente de los canales actuales, etc.».

Agregábamos también en esa Memoria (pág. 59) que «si al hacer el estudio definitivo de esas obras o si nuevos o mejores datos que los muy escasos y deficientes de que hemos podido disponer demostraran la conveniencia de sustraer mayor zona de la cuenca del Salado, nada sería más fácil que prolongar el Canal Colector A hasta captar el Arroyo de Las Flores o el Vallimanca, por ejemplo.

«No habría en ello la menor dificultad, pues una de las características de las obras que proponemos es precisamente la de poder ser ejecutadas por partes o ampliadas sin ningún inconveniente». Y esta prolongación hasta el Vallimanca la indicábamos con líneas de puntos en todos nuestros planos.

La prolongación del Canal Colector desde el kilómetro 162 en adelante (1), resuelve el problema del Salado propiamente dicho, a la vez que beneficia, en igual forma que la antes expuesta para la zona alta con desagüe directo al mar, a toda la zona alta situada arriba de esa prolongación, la que podrá así, a favor de esa parte del Colector, construir los canales de desagüe que tanto necesita y con la amplitud debida, lo que actualmente no puede hacer en ninguna medida por carencia de emisarios.

Y resuelve al mismo tiempo, el problema del desagüe local de la zona baja del Salado, desde que, por efecto de la sustracción de esa parte de la cuenca del río, los caudales máximos del mismo quedarán reducidos aproximadamente a la mitad, permitiendo desde luego la construcción de obras de desagüe local.

\* \* \*

Como se ve por lo expuesto, esta obra de carácter general beneficia a todos los propietarios de la región inundable y debe por tanto ser sufragada por los mismos.

No estimo por consiguiente justificada la afirmación que hace la Comisión respecto a esa obra, al expresar que no puede considerarse «en forma alguna como una solución de carácter general que beneficie equitativamente a todos los campos que pagan impuesto de desagües»; afirmación que, por lo demás, está en contradicción con lo que la misma Comisión manifiesta

(1) En un principio propuse esta prolongación hasta el Km. 300. Posteriormente y en concordancia con la opinión del suscrito la Dirección ha resuelto llevarla hasta pasar el Vallimanca.

a páginas 386 y 387 de su Memoria, cuando al tratar de la financiación de las obras que aconseja, opina que los campos del Partido de Olavarría situados en la cuenca del arroyo Brandsen, al sur de la sierra de Quillalauquén (los que actualmente se encuentran fuera de la zona de impuesto) deberán contribuir a la construcción de las obras, pagando el mismo canon del resto de la zona, por el simple hecho de que el canal Colector que pasa 100 kilómetros hacia aguas abajo podrá recoger las aguas provenientes del desagüe de esas propiedades.

Finalmente y con referencia a los principales elementos constructivos del terraplén del colector, recordaré que — como antes se dijo — la Comisión encuentra conveniente la adopción del revestimiento de hormigón armado y la reducción consiguiente de sección, que le comuniqué por nota de fecha julio 8 de 1927; pero cree (véase página 326 de su Memoria) que debiera darse a la losa mayor espesor y aumentar las armaduras metálicas a fin de darle estabilidad propia.

Por mi parte, no considero necesarias esas modificaciones y, dada la menor importancia de las restantes observaciones que formula, me remito, a ese respecto, a mi nota de fecha julio 8 de 1927 citada, referente a dicho revestimiento.

En cuanto a la distancia entre la arista del canal excavado y el terraplén, que la Comisión considera debe ser de 25 metros, porque — como agrega — (página 382) no tiene objeto establecer una mayor, expreso que, efectivamente, no habría inconveniente en hacerlo y, más aún, que la excavación para la ejecución del terraplén debe hacerse de preferencia al lado norte del mismo, tal como, ya en el año 1924, lo comuniqué a los ingenieros Zuleta y Castells, con motivo del informe que les encomendó el Poder Ejecutivo de la Provincia.

Con respecto al precio de \$ 0,50  $m^3$  por metro cúbico que la Comisión fija para excavación y formación del terraplén, lo encuentro muy razonable utilizando máquinas excavadoras. Más aún, estimo que podrá todavía resultar menor.

El costo del revestimiento de hormigón armado que la Comisión estima en \$ 16.560.000  $m^3$  concuerda, muy aproximadamente, con el de cerca de \$ 17.000.000  $m^3$  que señalaba en la comunicación antes citada.

En cuanto a los viaductos, tanto ferroviarios como carreteros, la Comisión admite — tal como lo he sostenido — (Véase mi comunicación de fecha noviembre 16 de 1928), que la luz libre de los mismos puede reducirse sin inconveniente a un tercio del ancho de la zona de expansión. Respecto a su costo, considero muy elevado el que la Comisión fija, remitiéndome sobre el particular, a las consideraciones que detalladamente expuse a la Comisión en mi nota citada de noviembre 16 de 1928 y a la extensa documentación que la acompañaba (1).

(1) Esta nota figura al final de la Memoria de la Comisión (« Apéndice ») pero no así la extensa documentación a que aludo.

Agregaré que la Comisión estima que, para la construcción del desviador inferior de que tratamos, debe expropiarse una faja de 1.500 metros de ancho y que, en el resto de la zona de expansión, debe establecerse una servidumbre, o bien expropiar la totalidad de la zona de expansión del Colector y arrendarla después.

No creo del caso entrar a considerar estos dos temperamentos, ni los precios que la Comisión estima para cada caso, por considerar que a su respecto los miembros de la Dirección son los mejor habilitados para apreciar todos esos puntos.

\* \* \*

*Obras complementarias de carácter secundario y de desagüe local.*

Bajo este título, consideraremos a continuación, y lo más sucintamente posible, dada su menor importancia, todas las restantes obras que la Comisión menciona en la solución que examinamos y que como antes dijimos son las mismas que complementarían también la Solución a):

*Obras en el Salado inferior.*

La Comisión manifiesta a página 379, «que por el momento es suficiente «hacer las siguientes:

- «1.º — Cierre de las aberturas de los albardones en el tramo inferior, «como lo proponen los ingenieros Mercau y Waldorp.
- «2.º — Terminar las obras del canal N.º 15, ejecutadas conforme al plan «del ingeniero Romero, y que fueron suspendidas en 1922; de- «biendo estudiarse si conviene construir un edificio regulador «en correspondencia con el puente del Callejón».

Con respecto a la primera de estas obras, manifiesto que el cierre de las aberturas de los albardones en el tramo inferior — como lo propuse con el ingeniero Waldorp — lo ha sido como una simple medida de precaución y para el caso de que las crecientes sobrepasasen nuestras previsiones.

Y como lo expreso en mi contestación a la pregunta que me formuló a este respecto la Comisión (véase mi nota-contestación (Doc. M.) de fecha enero 5 de 1928) considero ampliamente suficiente la suma de \$ 1.720.000 <sup>m</sup>/<sub>100</sub> prevista en el proyecto primitivo, por los fundamentos que en esa nota expongo. Me remito a ella.

Con respecto a la segunda de las obras a que se refiere la Comisión, debo manifestar que la suspensión a que alude ha sido fundada extensamente por el suscripto, en su informe de fecha febrero 20 de 1923 dirigido a la Dirección y comunicado a la Comisión Asesora por el ingeniero Kündig con fecha marzo 18 de 1928 (Expediente C. 3658-1928). Esa suspensión fué aprobada por

la Dirección y sometida a la aprobación del Poder Ejecutivo, la que éste prestó por decreto de fecha 17 de marzo de 1925. Por brevedad — y por ser conocidos de la Dirección — no insistiré aquí sobre los fundamentos de aquel informe, pero sí debo decir que la Comisión no aduce ninguna razón para justificar su aserto de que deban terminarse esas obras para llegar al plan propuesto por el ingeniero Romero, limitándose a decir simplemente — y sin dar tampoco la razón — que debe estudiarse *si conviene* construir un edificio regulador en correspondencia con el puente del Callejón, punto que tampoco creo deba entrar a considerar, ya que en su indicación, no hay nada afirmativo.

Considero que, tanto la Dirección de Desagües, como el Poder Ejecutivo, han procedido con acierto al ordenar las modificaciones que propuse para esa obra y con las cuales la Dirección ha obtenido una economía de \$ 800.000  $\frac{m}{n}$  (véase el informe del ingeniero Kündig, antes citado, Expediente C. 3654-28).

#### *Rectificación y ensanche del arroyo Saladillo.*

Considero muy reducida la partida fijada por la Comisión, a los fines de la rectificación y ensanche de este arroyo, pues esa suma es la misma a que alcanza el proyecto del ingeniero Gando para un canal lateral al Saladillo, de capacidad de cerca de 10 metros cúbicos por segundo, proyecto que — como la Dirección lo ha expresado al Poder Ejecutivo en su informe de fecha agosto 11 de 1926 a raíz de una interpelación formulada a aquél por la H. Cámara de Diputados — hizo ese ingeniero con tal limitación porque tuvo que encuadrarlo dentro de esa suma, y no porque creyera que en tal forma solucionara la cuestión.

Para esta obra que, por su naturaleza, entra en las de carácter local, la ley de septiembre de 1900 ha fijado una exigua partida que, siendo muy inferior a aquélla, tampoco basta por cierto.

La partida que realmente corresponda gastar deberá ser establecida con toda amplitud, de manera que puedan ejecutarse las obras que positivamente necesita la región.

Haré notar, de paso, que la Comisión no fija partida alguna para las obras que, como las que acabamos de considerar, deberían ejecutarse en los partidos de Veinticinco de Mayo, Roque Pérez, Monte, General Belgrano, ni para la ejecución del Canal N° 19 a que se refiere la ley de septiembre de 1900, etc.

*Rectificaciones y conexiones en los Arroyos Gualicho, Zapallar y Camarones. — Zonas del Vecino, Dolores y Castelli. — Zona de Ajó.*

Para esas obras la Comisión establece en su presupuesto las siguientes partidas:

|  |                 |
|--|-----------------|
| Rectificaciones y conexiones en los Arroyos Gualicho, Zapallar y Camarones . . . . . | \$ 3.000.000,00 |
| Zona del Vecino, Dolores y Castelli . . . . .  | » 1.500.000,00  |
| Zona de Ajó . . . . .  | » 4.000.000,00  |

Con respecto a todas estas obras de carácter local, he manifestado reiteradas veces que entrarlas a considerar sería, desde luego, anticiparse a lo que debe ser materia de un estudio y proyecto definitivo y completo. En concordancia con ese pensamiento, propuse a la Dirección de Desagües se efectuaran los estudios necesarios *en todos los cursos de agua de la región inundable sin excepción alguna (alta y baja)*. Aceptado este temperamento por la Dirección, se están efectuando los estudios de acuerdo con las instrucciones impartidas por el suscripto <sup>(1)</sup> y a que se refiere el extenso y detallado informe del ingeniero Gitlin, comunicado a la Comisión Asesora, por nota del ingeniero Kündig de fecha marzo 21, 1928, Docums. O y Ñ, en la que éste último ingeniero hace una clara referencia al tipo de obras que el suscripto ha tenido en vista al dar las instrucciones para esos estudios, acompañando el croquis correspondiente a las obras de endicamiento discontinuo con ramales laterales para desagüe local que, — como solución más general — se adoptaría de acuerdo a mis ideas.

Todo lo informado por el ingeniero Kündig fué ratificado por mí a la Comisión por nota de fecha 17 de abril de 1928 y a requerimiento de la misma (véase pág. 439).

Los estudios mencionados, que conjuntamente con los relativos a la zona del Colector, abarcan en la actualidad más de 1.500.000 hectáreas relevadas casi totalmente con gran detalle, constituyen -- puedo afirmarlo con toda seguridad — *el levantamiento más grande, más completo y más económicamente efectuado que se haya hecho en nuestro país, realizado en el más breve tiempo*. Esos estudios están próximos a su terminación.

Es a aquel tipo de endicamiento discontinuo con ramales laterales para facilitar el desagüe local de todas las propiedades de las zonas respectivas (sin ser por cierto exclusivo) al que me he referido al tratar la Solución a) propuesta por la Comisión.

A ese mismo tipo responden también las indicaciones que en la memoria primitiva, presentada por el suscripto y el ingeniero Waldorp, hacíamos al referirnos a las obras de desagüe de carácter secundario.

(1) Un ejemplar de esas instrucciones fué remitido también a la Comisión Asesora, y que también acompaño al final de este informe.

Agregaré, finalmente, que en el presupuesto total para las obras indicadas en la solución b), la Comisión llega a la cifra de \$ 100.000.000  $m/n$ , comprendidos en ella \$ 6.500.000 para estudio, dirección e imprevistos.

VI

**RESUMEN DEL ESTUDIO DE LAS SOLUCIONES a) Y b) PROPUESTAS  
POR LA COMISION ASESORA**

*Caudal máximo del Colector — Fórmula del ingeniero Mercou.*

Del estudio de las obras fundamentales que integran las soluciones a) y b), únicas soluciones posibles según la Comisión, se desprende:

Que, tanto los embalses proyectados en la solución a), como la construcción del desviador superior de la solución b), no son admisibles a juicio del suscripto, por los fundamentos expuestos al considerarlas.

Y que:

Sólo resta de esas soluciones el *Canal desviador único*, que es el Colector que yo he propuesto.

Descartada, pues, la construcción del desviador superior y la de los embalses, no queda como obra fundamental y de carácter general, más que el «Canal Colector» propuesto por el suscripto, y con respecto a este, sólo resta examinar cuál sería el caudal máximo del mismo, suprimidas aquellas obras.

La misma Comisión nos da la respuesta.

En efecto, a página 378 de su Memoria dice, partiendo del supuesto de que se ejecutaran los embalses, que «se fijan los caudales máximos del desviador inferior único» en las cifras consignadas en el cuadro que acompaña en esa página, y que transcribo a continuación:

| SECCION | Cuenca<br>Km <sup>2</sup> | Q. máx.<br>m <sup>3</sup> /s | $I_T$ | $i$<br>por mil | $h$  | $L$   | $h + r$ |
|---------|---------------------------|------------------------------|-------|----------------|------|-------|---------|
| K° 400  | 13.600                    | 2.200                        | 0,63  | 0,22           | 2,50 | 4.000 | 3,50    |
| K° 300  | 21.200                    | 2.500                        | 0,70  | 0,22           | 2,65 | 3.800 | 3,70    |
| K° 160  | 26.100                    | 2.800                        | 0,70  | 0,18           | 2,95 | 4.200 | 3,90    |
| K° 0    | 38.000                    | 3.000                        | 0,70  | 0,12           | 3,15 | 4.500 | 4,30    |

Según ese cuadro, el caudal máximo que correspondería al canal, sería de 3.000 metros cúbicos por segundo en su desembocadura en Mar Chiquita (Km. 0) supuesto construído aquél en su totalidad, es decir, hasta pasar el Vallimanca.

Pero, como este caudal corresponde al caso de que se hubieran sustraído de la cuenca total primitiva las pequeñas cuencas que captan los embalses y que a lo sumo llegan a 7.300 kilómetros cuadrados, si éstos no se construyeran, para tener el caudal máximo total que correspondería al canal en el caso de que solamente se ejecutara el Colector (tal como yo lo propuse y lo ha aceptado la Dirección), sería evidentemente necesario sumar a los caudales máximos que arroja el cuadro citado, los aportes que sobre el canal podrían dar eventualmente las pequeñas cuencas serranas sustraídas por los ocho embalses, cuyas superficies se consignan, para cada embalse, en el cuadro de pág. 374 de la Memoria y que he transcripto a pág. 519 del presente informe.

Evidentemente, el aporte de esas cuencas sería insignificante con respecto al caudal máximo antes asignado al Colector, como surge de la simple inspección de las superficies de cada una de las cuencas según ese cuadro, y porque, lógicamente, llegaría muy atenuado si se tiene en cuenta que todos estos embalses están situados a gran distancia del canal (1). De manera que los caudales de crecientes de esos arroyos tendrían forzosamente que sufrir una considerable atenuación en el trayecto por su embalsamiento en los cañadones o en el mismo espacio comprendido dentro del endicamiento longitudinal y discontinuo indicado por mí, si suponemos que se aceptara este procedimiento que — como antes se ha dicho — evitaría la construcción de los embalses.

Y habría otra razón — no menos importante — que tener en cuenta para ver que ese aporte sería, en el más desfavorable de los casos, muy insignificante.

Esta razón nos la dá también la Comisión en un párrafo de la página 330 de su Memoria, al decir, refiriéndose a la acción de esos arroyos sobre el Colector que, al fijar las capacidades máximas del Colector, «no se ha computado la superposición de los máximos aislados de cada arroyo, pues tal caso correspondería a una situación excepcionalísima — que para producirse exigiría un cúmulo demasiado grande de coincidencias».

Surge también de las consideraciones que hace la Comisión en el párrafo aludido, una deducción lógica — aunque indirecta — y ella es la de que tendría igual carácter de excepcional, la coincidencia de la llegada del aporte de un arroyo debido a crecidas en la sierra con un máximo en el colector.

Se ve, pues, que la no-ejecución de los embalses no introduciría alteración sensible sobre el caudal máximo que corresponde al Colector y que la Comisión estima en 3.000 metros cúbicos por segundo: pero, debo decir

(1) Tanto más que he dado al Colector una revancha tal de seguridad que lo pone a cubierto de cualquier eventualidad y en todo sentido.

a su respecto que no considero justificadas las consideraciones en que la Comisión se ha basado para establecerlo, ni las que aduce para considerar erróneas mis apreciaciones e inaplicable mi fórmula.

La Comisión, al analizar el plan propuesto por mí, ha creído del caso hacer el análisis de esa fórmula, cuyos fundamentos me requiriera como primera pregunta de la primera nota que me pasó.

Defiriendo a ese pedido, expuse esos fundamentos <sup>(1)</sup> por mi nota de fecha julio 8 de 1927 (véase págs. 412 y 413. Capítulo «Antecedentes») en la cual manifestaba también a la Comisión, por las razones que expreso en esa nota, que no había deseado hasta aquí darlos a publicidad, agregando que si los miembros de la Comisión los consideraban necesarios, no tendría inconveniente en poner a disposición de los mismos los cálculos originarios de que me había servido para determinar el valor numérico del coeficiente  $C$  que figura en mi fórmula.

Respecto a este último punto, la Comisión me solicitó después, y por nota de 9 de diciembre del mismo año, le hiciera conocer los cálculos originales de que me había servido, invitándome a concurrir a ese efecto a la reunión que me indicaba. Accediendo también a ello, presenté en la sesión del 14 de ese mes el cuaderno en que constaban los cálculos originales de que me había servido para determinar el valor numérico de este coeficiente y para el caso de las zonas a que se refería mi proyecto.

Una síntesis de lo expuesto por mí a la Comisión en esa sesión remití (a pedido del Secretario de la misma) por mi nota de diciembre 22 de 1927, y es esa síntesis la que la Comisión transcribe a pág. 117 y siguientes de su Memoria, a la que precede una exposición fragmentaria de los fundamentos de mi fórmula que con la debida amplitud y con anterioridad había remitido a la Comisión. Por tal motivo, reproduzco íntegramente esos fundamentos en el Capítulo «Antecedentes» para salvar así la omisión en que la Comisión ha incurrido, ya que si se deseaba hacer el análisis de esa fórmula, correspondía por cierto transcribir íntegramente sus fundamentos.

Haré a continuación un breve examen de ese análisis, contestando lo más sucintamente posible las observaciones que la Comisión formula.

Debo decir ante todo que la Comisión reconoce que nada hay que observar en cuanto al tipo de esa fórmula que es análogo al de gran número de otras ya existentes, tales como las de Iszkowski, Harman, Kresnik, etc., que cita la Comisión en su Memoria, y a las que pueden agregarse muchas otras, tales como las de Kernot, Dickens, Hawksley, Burkli-Ziegler, M'Math, Parmley, Gregory, Adams, Ryves, Fanning, Craig, etc., etc., salvo que en mi fórmula yo he hecho intervenir el factor  $I^{\frac{1}{2}}$  para tener en cuenta la influencia que la pendiente ejerce sobre el derrame de una zona y hacer po-

(1) Los ingenieros Zuleta y Castells, en el informe que les fué requerido, por el P. E. (Septiembre 29 de 1924) llegan a la conclusión de que «la fórmula en cuestión está bien fundada y es racional».



sible comparar entre sí y sin error sensible zonas de características semejantes pero de pendiente distinta y para las cuales las fórmulas corrientes darían el mismo caudal, lo que no es admisible.

Con respecto a la inclusión de ese factor, así como a la variación del coeficiente numérico  $C$  de acuerdo con el diagrama provisorio que había establecido para otros valores de ese coeficiente y que comuniqué también a la Comisión, (diagrama que la Comisión reproduce a pág. 122 de su Memoria) ella expresa en el primer párrafo de su análisis (véase pág. 321) que «a) «Es lógica y razonable la inclusión del factor  $I^{\frac{1}{2}}$ , así como la variación del «coeficiente numérico  $C$ » — a que acabo de referirme — «en sentido inverso «con la superficie de la cuenca».

Todo esto con respecto a la fórmula en sí misma.

Ahora bien, y con respecto a la determinación del valor numérico de ese coeficiente, la Comisión formula en los párrafos siguientes, desde b) hasta f), observaciones que paso a contestar.

Para ser más claro en mi exposición, voy a relatar en forma sencilla y llana las consideraciones en que me he basado para deducir mi fórmula y el valor del coeficiente que interviene en ella aplicable a las zonas que considero en mi proyecto de superficies alrededor de 17.000 kilómetros cuadrados, o mayores:

Si se supone que sobre una superficie plana e impermeable de gran extensión, cae una lluvia, es evidente — y no necesita demostración — que el espesor de la capa de agua que puede formarse sobre la superficie por efecto de la lluvia caída, es *al máximo* igual a la altura total de la lluvia caída sobre la misma, y por tanto, el caudal máximo que puede obtenerse al pie de esa superficie, si la suponemos inclinada, es el que corresponde al escurrimiento de esa capa de agua corriendo con la velocidad que pueda adquirir según la pendiente que tenga la superficie.

Si la superficie fuera muy extensa en el sentido de la pendiente, se comprende también fácilmente, que si al mismo momento en que se está escurriendo el agua proveniente de una lluvia cayesen otras, el efecto de las mismas sería el de aumentar el espesor de la capa, agregándose con sus propias alturas a la ya existente sobre el terreno.

Esta consideración hace ver por sí sola que si se trata de una muy extensa superficie, será lógico considerar, como lo he hecho, un período largo — que he fijado en un mes (véase comunicaciones aludidas) — para tener en cuenta la posibilidad de que se superpongan varias lluvias dentro del mismo para contemplar el caso más desfavorable posible.

Son estas sencillísimas y claras consideraciones las que me han servido de base para deducir mi fórmula y para determinar el valor del coeficiente numérico antedicho.

De las consideraciones que detalladamente expresé a la Comisión en las comunicaciones aludidas, y que tanto excuso repetir aquí, se desprende

que la zona II <sup>(1)</sup> de mi proyecto puede asimilarse con toda propiedad a la superficie plana a que antes he hecho referencia, si la suponemos — tal como lo he hecho — saturada ya por efectos de lluvias caídas con anterioridad, de modo que pudiera considerarse como prácticamente impermeable y que, por consiguiente, para obtener el caudal máximo que podría recogerse al pie de la misma, sólo restaría determinar cuál era su pendiente media, cuál la precipitación máxima que pudiera caer sobre la misma, y cuál la velocidad con que correría la capa de agua que pudiera formarse sobre ella, teniendo en cuenta que esa superficie estaba cubierta por una capa de pastos.

La pendiente y las dimensiones de la zona era fácil deducirlas de los planos y nivelaciones existentes.

En cuanto a la precipitación máxima, fácil me fué ver que la mayor precipitación registrada en toda la región inundable acaeció precisamente en esa zona y durante corto número de días del mes de agosto de 1913, alcanzando a 172 milímetros.

Esa precipitación no abarcó toda la zona, pero es evidente que si la suponíamos extendida a toda ella, obtendríamos con toda seguridad el caudal máximo posible. No había con esta suposición otro objeto que el de ponerse a cubierto aún de las más remotas eventualidades y es por lo tanto evidente que al proceder así, obtendríamos por exceso el caudal máximo.

Quedaba pues por determinar, cuál sería la velocidad con que el agua correría sobre la superficie en el caso de la capa máxima de 172 milímetros admitida como máxima.

Se trata, como ya lo hemos dicho, de una superficie cubierta de pastos y de una delgada capa de agua escurriéndose sobre la misma y no siendo aplicables al caso las fórmulas corrientes de la hidráulica, fuéme necesario recurrir a otras fuentes para el cálculo.

Poco antes de la fecha en que yo me ocupaba del asunto, tuve oportunidad de leer en «La Houille Blanche» la relación de una comunicación presentada por los señores Müntz y Lainé a la Academia Nacional de Ciencias de Francia, sobre el escurrimiento de las aguas en superficies cubiertas de hierbas, en la cual y de acuerdo con las experiencias realizadas por esos señores, éstos llegaban a una expresión de carácter general para valor de la velocidad con que el agua se mueve en terrenos cubiertos de pastos, y que reproduzco a continuación:

$$V = m \cdot h \sqrt{I}$$

en la cual:

$V$  es la velocidad de escurrimiento en metros por segundo;

$m$  es un coeficiente variable entre los valores 7,5 para terrenos cubiertos por hierbas largas y poco espesas, y 5 para el caso de hierbas cortas y suaves;

$h$  es el espesor en metros de la capa de agua;

$I$  es la pendiente.

(1) Véase plano de pág. 571 de este informe.

Expresión de carácter general — repito — y que tiene indiscutible seriedad, no solamente por la autoridad de sus autores, sino también por el hecho de haber sido presentada y aceptada por aquel alto Instituto científico.

Aplicando esa fórmula, y tomando para valor del coeficiente  $m$  el promedio de los valores que establecen sus autores, me fué fácil, pues, calcular el caudal que vertería aquella zona a su pie, y por consiguiente y mediante un sencillo cálculo, determinar el valor del coeficiente  $C$  que correspondería en mi fórmula para esa zona, llegando así a la cifra de 0,00842 que figura en la misma, tal como, con todo detalle, lo expresé ante la Comisión, exhibiéndole los cálculos originales de que entonces me serví y donde se ve que hasta la última cifra decimal de ese coeficiente era la que resultaba de la correcta aplicación de la fórmula deducida por los señores Müntz y Lainé.

Este coeficiente era pues aplicable a esa zona, pero por las razones que he expresado también a la Comisión en mis comunicaciones citadas, puede aplicarse sin error sensible a otras zonas de condiciones similares, y a otras alturas de lluvia. Me remito pues, a esas comunicaciones.

De lo expuesto se ve con toda claridad que para deducir mi fórmula, no he partido de ningún supuesto arbitrario de mi parte. En efecto: he partido de una consideración evidentemente cierta, esto es:

- 1.º — Que la capa máxima que puede alcanzar el agua caída sobre una superficie plana es igual a la altura total de la lluvia caída y por consiguiente que el caudal máximo que puede producir a su pie, supuesta una superficie suficientemente extensa, es evidentemente igual al que esa capa puede originar corriendo sobre esa superficie.
- 2.º — Que fijada por los planos y elementos existentes, la forma, dimensiones y pendiente de la superficie, era perfectamente correcto calcular la velocidad de escurrimiento aplicando los resultados experimentales más serios existentes, tales como los ya citados.
- 3.º — Que habiendo tomado la precipitación máxima observada en la región inundable y extendídola a toda la superficie de la zona en estudio, el valor del caudal máximo correspondiente, deducido en la forma antedicha, ofrece por cierto las mayores garantías posibles a su respecto.

Ahora bien, expresados así sucintamente los fundamentos de esa fórmula y las consideraciones en que me he basado para deducir el valor del coeficiente que figura en ella, veamos ahora cuáles son las objeciones que la Comisión ha formulado a su respecto.

No insistiré sobre la primera, porque, como lo dije al principio, ella no es tal, sino más bien importa un expreso reconocimiento de que la introducción del factor  $I^{\frac{1}{2}}$  es lógica y razonable.

Por la observación *b*) siguiente, la Comisión manifiesta a pág. 321 de su Memoria que, para deducir el coeficiente  $C$  yo debí partir de observaciones directas de caudales máximos efectuadas en la región.

La objeción es injustificada puesto que no existía, ni existe todavía ninguna determinación directa del caudal de ninguna zona de la región, como hubiera sido necesario para poder utilizarla; y ella es tanto más injustificada cuanto que la Comisión lo reconoce también así, al formular la observación siguiente *c)*, como va a verse.

Dice en esta última observación, que «Las dos hipótesis — que a falta de observaciones directas — ha resuelto aplicar el ingeniero Mercau son totalmente arbitrarias e inaplicables al caso en estudio».

Se refiere seguramente a la consideraciones en que me he basado para deducir esa fórmula y el coeficiente numérico correspondiente y a que antes he hecho alusión. Dejo al lector juzgar, si ellos son arbitrarios e inaplicables.

Dice después — observación *d)* — que: «El recorrido admitido 127 Km. para la zona II, es el mínimo que han de efectuar las aguas para alcanzar la sección A B (se refiere al croquis N° 50 de la pág. 322) (1) del colector siendo el máximo el que corresponde al trayecto C D A. El caudal máximo de afluencia correspondiente a una sección tal como E F paralela a la traza del colector (véase pág. 120) es sin duda mucho mayor, por razones hidráulicas evidentes, que el máximo que se constate en A B y que es el que interesa para el cálculo del colector (altura del terraplén, zona de expansión, etc.)».

Ante todo, haré notar, que al deducir mi fórmula, yo me he propuesto determinar el caudal máximo que una zona puede verter para poder calcular después, y entre otros objetos, cuál sería el caudal del colector, de modo que, desde luego la observación que hace la Comisión sobre el caudal que pasaría por la sección A B del Colector situada al término de la zona II, no sólo no es pertinente con respecto a la fórmula en sí misma, por cuanto se refiere a la aplicación de la misma, sino que es — como va a verse — errónea.

En efecto: esa observación equivale a decir que el caudal en la Sección A B del Colector sería «por razones hidráulicas evidentes» menor que el que puede verter la sección E.F. La Comisión comete, al expresarse así, un evidente error, puesto que no ha reparado en que, establecido el régimen de descarga de la zona II, (que es como debe considerarse el caso), el caudal en A B — de su croquis — tiene forzosamente que ser igual al caudal total por segundo que vierta la zona, desde que por *razones hidráulicas evidentes*, establecido ese régimen, jamás podrá ser mayor ese caudal que el aporte de la zona II; ni podrá tampoco ser menor que ese aporte, puesto que, las aguas en tal caso quedarían estancadas.

Establecido ese régimen, el caudal en A B es lógicamente igual al caudal total que puede verter la zona por unidad de tiempo.

Dice después la Comisión en el párrafo *e)* siguiente que: «La velocidad calculada por el ingeniero Mercau, aplicando la expresión experimental de Müntz y Lainé, es sumamente pequeña», etc.

(1) Reproducido a fs. 561 de este informe.

La Comisión debió haber hecho esa observación a los señores Müntz y Lainé o a la Academia de Ciencias de Francia ; pero para ello, debió haber hecho previamente las determinaciones experimentales que le autorizaran para formular ese aserto.

No es tampoco en manera alguna justificada la observación que hace la Comisión en ese mismo párrafo respecto al objeto que perseguían los señores Müntz y Lainé cuando hicieron sus experiencias (estudios sobre riego), pues ellos no han determinado una fórmula que sea aplicable a las aguas de riego solamente, sino una expresión de carácter general, aplicable por igual al cálculo de la velocidad de una corriente en terrenos cubiertos de hierbas, se destinen o no al regadío.

Finalmente, la Comisión agrega en el párrafo *f*), último de sus observaciones — y esto refiriéndose ya a la aplicación que he hecho de mi fórmula para el estudio de las crecientes del Salado — que «La coincidencia — de que se hace mérito — de los valores máximos constatados en Puente Guerrero en 1913 y 1919 con los calculados aplicando la fórmula de referencia, demostraría — en el caso de que se presentara en todos los casos — que dicha ecuación es válida única y exclusivamente para aquél lugar y que, precisamente por tal coincidencia, dará valores mucho menores que los reales cuando se la aplique para calcular los caudales máximos en el colector».

Casi esta observación se contesta por sí sola.

Partiendo de mi fórmula, me fué posible hacer el estudio de las crecidas del Salado y aplicarla a las dos más grandes hasta entonces conocidas — las de 1900 y 1913 —, y únicas para las cuales se tenía mediciones exactas del caudal producido en Puente Guerrero, y pude constatar — y así lo hicimos ver con mi colega el ingeniero Waldorp — que los resultados que se obtenían con esa fórmula respondían con notable concordancia a los hechos reales observados. Posteriormente, habiéndose producido la gran inundación de 1919, cinco años después de la fecha en que la propuse, tuve oportunidad de controlarla nuevamente con los datos directamente observados en esta creciente y ver que ella concordaba casi exactamente también con los datos reales establecidos y observados durante esa creciente, tal como lo comuniqué a la Comisión en mis notas de fechas julio 8 de 1927 y septiembre 22 de 1928 (véase Capítulo I «Antecedentes»).

Es decir, yo mismo había controlado mi fórmula explicando hechos conocidos como lo decíamos con el ingeniero Waldorp, y con nuevos hechos acaecidos posteriormente.

Es esto lo que se debe hacer y lo que la Comisión debió también hacer con el método cinemático que ha empleado y que tanto preconiza como exacto, desde que no habría en ello la menor dificultad, ya que la Comisión al exponerlo dice (página 285 de su Memoria), que ese método «permite computar en forma tan detallada y prolija como se quiera» los distintos factores que intervienen en la cuestión.

Debió, pues, como correspondía, para demostrar la exactitud de sus cálcu-

los, hacer lo que hice yo: comprobar la bondad de la aplicación de ese método (1), explicando hechos conocidos como son las crecientes del Salado, cuyos caudales han sido medidos con toda precisión utilizando los mejores aparatos, lo que quitaría toda duda sobre su exactitud.

Si el método cinemático era tan exacto como se desprende de las palabras transcritas, ¿qué mejor oportunidad hubiera habido para demostrarlo, aplicándolo a las crecientes del Salado, puesto que, con mayor razón, su bondad hubiera resultado acabadamente probada explicándonos esas crecientes para las cuales existen los mejores y mayores datos de observación directa?

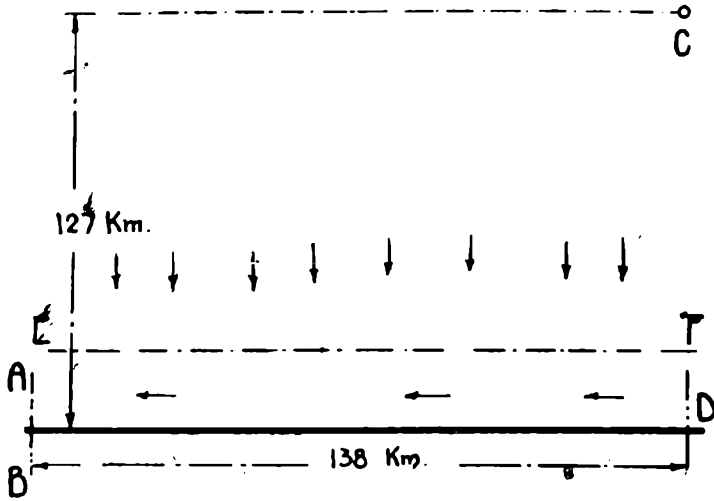
¿Por qué no lo ha hecho la Comisión?

Nos lo dice a pág. 288 de su Memoria al expresar que «es evidente, también, que la aplicación del procedimiento cinemático o de fórmulas de tipo general a casos como el del río Salado, daría resultados excesivamente mayores que los reales;» (Sic.).

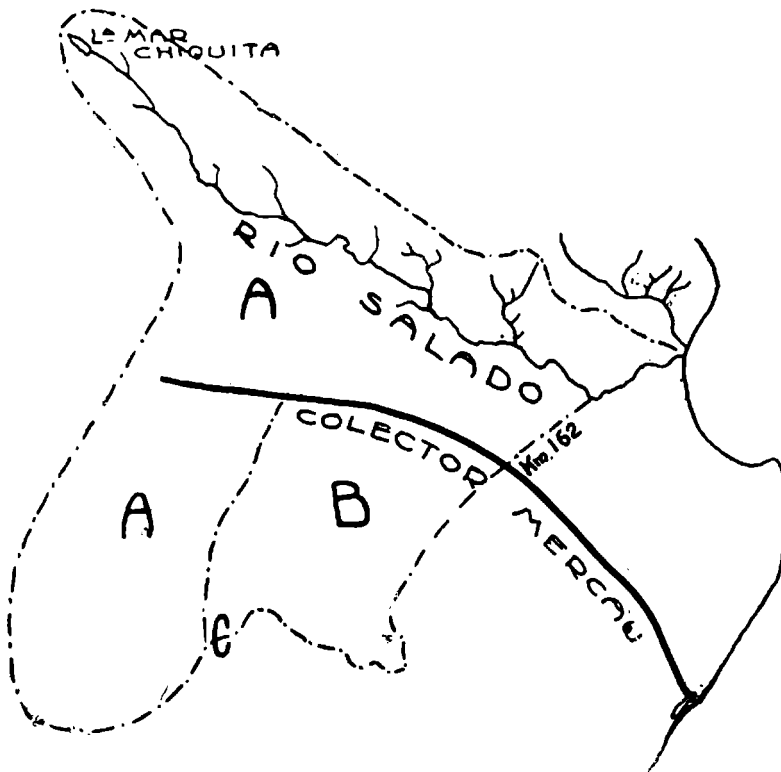
Las aplicaciones de mi fórmula a las crecientes de 1900 y 1913 del Salado, constan detalladamente en la memoria primitiva, y a la de 1919, en los documentos posteriores a que he hecho referencia. Para evitar inútiles repeticiones, no insistiré más sobre ello.

Haré sólo notar, y con respecto al mismo párrafo que examino, que la Comisión manifiesta, refiriéndose siempre a las crecientes del Salado, que: «El cálculo simplista de sumar los dos aporte. es sin duda arbitrario». Se refiere a los aportes de las zonas que indica con las letras A y B de su croquis número 50 de pág. 322 que reproduzco conjuntamente con el de página 324 (número 51) en la página siguiente de este informe; y agrega que: «En el cuadro siguiende (se refiere al de pág. 325) — formulado aplicando la fórmula de referencia — se constata, por otra parte, que la coincidencia

(1) Ese método, diré de paso, está comprendido según el ingeniero Gregori entre «*quei metodi più imperfetti, secondo i quali, l'ondata di piena, è considerata come fenomeno esclusivamente cinematico*» (Véase página 94 de su obra *Sulla determinazione della portata massima dei Corsi D'Acqua Naturali*, 1925); opinión que concuerda también con la muy autorizada del ingeniero Fantoli que la Comisión transcribe y según la cual: «*Non è ammissibile la semplice arbitraria riduzione di un arbitrario afflusso meteorico. Ma, nemmeno può dirsi soddisfacente il procedimento conosciuto della formazione dei diagrammi di piena, corrispondenti a date piogge, mediante i concetti puramente cinematici della stima dei tempi di corrivazione. Si tiene conto in esso della configurazione del bacino in questione; ma non entra invece nello svolgimento ipotetico della piena un fattore che ha nella realtà fisica un gravissimo peso sul risultato; cioè la capacità moderatrice degli alvei piccoli e grandi della rete idrografica in piena*». Por otra parte, diré también que ese método resulta forzosamente inaplicable a la región inundable en cuanto sobre esta hay carencia casi absoluta de los datos reales necesarios para su aplicación. En efecto, y para referirme sólo a algunos, haré notar que no existe determinación alguna del coeficiente real de derrame de ninguna de las zonas de la misma, ni de las velocidades de escurrimiento de las aguas, de la intensidad de las lluvias en función del tiempo, desde que no hay un solo pluviómetro registrador en toda la zona (por lo menos cuyas observaciones sean conocidas) y las pocas y deficientes observaciones registradas se refieren todas a pluviómetros totalizadores distribuidos al azar y sin norma científica alguna etc. etc.: ni menos aún sobre la capacidad de embalsamiento de las cuencas y arroyos, que como muy bien lo dice el ingeniero Fantoli: «*è un fattore che ha nella realtà fisica un gravissimo peso sul risultato*».



(N° 50)



(N° 51)

invocada no se ha producido en todos los casos (la explicación es obvia, cuando las lluvias se producen contemporáneamente el aporte de la zona A llega a Puente Guerrero muy retardado con respecto al que procede de la zona B o II del plan Mercau-Waldorp)».

Con respecto al primer punto o sea al «procedimiento simplista» de sumar dos aportes, debo decir que es simple y evidentemente lo que debe hacerse, no sólo en el caso a que se refiere la Comisión, sino también en el cálculo del caudal máximo correspondiente al colector, cálculo al cual también alude, por lo menos incidentalmente, si no recuerdo mal, en otras páginas de su Memoria.

Para ser breve, voy a referirme al caso del colector, por prestarse con mayor claridad para exponer el concepto a que obedece esa suma de dos aportes.

Consideremos el caso de las zonas I y II de mi proyecto (véase plano N° 5 Carpeta de la Comisión) (1). Es evidente que si cayese una lluvia en la zona II o sea en la más alejada de la desembocadura del canal, las aguas provenientes de esta zona y recogidas por el colector, correrían a lo largo del mismo y al pie de la zona I hasta llegar a la desembocadura del canal.

Si en el momento en que están corriendo a través de la zona I llegaran, como es perfectamente posible, las aguas provenientes de la zona I, pregunto yo a la Comisión: ¿qué debería hacerse, para tener el caudal máximo? No sería otra cosa que hacer el cálculo simplista de sumar los dos aportes.

Diré de paso, que si este cálculo simplista lo hubiera hecho y tenido en cuenta la Comisión, no hubiera llegado seguramente a los resultados que para el caudal del Canal Colector arrojan los cuadros de pág. 329 y 330, basados en las consideraciones que expresa en la pág. 328 y que dicen así: «El cálculo de los caudales máximos se ha efectuado aplicando los conceptos «expuestos en el cap. III y considerando muy especialmente las características de los diversos afluentes. En efecto, la crecida del Vallimanca, por «razón del gran recorrido que deben efectuar sus aguas— para lluvias contemporáneas en toda la cuenca del Colector — llegará muy atrasada con «relación a los de los otros cursos de agua y en consecuencia — como al «considerar la totalidad de la zona disminuirá la intensidad de lluvia compatible — ocurrirá, sin duda que el Q máx. calculado en tales condiciones «para los tramos finales del colector, podrá ser menor que el obtenido «prescindiendo a tal objeto, de aquella cuenca».

En efecto, y con relación al Canal Colector, el valor máximo del caudal que puede producirse en él, no corresponde al caso de una «lluvia uniforme máxima», como lo suponen esos cuadros, sino al caso de la superposición de los aportes máximos de las diferentes zonas de su cuenca tributaria, desde que cabe siempre admitir que el aporte de una zona, coincida con el paso de los aportes provenientes de otras zonas. Su valor máximo corres-

(1) o plano de pág. 171 antes citado.



ponderará lógicamente a la suma de esos aportes máximos, que forzosamente tendrá que ser mayor que el que corresponde al caso de una lluvia uniforme caída, ya sea sobre toda la cuenca o sobre cualquiera de las partes aisladas consideradas en esos cuadros.

Así y por suma de aportes, he procedido yo — como antes he dicho — en el caso de las zonas I y II.

Pero ese cálculo simplista lo ha hecho mal la Comisión, al calcular el cuadro de la pág. 325 con el cual cree demostrar que la «coincidencia invocada» entre los resultados de mi fórmula y las tres crecientes a que he aludido del Salado, no se ha producido en todos los casos.

Me sería fácil demostrarlo, pero en obsequio a la brevedad, omito hacerlo y porque, en verdad, para quien examine atentamente la forma en que yo he aplicado mi fórmula a las crecientes del Salado, verá que ella es perfectamente justificada.

Por otra parte — y siempre dentro del párrafo que examino — la Comisión manifiesta, pág. 325, que: «según la aplicación de la fórmula Mercau «el caudal máximo aportado por las cuencas del Tapalqué, Azul, Los Huecos y Chapaleofú durante las inundaciones de 1913 hubiese sido de 780 metros cúbicos por segundo, en correspondencia con el Km. 162 del colector — supuesto construido: resultado que, sin la más mínima duda, es mucho menor que el caudal realmente producido»; y que «aplicando el método cinemático al cálculo del aporte de la zona II, resulta:» para el caudal máximo, 3.000 metros cúbicos por segundo.

«Admitiendo — agrega la Comisión — que el tiempo de escurrimiento máximo desde C — naciente de Tapalqué — hasta el Km. 162, véase fig. 51, sea de 200 horas; duración de la lluvia 5 días, con intensidad compatible «de 1,5 mm. por hora».

He dicho en la primera parte de esta exposición, y creo que con suficiente claridad, cuál ha sido el procedimiento que he seguido para determinar el caudal a que alude la Comisión como resultante de la aplicación de mi fórmula. No deseo por lo tanto insistir sobre ello; pero sí debo decir, que no encuentro en manera alguna justificada la cifra de 3.000 metros cúbicos a que llega, aplicando el método cinemático, por cuanto se ve que para ello la Comisión ha partido de simples apreciaciones en cuanto al tiempo de escurrimiento que fija, — 200 horas; — a la duración de la lluvia, — de 5 días, — y a la intensidad compatible que admite por hora.

Dice a continuación, y con referencia al valor de 3.000 metros cúbicos por segundo que «*Estimando* que la capacidad de acumulación de la cuenca hidrográfica y del colector sea de 600 Hm<sup>3</sup>, *se constata* con el procedimiento indicado que dicho caudal máximo de 3.000 m<sup>3</sup>/s. es *perfectamente* compatible con la duración de la lluvia y con su intensidad horaria». (Los subrayados son míos).

De manera que de una *estimación*, la Comisión saca una *constatación*.

Y creo que es esa misma carencia de datos directos de observación lo que

le ha conducido, aplicando el método cinemático a atribuir caudales notoriamente exagerados para los diferentes arroyos de la zona que consigna en su cuadro de pág. 298 de su Memoria.

Así, y para referirme a uno solo de ellos, el caso del Tapalqué, vemos transformado a ese modesto arroyo en el río más caudaloso de la Provincia y al que, el método cinemático le atribuye 2.000 metros cúbicos por segundo, es decir, un caudal aproximadamente una vez y media el del Salado, cuyo caudal en la máxima creciente observada hasta aquí, apenas llegó a 1.400 metros cúbicos por segundo.

Parece que la Comisión no ha reparado, al aplicar a ese arroyo y a los demás, que la fórmula de Kuichling, con la cual ha deducido los valores de la tercera columna de ese cuadro, no dá el caudal de un curso de agua, sino el valor máximo observado correspondiente a las cuencas de los diversos cursos de agua de que se valió ese ingeniero para construir sus diagramas y la fórmula que lleva su nombre, y ni tampoco que entre las cuencas de 2.000 y 2500 millas cuadradas, dentro de las cuales queda comprendida la del Tapalqué — que reducida a medidas inglesas resulta de 2.200 millas cuadradas — el caudal más grande entre los marcados en el diagrama original de Kuichling por puntos y correspondientes a ríos franceses, belgas, germanos, austriacos, suizos, americanos e ingleses, sólo llega 1.619 metros cúbicos por segundo; de modo que el Tapalqué, simple arroyo de llanura de escasisima pendiente y por consiguiente de moderado caudal, resulta así, por el método cinemático, superando a casi todos los ríos del mundo, de igual cuenca o por lo menos al de aquéllos que consideró Kuichling en su muy extensa y documentada recopilación (1).

Análogas observaciones podrían hacerse con respecto a los demás arroyos que figuran en el cuadro citado.

Finalmente, — y con ello terminan todas las observaciones que la Comisión ha hecho a mi fórmula — dice que: «En síntesis, consideramos que para «el cálculo de los caudales máximos en el Colector, no es aceptable la fórmula «del ingeniero Mercau, la cual aplicada estrictamente da valores muy inferiores a los probables».

Terminando por manifestar que «puede afirmarse que las características «de la obra no dependen de la fórmula y que ésta era innecesaria a los efectos de dimensionar aquella».

Que mi fórmula da valores muy inferiores a los que resultan a la Comisión como probables aplicando el método cinemático, no lo dudo, pero creo haber demostrado ya de qué parte está la razón.

Con respecto a que aquella era innecesaria para proyectar la obra propuesta por mí, debo decir que es precisamente en ella en la que me he basado para determinar los caudales máximos y para resolver el problema hasta entonces insoluble del desagüe de la zona del Salado; pero, tanto en uno,

(1) Puede verse la copia del diagrama de Kuichling en mi comunicación de fecha Julio 8 de 1927 en el Cap. «Antecedentes» de este Informe.

como en otro caso, sobre mis previsiones, he dejado, como correspondía, un amplísimo margen de seguridad. Así, y para referirme al colector, debo recordar que sobre el nivel máximo a que alcanzarían las aguas, cuando pasase el caudal máximo (calculado con mi fórmula), he dejado una revancha sobre ese nivel que llega a 2.10 mts. más arriba de ese nivel, en la parte próxima a su desembocadura, para estar a cubierto de toda eventualidad, por más remota que ella fuera.

Veo que la Comisión para esa obra o sea el «desviador inferior único» ha reducido, en cambio, esa revancha a sólo valores que oscilan (véase cuadro de la pág. 378 de su Memoria) entre 0,95 mts. y 1,15 mts., no obstante que llega prácticamente al mismo caudal máximo que yo he calculado a base de mi fórmula, puesto que, según ese cuadro el caudal máximo en la desembocadura sería de 3.000 metros cúbicos por segundo, y según mi fórmula de 3.063 metros cúbicos por segundo.

Y, por tanto, mantengo las aseveraciones que, de acuerdo con ella, he hecho respecto al caudal máximo para el cual debe calcularse el Canal Colector. Según mi fórmula, el caudal que correspondería en el caso de las zonas I y II de mi proyecto, es de 3.063 metros cúbicos por segundo, caudal que, como lo he expresado en mis comunicaciones a la Comisión, deberá ser aumentado del incremento que corresponda, en virtud de la prolongación del canal hasta el Vallimanca.

No he creído del caso establecer ese incremento dentro del caudal de 1.500 metros cúbicos por segundo que he fijado para esa prolongación, por cuanto, como es lógico, es preferible hacerlo una vez que se terminen los estudios en ejecución en ese arroyo y en su cuenca, estudios que suministrarán mayores y mejores elementos para hacerlo.

\* \* \*

Con respecto al costo de esta obra de carácter fundamental, comprendida su prolongación hasta pasar el Vallimanca, debo manifestar que él no excederá del previsto por mí y aceptado por la Dirección, no obstante el revestimiento por losas de hormigón armado que he propuesto, por cuanto el costo de ese revestimiento, tal como lo manifestaba a la Comisión por mi nota de julio 8 de 1927 (véase «Antecedentes») quedará íntegramente compensado con la economía de alrededor de 8.000.000 de metros cúbicos que en virtud de la construcción de esa losa puede hacerse sobre el cubo de tierra y el transporte de la misma y con la economía que su construcción permitiría hacer en los gastos anuales de conservación, a lo que puede agregarse también la economía que, con toda seguridad y tal como lo reconoce la Comisión, puede hacerse sobre el costo del movimiento de tierra en todo el cubo del terraplén, primitivamente estimado en \$ 0,80 por metro cúbico y que quedará reducido, como la Comisión lo reconoce también a \$ 0,50, mediante el uso de máquinas excavadoras.

Con respecto a las obras en el Salado que tienen igual carácter que la anterior, mantengo las apreciaciones que con relación a su costo, he hecho.

Finalmente, y en lo que respecta a las obras de carácter secundario, etc., debo decir que mantengo igualmente los costos previstos por mí, salvo las ampliaciones que a las mismas resolviera hacer la Dirección en vista de las necesidades actuales, que lógicamente no son las mismas que las de quince años atrás cuando las propuse.

## VII

### CONCLUSIONES

**a que arriba el presente informe.**

Hecho el estudio y análisis de la Memoria y Conclusiones a que arriba la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagüe, el subscripto opina:

a) Que no es aceptable ni técnica ni económicamente la construcción del desviador superior ni de los embalses que integran las soluciones a) y b) que la Comisión propone como soluciones posibles para el desagüe de la región inundable del Sur de la Provincia;

b) Que sólo queda por consiguiente como obra fundamental el Canal Colector propuesto por mí.

Y no habiéndose hecho ninguna objeción básica a esa obra ni al plan a que obedece, afirmo en conclusión:

- 1.º — Que mantengo en todas y cada una de sus partes el plan que he propuesto y que ha adoptado la Dirección de Desagües; con las modificaciones que para algunas de las obras que comprende he introducido y que he consignado en mis comunicaciones transcriptas en la primera parte de este Informe (Capítulo «Antecedentes»).
- 2.º — Que mantengo todas las apreciaciones que he hecho sobre los caudales deducidos con mi fórmula y que ha servido de base para el cálculo de las obras.
- 3.º — Que me ratifico igualmente en los conceptos a que a mi juicio deben responder las obras a ejecutarse, conceptos que son los mismos que invariablemente ha sostenido la Dirección actual y las anteriores, esto es: Que las obras de carácter fundamental que, por su naturaleza, benefician por igual a todos los propietarios de la zona deben ejecutarse con toda amplitud, con las máximas garantías de seguridad y con sobrada capacidad para responder al desagüe total de la zona. Y que las obras de carácter secundario o de desagüe local deben ejecutarse en la medida necesaria para responder a las necesi-

dades actuales, y prever, en una prudente medida, las de un futuro inmediato sin dejarse llevar por la sugestión de hacer grandes obras o ampliarlas inmotivadamente para prever necesidades futuras que encarecerían injustificadamente su costo.

- 4.º — Que, como se expresa en la última parte de este Informe, el costo de las obras que responden al primer carácter señalado, tales como el Canal Colector y las obras a ejecutarse en el Salado, no excederá del previsto y aceptado por la Dirección, ni tampoco el de las obras de carácter secundario o de desagüe local excederá del previsto por el suscripto, salvo las ampliaciones que la Dirección resolviera hacer en vista de las necesidades actuales, o de un futuro inmediato, que lógicamente no son las mismas que las de quince años atrás, cuando fueron propuestas esas obras por el suscripto.

Buenos Aires, Mayo 27 de 1929.

AGUSTIN MERCAU

---

## APENDICE

---

### I. — ACLARACION

Terminado este informe, debo hacer una aclaración sobre la nota puesta por la Comisión Asesora al pie de la pág. 128 de su Memoria, al referirse a una comunicación que dirigí a la misma con fecha 20 (no 30, como por error indica la Comisión) de septiembre de 1928.

La nota puesta por la Comisión dice así: «Fecha en que el ing. Mercau ya conocía la opinión definitiva de la Comisión — expuesta al señor Gobernador de la Provincia Dr. Valentín Vergara y al Ministro de Obras Públicas Ing. Ernesto C. Boatti a principios de agosto de 1928 — respecto a la imprescindible necesidad de prolongar el colector hasta el Vallimanca y de que su capacidad inicial debía ser de 1.500 metros cúbicos por segundo, como mínimo».

Como de la lectura de esa nota pudiera inferirse que yo hubiera propuesto la prolongación del canal hasta el Vallimanca y asignándole un caudal en esa parte de 1.500 metros cúbicos por segundo, porque conociera la opinión definitiva de la Comisión sobre «la imprescindible necesidad de prolongar el colector hasta el Vallimanca y de que su capacidad inicial debía ser de 1.500 metros cúbicos por segundo, como mínimo», voy a probar, acabada y documentadamente, que de ninguna manera ello ha podido tener influencia alguna en mí, no sólo en cuanto se refiere a esa prolongación, ni al caudal de 1.500 metros cúbicos por segundo, que le he asignado. Tampoco ha tenido ello influencia alguna en los motivos que determinaron el envío de la nota de septiembre 20 de 1928, en la cual no hago otra cosa — como surge de su misma lectura — que una aclaración muy justificada, con respecto a una omisión cometida por la Comisión y que indujo en error al Ingeniero Kündig al dictaminar en la forma en que lo hizo sobre la pregunta c) que la Comisión había formulado a la Dirección en el Expediente 3589.

Voy, en efecto, a probar acabada y documentadamente:

Que en 1914 (15 años antes de la fecha en que, según la Comisión, ésta expuso sus opiniones a los funcionarios nombrados) ya había previsto yo esa prolongación del canal colector hasta el Vallimanca, o más allá, si se quería.

Que en 1924 (5 años antes de la citada fecha) ya se habían efectuado los estudios de esa prolongación en el terreno y bajo mi dirección.

Que en 1927 (en octubre 14, es decir 10 meses antes de la fecha a que alude la Comisión) yo ya le había presentado a la misma el trazado completo, no sólo de esa prolongación para el caudal antedicho de 1.500 metros cúbicos por segundo, sino también el de todo el canal colector desde el Km. 0 hasta pasar el Vallimanca, o sea en toda su longitud de más de 400 kilómetros.

\* \* \*

Que en 1914 fué prevista esa prolongación, lo prueba el informe que presentamos, conjuntamente con el ingeniero Waldorp, al Poder Ejecutivo, como miembros de la Comisión Asesora de que formamos parte y en el cual se dice: «Más aún: si al hacer el estudio definitivo de estas obras, o si nuevos «o mejores datos que los muy escasos y deficientes de que hemos podido «disponer, demostraran la conveniencia de substraer mayor zona de la cuenca del Salado, nada sería más fácil que prolongar el Canal colector A, hasta «captar el arroyo de Las Flores o el Vallimanca, por ejemplo.

«No habría en ello la menor dificultad, pues una de las características «de las obras que proponemos es precisamente la de poder ser ejecutadas «por partes o ampliadas sin ningún inconveniente».

Agrego aquí un ejemplar de los planos que acompañaban aquel informe, en el que podrá verse que esa prolongación se halla indicada por línea de puntos.

Que en 1924 se había ya estudiado en el terreno esa prolongación del Canal Colector hasta el Vallimanca, y todo ese canal, lo prueba la extensísima documentación existente a ese respecto en la Dirección de Desagües, a la que me remito y en la cual figuran los planos de todo ese levantamiento efectuado bajo mi dirección.

Que en 14 de octubre de 1927 o sea 10 meses antes de la fecha — agosto de 1928 — en que la Comisión manifiesta haber expresado al gobierno de la Provincia sus opiniones, había yo presentado a pedido de la Comisión y en la sesión que celebró ese día, los planos y el trazado completo de la prolongación hasta el Vallimanca para un caudal de 1.500 metros cúbicos por segundo, lo pruebo con el testimonio mismo de la Comisión, tal como surge de la nota que transcribo enseguida, dirigida al Director de la Oficina Técnica (en esa ocasión el Ingeniero Kündig, quien me reemplazaba en el cargo) por el Secretario de la Dirección de Desagües. y que dice así:

Buenos Aires. Marzo 20 de 1928.

«Señor Ingeniero Director de la Oficina Técnica.

«Comunico a Vd. que la Comisión Asesora sobre Proyectos de Desagües, «pasó una nota a la Dirección con fecha octubre 18 de 1927, haciéndole «presente que en la sesión del 14 del mismo mes se había desistido de solici-

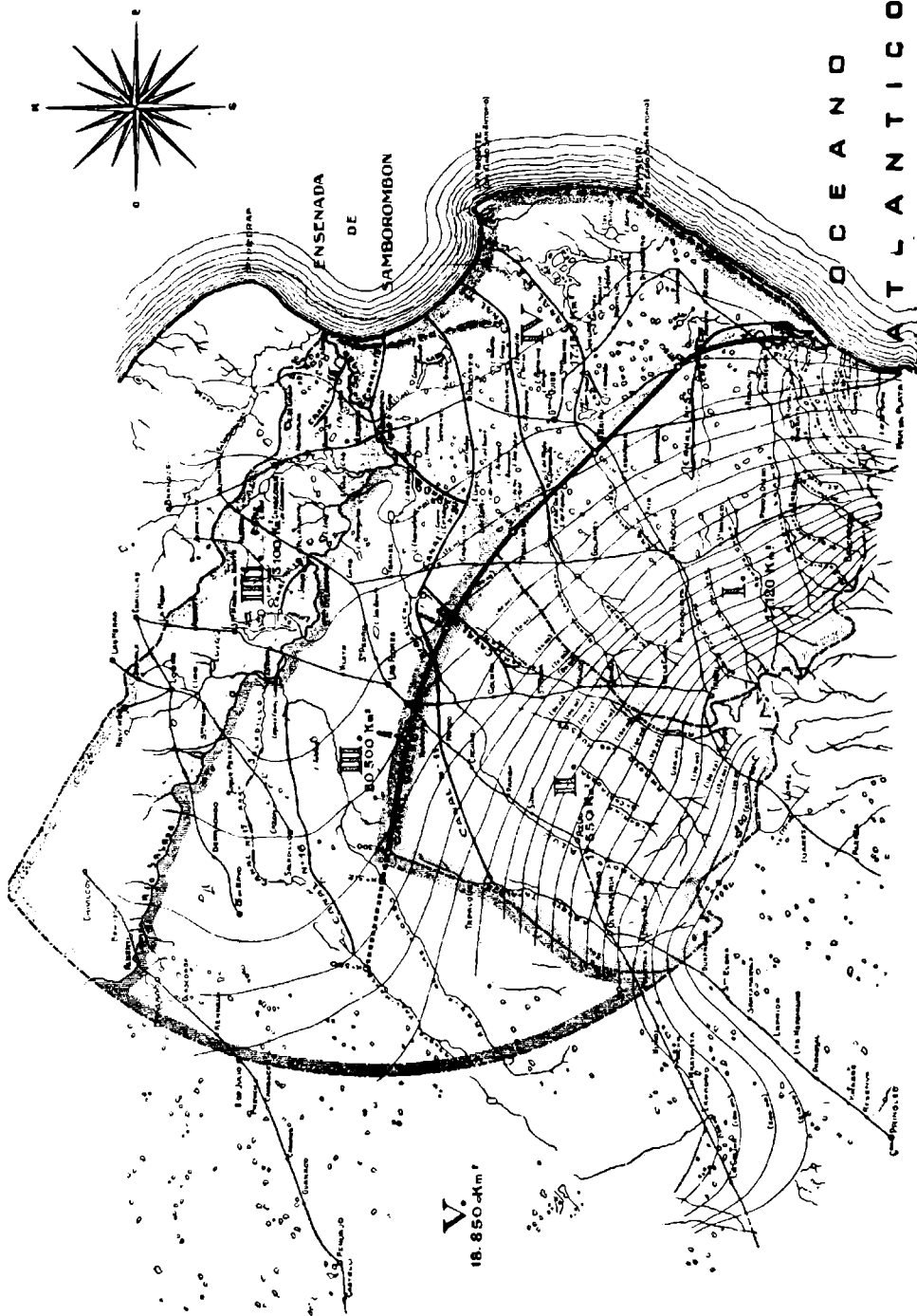
# OBRAS DE DESAGÜES DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

COMISION ASESORA

Informe de los Ingenieros AGUSTIN MERCAU Y JUAN A. WALDORP

## PLANO GENERAL

Escala = 1.100.000





«tar informes respecto al punto c) de la nota de agosto 31 ppdo., por cuanto  
«el señor Mercau les dió una explicación con los planos por delante sobre  
«la factibilidad de la continuación del Colector desde el kilómetro 270 hasta  
«pasar el Vallimanca.

«Saluda al señor Ingeniero Director muy atentamente.

*Fdo. MARTIN G. MALLO».*

Ahora bien: para salvar la evidente omisión en que, según esa nota, habría incurrido la Comisión al decir a la Dirección que yo me había limitado a dar en la sesión aludida de 14 de octubre de 1927 una simple «explicación con los planos por delante» sobre la factibilidad de la prolongación del colector hasta pasar el Vallimanca — omisión que, como he dicho antes, indujo en error al ingeniero Kündig, al informar sobre la pregunta c) que la Comisión había formulado a la Dirección de Desagües, por su nota de agosto 31 de 1927, (Expediente: C-3589-1927) — fué que yo dirigí mi nota de septiembre 20 de 1928, para rectificar esa omisión tal como lo digo en ella.

Como lo expreso en la misma, yo presenté a la Comisión en la referida sesión — a la que concurrí a pedido de la Comisión y por invitación que me transmitiera el señor Secretario de la misma — los planos completos, no sólo de esa prolongación, sino también de todo el canal desde el Km. 0 hasta pasar el Vallimanca.

Que el caudal que había fijado para esa prolongación era el de 1.500 metros cúbicos por segundo, puedo probarlo también, con el testimonio del ingeniero Leslie Lomax — quien, como lo digo en esa nota, me había ayudado en ese trabajo y en el de todo el trazado del canal Colector — y con el del mismo señor Presidente de la Dirección de Desagües, quien, antes de presentar yo ese trazado a la Comisión, lo examinó en mi propia casa (pues lo había hecho como lo expreso también en la nota citada, en carácter particular y a mi costa).

Finalmente, diré que basta leer mi nota de septiembre 20 para comprobar, no sólo la exactitud de lo que acabo de manifestar, sino también que esa nota se refiere, por lo demás, a hechos, todos, que nada tienen que ver con la opinión de la Comisión, y que se habían producido con mucha anterioridad.

---

II. — LISTA DE CANALES EN TIERRA (1)

| Nº de orden | NOMBRE Y DESCRIPCION<br>Earth Channels        | Veloc. pies<br>p. segundo |
|-------------|---|---------------------------|
| 118a        | Interstate, cemented clay .                   | 4,75                      |
| 119         | Farmer's, cemented clay .                     | 2,56                      |
| 120         | Farmer's, cemented clay .                     | 2,22                      |
| 121a        | Bear River, sediment                          | 3,62                      |
| 122a        | Bear River, City, sediment . . .              | 1,04                      |
| 123a        | Bear River, Corine Branch, silt               | 2,36                      |
| 124a        | Bear River, Corinne Branch, loam.             | 2,02                      |
| 125a        | Fort Lyons, silt, very smooth                 | 1,86                      |
| 126         | Maricopa, hard bed .                          | 1,28                      |
| 127         | Winter Creek, compact clay                    | 0,93                      |
| 128a        | Empire intake, sand, gravel                   | 2,94                      |
| 129a        | Empire intake, firm gravel . . . . .          | 2,46                      |
| 130         | Billings Land and Irrigation C. slick loam    | 2,45                      |
| 131a        | Jarbeau Power, clay loam . . . . .            | 1,96                      |
| 132         | Cove, sandy loam grass . . . . .              | 1,14                      |
| 133         | Cove, sandy loam grass . . . . .              | 0,96                      |
| 134         | Billings Land and Irrigation Co. silted       | 2,30                      |
| 135         | Grand Canal, hard bed . . . . .               | 2,72                      |
| 136a        | Logan, Hyde Park and Smithfield . . . . .     | 2,58                      |
| 137         | Billings Land and Irrigation C. clay, sandy . | 1,46                      |
| 138         | Billings Land and Irrigation Co., same reach  | 1,88                      |
| 139         | Billings Land and Irrigation Co., same reach  | 2,10                      |
| 140         | Billings Land and Irrigation Co., same reach  | 1,67                      |
| 141         | Billings Land and Irrigation Co., main clay   | 2,56                      |
| 142         | Maxwell, sandy bed . . . . .                  | 0,42                      |
| 143a        | Bear River, Corinne Branch, clay              | 1,14                      |
| 144a        | Milville and Providence . . . . .             | 1,94                      |
| 145         | Bitter Root Valley Irrigation Co. .           | 1,85                      |
| 146a        | Logan and Hyde Park, sand                     | 1,08                      |
| 147a        | Mesa Lateral (a) sedimented . . . . .         | 1,51                      |
| 148a        | Solveson and Co., pebbles . . . . .           | 1,01                      |
| 149         | Lateral 7, Turlock District, hard .           | 0,67                      |
| 150a        | Logan City, gravel bed . . . . .              | 0,54                      |
| 151         | Billings Land and Irrigation Co.              | 2,56                      |
| 152a        | Rist and Goss, silted .                       | 0,91                      |
| 153a        | Wilcox, pebbles and rocks                     | 1,74                      |
| 154a        | Old Barnes, silt coat.                        | 1,17                      |

(1) Lista de canales a que se refiere el Cap. V.

| Nº de orden | NOMBRE Y DESCRIPCION<br>Earth Channels                | Veloc. pies<br>p. segundo |
|-------------|---|---------------------------|
| 155         | Bitter Root Valley Irrigation Co. . . . .             | 2,00                      |
| 156a        | Logan and Richmond, clay . . . . .                    | 2,14                      |
| 157         | Bitter Root Valley Irrigation Co. . . . .             | 1,59                      |
| 158         | Billings Land and Irrigation Co., lateral 2           | 0,78                      |
| 159a        | Logan, Hyde Park and Smithfield                       | 2,49                      |
| 160         | Morris, bed ploughed, grassy . . . . .                | 0,43                      |
| 161         | Hedge, fine granite, few recks . . . . .              | 2,09                      |
| 162         | Birch, Imperial Water Co., N <sup>o</sup> 1, bard bed | 1,34                      |
| 163a        | Point Lockout, sedimented . . . . .                   | 1,48                      |
| 164         | Crowley, bed harrowed, grassy . . . . .               | 0,82                      |
| 165a        | Bessner (b), smooth adobe . . . . .                   | 1,55                      |
| 166         | Bssner (a), smooth adobe . . . . .                    | 1,56                      |
| 167         | Big Ditch, high line, silted . . . . .                | 1,23                      |
| 168a        | Louden, clean sand . . . . .                          | 1,66                      |
| 169a        | Mesa lateral (b) fine silt bed . . . . .              | 1,47                      |
| 170a        | Río Grande lateral 1, (c) gravel . . . . .            | 3,86                      |
| 171a        | Río Grande lateral 1, gravel . . . . .                | 1,39                      |
| 172         | Santa Ana main, semented sand . . . . .               | 1,44                      |
| 173         | California Development Co., central main . . . . .    | 2,08                      |
| 174         | Billings Land and Irrigation Co., gravel . . . . .    | 2,00                      |
| 175         | Salt River Valley . . . . .                           | 3,12                      |
| 176a        | Lewiston, clay, moss patches . . . . .                | 1,19                      |
| 177a        | Geo, Rist, gravel . . . . .                           | 1,15                      |
| 178         | Big Ditch, sand bed, mud sides . . . . .              | 2,09                      |
| 179         | Bitter Root Valley Irrigation Co. . . . .             | 1,63                      |
| 180         | Lateral 10, Orland project . . . . .                  | 1,78                      |
| 181a        | Providence Upper, packed . . . . .                    | 0,71                      |
| 182a        | Bear River lateral, silt and moss . . . . .           | 1,19                      |
| 183a        | Bear River lateral 2, silt, grass . . . . .           | 1,38                      |
| 184         | Orland South Main . . . . .                           | 1,90                      |
| 185a        | Walker tract, loam . . . . .                          | 1,01                      |
| 186         | River Branch Canal, few cobbles . . . . .             | 2,82                      |
| 187a        | Providence, medium gravel . . . . .                   | 1,90                      |
| 188a        | College and City, gravel roots . . . . .              | 2,93                      |
| 189a        | Logan Hyde Park and Thatcher . . . . .                | 1,97                      |
| 190         | Small ditch, new . . . . .                            | 0,34                      |
| 191a        | College and City, uneven . . . . .                    | 1,61                      |
| 192         | Boulde and White Rock . . . . .                       | 1,00                      |
| 193         | Billinga Land and Irrigation Co., gravel . . . . .    | 1,82                      |
| 194         | South Side Twin Falls, lateral . . . . .              | 1,75                      |

| Nº de orden | NOMBRE Y DESCRIPCION<br>Earth Channels       | Veloc. pies<br>p. segundo |
|-------------|--|---------------------------|
| 195         | Billings Land and Irrigation Co.             | 2,35                      |
| 196a        | Hyrum, rocky, earth bed.                     | 0,84                      |
| 197         | Bitter Root Valley Irrigation Co.            | 1,61                      |
| 198         | North Powder, grave                          | 1,72                      |
| 199         | Main Branch Turlock District, hard pan       | 0,99                      |
| 200         | Billings Land and Irrigation Co., grave      | 2,76                      |
| 201a        | Rochy Ford (a), loose sand bed               | 1,68                      |
| 202         | Salt Lake City and Jordan                    | 1,57                      |
| 203a        | Loveland and Greely                          | 1,69                      |
| 204         | Fullteron, loose sand bed.                   | 1,14                      |
| 205         | Farmer's, few rocks                          | 1,41                      |
| 206         | Billings Land and Irrigation Co., sand bed   | 1,45                      |
| 207         | Billings Land and Irrigation Co., same reach | 1,23                      |
| 208         | Billings Land and Irrigation Co., same reach | 1,04                      |
| 209         | Yosemite Power Co.                           | 1,32                      |
| 210         | Parley's Ditch Lateral, sand bed             | 1,20                      |
| 211a        | Bessemer (b) fine silt, rocks                | 1,26                      |
| 212         | South Side Twin Falls, lateral               | 2,50                      |
| 213         | Arizona Canal lateral                        | 2,36                      |
| 214a        | Río Grande lateral N° 1, gravel              | 4,66                      |
| 215         | Beech Imperial Water Co., N° 1, sand bed     | 0,87                      |
| 216         | Wheeler, hard bed, loose rock                | 1,18                      |
| 217         | Bear River, lateral, clay, irregular         | 1,69                      |
| 218a        | Bear River lateral, similar reach            | 0,61                      |
| 219         | Billings Land and Irrigation Co., lateral 1  | 0,87                      |
| 220         | Billings Land and Irrigation Co., lateral 1  | 1,09                      |
| 221         | Modesto, Main, loose sand                    | 0,91                      |
| 222         | Upper Riverside, sand, moss                  | 1,73                      |
| 222         | Upper Riverside, sand, moss                  | 1,73                      |
| 223         | Lower, Riverside, tangent                    | 1,60                      |
| 224         | Lower, Riverside, same, with curve           | 1,37                      |
| 225a        | Hyrum, gravel bed                            | 0,88                      |
| 226         | Bessley gravel and log sides                 | 1,10                      |
| 227a        | Bessemer (c), loose stones                   | 1,16                      |
| 228         | Lower, from the Cottonwood                   | 1,03                      |
| 229a        | Smithfield lateral, some cobbles             | 0,43                      |
| 230         | Yosemite Power Co., Golden Rock              | 1,20                      |
| 231         | Billings Land and Irrigation Co., lateral 1  | 1,12                      |
| 232a        | Logan and Benson Ward, moss                  | 0,84                      |
| 233         | Logan and Hyde Park, gravel                  | 1,18                      |
| 234a        | Hillsboro, rough                             | 1,44                      |

| Nº de orden | NOMBRE Y DESCRIPCION<br>Earth Channels            | Veloc. pies<br>p. segundo |
|-------------|---|---------------------------|
| 235         | Lateral 2 $\frac{1}{2}$ , Turlock district, sand. | 0,81                      |
| 236         | Cochran, gravel . . . . .                         | 1,18                      |
| 237         | Perrault, hard bed, grass                         | 0,70                      |
| 238a        | Hyrum lateral, rocks moss                         | 0,44                      |
| 239         | Orr, hard secured bed . . . . .                   | 1,44                      |
| 240         | Small ditch, hard bed, débris                     | 0,45                      |
| 241         | Capurro, few cobbles . . . . .                    | 0,35                      |
| 242a        | Brighan City Electric Light Co., moss             | 1,52                      |
| 243         | New Rutner, gravel bed . . . . .                  | 0,65                      |
| 244         | Sullivan and Kelly, few cobbles                   | 1,45                      |
| 245         | Roller, grass slopes . . . . .                    | 0,40                      |
| 246         | Brigham City, much vegetation                     | 0,65                      |
| 247a        | Thatcher lateral, much vegetation.                | 0,42                      |
| 248a        | Thatcher lateral, much vegetation.                | 0,37                      |
| 249         | Small ditch, grass lined                          | 0,32                      |

Buenos Aires, Mayo 27 de 1929.

AGUSTIN MERCAU

**INSTRUCCIONES GENERALES PARA LA EJECUCION DE LOS ESTUDIOS  
A EFECTUAR EN LOS DIFERENTES CURSOS DE AGUA  
DE LA ZONA INUNDABLE**

(Resolución de la Dirección, de fecha 29 de Octubre de 1926)

---

**I**

**OBJETO DE LOS ESTUDIOS**

En todos los cursos de agua comprendidos dentro del perímetro que fija la Ley del 24 de septiembre de 1900, se practicarán los estudios a que se refieren las presentes instrucciones, para proyectar las obras necesarias para mejorar sus condiciones actuales.

Estos estudios comprenderán para cada arroyo o curso de agua la determinación de la cuenca imbrifera respectiva, la recopilación y análisis de los datos hidrográficos y geológicos relativos a la misma, el levantamiento planialtimétrico del cauce y zona de desborde, el estudio de su régimen ordinario y de crecientes, etc. etc., y estarán bajo la inmediata dirección del Ingeniero Jefe de las Comisiones de estudios, a cuyo cargo estará también el control administrativo de las inversiones y gastos, debiendo efectuar las rendiciones de cuentas correspondientes de conformidad a las instrucciones que le sean dadas por la Administración.

Bimensualmente, el Ingeniero Jefe elevará un informe detallado de la marcha de los trabajos, y terminado cada estudio, los elevará con un anteproyecto de las obras que a su juicio fuera conveniente ejecutar, con la documentación correspondiente y con una memoria detallada de los estudios y trabajos realizados.

El Ingeniero Jefe ampliará las presentes instrucciones generales con otras de detalle para cada caso determinado, las que deberá someter a la aprobación de la Oficina Técnica.

Terminados los estudios actualmente encomendados a las sub-comisiones A, C y D, se proseguirá con el de los cursos de agua restantes.

---

## II

### ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

1. *Poligonal principal.* — Los estudios topográficos se apoyarán sobre una poligonal principal que se trazará en lo posible a un solo lado del arroyo, individualizando la línea con estacas a cada 200 metros, las que deberán llevar clavado en su parte superior un estoperol que servirá de punto de referencia para la línea y nivelación, y que tendrán marcado a fuego el número del hestómetro a que correspondan.

Los lados de la poligonal se medirán dos veces, con cinta de acero de 100 metros, anotándose en las libretas de campo las distancias parciales entre las estacas o mojones sucesivos, así como las que medien entre aquéllas y cualquier otro punto importante de la línea trazada. Como longitud definitiva se adoptará el promedio de las distancias totales medidas para cada lado entre los vértices extremos, debiéndose anotar en correspondencia a éstos, en la libretas y en los planos, su progresiva kilométrica a partir del mojón de arranque de la poligonal.

El relacionamiento altiplanimétrico de esta poligonal base con la de los estudios del Gran Canal Colector, se efectuará, para cada arroyo, de acuerdo con las instrucciones especiales que se impartan.

En los vértices se colocarán mojones de madera dura o de hormigón, situándose estos últimos en vértices distantes aproximadamente 10 kilómetros uno de otro. Los mojones de madera dura llevarán un travesañ bulonado en su extremidad enterrada, y en la superior un tirafondo que será a la vez punto fijo de nivelación y punto vértice. Los mojones de hormigón se construirán de acuerdo al modelo usual en las comisiones de estudios, sirviendo el ancla de hierro de punto fijo.

Los mojones se designarán en orden numérico, siendo la numeración corrida independientemente de la naturaleza del mojón, y llevando N° 1 el mojón de arranque. Los de madera se marcarán a fuego con su número y las letras «D.D», los de hormigón llevarán fija una chapa de bronce con la designación del arroyo y el número del mojón.

La medición angular se hará por el método de Bessel, ejecutando tres medidas con desplazamiento cada una de  $120^\circ$ , aproximadamente, en el círculo azimutal, controlando el calaje del aparato antes de cada medida.

Si la diferencia entre alguna de las medidas y el promedio de las tres excediera de 20 segundos, se hará una medida más y se adoptará como valor del ángulo el promedio de los tres valores más concordantes y siempre que satisfagan al compararlos la tolerancia citada.

En cada campamento se efectuará una determinación de azimut por el método de mayor elongación, debiendo observarse por lo menos 3 estrellas que incluyan elongaciones al Este y al Oeste. Esta determinación será precedida

de una observación de latitud practicada por culminación meridiana de 4 estrellas como mínimo, y en igual número, aproximadamente, para los frentes Norte y Sud.

Calculados los azimutes para todos los lados de la poligonal principal, se anotarán en los planos los azimutes de cada lado en correspondencia a cada uno de los vértices extremos.

Las determinaciones angulares de azimut y de latitud antes citadas, así como los cálculos respectivos, etc., deberán anotarse en libretas destinadas exclusivamente a ese uso, y se harán de acuerdo a las instrucciones especiales que el Ingeniero Jefe formulará por separado referentes a «Determinación de latitudes y azimutes», «Verificación y corrección de los errores instrumentales» y «Modelos de anotaciones para las libretas de campaña» ajustándose a los límites de la tolerancia que en ellas se especifiquen para los errores instrumentales.

La nivelación de la poligonal principal se hará 3 veces, empleando nivel Zeiss III, y se adoptará como desnivel total definitivo entre los mojones vértices consecutivos, el promedio de los valores hallados.

Si la diferencia entre el desnivel parcial entre dos estacas sucesivas medido en una de las tres nivelaciones y el desnivel promedio de las tres fuera de siete o más milímetros, se practicará una cuarta medida en reemplazo de la primera. Igualmente si el desnivel total arrojado para un lado por una nivelación difiriera, con respecto al desnivel promedio de las tres, de un número de milímetros mayor que el indicado por la expresión  $12\sqrt{n}$  donde  $n$  es el número de kilómetros medidos por el lado, deberá practicarse una cuarta nivelación de éste y se adoptará como desnivel definitivo el promedio de las tres nivelaciones más concordantes.

2. *Planimetría del arroyo.* — Se levantará taquimétricamente apoyándola en la poligonal principal o en poligonales auxiliares debidamente relacionadas con aquélla, y se tomarán todos los puntos que mejor y más claramente definen el curso del arroyo, sus bordes y el cauce del mismo, anotándose igualmente las depresiones que sean entrada o salida de agua, así como cualquier otro accidente topográfico de importancia.

3. *Estudio de la zona de expansión.* — La altiplanimetría de la zona de expansión se hará tratando de que toda ésta quede bien determinada desde el punto de vista planialtimétrico. Se recogerán, donde sea posible, datos de los niveles máximos alcanzados por las aguas del arroyo en sus grandes desbordes y se estudiará el terreno hasta donde la cota del mismo sea superior en 0,50 metros a la que indiquen los datos recogidos.

Donde quiera que haya una corriente de agua afluente al arroyo, el revelamiento altiplanimétrico se extenderá siguiendo la misma hasta donde el nivel del terreno adyacente supere en un metro, como mínimo, a la cota de las aguas de máxima creciente del arroyo en correspondencia a la desembocadura del afluente.



Análogamente, donde, debido a una disminución de la capacidad de conducción del arroyo, divergiera de él una corriente, encauzada o no, que en época de lluvias ordinarias estuviera alimentada solamente por las aguas caídas dentro de su propia zona de afluencia, se extenderá el estudio siguiendo el curso de la misma hasta que la cota del terreno adyacente sea en cualquier dirección inferior en no menos de dos metros a la cota de las aguas de creciento del arroyo en correspondencia al punto de divergencia de la corriente.

También se estudiará, y con mayor detalle, la altiplanimetría de toda zona donde aparentemente hubiera lugar a proyectar una rectificación del arroyo, aunque para este estudio hubiera que apartarse de las instrucciones que con respecto a los límites de la zona a relevar se han indicado anteriormente.

Ulteriormente se completará el estudio de las zonas afluentes o difluentes a que antes se hace referencia, con un reconocimiento practicado por el encargado de la comisión, quién deberá recorrerlas y ubicarlas en el plano de registro de propiedades, en dirección y magnitud aproximadas, describiéndolas con mayor detalle en la memoria que elevara a la terminación del estudio y a que luego se hará referencia.

El estudio se relacionará con cualquier otro que la Dirección hubiera hecho anteriormente, para lo cual se proveerán en su oportunidad los antecedentes necesarios.

En los planos correspondientes a la zona estudiada se dejará especial constancia de los alambrados divisorios de propiedad, indicando con toda claridad el nombre del actual propietario y el de la propiedad misma, y si existiera al respecto alguna duda, se harán las anotaciones consiguientes. En los planos deberán figurar los alambrados interiores de importancia, cascos de estancias, poblaciones, montes, molinos a viento, canales, de cuyas secciones transversales medias debe quedar constancia en las libretas de campo, vías férreas y caminos, con su designación y anotándose la cota de su terraplén donde fueran cruzados por los perfiles de nivelación, o determinándolos con transversales a esos perfiles cuando fuera requerido.

4. *Estudio del cauce.* — Aproximadamente cada 400 metros se levantará un perfil transversal del arroyo, normal a la dirección local de la corriente, con puntos acotados distantes aproximadamente dos metros en correspondencia al cauce y a las orillas, debiendo abarcarse dentro de cada perfil los de los ribereños. Al levantar estos perfiles se anotarán las cotas del plan de agua en ellos y la fecha en que se hizo la determinación.

En las hojas de planimetría general acotada, deberán ubicarse los puntos de cada perfil transversal correspondientes al punto más alto de cada albardón, y a aquellos cuya cota sea ya la del terreno natural en proximidad del arroyo que serán en general los puntos extremos de los perfiles y que se utilizarán para la interpolación de las curvas de nivel. Asimismo se ubicarán los puntos de cota mínima del cauce excavado, para determinar mejor la línea de thalweg.

Estos perfiles deberán ser en lo posible característicos, y la separación entre

los mismos deberá acortarse en los tramos irregulares, donde el río presentara vueltas bruscas, estrechamientos, altos fondos, rápidos, etc., a los fines de dibujar con propiedad el perfil longitudinal del fondo, para poder proyectar obras de mejoramiento del cauce.

En los puentes se levantará siempre la sección libre o de desembocadura de los mismos y dos secciones, una aguas arriba y otra aguas abajo a 20 metros de distancia de aquélla, anotándose, además del nivel observado, los datos que fuera posible recoger sobre los niveles máximos que se hubieran producido en las grandes crecientes.

Si se presentara una crecida, se determinarán las cotas de la línea de agua a 40 metros aguas arriba y abajo del eje del puente.

---

### III

#### ESTUDIO HIDRAULICO DEL ARROYO

1. *Perfiles instantáneos.* — Teniendo gran importancia el conocimiento de la capacidad de conducción y de las modalidades del escurrimiento del agua en el arroyo, se harán observaciones tendientes a fijar los caudales conducidos por éste en diversos estados, y a calcular los coeficientes de resistencia hidráulica para los distintos tramos.

Para cada tramo del arroyo donde sus características se conserven aproximadamente constantes, se practicarán perfiles instantáneos del eje hidráulico del mismo en tres estados distintos de la altura de las aguas. Estos perfiles se efectuarán en la siguiente forma: Al levantar las secciones transversales del cauce se dejarán en cuatro sucesivas de ellas, escalas marcadas en listones de 2" × 3" y con sus ceros nivelados.

En los tres estados antes mencionados se leerán las alturas del agua en cada una de ellas, al mismo tiempo y con la mayor aproximación posible, tomándose al efecto las precauciones necesarias. Las escalas se colocarán en lugar donde las lecturas hechas no estén influenciadas por causas perturbatrices, tales como las debidas a vueltas bruscas, remolinos, etc., cuya existencia impediría que la lectura efectuada fuera la de la altura del plan de agua para esa sección en el eje hidráulico del arroyo.

Para los tramos en que se hubiera colocado una serie de escalas, se redactará una planilla donde consten las cotas del plan de agua en cada observación y en la forma siguiente:

Arroyo ..... Km. a Km. .... perfiles instantáneos

| Fecha y hora de observación | Cotas de plan de agua en escalas N° |   |   |   | Observaciones |
|-----------------------------|-------------------------------------|---|---|---|---------------|
|                             | 1                                   | 2 | 3 | 4 |               |
| Tramo A                     |                                     |   |   |   |               |
| Tramo B                     |                                     |   |   |   |               |

Además en los planos principales se indicará la ubicación precisa de cada escala, con su número de «1 a 4» y un sub-índice que será la letra distintiva del tramo.

Desde cada campamento deberá hacerse el estudio anterior por lo menos para 3 tramos distintos a fin de tenerlos regularmente espaciados a lo largo de la longitud estudiada del arroyo.

Cada vez que se releve un perfil instantáneo deberá hacerse simultáneamente un aforo directo del arroyo dentro de ese tramo, por uno de los métodos que más adelante tratamos, pues así, conocidos los valores del caudal, las secciones transversales del arroyo en correspondencia a las escalas ya citadas, las necesarias para el aforo directo y la pendiente longitudinal de la línea de agua limitada entre los perfiles 1 y 4, podrá calcularse el coeficiente de resistencia hidráulica para cada tramo.

2. *Aforos directos.* — En los tramos que por su regularidad mejor se presenten para practicar aforos, se colocarán escalas en 4 secciones transversales sucesivas, distantes una de otra de 50 a 100 metros. Las escalas serán iguales a las mencionadas anteriormente y al colocarlas se tomarán disposiciones tendientes a que las lecturas no puedan ser influenciadas por las oscilaciones debidas al oleaje, etc., para obtener así los perfiles superficiales instantáneos.

En esos lugares y durante las crecientes del arroyo, se harán aforos directos mediante la observación de la velocidad superficial empleando flotadores, o aforos más exactos mediante el uso de velocímetros. En el primer caso se anotará el tiempo que los flotadores tardan en recorrer las distancias entre cada par de perfiles consecutivos y simultáneamente se tomará un perfil instantáneo leyendo las escalas ya niveladas en cada perfil.

Estas medidas de velocidad y altura se practicarán diariamente, o dos veces por día cuando el repunte de las aguas sea muy acentuado. Se comenzarán al iniciarse la crecida y se proseguirán hasta 10 días después de aquel en que las aguas alcanzarán su nivel máximo.

Si por la rapidez con que la crecida se efectúa, fuera necesario un número mayor de observaciones, se aumentará la frecuencia de las lecturas escalares solamente. Los datos recogidos se consignarán en planillas del tipo siguiente:

ARROYO..... Km.....

Aforo N.º.....

Planilla de observaciones en el sitio.

| Fecha     | Hora | Perf. | Cotas<br>plan agua | Vel. superficiales |                | Observaciones |
|-----------|------|-------|--------------------|--------------------|----------------|---------------|
|           |      |       |                    | Parciales<br>m/s   | Totales<br>m/s |               |
| Mayo<br>6 | 7    | 1     | 92.75              | 0.65               | 0.66           |               |
|           |      | 2     | 92.64              | 0.60               | 0.66           |               |
|           |      | 3     | 92.57              | 0.68               |                |               |
|           |      | 4     | 92.48              |                    |                |               |

Las velocidades anotadas serán el promedio de dos observaciones por lo menos y se emplearán flotadores que presenten poca superficie a la acción del viento, de preferencia discos de madera.

Para sitios de aforo se elegirán preferentemente aquellos en que el escurrimiento se efectúe totalmente dentro de un cajón regular.

Cuando no fuera posible satisfacer esta condición se hará constar especialmente la existencia de las zonas complementarias de desborde que hubiere y en cada una de éstas se practicarán aforos en correspondencia a 3 puntos de un perfil transversal a la corriente, perfil que se relevará en una longitud que abarque toda la zona desbordada, tomándose nota de la naturaleza y altura de la vegetación que la cubre.

Cuando la determinación de velocidad se haga con velocímetros será hecha también con flotadores, a fin de comparar los valores obtenidos por uno y otro método. Deberá entonces formularse también la planilla correspondiente al aforo por flotador.

Se elegirán, como en el caso anterior, las 4 secciones de referencia y después de haberlas relevado cuidadosamente, se harán en ellas observaciones de alturas de escala en la misma forma y frecuencia que la recomendada para el caso anterior. Estas alturas se registrarán en cuadros que contendrán las 4 primeras columnas de la planilla que antecede.

En cuanto a la determinación de velocidades, se hará solamente en uno de los cuatro perfiles, en el de forma más regular y de acuerdo al siguiente procedimiento:

En la sección transversal que se adopte se elegirán 6 ó 7 verticales, dos de ellas muy próximas a las orillas, otras dos a unos 2 metros de las anteriores y las restantes regularmente espaciadas en la parte central del perfil.

En cada vertical se determinará la velocidad en 5 puntos, mientras la profundidad del agua no pase de 1,50 m., y aumentando el número de puntos al crecer la profundidad. De esos puntos, uno deberá tomarse, si fuera posible, a 0,05 m. debajo de la superficie, otro a 0,025 m. de la misma, otro a 0,20 m. del fondo y los restantes distribuidos regularmente entre los dos últimos mencionados.

Estas determinaciones de velocidad se harán dos veces consecutivas para cada punto, para deducir el valor promedio y además deberá hacerse la observación para 3 estados distintos del arroyo, aprovechando de preferencia los momentos de crecida, y los resultados obtenidos se harán constar en planillas como la que sigue:

ARROYO.....

Aforo N.º (1, 2 ó 3) En el tramo (A, B, C, D) Perfil (1, 2, 3 ó 4)

Practicada por..... en (fecha y hora)

| Número de la vertical | Prof. del punto bajo superficie | Nº de vueltas en 1 min. = $n$ |        |          | $V = an + b$ | Observaciones |
|-----------------------|---------------------------------|-------------------------------|--------|----------|--------------|---------------|
|                       |                                 | Obs. 1                        | Obs. 2 | Promedio |              |               |
| 1                     | 0,05                            |                               |        |          |              |               |
|                       | 0,25                            |                               |        |          |              |               |
|                       | 0,70                            |                               |        |          |              |               |
|                       | 1,10                            |                               |        |          |              |               |
|                       | 1,40                            |                               |        |          |              |               |
| 2                     |                                 |                               |        |          |              |               |

En cuanto a la determinación del caudal escurrido por las zonas complementarias de desborde que eventualmente se presentaran, es aplicable todo lo que al respecto se dijo al tratar de velocidades superficiales.

En correspondencia a los perfiles 1 y 4 de todo tramo elegido para aforo, se establecerán tubos hidrométricos del tipo ideado por el Ingeniero Mercau, los cuales irán sólidamente amarrados a postes de madera dura y protegidos por un alambrado de púa que forme un cuadrado de 2,50 metros de lado con 4 medios postes y cuatro varillas, y en cuyo centro estará colocado el tubo, cuyo extremo superior deberá sobresalir un metro sobre la cresta del albardón vecino. El tubo se colocará verticalmente, nivelándose con cuidado la p'iqueta superior del mismo.

Los aforos directos se harán en un tramo por campamento y en lo posible durante las crecientes que puedan presentarse en el arroyo, mientras se efectúen los estudios.

En este caso así como en el anterior, se dibujarán en papel milimetrado los perfiles transversales que forman el grupo elegido, en escalas horizontales y verticales de 1 : 100 y 1 : 20, respectivamente, que se remitirán al Ingeniero Jefe una vez practicado el aforo, junto con las planillas y un croquis de ubicación en el que se inscribirán las distancias entre los perfiles, medidas sobre el eje del arroyo. Con estos datos, el Ingeniero Jefe procederá a calcular y diagramar los aforos correspondientes.

---

#### IV

##### RECONOCIMIENTO DEL TERRENO Y PLANILLAS DE PERFORACION DE POZOS

En todos aquellos casos donde a juicio del Ingeniero Jefe fuera necesario practicar un reconocimiento de la naturaleza del terreno, se ejecutarán perforaciones o pozos hasta la profundidad que indique aquél, tomando muestras de las diferentes clases de tierras encontradas, espesor de las capas, calidad de las aguas, niveles respectivos, etc., etc., consignando todos los datos recogidos en una planilla especial que se remitirá al Ingeniero Jefe, acompañada de las muestras de tierras obtenidas.

La ubicación de los pozos se hará en las hojas de altiplanimetría general.

---

#### V

##### PRESENTACION DE PLANOS, PLANILLAS, LIBRETAS DE CAMPAÑA, ETC.

Por tramos de 15 a 20 kilómetros, contados a lo largo del arroyo, el encargado de la comisión deberá presentar todos los datos de su estudio recopilados en la siguiente forma:

a) *Una hoja de altiplanimetría general*, en papel montado sobre tela y en escala de 1 : 10.000, donde constarán todos los elementos a que se refieren las presentes instrucciones, con el trazado de las curvas de nivel, espaciadas altimétricamente de 50 en 50 centímetros, indicando con trazo más grueso las que correspondan a un número entero de metros.

La poligonal principal se trazará con tinta roja, raya gruesa, cubriendo un trazo negro y fino que indique con exactitud la situación de la misma.

Los vértices irán numerados con numeración creciente a partir del origen

de la poligonal, especificando la naturaleza del mojón en ellos existentes, la cota del mismo, el ángulo que forman los dos lados concurrentes en él, las direcciones que se hubieran tomado a puntos notables del terreno, su kilometraje, etc.

Los lados de la poligonal llevarán indicación de su longitud y azimut, y en tinta azul se indicarán los números de las estacas, para poder en cualquier momento hacer alguna consulta en las libretas de campo. En los lugares correspondientes a las estacas se anotarán las cotas del terreno.

Se inscribirán los nombres de las propiedades y de sus propietarios actuales remarcándose con filetes de color los deslindes de las mismas, y se anotarán en los lugares en que se hubieran obtenido las cotas del nivel de las aguas en máximas crecientes, con especificación de las fechas de las mismas y todos los demás detalles que ya se indicaron en los capítulos anteriores. Cada hoja de entrega llevará por título: *Estudios del Canal Colector*, y como subtítulo: *Arroyo*.

b) *Perfiles del cauce del arroyo*, en papel milimetrado y en lápiz, en escalas horizontal y vertical de 1 : 100 y 1 : 20, respectivamente, numerados con la misma numeración que llevan en la hoja de planimetría general, que será una numeración corrida a contar desde el punto de arranque.

c) *Planillas de nivelación*, con las diferencias parciales arrojadas por cada una de las tres nivelaciones de la poligonal de base, la diferencia promedio adoptada y las cotas resultantes para estacas y mojones.

d) *Planillas de puntos fijos de referencia*, con una hoja para cada uno de ellos y con todas las indicaciones necesarias para su fácil reconocimiento.

e) *Las libretas de campaña correspondientes*, con anotaciones claras que faciliten su consulta. Estas libretas deberán llevar en la contratapa, el nombre del operador, la letra distintiva de la subcomisión, hoja u hojas de entrega a que correspondan y el índice de los asuntos que contengan, e irán acompañadas de un transparente por hoja de entrega donde se indique el esqueleto constructivo del estudio, poligonales, perfiles, etc., con las iniciales del operador y la numeración de las libretas correspondientes.

f) *Planillas de pozos para conocimiento del terreno*, indicando en ellas las clases de tierra, espesor de las capas, calidad del agua, cubo excavado, etc.

g) Todos los planos, planillas, libretas, etc., deberán ser firmados por el encargado de la comisión respectiva y llevarán el visto bueno del Ingeniero Jefe.

VI

MEMORIA DESCRIPTIVA

Terminado el estudio de cada arroyo, el encargado de la Comisión respectiva elevará una memoria descriptiva, detallando la marca del trabajo, su rendimiento mensual en superficie estudiada y en longitud a lo largo del arroyo, el personal técnico empleado así como el número de peones ocupados en distintas épocas, caballada, vehículos, etc., de que se ha dispuesto, falta de personal, especificando las diversas causas que hayan determinado reducciones o aumentos del mismo, entorpecimientos producidos por lluvias, crecientes, temporales, etc.

Hará una descripción general del arroyo y de sus afluentes, de su régimen ordinario y de crecientes, con especificación de los caudales observados, de las informaciones que sobre sus crecientes hubiera recogido, de la calidad de sus aguas, de las observaciones que hubiera hecho sobre depósitos o socavaciones producidas en el mismo por acción de las corrientes, de la naturaleza de los campos, de sus cultivos, pastos, bosques, poblaciones, etc., etc.



VII

PARTES DE TRABAJO, INVENTARIOS, ETC.

Sobre partes diarios y mensuales, inventarios, pedidos de útiles y elementos, licencias del personal, etc., regirán las órdenes e instrucciones vigentes.

Buenos Aires, Noviembre 24 de 1926.

AGUSTIN MERCAU.  
Ingeniero director.





## I N D I C E

---

### DICTAMEN DE LA COMISION ASESORA

|   | Pág. |
|---|------|
| <i>Antecedentes del nombramiento de la Comisión . . . . .</i> | 5    |
| <i>Introducción . . . . .</i>                                 | 11   |

#### CAPITULO PRIMERO

|   |    |
|---|----|
| I. . . . . — Documentos y publicaciones consultadas . . . . .   | 15 |
| II. . . . . — Opiniones solicitadas a los ingenieros que han intervenido en la discusión del problema . . . . . | 18 |
| III. . . . . — Informes oficiales solicitados por la comisión . . . . .   | 19 |
| IV. . . . . — Viajes de reconocimiento . . . . .  | 19 |

#### CAPITULO SEGUNDO

##### Síntesis de los diversos planes

|   |     |
|---|-----|
| V. . . . . — Plan del ingeniero Juan A. Waldorp (año 1882-1883) . . . . .   | 37  |
| VI. . . . . — Informe del ingeniero Luis A. Huergo (1884) . . . . .   | 39  |
| VII. . . . . — Proyecto de los ingenieros Lavalle y Médieci (1884-1889) . . . . .   | 39  |
| VIII. . . . . — Proyecto del Departamento de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires (1896) . . . . .  | 46  |
| IX. . . . . — Obras construidas por la Dirección de Desagües (1902-1919) . . . . .  | 55  |
| X. . . . . — Plan del ingeniero Carlos Wauters: informe de la minoría de la Comisión (6 de Mayo de 1914), el avenimiento de la zona inundable (año 1919), el problema del Salado (1920) . . . . .   | 61  |
| XI. . . . . — Plan de los ingenieros Agustín Mercou y Juan A. Waldorp: informe de la mayoría de la comisión (19 de Mayo de 1914). Fundamentos y antecedentes en que apoya la Dirección de Desagües el nuevo plan adoptado (Agosto de 1922), ampliaciones complementarias (Septiembre de 1922), informe de la Dirección de Desagües para ser elevado a la H. C. de Senadores (Septiembre de 1925), fundamentos de la fórmula propuesta para el cálculo del caudal en el canal colector, ancho de la zona de expansión y su posible limitación, revestimiento del talud y modificación de la sección transversal del terraplén, perfil longitudinal del colector, obras para establecer la comunicación del colector con los canales y cursos de agua existentes, obras al sur del colector, prolongación hasta el Vallimanca, ubicación en los planos de detalle del río Salado de los cierres de los albardones laterales, Colector B, gastos de conservación de los terraplenes, otros gastos de conservación, suspensión de las obras del canal N° 15 . . . . . | 98  |
| XII. . . . . — Plan del ingeniero Jorge Duclout (Junio de 1914) . . . . .   | 137 |

|  | Pág. |
|--|------|
| XIII. . . — Plan del ingeniero Eduardo Aguirre (Diciembre de 1917) . . .   | 152  |
| XIV. . . — Planes del ingeniero Julián Romero: <i>a</i> ) Plan definitivo (Junio de 1919), <i>b</i> ) Sistematización del arroyo Saladillo y de las cuencas de las lagunas Carhué y Guaminí (año 1919), <i>c</i> ) Plan propuesto en el año 1927 . . . . . | 155  |
| XV. . . — Proposición del ingeniero Alejandro Foster (año 1916 y 1921) .   | 178  |
| XVI. . . — Planes del ingeniero Manuel Arce: <i>a</i> ) Conferencias en el Centro Nacional de Ingenieros (Abril 1919), <i>b</i> ) Contestación dada a la comisión con fecha junio 22 de 1927 . . . . .   | 182  |
| XVII. . . — Plan de la Empresa Héctor J. Iguain (Julio de 1919) . . . .  | 196  |
| XVIII. . — Informe de los ingenieros Enrique Zuleta y Pedro Castells (Septiembre 29 de 1924) . . . . .   | 200  |
| XIX. . . — Las ideas del ingeniero Alfredo R. Gando (año 1921 y 1928) . .  | 205  |
| XX. . . . — Plan del ingeniero Carlos Posadas (Noviembre de 1927) . . . .  | 206  |

### CAPITULO TERCERO

#### Hidrología

|   |     |
|---|-----|
| XXI. . . — Bibliografía . . . . .   | 219 |
| XXII. . . — Inundaciones importantes . . . . .  | 233 |
| XXIII. . — Aforos en el período de crecidas, caudales determinados por medición directa . . . . . | 247 |
| XXIV. . . — Pluviometría . . . . .  | 255 |
| XXV. . . — Determinaciones de los caudales máximos . . . . .                                      | 254 |

### CAPITULO CUARTO

#### Análisis críticos de la soluciones propuestas

|  |     |
|--|-----|
| XXVI. . . — Proyecto del ingeniero Waldorp . . . . .   | 301 |
| XXVII. . — Proyecto de los ingenieros Lavalle y Médieci . . . . .                              | 302 |
| XXVIII. . — Proyecto del Departamento de Ingenieros . . . . .                                  | 302 |
| XXIX. . . — Obras construídas. (Plan Nyströmer) . . . . .                                      | 303 |
| XXX. . . — Plan del ingeniero Wauters . . . . .  | 304 |
| XXXI. . . — Plan adoptado oficialmente por la Dirección de Desagües (Mercau-Waldorp) . . . . . | 320 |
| XXXII. . — Plan del ingeniero Duclout . . . . .  | 333 |
| XXXIII. . — Plan del ingeniero Aguirre . . . . .   | 336 |
| XXXIV. . — Planes del ingeniero Romero . . . . .   | 337 |
| XXXV. . . — Planes del ingeniero Arce . . . . .  | 349 |
| XXXVI. . — Plan de la empresa Iguain . . . . .   | 358 |
| XXXVII. . — Proposiciones del ingeniero Foster . . . . .                                       | 360 |
| XXXVIII. — Proposiciones del ingeniero Gando . . . . .   | 360 |
| XXXIX. . — Plan del ingeniero Posadas . . . . .  | 361 |

### CAPITULO QUINTO

#### Conclusiones

|   |     |
|---|-----|
| XI. . . . — Nuestra opinión sobre las soluciones propuestas . . . . . | 369 |
| XLI. . . . — Proyecto definitivo . . . . .                            | 370 |

|   | Pág. |
|---|------|
| XLII. . . — Solución de un desviador inferior (Zona alta) . . . . . | 372  |
| XLIII. . . — Solución con dos desviadores . . . . .                 | 380  |
| XLIV. . . — Presupuesto de máxima . . . . .                         | 382  |
| XLV. . . — Ampliación de la zona sujeta a impuesto . . . . .        | 386  |
| XLVI. . . — Canon o impuesto de desagües . . . . .                  | 387  |
| XLVII. . . — Beneficios para el fisco . . . . .                     | 387  |
| XLVIII. . . — Ejecución de las obras . . . . .                      | 388  |

#### APENDICE

|   |     |
|---|-----|
| Nota del ingeniero A. Mercau presentada con fecha 16 de Noviembre de 1928 . . . . . | 391 |
| Nota de entrega de la Comisión AscSORA . . . . .                                    | 403 |
| Pedido de informe al Ing. Agustín Mercau . . . . .                                  | 405 |
| Nota de entrega del informe del Ing. Agustín Mercau . . . . .                       | 406 |

### INFORME DEL ING. AGUSTIN MERCAU

#### PRIMERA PARTE

|  |     |
|--|-----|
| I. . . — Antecedentes . . . . .                | 409 |
| Primera nota recibida de la Comisión . . . . . | 409 |
| Segunda nota recibida de la Comisión . . . . . | 429 |
| Tercera nota recibida de la Comisión . . . . . | 430 |
| Cuarta nota recibida de la Comisión . . . . .  | 435 |
| Quinta nota recibida de la Comisión . . . . .  | 439 |
| Sexta nota recibida de la Comisión . . . . .   | 446 |

#### Antecedentes que han servido para la confección del proyecto general de las obras

##### 1ª. PARTE. —

|   |     |
|---|-----|
| Viaductos para ferrocarriles . . . . .                                      | 475 |
| Viaductos para caminos generales y puentes para canales viaduales . . . . . | 485 |
| Presupuesto general de las obras de arte . . . . .                          | 486 |

##### 2ª. PARTE. —

|   |     |
|---|-----|
| Cálculo de la longitud de los viaductos . . . . . | 489 |
|---|-----|

#### SEGUNDA PARTE

|   |     |
|---|-----|
| II. . — Breve síntesis de los puntos de que trata la Memoria de la Comisión . . . . .   | 513 |
| III. . — Puntos que serán examinados en el presente informe . . . . .   | 514 |
| IV. . — Exámen de la solución a) . . . . .  | 516 |
| V. . — Exámen de la solución b) . . . . .   | 529 |
| VI. . — Resúmen del estudio de las soluciones a) y b) propuestas por la Comisión . . . . .  | 551 |
| VII. — Conclusiones a que arriba el presente informe . . . . .  | 563 |
| <i>Apéndice.</i> — 1. Aclaración . . . . .  | 569 |
| 2. Lista de canales en tierra . . . . .   | 573 |
| 3. Instrucciones generales para la ejecución de los estudios a efectuar en los diferentes cursos de agua de la zona inundable . . . . . | 574 |

Buenos Aires, Junio 4 de 1929

Señor Administrador Secretario de la Dirección de Desagües DON JULIO O. VÁZQUEZ,

Tengo el agrado de dirigirme a Vd. comunicándole que entre el informe original escrito a máquina y el libro impreso existen las siguientes diferencias, ordenadas por el suscripto y que, por omisión no fueron oportunamente eliminadas de aquél:

Pág 15 del original: — « *Empresa del Ferro Carril del Sud sobre características y costos de puentes y monto de los perjuicios causados en sus vías por las inundaciones* ».

Pág. 26 del original: — 14 y 15. — « *Por invitación del Secretario Municipal Doctor Vicente Tau visitamos el magnífico edificio de la Municipalidad del Tandil* ».

Págs. 54 y 55 del original. — Corresponde haber suprimido las figuras.

Pág. 57 del original: — Corresponde la figura de pág. 54 del libro impreso.

Pág. 68 del original: — « *La zona alta de Camarones presenta, en Marzo de 1900, 250 mm* ».

Pág. 74 del original: — Corresponde la figura de pág. 69 designada con el número 8.

Pág. 75 del original: — Correspondería haber suprimido la figura 13.

Pág. 90 del original: — Se hace notar que el cálculo correspondiente al « *Item III de la partida I para la sistemación del Salado inferior está equivocada en su monto o en su precio unitario que parece ser de 0,15.* »

Pág. 92 del original: — Deben suprimirse los renglones del cuadro respectivo que dicen:

|     |     |      |       |       |     |     |
|-----|-----|------|-------|-------|-----|-----|
| 316 | 216 | 560  | 315,6 | 186,7 | 216 | 216 |
| 332 | 432 | 1120 | 691,2 | 373,3 | 432 | 432 |

Saluda a Vd. atte.

Fto. G. CÉSPEDES

## FÉ DE ERRATAS

| <i>Pág.</i> | <i>Línea</i>           | <i>Dice</i>             | <i>Debe decir</i>   |
|-------------|------------------------|-------------------------|---|
| 17          | 36                     | geugú                   | gueyú   |
| 25          | 9                      | Maldondo                | Maldonado   |
| 28          | 37                     | 100 Km <sup>2</sup>     | 10 Km <sup>2</sup>  |
| 31          | 19                     | 16,500                  | 16,534  |
| 32          | 16                     | constada                | constatada  |
| 39          | 3                      | 1384                    | 1884  |
| 39          | 26                     | 1292                    | 1296  |
| 57          | Entre 26 y 27          | —                       | para aliviar los arroyos, todos los canales han sido proporcionados             |
| 58          | 5                      | (3)                     | (2)   |
| 58          | 2ª col. línea 17       | 32                      | 23  |
| 58          | 5ª col. línea 24       | 0,70                    | 0,07  |
| 61          | 13                     | de la zona              | a la zona   |
| 61          | 16                     | al sur                  | al mar  |
| 71          | en el cuadro 2ª col.   | Km <sup>3</sup>         | Km <sup>2</sup>   |
| 74          | en el cuadro 3ª col.   | m <sup>2</sup>          | m <sup>3</sup>  |
| 74          | 27                     | que los cuatro          | que con los cuatro  |
| 75          | Entre 8 y 9            | —                       | los canales existentes responden con eficacia al desagüe de la zona intermedia, |
| 76          | 10                     | se                      | sea   |
| 80          | cuadro 4ª col. 2ª lin. | 250.000                 | 260.000   |
| 81          | cuadro 2ª col. 9ª lin. | Na.                     | No.   |
| 84          | cuadro 5ª col. 2ª lin. | 21,7                    | 40,1  |
| 84          | 17                     | de sección insuficiente | de sección de capacidad insuficiente  |
| 84          | 25                     | resultara               | resultaría  |
| 85          | 21                     | los                     | las   |
| 86          | 15                     | 500                     | 590   |
| 86          | 21                     | previsión que           | previsión de reserva que  |
| 86          | 23                     | canales inmediatos      | canales existentes inmediatos   |
| 87          | 8                      | sería                   | era   |
| 93          | 7                      | canales navegables      | canales de navegación   |
| 94          | 33                     | Tuma                    | Suma  |
| 94          | 35                     | suponía                 | suponíamos  |