

0/X.12  
T.18  
2ª Etapa  
Inf. Final  
II

MFN-227

39345

GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE SANTA FE

Subsecretaría de Obras, Servicios Públicos y Viviendas

Convenio Consejo Federal de Inversiones - Universidad Nacional del Litoral

**ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD  
SUBSISTEMA HIDRICO LEYES - SETUBAL  
(segunda etapa)**

**TOMO II: Estudios Básicos**



**ORGANISMOS EJECUTORES DEL ESTUDIO:**

- Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas  
Universidad Nacional del Litoral
- Centro Regional Litoral  
Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas

## **EQUIPO DE TRABAJO**

Director: Ing. Julio C. THEILER  
Coordinación General: Prof. Luis ZANARDI

### **Area Mecánica de Suelos:**

Ing. María PARDINI (Coordinador Técnico)  
Ing. Eduardo DIAZ  
Ing. Luis VERGA  
Tco. Roberto WEISS  
Tco. Miguel KUZNIER

### **Area Relevamientos Hidrográficos - Topografía**

Ing. Roberto ADOBATO (Coordinador Técnico)  
PTC. Alberto FURLANO  
Tco Alfonso REARTE  
Tco Héctor DEMARTINI

Ing. José HUESPE (Coordinador Técnico)  
Sr. Horacio SUPPO  
Ing. Felipe FRANCO  
Ing. Horacio TONIOLO  
PTC. Mario GARDIOL  
Sr. Eduardo FIGUEREDO

Ing. Héctor PICATTO (Coordinador Técnico)  
Ing. Ricardo GIACOSA  
Ing. Mario LENZI

PTC. Dardo SIMON (Coordinador Técnico)  
Tco. Jorge FLORES  
Ayte: Miguel DUARTE  
Tco Manuel MARIN  
Tco Pedro ROBLEDO  
Ayte Eduardo DUARTE  
Ayte. Carlos PEREZ

#### Area Hidrología y Simulación:

Lic. Eduardo CEIRANO (Coordinador Técnico)  
Ing. Roberto GIORIA  
Ing. Raúl PEDRAZA  
Ing. Jorge COLLINS  
Ing. Adriana PONGOLINI  
Ing. Pablo CACIK  
Ing. Viviana ZUCARELLI  
Tco. Carlos ZAPATA

#### Area Geomorfología - Erosiones

Ing. Mario AMSLER (Coordinador Técnico)  
Ing. Mario SCHREIDER  
Ing. Horacio TONIOLO

#### Area Ingeniería

Ing. Silvia WOLANSKY (Coordinador Técnico)  
Ing. Norberto MORBIDONI  
Ing. Roberto MASOLA  
Ing. Jorge GIRAL  
Ing. Felipe WAISMAN  
Ing. Hugo RAMB

#### Area Planeamiento y Evaluación:

Ing. Carlos PAOLI (Coordinador Técnico)  
Ing. Gabriel SANTARELLI

Compaginación: Ing. Felipe FRANCO

Personal de organismos de la provincia de Santa Fe que han colaborado en este trabajo:

Ing. Aquiles FARIAS (Dirección Provincial de Vialidad)  
Ing. Edgardo MURILLO (Dirección Provincial de Obras Hidráulicas)

# **INDICE GENERAL**

## **TOMO I**

### **I. INTRODUCCION**

### **II. ESTUDIOS BASICOS**

#### **II.1 RELEVAMIENTOS HIDROGRAFICOS - TOPOGRAFIA**

#### **II.2 GEOTECNIA ZONA ARROYO LEYES**

#### **II.3 ESTUDIO GEOMORFOLOGICO**

## **TOMO II**

#### **II.4 ESTUDIO HIDROLOGICO Y MODELACION**

#### **II.5 CALCULO DE EROSIONES GENERALES**

#### **II.6 CONCLUSIONES GENERALES**

## **TOMO III**

### **III. DISEÑOS DE INGENIERIA**

#### **III.1 CRITERIOS DE DISEÑO**

#### **III.2 OBRAS EN EL INGRESO AL SUBSISTEMA**

##### **III.2.1 ESTUDIOS DE SUELOS PARA FUNDACIONES Y YACIMIENTOS**

##### **III.2.2 RELEVAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA NUEVA TRAZA**

##### **III.2.3 PUENTES SOBRE LOS ARROYOS LEYES Y POTREROS**

###### **III.2.3.1 PREDISEÑOS HIDRAULICOS Y ESTRUCTURALES**

###### **III.2.3.2 COMPUTOS Y PRESUPUESTOS - CRONOGRAMA DE TRABAJO E INVERSIONES**

###### **III.2.3.3 CALCULOS DE EROSION LOCALIZADA**

##### **III.2.4 TERRAPLEN DE ACCESO**



#### **III.2.4.1 DISEÑO GEOMETRICO. TECNICA CONSTRUCTIVA**

#### **III.2.4.2 CALCULO DE ESTABILIDAD**

#### **III.2.4.3 COMPUTOS Y PRESUPUESTO - CRONOGRAMA DE TRABAJO E INVERSIONES**

#### **III.3 OBRAS EN LA DESCARGA DEL SISTEMA**

#### **III.4 RECRECIMIENTO DE LOS TERRAPLENES DE DEFENSA R.P.N° 1**

##### **III.4.1 DISEÑOS GEOMETRICOS**

##### **III.4.2 COMPUTOS Y PRESUPUESTOS - CRONOGRAMA DE TRABAJO E INVERSIONES**

##### **III.4.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **IV. EVALUACION ECONOMICA**

##### **IV.1 ANTECEDENTES Y ASPECTOS METODOLOGICOS**

##### **IV.2 MODIFICACIONES EN EL AREA DE IMPLANTACION DEL PROYECTO**

##### **IV.3 ESQUEMAS DE EVALUACION**

##### **IV.4 ESTIMACION DE BENEFICIOS**

##### **IV.5 ANALISIS COSTO - BENEFICIOS**

##### **IV.6 CONCLUSIONES**

## **II.4 ESTUDIO HIDROLOGICO Y MODELACION**

### **II.4.1 ALCANCES Y OBJETIVOS DEL ESTUDIO**

### **II.4.2 RECOPIACION Y ANALISIS DE LA INFORMACION**

#### **II.4.2.1 PLANIALTIMETRICA**

#### **II.4.2.2 AEROFOTOGRAFICA Y SATELITAL**

#### **II.4.2.3 HIDROLOGICA**

#### **II.4.2.4 GENERACION DE INFORMACION TOPOBATIMETRICA**

### **II.4.3 FUNCIONAMIENTO HIDROLOGICO**

#### **II.4.3.1 DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA DEL RIO PARANA**

#### **II.4.3.2 DESCRIPCION DEL SISTEMA EN ESTUDIO**

#### **II.4.3.3 LAS CRECIDAS DEL RIO PARANA**

#### **II.4.3.4 LA CRECIDA DE DISEÑO**

### **II.4.4 DESCRIPCION DEL MODELO HIDRODINAMICO**

#### **II.4.4.1 CARACTERISTICAS GENERALES DEL MODELO**

#### **II.4.4.2 ESQUEMA NUMERICO**

#### **II.4.4.3 CONFIGURACION DEL SISTEMA**

#### **II.4.4.4 CONDICIONES INICIALES, DE BORDE EXTERNA E INTERNA. DATOS GEOMETRICOS**

### **II.4.5 APLICACION DEL MODELO**

#### **II.4.5.1 IMPLEMENTACION**

#### **II.4.5.2 CALIBRACION**

#### **II.4.5.3 EXPLOTACION**

### **II.4.6 CONSIDERACIONES SOBRE LOS PARAMETROS DE DISEÑO**

### **II.4.7 REFERENCIAS**

#### **II.4.7.1 BIBLIOGRAFIA**

#### **II.4.7.2 FIGURAS**

#### **II.4.7.3 PLANOS**

## **II.4.1. ALCANCES Y OBJETIVOS DEL ESTUDIO**

En el presente Capítulo del Estudio de Prefactibilidad de las Obras que viabilicen el manejo del agua en el Sistema Leyes - Setúbal, Provincia de Santa Fe, República Argentina, se describe el funcionamiento hidráulico del Sistema para distintas crecidas registradas y/o simuladas, como así mismo la modificaciones que futuras obras, puedan provocar en las mismas. Como crecida de diseño para las alternativas de obras, se adoptó la del Río Paraná en la zona de Santa Fé de 100 años de recurrencia y como crecida de verificación la de 250 años de recurrencia.

El objeto de las obras a analizar, es lograr que los ingresos de caudal a través de los arroyos Leyes, Potrero y Santa Rita al complejo lagunar Setúbal-Leyes-Capón, sean de una magnitud compatible con la capacidad de evacuación de Aguas Abajo, en la zona de la Ruta Nacional Nº 168 y con el caudal de diseño adoptado para las obras de la Costanera y Alto Verde, restringiendo en caso de ser necesario el ingreso de agua a partir de un valor dado.

El funcionamiento hidráulico del Sistema se estudió mediante un modelo hidrodinámico de múltiples cauces del tramo del río Paraná entre Ea. Santa Cruz al norte de San Javier y Diamante, que abarca la zona de influencia de las obras. A través del mismo se determinó, los valores de nivel de agua, velocidad media y caudal en cauces y valles de inundación, para distintas secciones. La simulación se realiza tanto en condiciones naturales como para la alternativas de obra propuestas.

En resumen objetivo general del estudio es entonces, el cálculo de los valores de los parámetros hidráulicos para diseño de obras a construir, y para la verificación de las existentes.

Los objetivos particulares que se persiguen son:

- a) El conocimiento detallado del funcionamiento hidráulico del Sistema, tanto en las condiciones actuales, como en aquellas generadas por la incorporación de las obras de ingeniería propuestas.
- b) Determinación de las modificaciones en las condiciones de flujo en distintas secciones del área de influencia y originadas por las obras, tanto en niveles de agua como en velocidades y caudales.

## **II.4.2. RECOPIACION, GENERACION Y ANALISIS DE INFORMACION**

### **II.4.2.1. Planialtimétrica**

Se recopiló y analizó la siguiente información planialtimétrica:

# Cartas planialtimétricas del Instituto Geográfico Militar (IGM), en escalas 1:50.000 y 1:100.000 que comprenden el área en estudio.

# Perfiles topobatimétricos de distintas secciones transversales al río Paraná y cauces menores comprendidos en el tramo en estudio, Agua y Energía Eléctrica (AyE),

1983, 1992.

#### **II.4.2.2. Satelital**

Dicha información consistió en:

#Imágenes satelitarias varias, y procesamiento de información digital.

#### **II.4.2.3. Hidrológica**

La información hidrológica utilizada fue:

# Alturas hidrométricas diarias en las siguientes estaciones: río Paraná en Corrientes, La Paz, Santa Elena, Puerto Brugo, Hernandarias, Chapetón, Villa Urquiza, Paraná, Bajada Grande y Diamante; río San Javier en Helvecia, Cayastá y Santa Rosa, río Colastiné en ruta nacional N° 168, A° Leyes en ruta provincial N°1, Laguna Setúbal en Camping Luz y Fuerza, ex puente de Ferrocarril y Puente Oroño, y Puerto Santa Fe correspondientes al año 1983 y al período 01/05/92 al 07/08/92 (AyE - Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables).

#Niveles de agua medidos en forma no sistemática en distintos puntos del área en estudio durante la crecida del año 1992 (Dirección Provincial de Obras Hidráulicas).

#Aforos líquidos en las siguientes secciones: cauce principal del río Paraná en el Túnel, once (11) Aliviadores de la ruta nacional N°168, río Colastiné en ruta nacional N°168, Laguna Setúbal en Puente Oroño, arroyos Leyes, Santa Rita y Potrero en ruta provincial N°1, canales de Derivación Norte, de Acceso y de Derivación Sur y Riacho Santa Fe en Puente Palito, correspondientes a las crecidas de los años 1982/83 y 1992 (AyE).

#Caudales sintéticos medios diarios del río Paraná en la sección Ea. Santa Cruz, generados por AyE con un modelo matemático hidrodinámico unidimensional aplicado al río Paraná en el tramo comprendido entre Corrientes y Rosario ajustados por aforos realizados por la misma empresa en la sección Santa Fe-Paraná.

#### **II.4.2.4 Generación de Información Topobatimétrica**

A efectos de cumplimentar la información existente se efectuaron relevamientos topobatimétricos en :

- a) Arroyo Ubajay: 5 perfiles transversales con una longitud total del orden de los 8000 m.
- b) Río Coronda: 2 perfiles transversales de aproximadamente 3000 m de extensión total.
- c) Sistema Setubal zona Ruta Nacional N° 168, varios perfiles de longitud variable.

## **II.4.3. FUNCIONAMIENTO HIDROLOGICO**

### **II.4.3.1. Descripción General de la Cuenca del Río Paraná**

El Sistema Hidrográfico de la Cuenca del Río de la Plata abarca gran parte de Argentina, Bolivia, Brasil, Paraguay y Uruguay.

El río Paraná constituye el elemento más importante del Sistema Hidrográfico, con una cuenca de aportes de una superficie aproximada de unos 2.600.000 km<sup>2</sup>, que representa el 84% del total y su longitud es de unos 3.700 km .

Las características fisiográficas e hidrográficas de la cuenca son cambiantes espacialmente, en gran parte debido tanto a la diversidad de climas como de suelos.

Es conveniente por ello, particionar la Cuenca del Paraná en subcuencas, teniendo en cuenta sus características singulares, a efectos de una mejor comprensión del fenómeno de las crecidas:

#### **Subcuenca Paraná Superior:**

Se localiza en territorio brasilero siendo las áreas de aportes de los ríos Paranaíba, Grande y Paranápanema las mayores. Esta subcuenca tiene gran influencia en el volumen y duración de las crecidas. Las precipitaciones, por lo general, se concentran en el período estival y a principios del otoño y originan avenidas importantes en febrero, marzo y abril.

#### **Subcuenca Alto Paraná - Iguazú:**

La mayor parte de esta subcuenca se encuentra también en territorio brasilero. Su superficie es menor que la anterior y las crecidas originadas en ella son menos voluminosas. Sin embargo, tiene dos características de suma importancia en el desarrollo de las crecidas: precipitaciones significativas con distribución prácticamente uniforme durante todo el año y con fuertes pendientes del terreno. Esto provoca crecidas importantes desde el punto de vista de los caudales pico, que pueden superponerse con los aportes provenientes de otras zonas de la cuenca generando situaciones muy críticas.

#### **Subcuenca Río Paraguay:**

Esta subcuenca tiene una superficie que supera el millón de kilómetros cuadrados y comprende parte de Bolivia, Brasil, Paraguay y Argentina.

Su longitud es similar a la del Paraná pero sus crecidas poseen características totalmente distintas debido a que en su cuenca alta, se encuentra una zona deprimida de gran extensión, denominada "El Pantanal", que actúa como un importante amortiguador natural de los derrames.

Las precipitaciones son algo inferiores a las del Paraná Superior. Como

consecuencia de la acción del Pantanal, a pesar de que las lluvias son de concentración estival, las crecidas se presentan diferidas y muy extendidas en el tiempo, con máximos que en general se producen en invierno.

#### **Subcuenca Paraná Medio:**

Luego de la confluencia con el río Paraguay, el río Paraná tiene entre las ciudades de Corrientes y Paraná una pendiente media de unos 6 cm/km. Su valle de inundación es muy amplio y se extiende en su casi totalidad sobre la margen derecha que es más baja. La contribución en crecidas de esta subcuenca, es menos importante que el resto de la cuenca, pero si se producen precipitaciones significativas mientras el pico de la crecida está transitando por ella, se pueden agravar notablemente los efectos por encontrarse los drenajes locales obstaculizados y por disminuir notablemente la amortiguación de la onda de crecida.

#### **II.4.3.2. Descripción de la Zona en Estudio.**

La zona en estudio abarca el cauce principal y el valle aluvial del tramo del río Paraná comprendido entre las siguientes secciones transversales: a) una próxima a la localidad de San Javier, aguas arriba, y b) otra coincidente con la localidad de Diamante, aguas abajo, con una longitud total de unos 230 km (plano N°1).

Tiene un conjunto de componentes activos que determinan una gran complejidad en el tránsito de las crecidas que se describen a continuación:

#### **Cauce Principal del Paraná:**

Debido a su capacidad de conducción es el componente principal del sistema. Presenta la morfología característica de un río anostomosado en el que se alternan tramos donde el cauce se divide en brazos por la existencia de islas y tramos donde el cauce es único. La profundidad y el ancho son variables y coinciden las mayores profundidades con los tramos más angostos. La profundidad media es de unos 10 m con máximas de hasta 30 m. En general los desbordes de este cauce se producen cuando el caudal supera los 20000 m<sup>3</sup>/s.

#### **Río San Javier:**

Se ubica sobre la derecha del valle del Paraná. Su nacimiento se encuentra en las proximidades de la localidad de Reconquista. Recibe los aportes de algunos afluentes de dicha margen como los arroyos El Rey y Malabrigo más los desbordes propios del río Paraná. Posteriormente su caudal aumenta como consecuencia de aportes provenientes de una serie de pequeños cursos y sistemas lagunares que lo comunican con el cauce principal del río Paraná. Su desembocadura se produce unos 30 km al norte de la ciudad de Santa Fe, siendo el principal generador del arroyo Leyes. En crecidas, parte de su caudal alimenta también al Arroyo Ubajay.

## **Valle de Inundación entre el Cauce Principal del río Paraná y el río San Javier:**

Entre los dos componentes anteriores se desarrolla un extenso valle de inundación con un ancho variable entre 6 y 12 km. Presenta un complejo funcionamiento y está compuesto por cauces menores, lagunas, bañados y algunas zonas relativamente elevadas. La abundante vegetación que casi siempre cubre este valle constituye la principal resistencia al escurrimiento en el área. El caudal que escurre no sólo depende del nivel del agua, sino también y por sobre todo de la duración de las crecidas. En las de larga duración, como la de 1982/83, llega a conducir tanto caudal como los cauces debido a la descomposición y arrastre de dicha vegetación.

En general geomorfológicamente esta zona presenta tres componentes principales, una llanura de bancos cercana al cauce relacionada directamente con éste, una llanura de avenamiento impedido, que se constituye en elemento de conducción solo en las grandes crecidas, y una zona de meandros, cercana al Río San Javier y cuya dinámica se encuentra directamente relacionada con éste.

A partir de la localidad de Cayastá y luego de ser atravesado por el Riacho del mismo nombre, que une el cauce principal del Paraná con el San Javier, este valle comienza a estrecharse. Aparece en su centro una zona relativamente más alta que provoca la división del escurrimiento y lo concentra sobre los cauces.

### **Río Colastiné:**

Este componente nace y desemboca en el cauce principal del río Paraná.

En su nacimiento tiene tres brazos. Uno de ellos, el más importante, se denomina Colorado y se origina en el cauce principal del Paraná, al noroeste de la isla Chapetón. Otro, es un brazo que comunica al San Javier con el Paraná a manera de vaso comunicante. Se encuentra en proceso de desactivación, observándose deposición de gran cantidad de sedimento en su lecho y márgenes. Al tener una traza con dirección este-oeste intercepta el escurrimiento por el valle de inundación. El tercero, es otro brazo que comunica al San Javier con el Colorado. Está en proceso de desactivación al igual que el anterior y a partir de su desembocadura el río toma el nombre de Colastiné.

Ingresa al Paraná aguas abajo de la ruta nacional N°168, donde se inicia el Canal de Acceso al puerto de Santa Fe, en las proximidades del paraje entrerriano denominado Bajada Grande.

### **Arroyo Leyes:**

Este arroyo tiene una longitud aproximada de 10 km.

Su gravitación es de gran relevancia en el funcionamiento del Sistema. Su continua activación ha generado serios problemas en los puentes sobre la ruta provincial N°1. Atraviesa la ruta a través de tres brazos: el Leyes propiamente dicho, el arroyo Potrero o Colorado al sur del anterior y el arroyo Santa Rita al norte del Leyes.

Este componente desemboca a través de un delta en el complejo lagunar Capón-Leyes-Setúbal.

#### **Complejo lagunar Capón-Leyes-Setúbal:**

Se encuentra ubicado en la parte oeste del sistema, separado del valle de inundación del río Paraná por el denominado albardón costero, con una dirección aproximada norte-sur. Sus aportes provienen del arroyo Leyes, y con menor importancia, de los arroyos Saladillo y Aguiar. En el año 1983 recibió a través del Saladillo una importante masa de agua proveniente del río San Javier como consecuencia del sobrepaso y corte de la ruta Provincial. N°1.

Sobre la margen derecha de la Laguna Setúbal se encuentra la ciudad de Santa Fe que sufre importantes daños a raíz del crecimiento de este cuerpo de agua.

Cuando la crecida 1982/83 sobre la ruta Nacional. N°168 en el tramo comprendido entre la margen derecha de la Laguna Setúbal y el paraje denominado La Guardia existían seis puentes Aliviadores, emplazados en las principales vías de escurrimiento del valle, el viaducto Nicasio Oroño y paralelamente a éste, unos 100 m aguas arriba, el Puente Colgante construido a principios de siglo. Debido a la gran erosión se produjo el colapso de dos Aliviadores, se derrumbó el puente Colgante y se amplió la sección de paso bajo el viaducto Nicasio Oroño. En reemplazo de los Aliviadores caídos se construyeron otros de mayor luz pero emplazados en zonas de baja captación. Este inconveniente sumado a la obstrucción por rellenos tanto aguas arriba en el Paraje el Pozo, como aguas abajo en Alto Verde, ha provocado que en crecidas posteriores el caudal haya escurrido principalmente por el cauce en la zona del Puente Oroño.

El agua que circula por el canal principal de la Laguna Setúbal desemboca en el Canal de Derivación Norte del puerto de Santa Fe. El flujo que pasa por los aliviadores confluye al valle de inundación situado aguas abajo de la Ruta Nacional. N°168, donde se encuentra el Riacho Santa Fe con dirección este-oeste, el que lo recoge parcialmente y el resto continúa aguas abajo superando transversalmente el Canal de Acceso al puerto a través de la zona de Alto Verde.

#### **Canal de Acceso al puerto de Santa Fe:**

Este canal artificial que fue construido para posibilitar el acceso de los barcos desde el cauce principal del río Paraná al puerto de Santa Fe, actúa como vaso comunicante entre los subsistemas Leyes-Setúbal y Paraná-Colastiné. Su dirección es este-oeste y dependiendo del estado de carga de dichos subsistemas conduce el agua en uno u otro sentido. En crecidas importantes cuando el río Paraná crece se establece un escurrimiento hacia el puerto, invirtiéndose el sentido en bajante.

#### **Canal de Derivación Sur:**

Este canal recibe la mayor parte del caudal que proviene de la Setúbal y lo transmite al río Coronda, que es el elemento de conducción de la margen derecha del



río Paraná aguas abajo de la ciudad de Santa Fe. El Coronda recibe también los aportes del río Salado que desemboca en él.

#### **Arroyo Ubajay:**

Este arroyo conduce agua desde la zona cercana al paso del arroyo Potrero por la ruta Provincial. N°1, con una traza paralela y cercana al albardón costero. Sobre su margen derecha se asienta la localidad de San José del Rincón, desembocando en el río Colastiné aguas abajo de ésta.

### **II.4.3.3. Las Crecidas del Río Paraná**

Existen registros sistemáticos de alturas del río Paraná desde fines del siglo pasado. En este período se han producido varias crecidas significativas como las de 1905, 1966 y 1977.

Pero las dos más importantes se desarrollaron en los últimos años, una en 1982/83 y otra en 1992.

De estas últimas se poseen mediciones más precisas lo que permite utilizarlas para calibrar el modelo matemático de cuya explotación surgirán parámetros de diseño de las obras.

Para describir el comportamiento de las crecidas se utilizan los registros de la estación hidrométrica de Corrientes, debido a que las características del río en ese lugar, con un cauce único y un valle de inundación de poca extensión transversal, permiten calcular una curva de descarga de aceptable confiabilidad, situación que no se repite aguas abajo. Esto es muy importante para reconstruir las crecidas fuera del período en el que se poseen registros de caudales. Cabe acotar que los aforos líquidos comenzaron a realizarse sistemáticamente a fines de la década del '70.

En Corrientes existen registros continuos de alturas desde 1904. Desde entonces, cinco crecidas superaron los 40000 m<sup>3</sup>/s: en junio de 1905 con un valor de altura máxima de 8.57 m y un caudal estimado en unos 50000 m<sup>3</sup>/s; en marzo 1966 con 7.93 m y un caudal de 43800 m<sup>3</sup>/s; en febrero de 1990 con los mismos valores que en 1966; en julio de 1983 con 9.04 m y 60200 m<sup>3</sup>/s; en junio de 1992 con 8.66 m y 55000 m<sup>3</sup>/s.

El análisis de frecuencia de los picos anuales en Corrientes de la serie 1960/61 a 1991/92, realizado con métodos robustos, determina los siguientes valores:

Recurrencia	Caudal
(años)	(m <sup>3</sup> /s)
35 (1992)	55000
61 (1983)	60200
100	64800
250	73200

Las crecidas que se conocen con mayor certidumbre son las de 1982/83, 1990 y 1992. Fueron aforadas por Agua y Energía Eléctrica en Corrientes y en el Cierre Santa Fe-Paraná, realizándose además mediciones complementarias en cursos interiores y en el valle de inundación.

#### II.4.3.4. La Crecida de Diseño

Para la determinación de la crecida de diseño, se adoptó un criterio similar al utilizado para el Proyecto de la Reconstrucción de la Costanera y la Defensa de Alto Verde, es decir la crecida estadística de 100 años de recurrencia cuyo valor de caudal máximo para Santa Fe de 65.800 m<sup>3</sup>/s. En cuanto a la forma del hidrograma se adoptó dos crecidas tipo, una con un hidrograma similar a la de 1983 y otro con la de 1992. Esto es porque a pesar de que pueden considerarse de magnitudes similares, ofrecieron comportamientos distintos, presentándose como más crítica una u otra de acuerdo al parámetro que se considere, por ejemplo el caudal fue mayor en la de 1983, la altura mayor en la de 1992, la duración fue mucho mayor en 1983, el gradiente en 1992, etc. Esto es debido a que factores como la duración de las crecidas, los aportes locales, el viento, el estado de la vegetación en el valle, el almacenamiento, etc., tienen gran incidencia en los valores finalmente alcanzados.

La crecida de 1982/83 fue de muy larga duración, con cinco picos. El primero de ellos se produjo el 13/12/82 con 7.80 m y un caudal de 43200 m<sup>3</sup>/s; el segundo el 5/3/83 con 8.39 m y 47800 m<sup>3</sup>/s; el tercero el 28/5/83 con 8.69 m y 54300 m<sup>3</sup>/s; el cuarto el 23/6/83 con 9.00 y 60100 m<sup>3</sup>/s; y el quinto el 18/7/83 con 9.04 m y 60200 m<sup>3</sup>/s.

El máximo pico de la crecida en los hidrómetros de Paraná y Santa Fe se registró el 5 de julio con 6.83 m y 7.35 m respectivamente, en correspondencia con el cuarto pico en Corrientes. En esta zona, el quinto pico de Corrientes sólo se manifestó como un repunte que no alcanzó los valores máximos.

La crecida de 1992, de muy corta duración, tuvo en Corrientes un solo pico que se produjo el 08/06/92 con una altura de 8.66 m y un caudal de 55000 m<sup>3</sup>/s. En el hidrómetro de Paraná la altura fue de 6.89 m el 22/6/92 y en Santa Fe 7.43 m el mismo día.

El cauce principal del Paraná condujo en las dos crecidas caudales similares del orden de los 39500 m<sup>3</sup>/s. Pero en la 1982/83 el escurrimiento total por el Colastiné y la Setúbal fue de unos 5000 m<sup>3</sup>/s superior a la de 1992. Esta diferencia de comportamiento se ve acentuada si se considera que por los aliviadores N°9, 10 y 11 en 1983 escurrieron 5100 m<sup>3</sup>/s y en 1992 solamente alrededor de 2600 m<sup>3</sup>/s.

Lo anterior muestra que en 1983 la conducción por el valle de inundación se encontraba aumentada a raíz de la permanencia de la crecida y explica los relativamente bajos niveles alcanzados.

En la crecida de 1982/83 se produjo en la Laguna Setúbal un almacenamiento que determinó una sobreelevación de más de 0.50 m entre aguas arriba y abajo de la ruta Nacional. N°168. Este almacenamiento se debió a que las luces de los puentes y aliviadores de la ruta N°168 fueron insuficientes para evacuar los volúmenes aportados por los cortes y rebasamientos de la ruta Provincial. N°1 y por los arroyos Leyes, Potrero y Santa Rita.

En la crecida de 1992, a pesar de que en el resto del sistema las alturas fueron superiores a las de 1983, dentro de la Laguna fueron menores. Esto, como consecuencia, de que la sobreelevación en ella fue prácticamente nula, esto debido fundamentalmente a la sección del Puente Oroño se mantuvo erosionada como quedó en 1983 y que los nuevos aliviadores si bien no tienen una conducción eficiente, son mucho amplios que los anteriores.

## II.4.4 DESCRIPCION DEL MODELO HIDRODINAMICO

### II.4.4.1 Características generales del modelo hidrodinámico

El modelo de escurrimiento en red de canales se basa en las ecuaciones de Saint Venant, para flujo impermanente, constituyendo un sistema hiperbólico de ecuaciones diferenciales. Discretiza las ecuaciones por medio de un esquema de diferencias finitas de cuatro puntos, implícito. El sistema de ecuaciones es resuelto por el método de eliminación de Gauss.

Las ecuaciones básicas son:

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = q + LB \quad \text{Ec. de Continuidad}$$

$$\frac{1}{A} \frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{1}{A} \frac{\delta}{\delta x} \left[ \frac{Q^2}{A} \right] + g \frac{\delta H}{\delta x} = -gI \quad \text{Ec. de Cantidad de Movimiento}$$

siendo:

x: distancia a lo largo del canal.

t: tiempo.

H: nivel de agua absoluto.

Q: caudal.

A: área de escurrimiento en una sección normal.

q: caudal lateral específico (caudal por unidad de longitud).

L: intensidad de lluvia neta.

B: ancho de escurrimiento de una sección recta.

g: aceleración de la gravedad.

I: pendiente de fricción.

La pendiente de fricción I es estimada por la fórmula de Manning:

$$I = \frac{Q^2 \eta^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} = \frac{Q^2 \eta^2 B^{\frac{4}{3}}}{A^{\frac{8}{3}}}$$

donde:

$\eta$  : coeficiente de rugosidad de Manning.

R : radio hidráulico.

Las ecuaciones de Saint Venant se fundamentan en hipótesis básicas que limitan su aplicabilidad y que a continuación se enumeran:

- a) Se considera el medio como continuo, incompresible, homogéneo y newtoniano.
- b) El único campo de fuerzas actuante es el de la gravedad, que se supone uniforme.
- c) Es un fenómeno a superficie libre, considerándose despreciables los efectos de resistencia del aire.
- d) Las características geométricas del sistema son invariables en el tiempo y la alineación y forma del cauce son arbitrarias pero sin variaciones bruscas.
- e) Las componentes de la velocidad transversales a la dirección del escurrimiento son pequeñas frente a la componente longitudinal. Es decir, el escurrimiento es unidireccional y el pelo de agua horizontal en la sección transversal.
- f) La turbulencia está totalmente desarrollada.
- g) La curvatura de las líneas de corriente es pequeña y las componentes transversales de la aceleración son pequeñas frente al módulo de la aceleración de la gravedad. Es decir se considera una distribución de presiones hidrostática.

- h) Los efectos resistivos pueden ser cuantificados por medio de leyes de resistencia análogas a las utilizadas para escurrimiento permanente.
- i) La pendiente de fondo del canal es pequeña.

Las ecuaciones precedentes fueron adaptadas para contemplar tanto para el escurrimiento en el cauce principal como en el valle de inundación, bajo la hipótesis de que existe el mismo nivel de agua en ambos y por lo tanto no hay pendiente transversal. Teniendo en cuenta lo anterior, la ecuación de Cantidad de Movimiento se puede expresar como:

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} \left[ \frac{Q_p^2}{A_p} + \frac{Q_{il}^2}{A_{il}} + \frac{Q_{i2}^2}{A_{i2}} \right] + gA \frac{\delta H}{\delta x} + gAI = 0$$

donde :

$$I = \frac{Q|Q|}{\frac{A_p^{\frac{8}{3}}}{\eta_p^2 B_p^{\frac{4}{3}}} + \frac{A_{il}^{\frac{8}{3}}}{\eta_{il}^2 B_{il}^{\frac{4}{3}}} + \frac{A_{i2}^{\frac{8}{3}}}{\eta_{i2}^2 B_{i2}^{\frac{4}{3}}}}$$

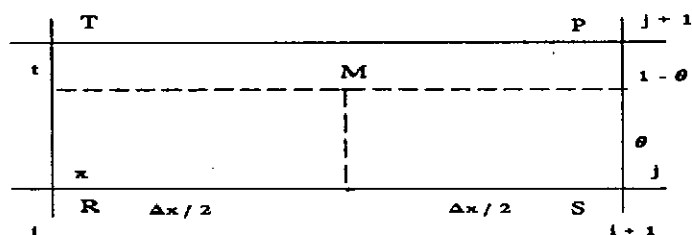
donde los subíndices p e i significan cauce principal y valle de inundación, respectivamente.

#### II.4.4.2 Esquema numérico

El conjunto de ecuaciones diferenciales parciales que describen el flujo impermanente en canales abiertos no tiene una solución analítica. Sin embargo, se pueden obtener soluciones aproximadas reemplazando las ecuaciones diferenciales por expresiones en diferencias finitas.

El modelo emplea un esquema de diferencias finitas de cuatro puntos y el sistema resultante de ecuaciones es resuelto simultáneamente.

El esquema numérico se plantea sobre una grilla rectangular en el dominio espacio-tiempo de las funciones Q y H. A su vez las variables A, B, R e I depende de x y t ya que son función de Q y H. Respecto a los intervalos de la grilla, se utilizó  $\Delta x$  variable y  $\Delta t$  constante.



Considerando una función cualquiera  $\alpha(x,t)$ , sus derivadas se aproximan numéricamente para el punto M de la siguiente forma:

$$\frac{\delta \alpha(M)}{\delta t} = \left[ \frac{\alpha(P) + \alpha(T)}{2} \right] + \left[ \frac{\alpha(R) + \alpha(S)}{2} \right] \frac{1}{\Delta t}$$

$$\frac{\delta \alpha(M)}{\delta x} = (1 - \theta) [\alpha(R) - \alpha(S)] + \theta [\alpha(P) - \alpha(T)] \cdot \frac{1}{\Delta x}$$

Siendo  $\theta$  un factor de ponderación en el tiempo que cumple la condición:

$$0 \leq \theta \leq 1$$

Para el cálculo de A e I se usa la fórmula aproximada:

$$\bar{\alpha}_{i+\frac{1}{2}} = \frac{1}{x_{i+1} - x_i} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \alpha(x) dx = \frac{\alpha_i + \alpha_{i+1}}{2}$$

Las funciones Q y H son conocidas para el tiempo  $t = j \Delta t$ , para todo x.

Reemplazando las funciones y derivadas en su forma numérica para las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento, para todos los intervalos de grilla  $\Delta x$  y el tiempo  $t = (j + 1) \Delta t$ , resulta un sistema de ecuaciones no lineales en las variables Q(T), Q(P), H(T) y H(P).

Para un tramo del río con  $n$  perfiles transversales se tienen, para un instante dado  $(j)\Delta t$ ,  $2n$  incógnitas:  $Q$  y  $H$  en  $(j+1)\Delta t$  para cada perfil. Considerando 2 ecuaciones por condición de borde, se tienen  $2n$  ecuaciones.

Resolviendo el sistema se calcula el valor de las variables en  $(j+1)\Delta t$  y se usan éstos como condición inicial para el siguiente paso.

#### **II.4.4.3 Configuración del sistema.**

El modelo esquematiza al sistema por medio de un conjunto de ramas interconectadas. Las ramas se conectan entre sí a través de nodos o uniones internas. Hay dos tipos de nodos:

- a) interno: es el lugar donde se unen 2 o más ramas;
- b) externo: es el lugar donde son especificadas condiciones de borde externas y que pertenece a una sola rama.

Las ramas pueden ser subdivididas en segmentos, de acuerdo a factores geométricos e hidráulicos o computacionales.

A efectos de realizar la esquematización se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

- # Las características físicas, tanto en lo referente a la ubicación planimétrica de los aportes laterales al tramo en estudio, como a la geometría propia, de modo de representar adecuadamente las variaciones de la misma.
- # La infraestructura vial y ferroviaria, que introduce modificaciones en las condiciones naturales de escurrimiento.
- # El condicionante numérico, dado por la relación entre los incrementos de tiempo y longitud de segmento.

#### **II.4.4.4 Condiciones iniciales, de borde externa e interna.**

##### **Datos geométricos.**

Para resolver las ecuaciones dentro de una región delimitada es necesario conocer las condiciones iniciales y de borde o contorno de las variables dependientes.

- a) Condiciones iniciales: son los valores iniciales ( $t=0$ ) de las variables altura y caudal en todas las secciones transversales.
- b) Condiciones de borde externas: como el régimen de escurrimiento es subcrítico corresponde aplicar una condición de borde aguas arriba y aguas abajo.

Dichas condiciones pueden ser:

$$H - H_b(t) = 0 \quad \text{ó} \quad Q - Q_b(t) = 0$$

Las funciones  $H_b$  o  $Q_b$  se integran al modelo en forma tabular. Los valores de las funciones para cada instante  $t = j \Delta t$  se calculan por medio de una interpolación lineal.

Para el borde de aguas abajo, como alternativa puede colocarse también una relación:

$$Q - f(H) = 0, \quad \text{que corresponde a una curva de descarga.}$$

c) Condición de borde interna: en las uniones internas se deben cumplir las condiciones de continuidad de caudal y compatibilidad de niveles.

La asignación de estas condiciones internas es ejecutada automáticamente por el modelo, para lo cual se deben identificar las ramas que convergen a cada nodo, de acuerdo a la esquematización realizada del sistema.

La condición de compatibilidad de niveles para una unión interna  $k$ , a la cual convergen  $n$  ramas, es:

$$H(k,m) = H(k,m+1) ; \quad m = 1, 2, \dots, n-1$$

La condición de continuidad de caudales es:

$$\sum_{m=1}^n Q(k,m) = 0$$

Por lo tanto, en una unión interna de  $n$  ramas hay 1 condición de continuidad de caudales y  $n-1$  condiciones de compatibilidad de alturas.

d) Geometría del sistema: se deben proveer datos plani-altimétricos, área, ancho y radio hidráulico para cada sección transversal.

Dicha geometría se determinará en base a la información de los perfiles transversales a relevar específicamente para este estudio.

La infraestructura vial influye en las condiciones de escurrimiento, ya que en general, los terraplenes de acceso a los puentes y aliviadores originan una reducción de la sección natural de escurrimiento. Esto ocasiona que, durante crecidas importantes, se produzca una contracción del flujo debajo de los puentes, un efecto de remanso temporario hacia aguas arriba de los mismos y un cierto amortiguamiento de la onda de crecida. Para representar este proceso, en cada sección donde se presentan puentes y/o aliviadores, se esquematiza el sistema por medio de al menos 3 perfiles, uno ubicado inmediatamente aguas arriba del puente, otro aguas abajo y un tercero, representativo de la geometría de éste.



## **II.4.5. APLICACION DEL MODELO**

### **II.4.5.1. Implementación**

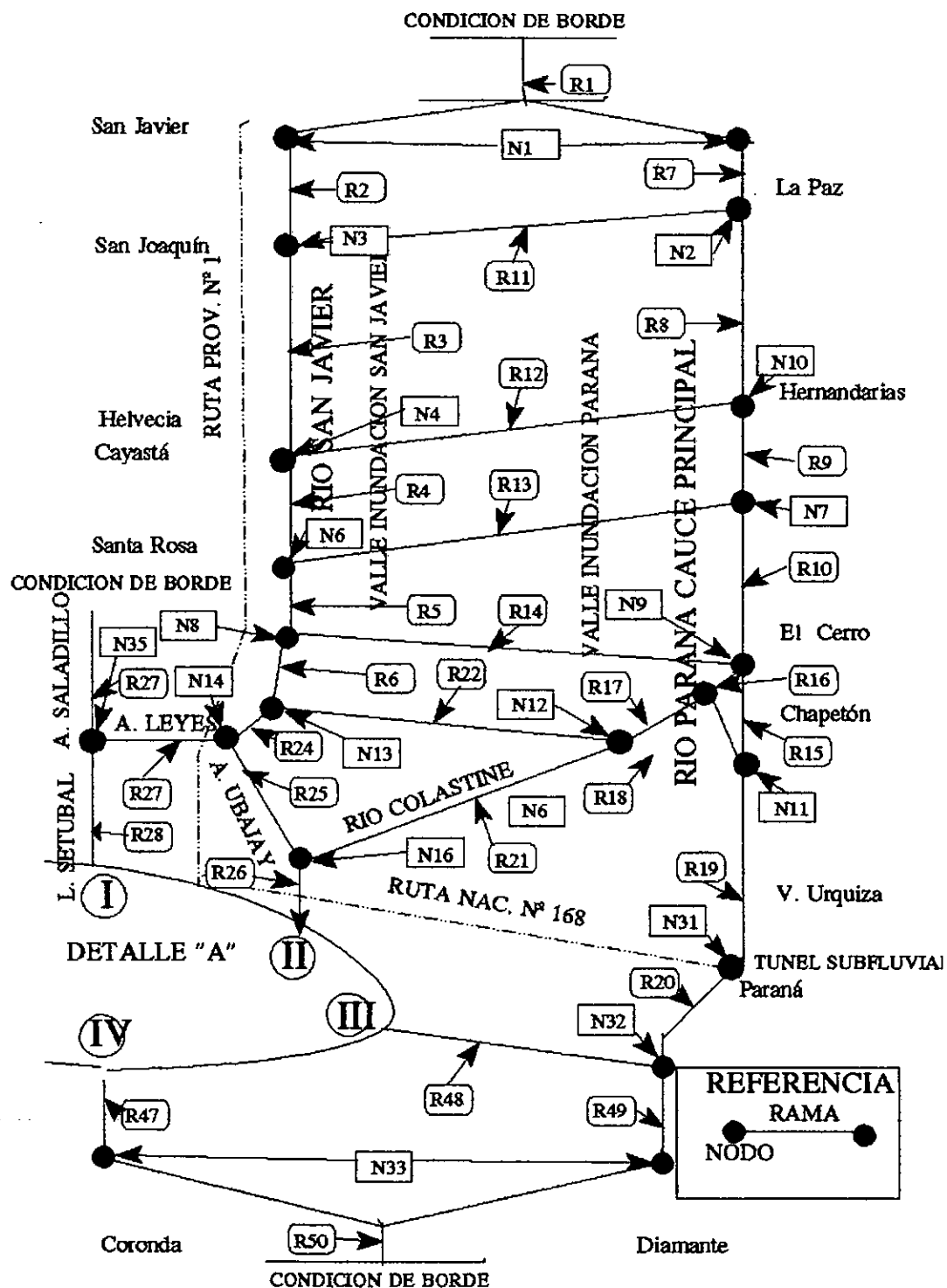
El modelo se aplicó al tramo del cauce principal del río Paraná, valle aluvial y cursos menores, comprendido entre las secciones transversales que pasan por Ea. Santa Cruz, aguas arriba, y Diamante, aguas abajo, con una longitud total de aproximadamente 230 km. Se consideró además una condición de borde intermedia en la desembocadura del Arroyo Saladillo en la Laguna Capón que fue simulada mediante un aporte constante dada la baja magnitud de los mismos respecto a los caudales del Arroyo Leyes en crecida. Las condición de borde aguas arriba fue caudal en función del tiempo, mientras que las de aguas abajo, alturas registradas para la calibración y curva altura-caudal para las corridas de explotación.

Cabe acotar que para calibrar la Crecida de 1983, dada la dificultad de reproducir los ingresos por los cortes de la Ruta Provincial N° 1 y a que la sección de escurrimiento de los Aliviadores sobre la Ruta Nacional N° 168 ha cambiado totalmente su conformación, se la simuló con la configuración actual del Sistema, concentrando los caudales a través de la Sección Leyes-Potrero y reuniendo el escurrimiento de los Aliviadores de la Ruta N° 168 en una sola rama. En el caso de las secciones del Arroyo Leyes, en general las mismas han sufrido procesos de sedimentación con posterioridad a 1983, a efectos de no variar el sistema físico, se utilizaron para la calibración las secciones actuales, ajustándose mediante los coeficientes de Manning los niveles y caudales correspondientes, esta simplificación no tiene consecuencias sobre el resto del sistema.

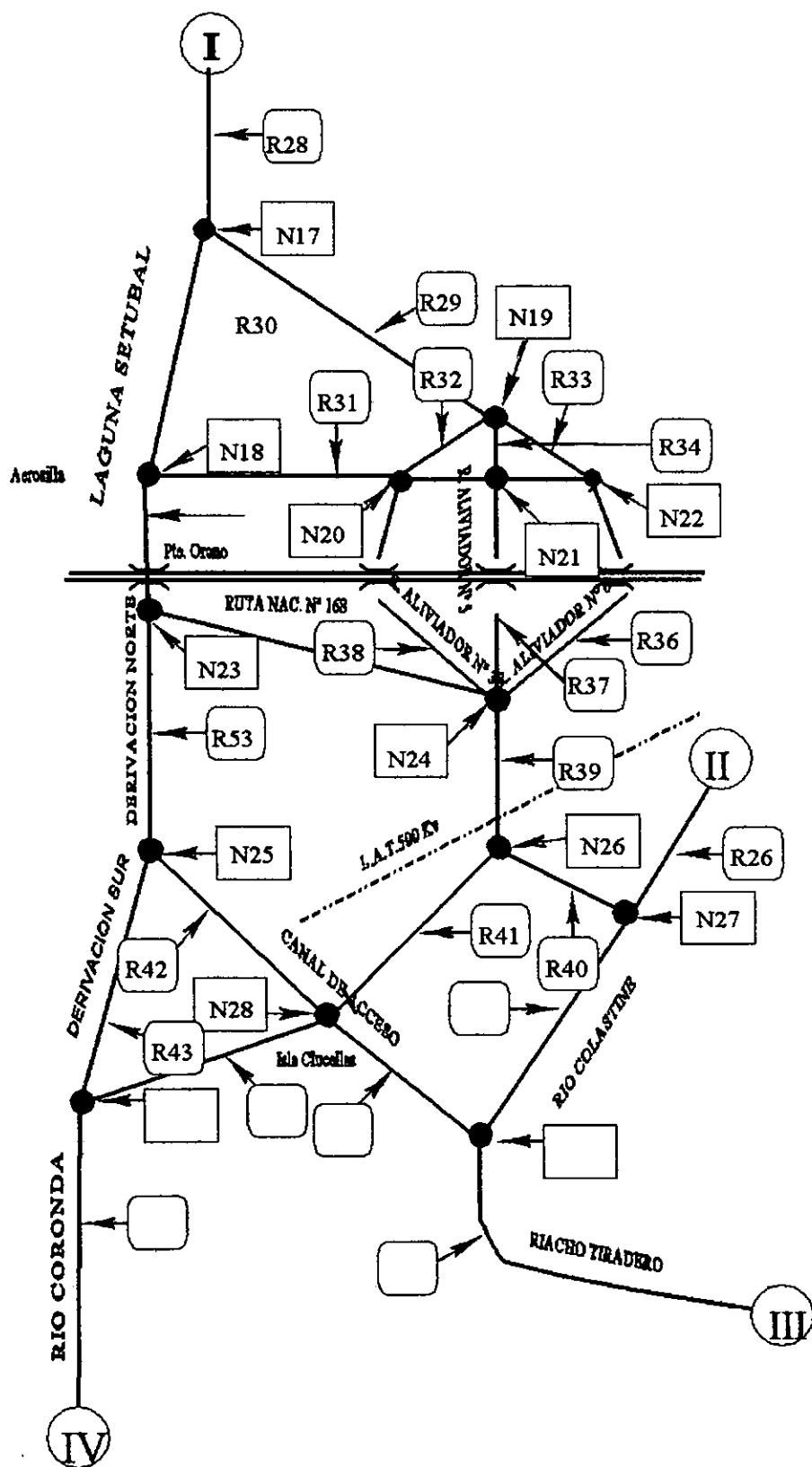
Para las corridas de explotación se tomaron las secciones con las erosiones calculadas, para cada caso según se detalla en cada una de las aplicaciones.

En el caso de los aliviadores de la Ruta Nacional N° 168, se tomaron tres ramas, en correspondencia con los tres aliviadores nuevos construídos sobre esta ruta, los restantes fueron incluídos los Números 1 y 2 con el Canal Principal y el Número 4 con el Número 3.

Teniendo en cuenta las características geométricas e hidráulicas del sistema, la necesidad de realizar una modelación detallada de la zona de la Laguna Setubal en las inmediaciones de la Ciudad de Santa Fe, así como los requerimientos, de información de entrada, salida y computacionales, se elaboró la esquematización del mismo mostrándose en las figuras siguientes un esquema de la configuración resultante:



ESQUEMA TOPOLOGICO MODELO HIDRODINAMICO  
MÚLTIPLES CAUCES RIO PARANA



## DETALLE "A"

ESQUEMA TOPOLOGICO MODELO HIDRODINAMICO  
MÚLTIPLES CAUCES RIO PARANA

En la tabla siguiente se enumeran las ramas que conforman el modelo, como así mismo el número de perfiles que la componen y los nodos inicial y final :

RAMA	SUBSISTEMA	CANT. PERFILES	NODO INICIAL	NODO FINAL
1	PARANA COMPLETO	2	C. BORDE	1
2	SAN JAVIER	3	1	3
3	SAN JAVIER	5	3	4
4	SAN JAVIER	4	4	6
5	SAN JAVIER	2	6	8
6	SAN JAVIER-LEYES	2	8	14
7	C.PRINCIPAL PARANA	2	1	2
8	C.PRINCIPAL PARANA	6	2	10
9	C.PRINCIPAL PARANA	3	10	7
10	C.PRINCIPAL PARANA	3	7	9
11	PARANA- SAN JAVIER	3	2	3
12	PARANA- SAN JAVIER	2	10	4
13	PARANA- SAN JAVIER	2	7	6
14	PARANA- SAN JAVIER	2	14	9
15	C.PRINCIPAL PARANA	3	9	11
16	RIO COLORADO	2	9	34
17	ARROYO LEYES	5	14	35
18	ARROYO YACARE	2	34	11
19	C.PRINCIPAL PARANA	4	11	31
20	C.PRINCIPAL PARANA	3	31	32
21	RIO COLASTINE	3	17	16
22	RCHO GARCEROSA	2	14	12
23	RIO COLORADO	2	34	12
24	ARROYO LEYES	3	13	14
25	ARROYO UBAJAY	4	14	16

RAMA	SUBSISTEMA	Nº PERFILES	NODO INICIAL	NODO FINAL
26	RIO COLASTINE	7	16	27
27	SALADILLO LEYES	4	C. BORDE	35
28	LAGUNA SETUBAL	6	51	17
29	LAGUNA SETUBAL	2	17	19
30	LAGUNA SETUBAL	3	17	18
31	LAGUNA SETUBAL	2	20	18
32	ALIVIADOR Nº 3	2	19	20
33	ALIVIADOR Nº 5	2	19	21
34	ALIVIADOR Nº 6	2	19	22
35	LAGUNA SETUBAL	3	18	23
36	ALIVIADOR Nº 6	6	22	24
37	ALIVIADOR Nº 5	6	21	24
38	ALIVIADOR Nº 3	6	20	24
39	ZONA L.A.T 132	2	24	26
40	ZONA L.A.T 132	2	27	26
41	ZONA ALTO VERDE	2	26	28
42	CANAL ACCESO	2	25	28
43	DERIVACION SUR	2	25	29
44	ISLA CLUCELLAS	2	28	29
45	CANAL ACCESO	2	28	30
46	RIO COLASTINE	2	27	30
47	RIO CORONDA	4	29	33
48	R.TIRADERO	3	28	30
49	C.PRINCIPAL PARANA	4	32	33
50	RIO PARANA	2	33	C.BORDE
51	DERIVACION NORTE	3	23	25
52	LAGUNA SETUBAL	2	22	21

RAMA	SUBSISTEMA	Nº PERFILES	NODO INICIAL	NODO FINAL
53	LAGUNA SETUBAL	2	21	20
54	RCHO SANTA FE	3	24	23

A efectos de describir la configuración adoptada se considerará al sistema en estudio dividido en componentes significativos:

#### COMPONENTE I: rama 01

Esta Rama corresponde al Río Paraná en la zona de Ea. Santa Cruz, al norte de la línea La Paz-San Javier, comprendiendo el cauce principal y todo el valle de inundación y constituye la condición de entrada del Modelo.

#### COMPONENTE I I: ramas 02, 03, 04, 05, 07, 08, 09 y 10

Constituido por el cauce principal del río Paraná, el valle aluvial y cursos menores en el tramo comprendido entre La Paz-San Javier y El Cerro-Santa Rosa. Los cursos más importantes de este tramo son el Paraná, con dirección aproximada NE - SO, ubicado sobre la margen izquierda del valle aluvial y el río San Javier, con dirección general similar al anterior y ubicado sobre la margen derecha.

Las ramas 01, 02, 03, 04, y 05 representan el tramo del río San Javier y la parte del valle aluvial asociado al mismo, comprendido entre San Javier (nodo N°1) y el nodo N°8 unos 7 km al sur de la localidad de Santa Rosa .

Las ramas 07, 08, 09 y 10 representan el cauce principal del río Paraná y su valle aluvial desde La Paz hasta el paraje conocido como El Cerro (nodo N°7). Se realizó la esquematización de este subtramo en dos secuencias de ramas, correspondientes a los ríos Paraná y San Javier, a efectos de representar adecuadamente la distribución de caudales entre cauce principal, cauces menores y valle de inundación. Esta distribución resulta un elemento de gran significación en el comportamiento hidrodinámico del curso en el área de influencia de las obras.

Se representaron tres vinculaciones entre ambos cursos:

- Un razgo fluvial compuesto por cauces menores que relaciona el Cauce Principal del Paraná cercano a La Paz, con el San Javier en las proximidades de San Joaquín (rama N°11).
- El Riacho Cayastá, con dirección aproximada E-O, rama N°12, que conecta el Paraná en las proximidades de Hernandarias (nodo N°10) y el San Javier en Cayastá (nodo N°4).
- Un conjunto de cursos menores, rama N°13, que con dirección aproximada NE-SO, vincula al Paraná entre las localidades de Hernandarias y Brugo (nodo N°7) con el San Javier en Santa Rosa (nodo N°6).

### COMPONENTE III: ramas 14, 15, 16, 17, 18, 22, 06, 24 y 27.

Compuesto por el cauce principal del río Paraná, valle aluvial y cursos menores en el tramo comprendido entre El Cerro-Santa Rosa y Colonia Celina-Arroyo Leyes. En este subtramo existe otra vinculación significativa entre el San Javier y Paraná, por medio de un conjunto de cursos interconectados, en las proximidades de las islas del Chapetón y Garcerosa. Tienen origen en este subtramo el Aº Leyes y el río Colastiné.

Aguas abajo del paraje El Cerro (nodo Nº9) el caudal del Paraná se distribuye en 4 cursos, a saber:

- (a) Brazo Principal del río Paraná, que limita las islas del Chapetón por el O.
- (b) Riacho Zapata, limita a dichas islas por el E.

Estos brazos, representados por la rama 15, conducen aproximadamente el 90% del caudal proveniente desde El Cerro. El 10% restante se distribuye en 2 brazos:

- (c) el antiguo cauce del río Colastiné, que bordea a la isla Garcerosa por el E y N. Tiene un primer subtramo con dirección SSE - NNO, rama Nº14, hasta la confluencia con el San Javier (nodo Nº8) y un segundo subtramo con dirección NE-SO, rama Nº10, hasta el nacimiento del Aº Leyes (nodo Nº8).
- (d) el Aº Colorado, rama Nº16, con dirección NE - SO, que es el que da origen al río Colastiné (nodo Nº12). Entre el Aº Colorado (nodo Nº34) y el cauce principal del Paraná (nodo Nº11) se ubica el Aº Yacaré, rama Nº18.

Entre los nacimientos del Aº Leyes y Río Colastiné se ubica, con dirección NO - SE, el Aº Garcerosa, rama Nº22.

El Aº Leyes, ramas Nº06, 24 y 27, atraviesa la ruta provincial Nº1 a través de 3 puentes, correspondientes a los brazos Aº Santa Rita, Aº Leyes y Aº Potrero, y desemboca en la Laguna Leyes (nodo Nº35).

Debido a la importancia de esta zona en la distribución de caudales tanto hacia el Aº Leyes, como al Colastiné y Paraná, se incrementó la densidad de secciones en la misma a efectos de representarla con suficiente detalle.

### COMPONENTE IV: ramas 13, 15, 16, 17 y 84.

Compuesto por el cauce principal del río Paraná, valle aluvial y cursos menores en el tramo comprendido entre Colonia Celina y una sección ubicada unos 2 km al S de Bajada Grande.

Los cursos más importantes de este subtramo son el Paraná y el Colastiné, los cuales se representan con las ramas 19, 20, 21, 26 y 48 respectivamente.

El río Colastiné recibe como afluente al Aº Ubajay, rama Nº25. Este curso es efluente del Aº Potrero y bordea la margen derecha del valle aluvial desde las proximidades del puente sobre la ruta provincial Nº1 (nodo Nº16) y 1 km al S de la localidad de San José del Rincón (nodo Nº16).

#### COMPONENTE V: ramas 28 al 48, 51, 52 y 53

Comprende el Aº Saladillo, el complejo de lagunas El Capón, de Leyes y Setúbal, los canales de Derivación Norte y Sur y de Acceso al puerto de Santa Fe, los aliviadores de la Ruta Nacional Nº 168, y parte del Río Colastiné. Dada la importante capacidad de almacenamiento natural del citado complejo de lagunas, este subtramo origina un efecto amortiguador de las ondas de crecidas, retrasando y atenuando ligeramente el caudal pico entrante desde el Aº Leyes.

También se han considerado en el esquema los aliviadores sobre la Ruta Nacional Nº 168, ubicados entre la margen izquierda del puente Oroño y la localidad de La Guardia. Aunque dichos aliviadores presentan en la actualidad una captación deficiente, contribuyen a evacuar crecidas de magnitud de la laguna Setúbal. Como ejemplo puede citarse que durante la crecida de 1992, aproximadamente el 20 % del caudal pico de la laguna escurrió por dichos aliviadores. La conducción generada por éstos se representó por medio de tres ramas, desde 1,5 km aguas arriba del puente Oroño (nodo Nº19) hasta la zona de la Línea de Alta Tensión (nodo Nº24).

Asimismo se ha representado el canal de Acceso al puerto de Santa Fe, rama Nº19, curso que vincula los canales de Derivación Norte y Sur (nodo Nº25) con el río Colastiné (nodo Nº30). El sentido de escurrimiento de este canal depende de los niveles de agua en sus extremos. Debido a que se ubica transversalmente al sentido general de escurrimiento durante crecidas de magnitud, que ocupan el valle aluvial, el caudal conducido por dicho canal en tales circunstancias suele disminuir y hasta anularse, debido a la gran pérdida de carga originada.

Se consideró además el Riacho Santa Fe, curso que vincula el río Colastiné y el canal de Derivación Norte, con una dirección general aproximada E - O, aguas abajo de la ruta nacional Nº168 y muy especialmente la zona del Corte de Alto Verde y la Isla Clucellas, que tiene mucha importancia en el flujo de los aliviadores.

#### COMPONENTE VI: ramas 47, 49 y 50.

Está compuesto por el cauce principal del río Paraná, valle aluvial y cursos menores, entre una sección ubicada unos 2 km al S de Bajada Grande y Diamante. En este tramo los cursos más importantes son Cauce Principal del Paraná, rama Nº49, ubicado sobre la margen izquierda del valle aluvial con dirección aproximada N - S y el río Coronda, rama Nº47, sobre la margen derecha y con dirección general similar al anterior.

La rama 50 satisface requerimientos computacionales de bifurcaciones de flujo próximas a condiciones de borde externas.



II.4.5.2 Calibración

La calibración del modelo se realizó con las crecidas ocurridas en el año 1983 y 1992. En la crecida de 1983 se utilizó el período comprendido entre el 9/05/83 y el 7/08/83, en cuanto a la de 1992, el período el 01/05/92 al 07/08/92.

Estas dos crecidas corresponden a los dos eventos de mayor magnitud ocurridos en el Río Paraná en el período húmedo que se inició en la década del 70. Estas crecidas determinaron en el hidrómetro de Santa Fe alturas máximas de 7,35 y 7,43 m respectivamente, sólo superadas en lo que va del siglo por la registrada en 1905.

La selección obedeció a dos razones fundamentales, por un lado el hecho de que por ser recientes se poseen mediciones de las mismas en varios puntos de interés del sistema y por el otro, porque a pesar de ser de magnitudes similares presentan características muy diferenciadas. En efecto, la Crecida de 1983 fue muy extendida en el tiempo ya que se inició a fines de 1982, presentando en su desarrollo varios picos de gran magnitud, culminando en julio de 1983 con un caudal que superó los 60000 m3/s en la sección Santa Fe-Paraná. En cambio, la de 1993 tuvo un solo pico, con un crecimiento muy abrupto (los gradientes de ascenso superaron los 20 cm diarios), registrándose el pico en el mes de junio y el valor del caudal en este caso se ubicó en unos 56000 m3/s.

Como puede apreciarse el caudal pico fue más alto en 1983 y sin embargo la altura máxima fue superior en 1992. Esto se debió preponderantemente a la duración de las crecidas, ya que las permanencias de las mismas se relaciona con la resistencia al flujo en el valle de inundación, parámetro fundamental en los niveles alcanzados.

Es importante acotar que el modelo posee un algoritmo que simula este efecto, que fue desarrollado en 1983 y que ha mostrado un buen ajuste en la crecida de 1992.

En la tabla siguiente se recuerdamm los valores comparativos de caudales y niveles de las dos crecidas:

CRECIDA	ALTURA ESCALA SANTA FE	ALTURA ESCALA PARANA	CAUDAL SISTEMA SETUBAL	CAUDAL SISTEMA PARANA	CAUDAL SISTEMA COLAST.
	[M]	[M]	[M3/S]	[M3/S]	[M3/S]
1983	7,35	6,82	13700	39400	7700
1992	7,43	6,85	9800	39700	6300

Como puede visualizarse en la comparación de las dos crecidas la diferencias fundamentales, se encuentran en los caudales de los sistemas relacionados con el valle de inundación o sea Colastiné y Setúbal.

Como condiciones de borde externas en la etapa de calibración se utilizaron:

a) En la sección N° 310 (Ea. Santa Cruz): serie de caudales sintéticos medios diarios generada por el modelo matemático hidrodinámico unidimensional "Paraná Medio" aplicado al río Paraná en el tramo comprendido entre Corrientes y Rosario, contemplando los hidrogramas medidos en Corrientes y Santa Fe-Paraná

b) En la sección N° 302 (Diamante): serie de niveles de agua diarios observados.

c) En la sección N° 221 (A° Saladillo): el aporte de un caudal constante de 20 m<sup>3</sup>/s.

La calibración se realizó por un proceso de prueba y error, buscando la mejor correspondencia entre los niveles y caudales observados y calculados.

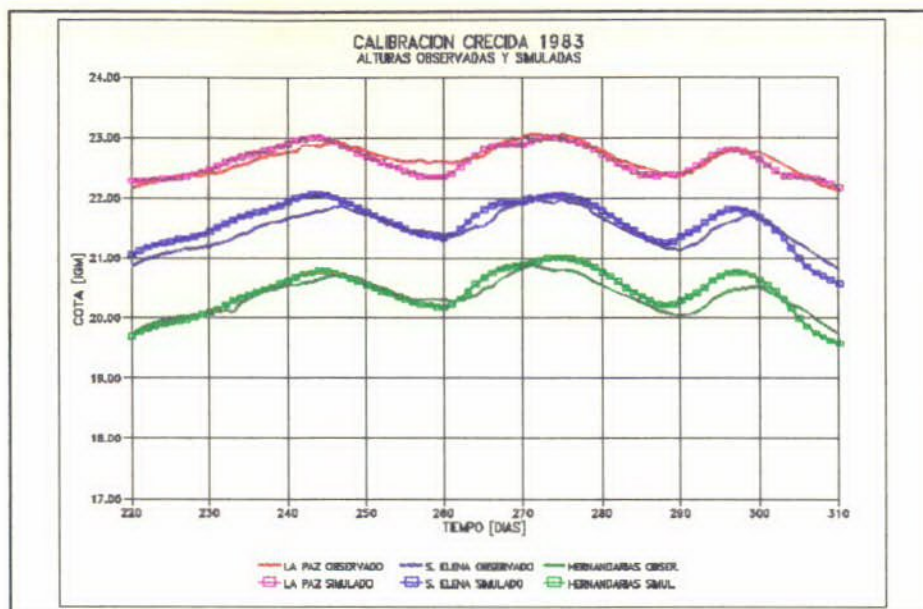
A tal efecto se consideraron las siguientes secciones: río Paraná en: La Paz, Santa Elena, Hernandarias, Pueblo Brugo, Isla del Chapetón, Villa Urquiza, Paraná y Bajada Grande; río San Javier en: Helvecia, Cayastá y Santa Rosa; A° Leyes en Ruta Provincial N° 1; Laguna Setúbal en Santa Fe y río Colastiné en Ruta Nacional N° 168. Asimismo se verificaron niveles de agua medidos en forma no sistemática en distintos puntos del área en estudio durante la crecida.

En las figuras siguientes se muestra la correspondencia entre niveles observados y calculados en distintos puntos del sistema agrupadas en zonas o subsistemas, como para poder apreciar la bondad de la calibración:

#### **Niveles Crecida de 1983 :**

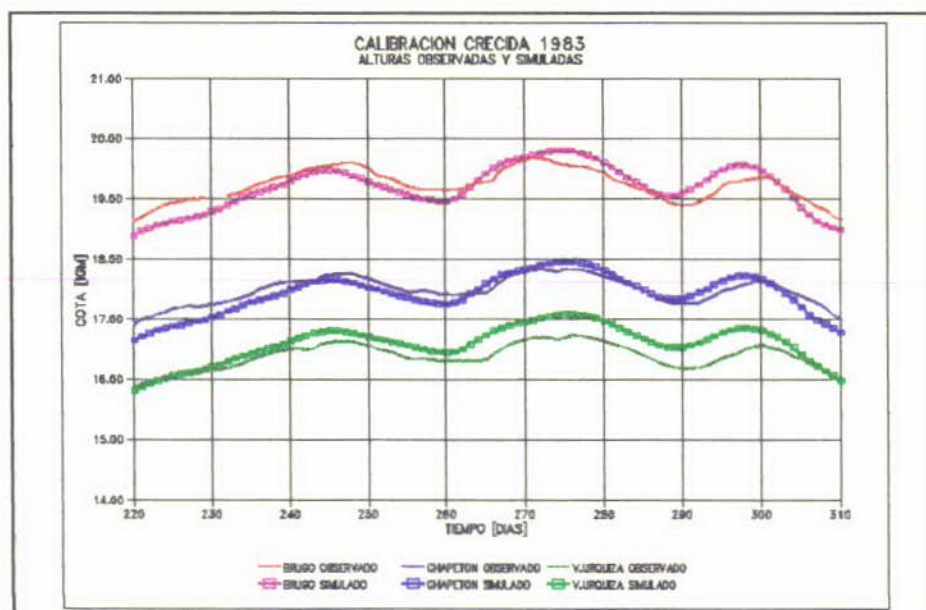
##### **La Paz-Santa Elena-Hernandarias**

En la figura siguiente pueden observarse los valores correspondientes a los hidrómetros de La Paz, Santa Elena y Hernandarias ubicados sobre el cauce principal del río Paraná, el valor medio de las diferencias en valor absoluto entre los valores observados y simulados (error medio) fue de 0,09 m para La Paz, de 0,15 m para Santa Elena y de 0,12 m para Hernandarias, lo que puede considerarse muy satisfactorio para este tipo de modelos, lográndose además una muy buena correspondencia en la zona de los valores picos.



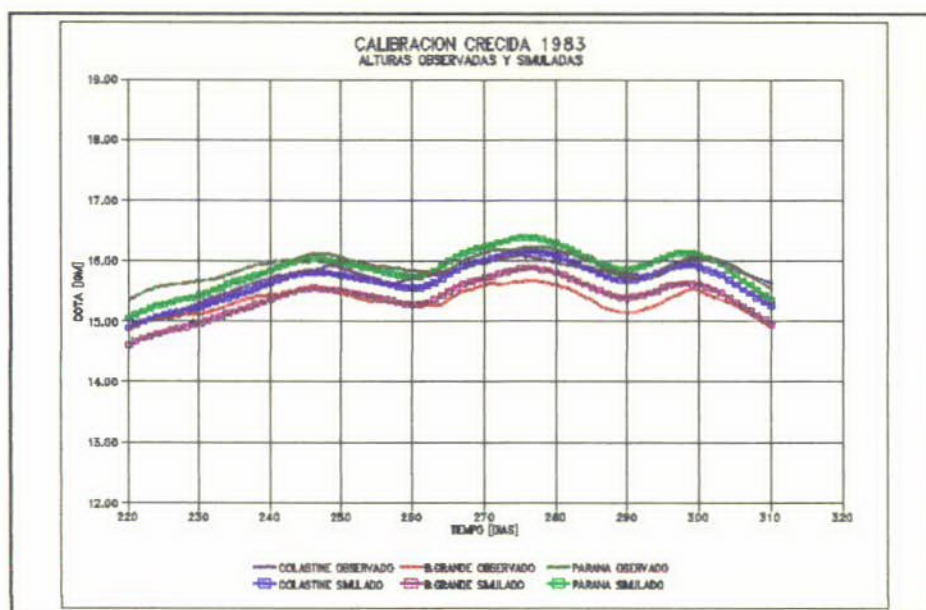
### P. Brugo-Isla del Chapetón-V.Urquiza

Los errores absolutos medios en este caso son de 0,16 m, 0,13 m y 0,21 m, respectivamente. En el hidrómetro de Villa Urquiza pueden observarse diferencias mayores que en el resto, ésto se debe a la distinta configuración del sistema, como consecuencia del comportamiento diferente en 1983 que en 1992 del Arroyo Yacaré, que es paralelo al cauce principal frente a Villa Urquiza (recuérdese que se trabaja con la configuración actual del sistema). De todas maneras existe un buen ajuste en el resto del tramo.

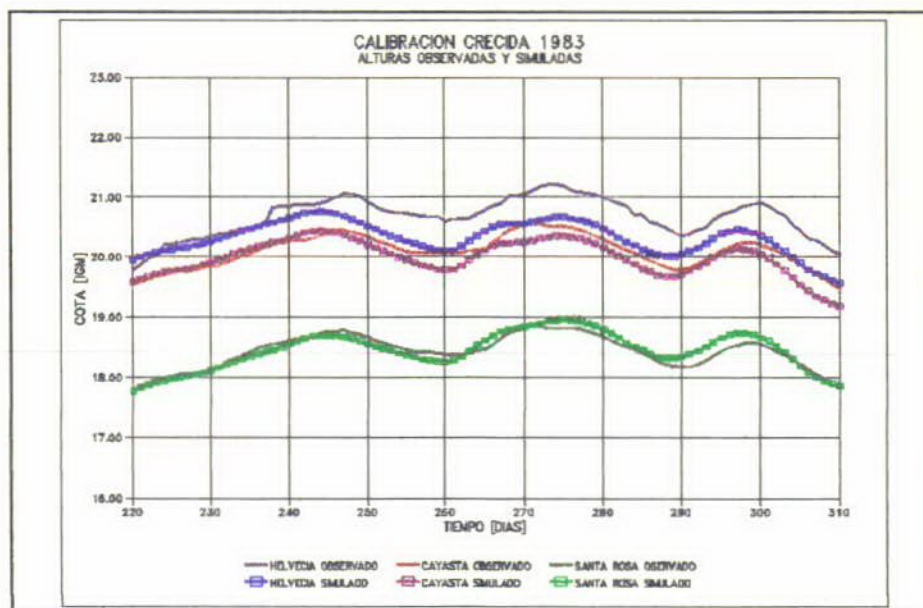


### Río Colastiné-Río Paraná en Paraná y Bajada Grande

El error absoluto medio alcanzó a 0,09m, 0,13m y 0,13m, respectivamente, observándose en general una muy buena correspondencia de niveles.



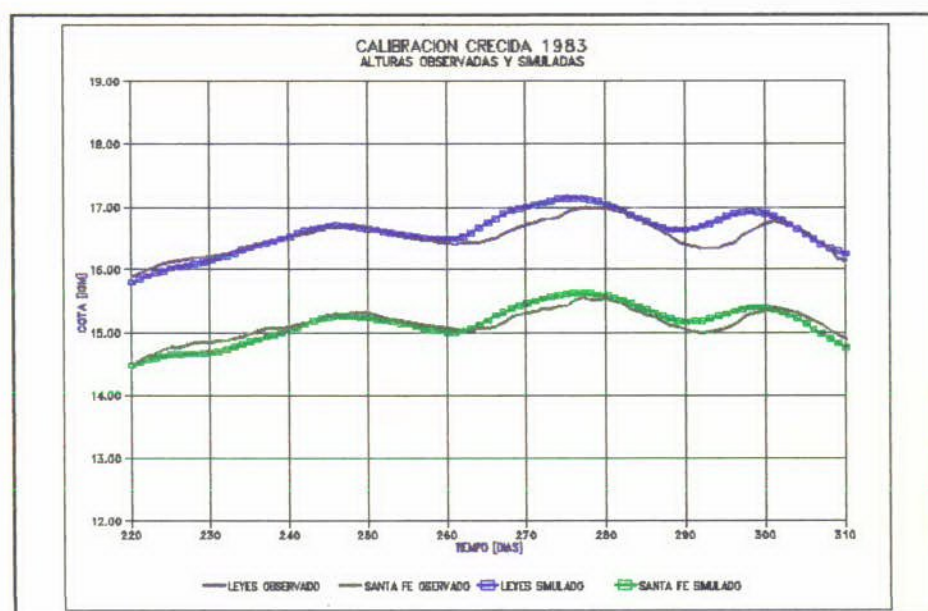
### Río San Javier en Helvecia, Cayastá y Santa Rosa:





Los errores absolutos medios fueron de 0,36m, 0,14m y 0,09m. En el hidrómetro de Helvecia se notan diferencias importantes, sin embargo, en el registro existe un salto sin explicación aparente de 0,24m en el día 336 de la crecida que podría deberse a un error en la lectura de escala que se arrastró a las lecturas sucesivas, con lo cual el error medio bajaría al orden de los 0,15m. En razón de esto y para no forzar valores de coeficientes de rugosidad lejanos a los valores posibles, se prefirió mantener los del tramo, sobre todo teniendo en cuenta que este hidrómetro se encuentra relativamente alejado de la zona de la Laguna Setúbal.

### Arroyo Leyes y Laguna Setúbal:

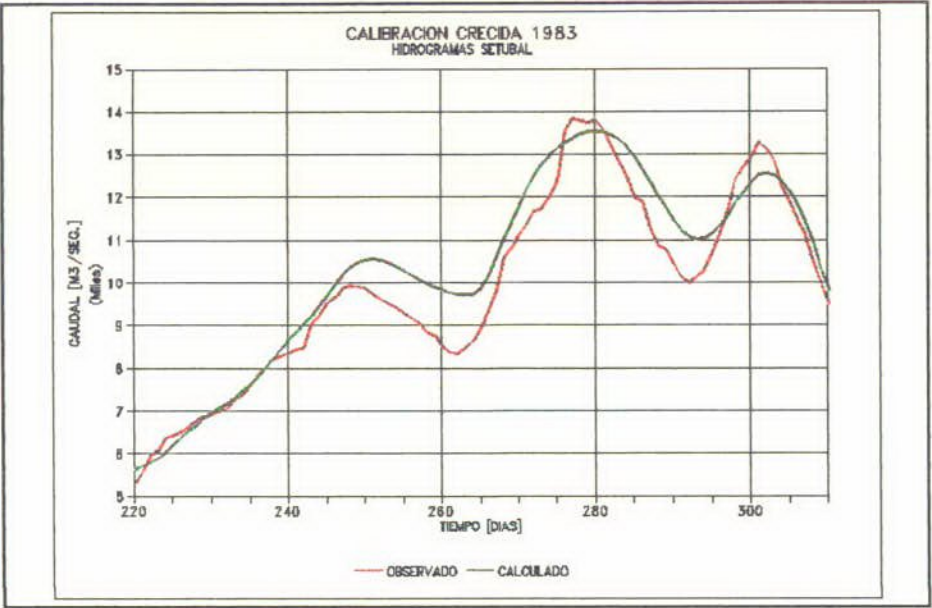


Los registros corresponden a los hidrómetros ubicados sobre la Ruta Provincial Nº 1, para el arroyo Leyes y el Puerto de Santa Fe, siendo el error medio absoluto de 0,12m y 0,10 m, respectivamente, considerándose como muy bueno el ajuste logrado.

### Crecida de 1983-Caudales

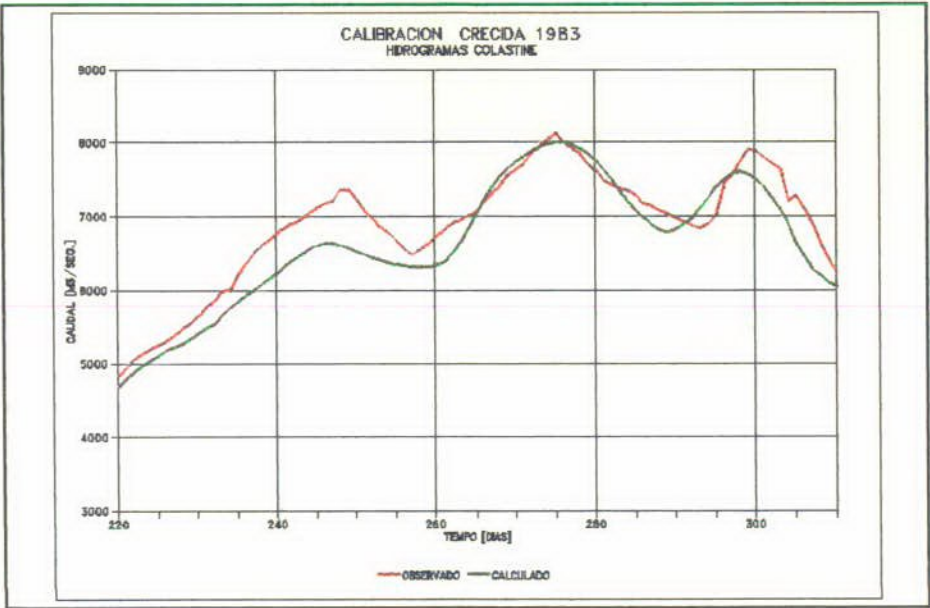
Se presentan las comparaciones de caudales registrados y simulados para los subsistemas: Setubal, comprendiendo el Puente Nicasio Oroño y los Aliviadores de la Ruta Nacional Nº 168, Colastiné comprendiendo el Cauce Principal del mismo y los Aliviadores Nº 7, 8 y 9 y el Cauce Principal del Paraná incluyendo los Aliviadores Nº 10 y 11. La serie de los caudales registrados fue obtenida a partir de las mediciones realizadas por la Ex-Gerencia "Paraná Medio" de Agua y Energía Eléctrica, interpolándose los valores entre aforos, con apoyo de curvas de descarga calculadas por el mismo organismo.

**Laguna Setúbal**



El registro como se expresó corresponde a la Ruta Nacional Nº 168 y el error medio absoluto entre observado y simulado fue de 290 m3/s. Observándose una cierta amortiguación de los extremos de la onda, resultado lógico en este tipo de modelos, sin embargo los mismos pueden considerarse muy satisfactorios

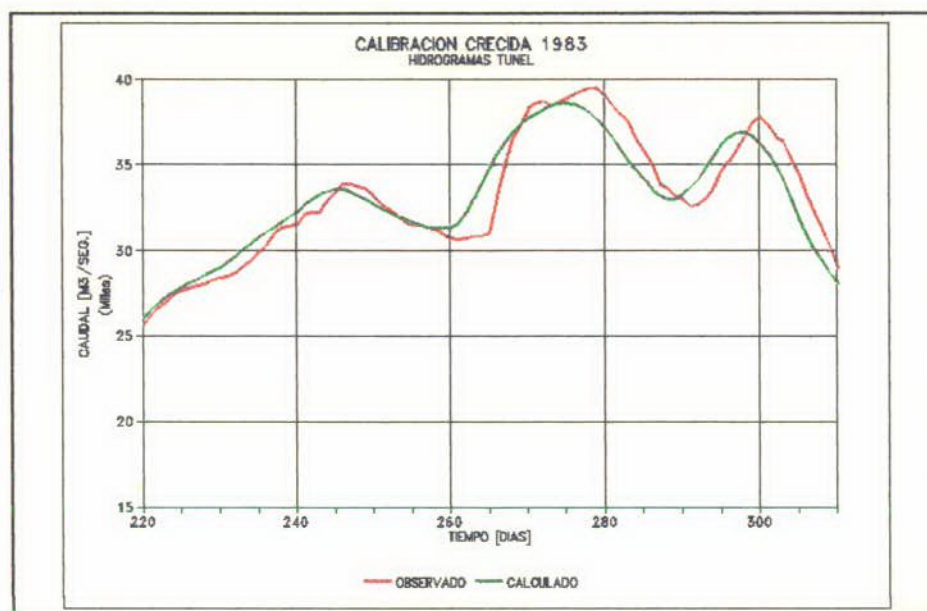
**Sistema Colastiné**





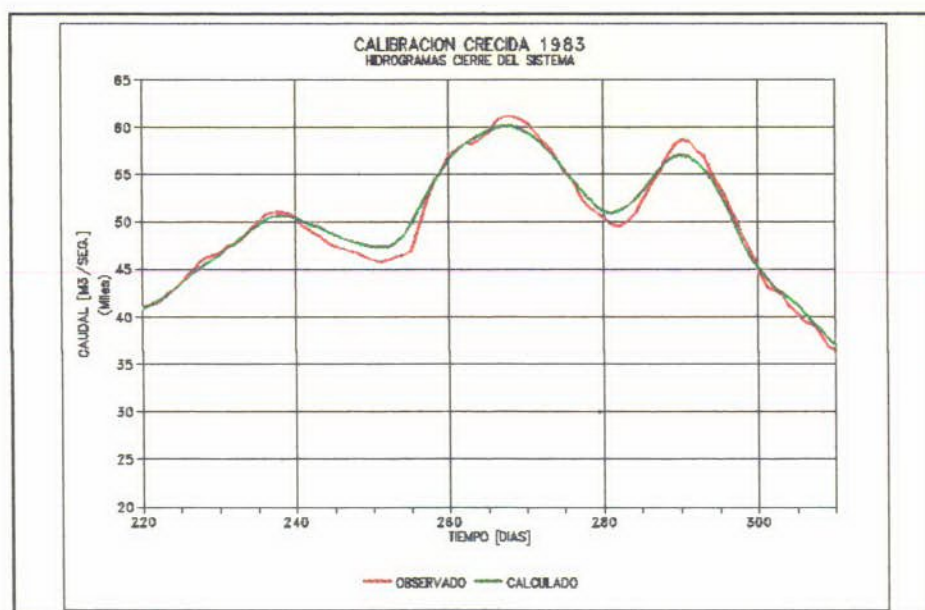
Los registros corresponden al Puente de la Ruta Nacional N° 168 en los Aliviadores N° 7, 8 y 9 y el cauce del Río Colastiné a la altura de la citada ruta, el error medio absoluto fue de 290 m<sup>3</sup>/s, y en la figura puede observarse también una tendencia a amortiguar los extremos.

### Cauce Principal del Río Paraná



Los registros corresponden a los Aliviadores N° 10 y 11 sobre la Ruta Nacional N° 168 y al cauce principal del Río Paraná en la zona del Túnel Subfluvial Hernandarias. El error medio fue de 972 m<sup>3</sup>/s.

### Cierre Total Ruta Nacional N° 168



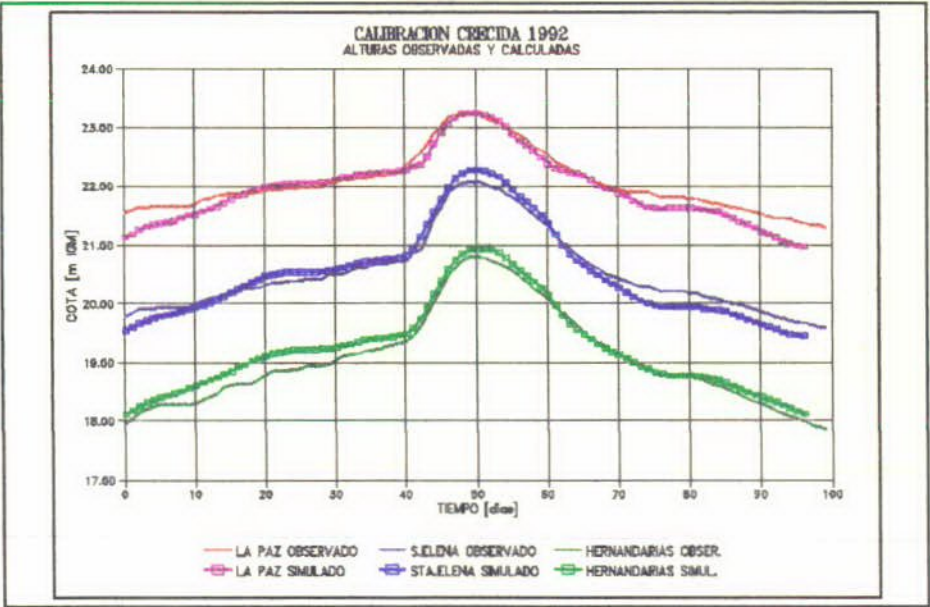
Se presenta finalmente los Hidrogramas correspondiente al cierre total de los caudales evacuados a través de la Ruta N° 168 incluyendo el Cauce Principal en el Túnel. El error medio absoluto para el mismo fue de 706 m3/s.

**Niveles Crecida de 1992:**

A los secciones de registro mostradas para la crecida de 1983 se agregaron otras correspondientes a algunos sitios de la Laguna Setúbal, por ser de interés para las conclusiones del estudio.

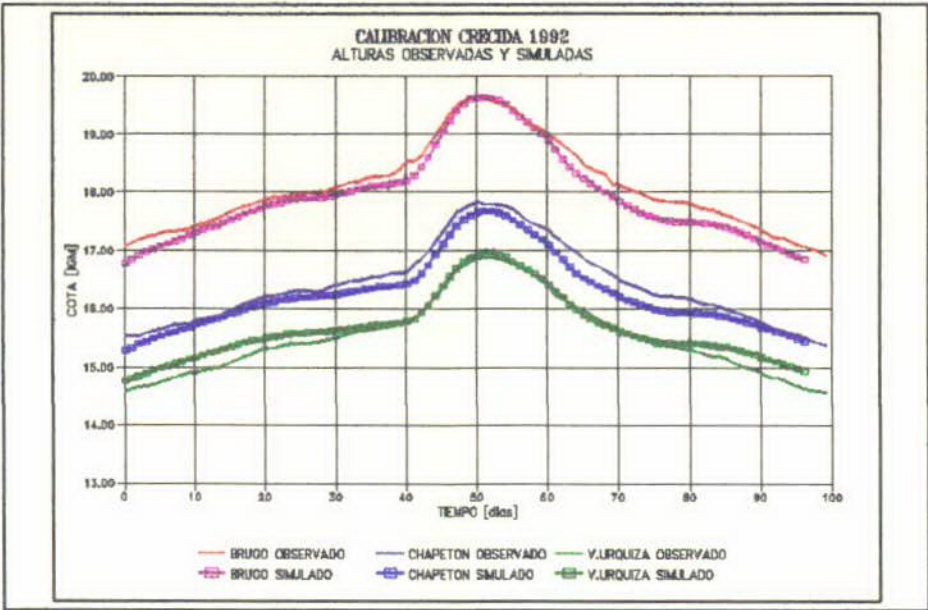
**La Paz-Santa Elena- Hernandarias**

El error absoluto medio fue de 0,12m, 0,14m y 0,15m respectivamente, manteniéndose en valores similares a los de la crecida de 1983. Sin embargo en este caso se puede observar una mejor correspondencia en los valores cercanos al pico de la crecida.



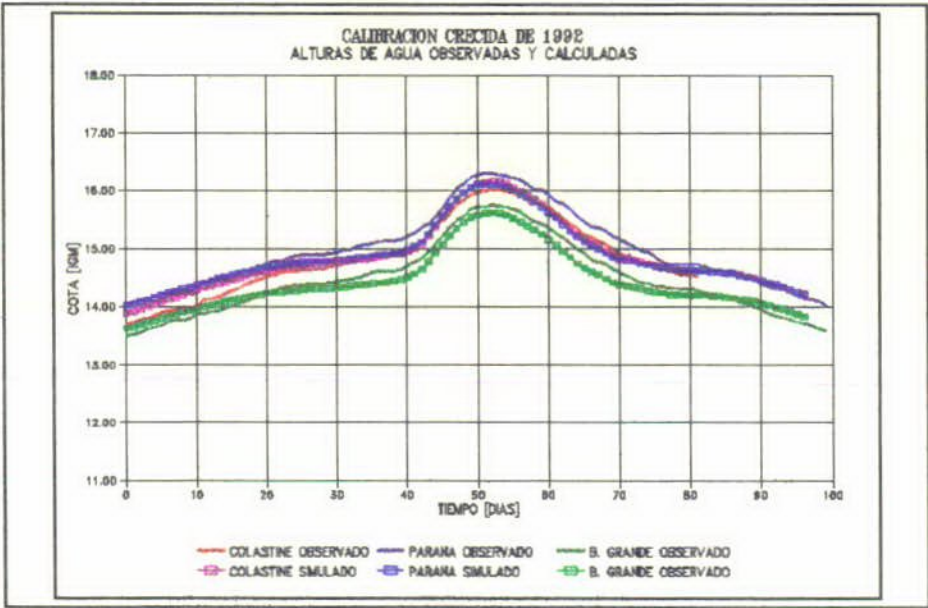


**P.Brugo-Isla del Chapetón-V.Urquiza**



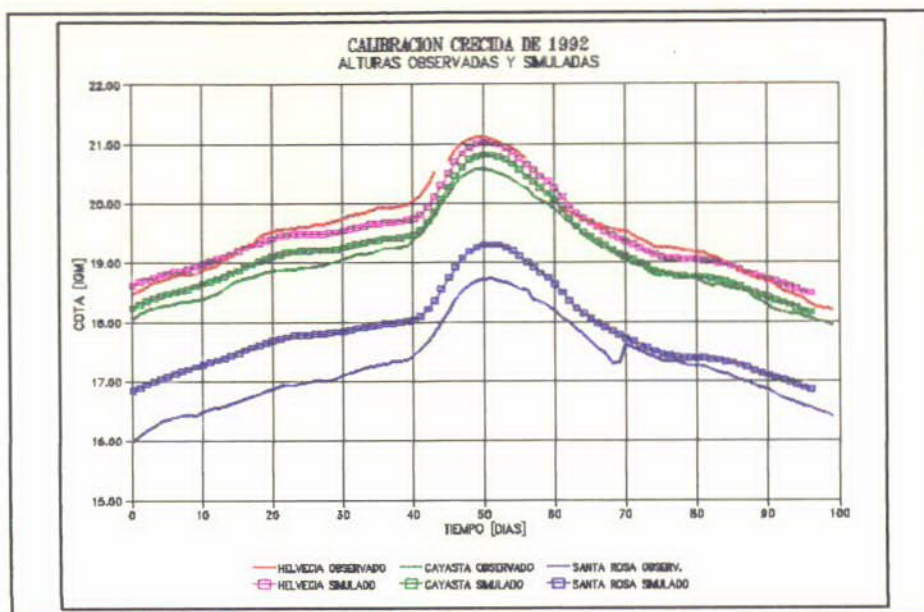
El error medio absoluto fue de 0,17m, 0,18m y 0,12m, aumentándose en 0,05m respecto de 1983 en Chapetón, pero disminuyendo en 0,09m en Villa Urquiza, siendo en general buenos los ajustes para los valores máximos.

**Río Colastiné-Río Paraná en Paraná y Bajada Grande**



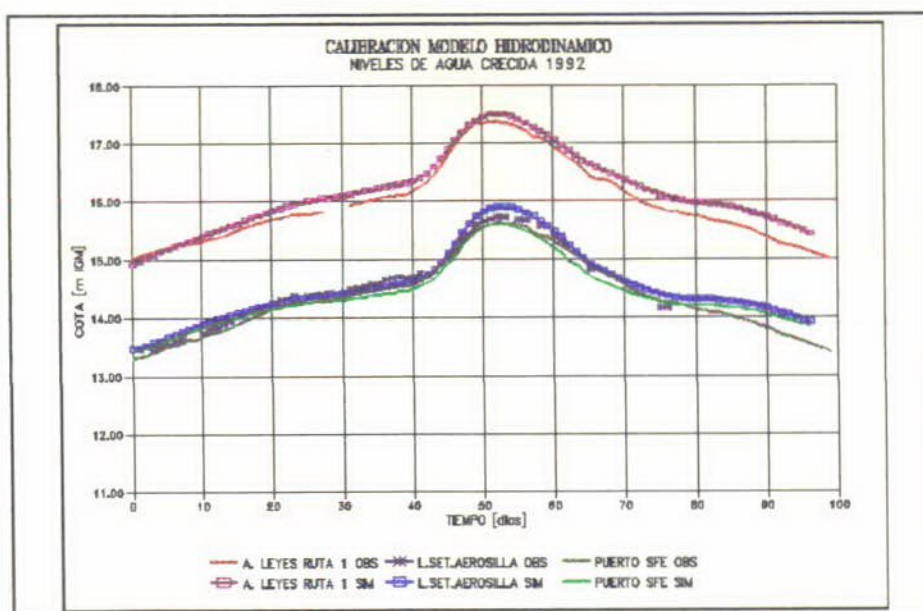
El error absoluto medio fue de 0,15m, 0,10m y 0,09m, valores que muestran muy buena correspondencia y son similares a la calibración de la crecida de 1983.

## Río San Javier en Helvecia, Cayastá y Santa Rosa



El error medio fue de 0,12m, 0,15m y 0,55m, respectivamente. En Helvecia no se observa la diferencia de 1983, lo cual corrobora la hipótesis del error en los registros, pero en este caso aparece una situación similar en el hidrómetro de Santa Rosa, pudiéndose visualizar claramente una discontinuidad en los valores de altura en el día 70 del registro, en razón de ello y adoptando un criterio similar al de Helvecia en la crecida de 1983, se optó por mantener los valores de coeficientes de rugosidad del tramo, ante la inseguridad del registro.

## Arroyo Leyes y Laguna Setúbal

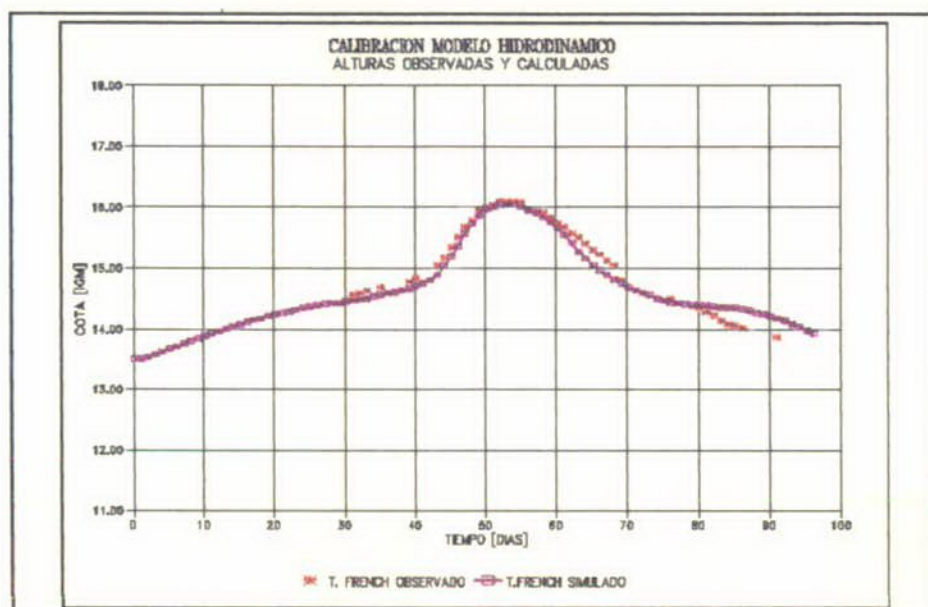




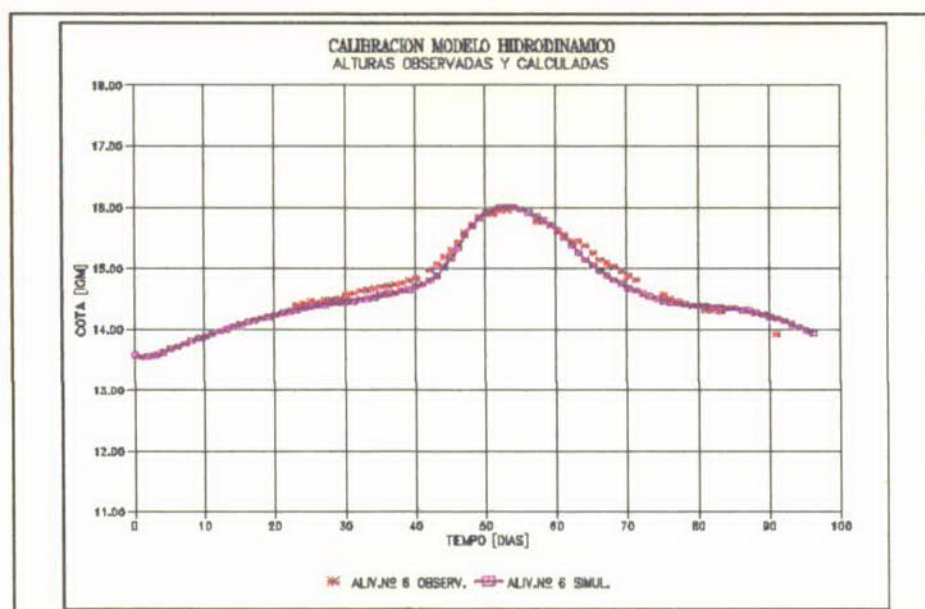
En el gráfico además de los valores en el hidrómetro del Arroyo Leyes y en el del Puerto de Santa Fe, se han agregado los correspondientes al de la zona de Aerosilla sobre la Laguna Setúbal. El error medio absoluto fue de 0,09m, de 0,15m y 0,13m, respectivamente.

Para completar el análisis se contrastaron datos de mediciones realizadas en otros puntos de la Laguna. En los gráficos siguientes se muestran los resultados para estos puntos.

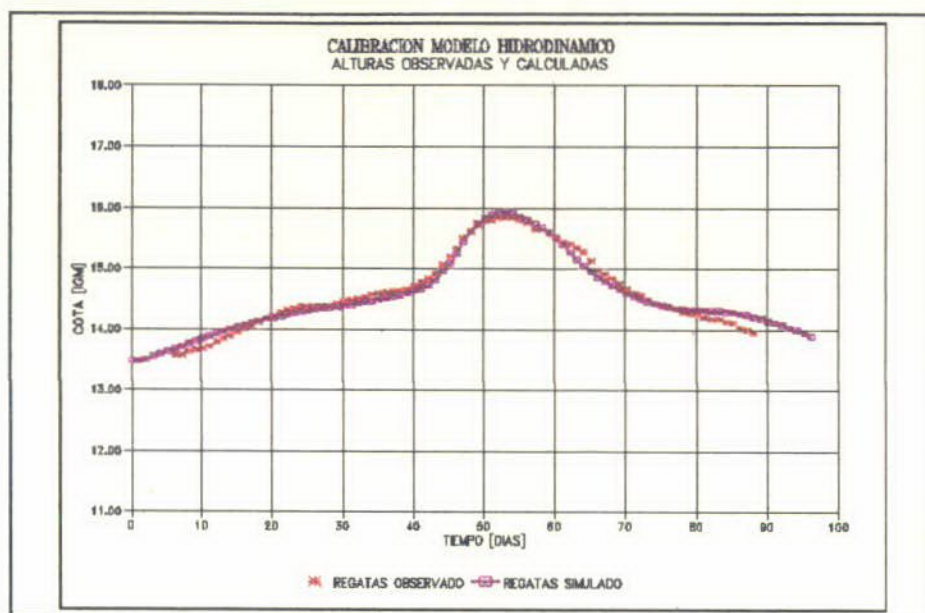
### Terraplén French



### Aliviador N° 6 Ruta N° 168



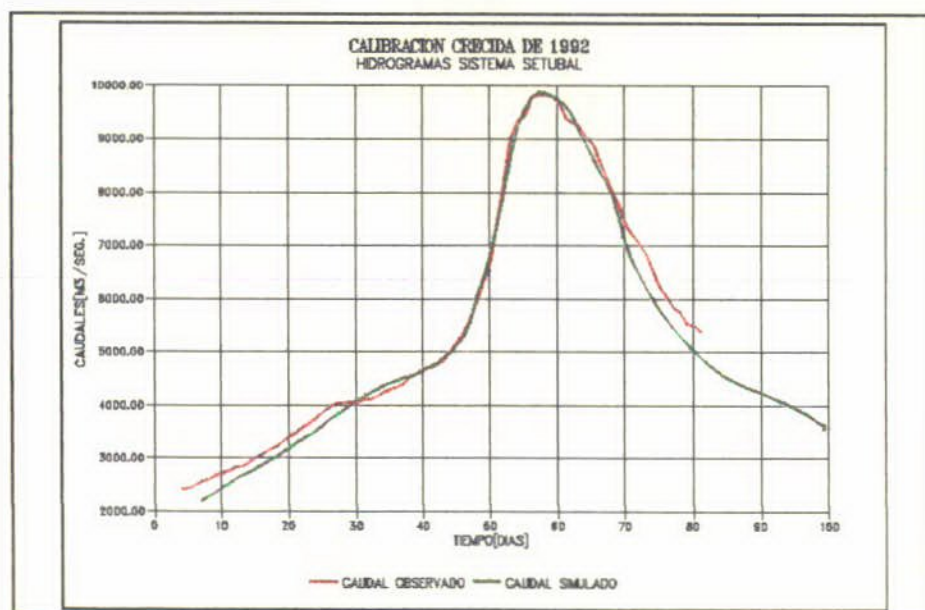
## Club de Regatas Santa Fe



## Crecida de 1992-Caudales

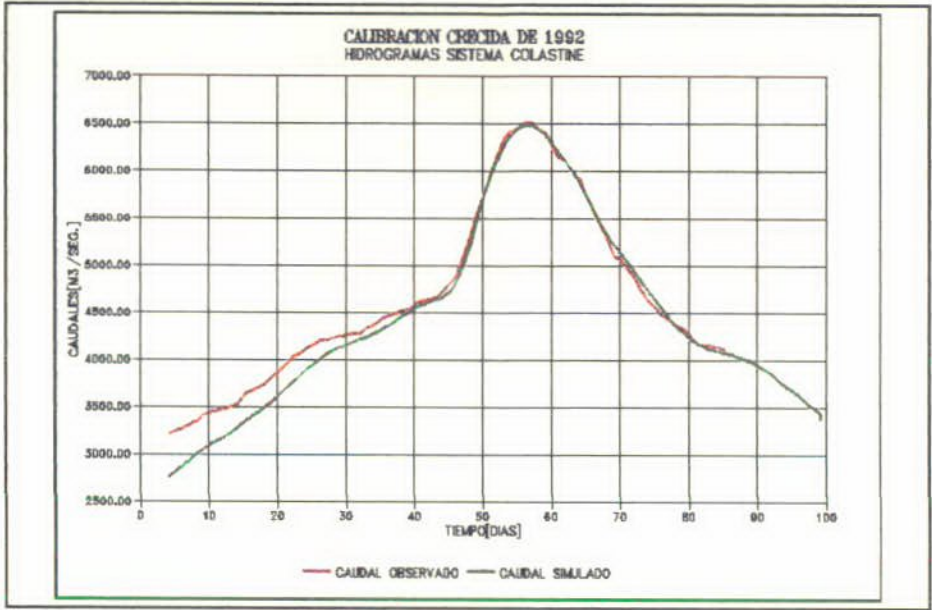
Se presenta las comparaciones entre caudales registrados y simulados para los mismos y sistemas y puntos de la crecida de 1983. Los caudales registrados al igual que en el caso anterior se generaron a partir de mediciones efectuadas por Agua y Energía.

## Sistema Setubal



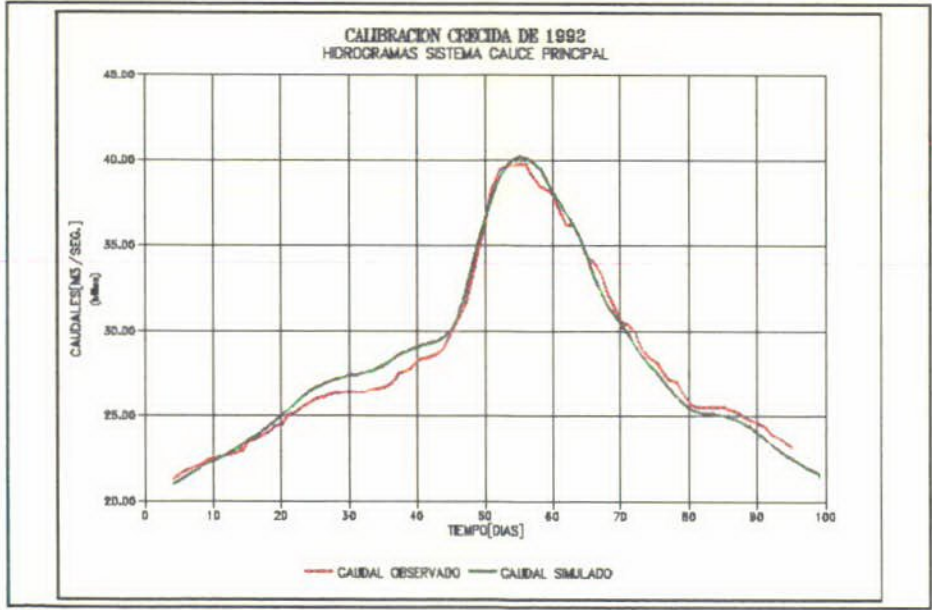
El caudal corresponde a la suma del Cauce de la Laguna y los Aliviadores N° 1 a 6, siendo el error medio absoluto de la diferencia entre caudales registrados y simulados de 198 m3/s.

**Sistema Colastiné**



Los caudales corresponden al Cauce Principal del Río Colastiné, a los que se les sumó los Aliviadores N° 7,8 y 9, siendo el error medio absoluto de 120 m3/s.

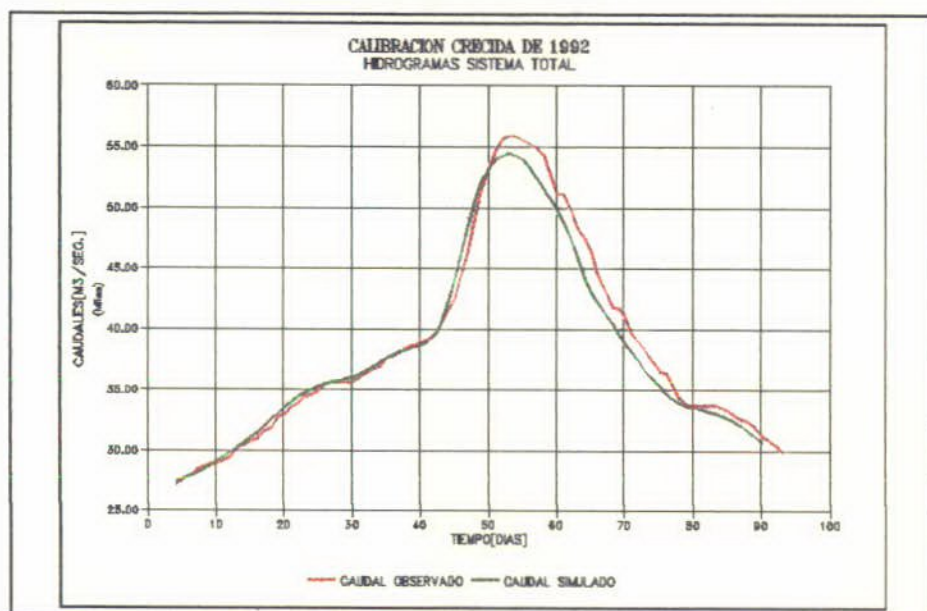
**Sistema Cauce Principal del Río Paraná**





El caudal corresponde a la suma del registrado en la sección del Túnel Subfluvial y los Aliviaderos N°10 y 11, con un error medio absoluto de 535 m3/s.

#### Cierre Total Ruta Nacional N° 168



Este hidrograma corresponde a la suma de los aportes a través de los tres subsistemas, siendo el error medio absoluto de 1100 m3/s.

#### II.4.5.3 Explotación

La explotación del modelo se dirigirá especialmente al análisis de la situación en las secciones de ingreso a la Laguna Setúbal a través de la Ruta Provincial N° 1 y el egreso a través de la Ruta Nacional N° 168. Se analizará además para las crecidas maximizadas los niveles, caudales y velocidades para puntos de interés del sistema.

æ

### II.4.5.3.1 Análisis de las crecidas maximizadas

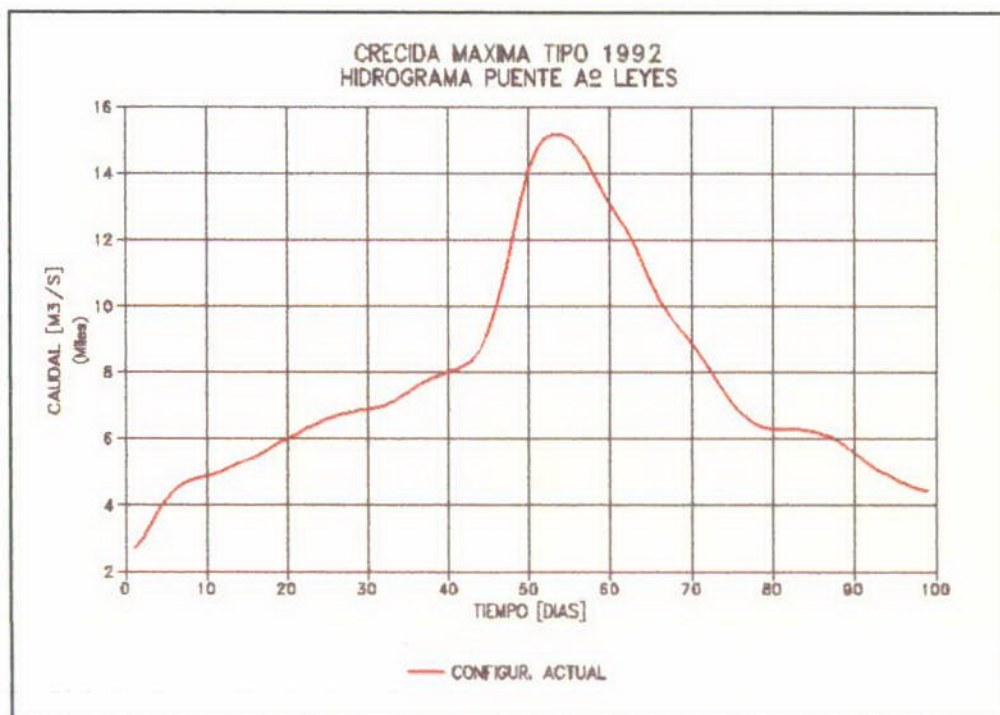
#### Sección Arroyo Leyes-Potrero-Santa Rita -Puentes Ruta Provincial N°1

#### Análisis preliminar para la adopción del hidrograma de diseño

A efectos de seleccionar un hidrograma para la crecida de diseño se decidió efectuar una comprobación preliminar con el caudal correspondiente a la crecida de recurrencia de 250 años con los hidrogramas tipo 1983 y 1992, realizando luego las corridas de explotación con la que produjera mayor ingreso al sistema.

#### Crecida Tipo 1992

En la figura siguiente puede observarse el hidrograma de ingreso de caudales a la Laguna Setúbal a través del Arroyo Leyes, correspondiente a la Crecida de 250 años Tipo 1992:

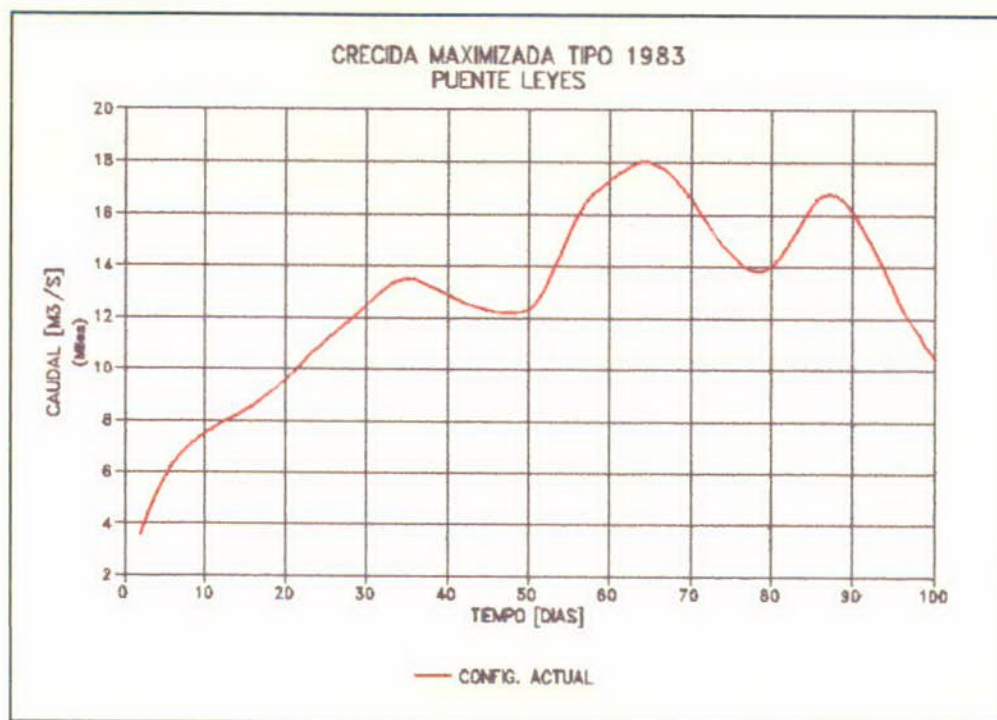


El valor de caudal máximo de ingreso al Sistema Setúbal es del orden de los 15000 m³/s.

#### Crecida Tipo 1983



En la figura siguiente puede observarse el hidrograma para el mismo lugar cuando se adopta la Crecida Tipo 1983, manteniendo el mismo caudal pico de 74200 m<sup>3</sup>/s para el Río Paraná:



En este caso el caudal de ingreso prácticamente alcanza los 18000 m<sup>3</sup>/s, razón por la cual se adoptó esta última crecida para el análisis, pues si se considera que ambos hidrogramas son equiprobables, en cuanto a la evacuación aguas abajo, esta situación es mucho más crítica.

Dadas las características del modelo utilizado, en todos los casos se consideró como fijo el fondo de las secciones y en particular para este estudio comparativo se tomó como secciones transversales las actuales, a pesar de que en algunos sitios se tienen velocidades erosivas.

#### **Estudio de caudales a través de la Ruta Provincial N° 1, para las crecidas de diseño y verificación.**

Se analizaron dos alternativas, una manteniendo los puentes actuales y otra trasladando la ruta hacia aguas abajo, construyendo nuevos puentes.

Como en el caso de que no se realice protección de fondo para la magnitud de caudales que se producirían para estas crecidas, se originarían importantes erosiones, se debió proceder al cálculo de la misma. Para ello se partió de los perfiles actuales de las secciones

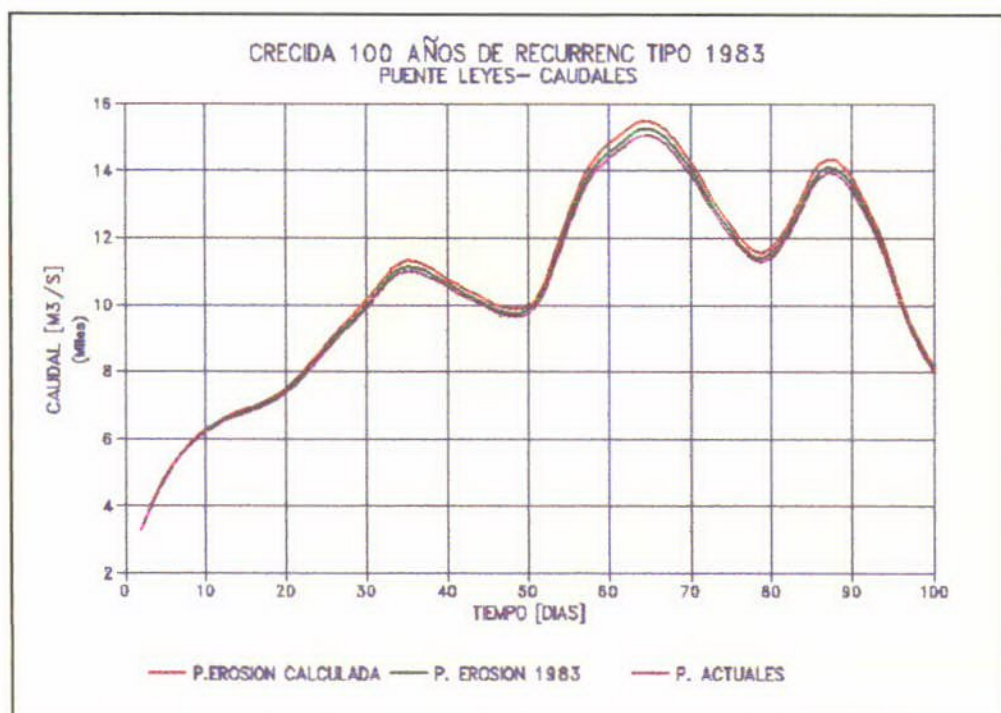


transversales en la zona de puentes, determinando velocidades y caudales y se repitieron los cálculos con los perfiles de 1983. A partir de estos valores se procedió a calcular las erosiones, repitiéndose las corridas para las nuevas secciones. En las figuras siguientes se muestran los valores de caudales, velocidades medias y desniveles para cada una de las corridas realizadas:

### Crecida de Diseño (recurrencia 100 años)

#### Puentes en posición actual

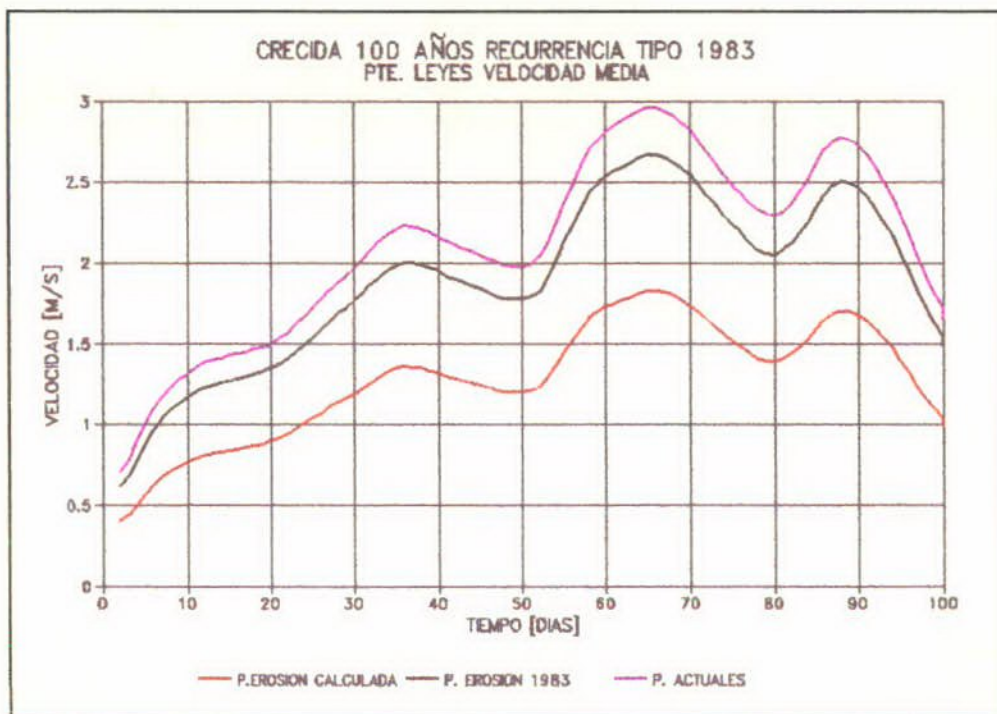
#### Caudales:



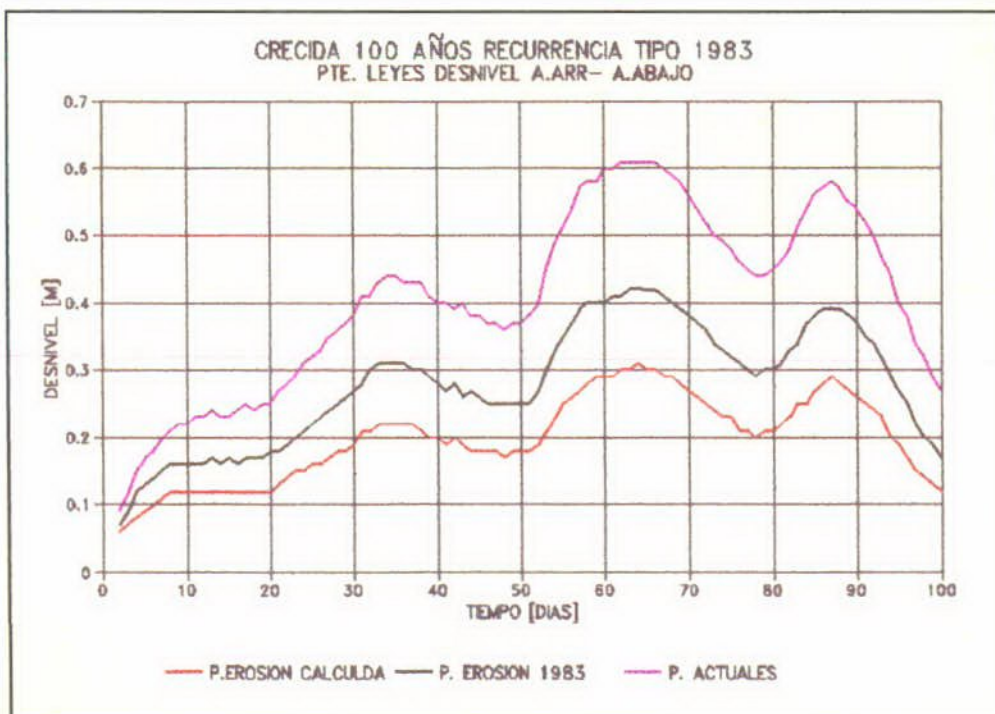
Como puede observarse en la figura, el caudal máximo de ingreso a la Laguna Setúbal a través de la Ruta Provincial N° 1 tiende a estabilizarse a pesar de que ocurran erosiones en las secciones de los puentes, presumiblemente debido a que existe un control general del flujo, determinado por condiciones de escurrimiento aguas arriba y aguas abajo. Esto permitiría, si el caudal de ingreso es compatible con el Sistema aguas abajo en la zona de Santa Fe, prescindir de la protección de fondo para controlarlo. Sin embargo las conclusiones definitivas exigen estudios de erosiones generalizadas y detalles de modelación que superan la metodología aplicada.

En las figuras siguientes se muestran las velocidades medias y las diferencias entre los niveles de aguas arriba y abajo de la ruta para cumplimentar la información de caudales.

### Velocidades

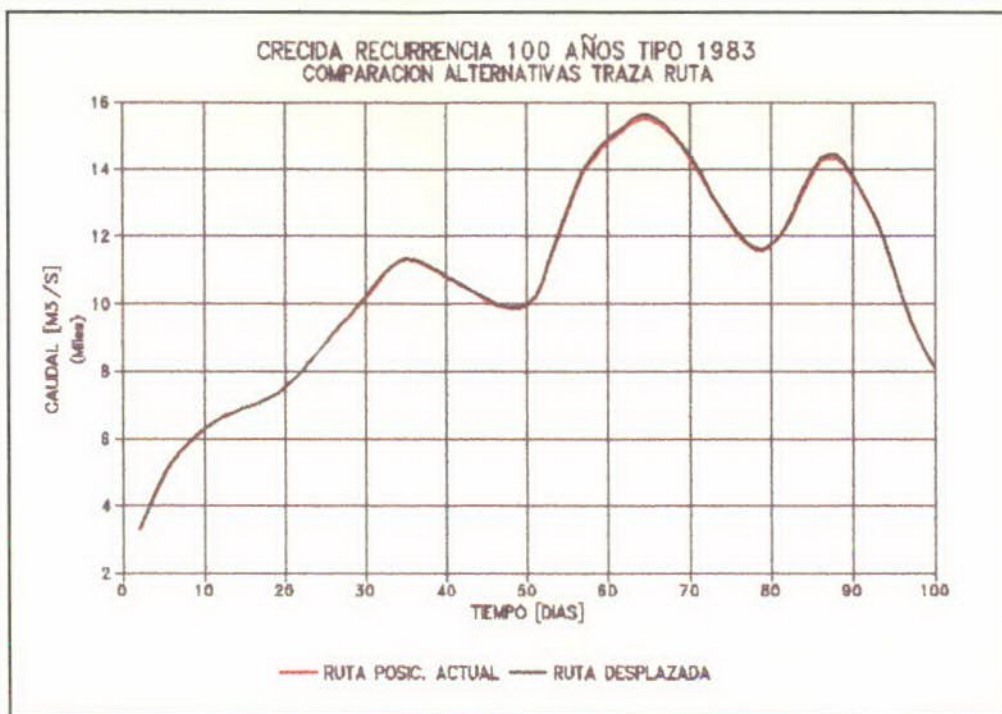


### Diferencias de Nivel





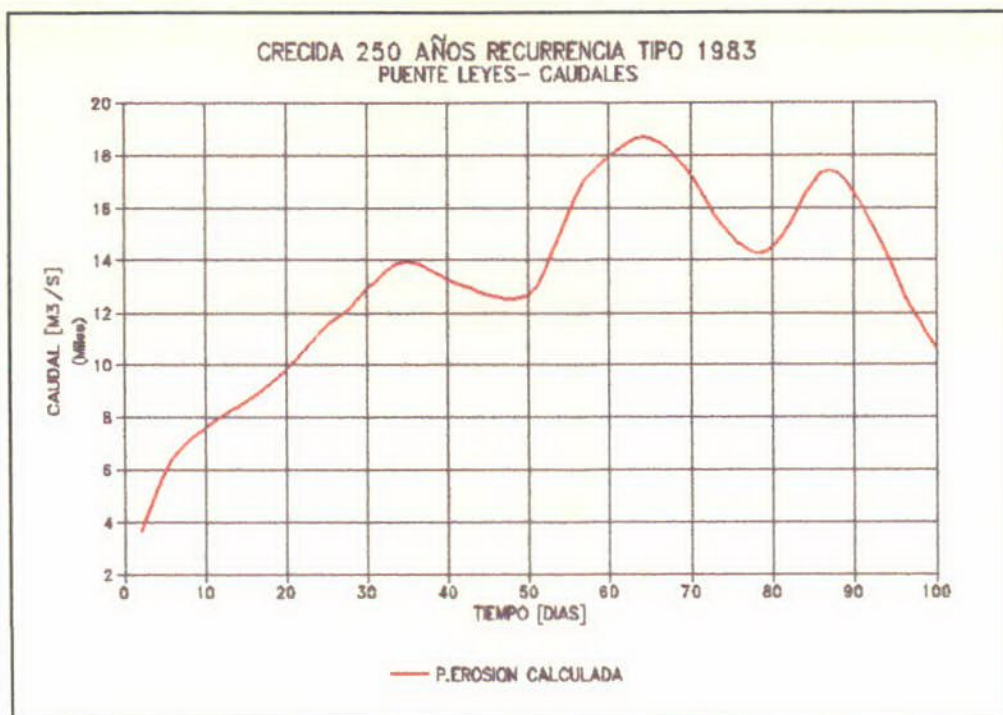
entre las dos alternativas: a) el de la posición actual de la ruta y b) el correspondiente a la desplazada aguas abajo.



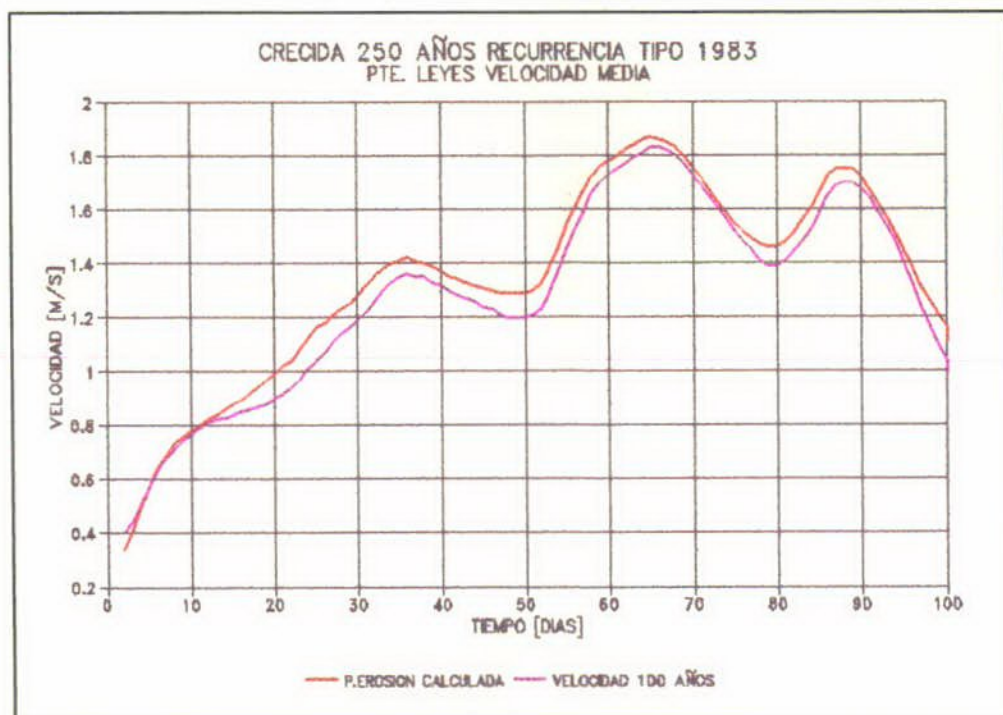
Como puede observarse claramente en la figura, no existen diferencias entre las alternativas, a pesar de que para la Ruta en el nuevo emplazamiento se consideró la erosión que produce la posición actual y a ésta se le agregó la producida por los nuevos puentes, lo que prolonga la erosión unos 1000 m aguas abajo. Teniendo en cuenta esto, en el análisis del sistema en la Ruta Nacional N° 168 no se diferenciará entre una alternativa y otra.

#### **Crecida de verificación (recurrencia 250 años)**

El caudal de esta crecida es como se expresó anteriormente de 74200 m<sup>3</sup>/s, la erosión para este caso se estimó partiendo de la calculada para la crecida de 100 años la sección hasta alcanzar una velocidad de equilibrio similar a la anterior. Los caudales que ingresarían al sistema bajo estas condiciones se presentan en la figura siguiente, en la misma se ha graficado además el caudal que ingresaría si la sección fuera fijada en la determinada por la crecida de 100 años.



Se muestra además las velocidades correspondientes, comparadas con las que se determinaron para la crecida de 100 años:



**Estudio de alternativas de obras en la Ruta Nacional N°168**

**Descripcion de las crecidas registradas**

Para un mejor entendimiento de las obras planteadas previo a los resultados del modelo se efectuará una breve descripción del comportamiento de las obras de evacuación de la Ruta en las crecidas registradas

**Sección Puente Oroño**

**Crecida de 1983**

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los parámetros hidráulicos principales extraídos de los aforos realizados por Agua y Energía:

RESUMEN DE AFOROS - CRECIDA 1982/83							
FECHA	H ES CALA	AREA	PROF MAXIMA	Q	V MAX. SUP.	V MED.	SECCION
	(m)	(m2)	(m)	(m3/s)	(m/s)	(m/s)	
12/21/82	6,61	3886	11,20	3605	1,48	0,93	AEROS.
12/23/82	6,77	3758	11,30	3969	1,41	1,06	AEROS.
12/28/82	6,95	3877	12,00	4975	1,66	1,28	AEROS.
03/09/83	6,77	3972	20,00	4835	2,08	1,22	C.MAIPU
04/18/83	6,44	4396	20,80	5489	2,05	1,25	C.MAIPU
04/26/83	6,87	4257	17,80	3525	1,19	0,83	C.MAIPU
05/27/83	6,88	4749	19,60	6103	1,95	1,29	C.MAIPU
05/31/83	6,96	4741	19,90	5857	1,97	1,24	C.MAIPU
06/08/83	7,11	4773	19,00	6947	2,08	1,46	C.MAIPU
06/23/83	6,88	5170	20,50	6539	1,97	1,27	C.MAIPU
06/30/83	7,19	5338	23,06	8436	2,43	1,58	C.MAIPU
07/06/83	7,33	5212	27,30	9722	2,78	1,87	C.MAIPU
10/10/83	5,09	4103	22,80	1878	0,63	0,46	C.MAIPU

En la tabla se puede observar la evolución de esta sección a lo largo de la crecida.

Los valores de caudales aforados durante la crecida varían de 3600 m<sup>3</sup>/s al inicio hasta 9700 m<sup>3</sup>/s en el pico.

Las profundidades máximas y el área de la sección transversal muestran claramente la erosión que se produjo. Es muy interesante comparar los valores del aforo del 6 de julio con los del realizado el 29 del mismo mes, ya que existe una importante diferencia en las áreas. Así tenemos que con alturas de escala y caudales similares, las mediciones del día 29 muestran un incremento del área en aproximadamente 1000 m<sup>2</sup>. El aumento de la sección de paso produjo una importante caída en las velocidades tanto máxima como media, lo que se verifica observando la tabla.

En el aforo del 10 de octubre, realizado posteriormente a la finalización de la crecida, puede notarse que no se produjo sedimentación luego de los procesos erosivos. Si comparamos los valores de este aforo con los del inicio de la crecida vemos que para alturas de la escala de Santa Fe superiores a los 6 m el área era de unos 3800 m<sup>2</sup>, mientras que en éste, para una altura de escala de 5,09 m, superó los 4000 m<sup>2</sup>. Esta situación se ha mantenido prácticamente inalterada hasta la fecha, lo que constituye una indudable ventaja, ya que se ha producido un aumento de la capacidad de evacuación de la sección sin que se llegue a velocidades erosivas.

### 1.1.2. Crecida de 1992

Los parámetros principales de la crecida son los siguientes:

RESUMEN DE AFOROS - CRECIDA 1992							
FECHA	H ES CALA	AREA	PROF. MAX.	Q	V MAX. SUP.	V MED.	SECCION
	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m/s)	(m/s)	
05/14/92	5,60	4179	19,80	3137	1,01	0,75	C.MAIPU
06/02/92	6,22	4548	21,20	4199	1,22	0,92	C.MAIPU
06/11/92	6,44	4957	22,90	4884	1,39	0,98	C.MAIPU
06/16/92	6,98	5085	22,90	5939	1,59	1,17	C.MAIPU
06/23/92	7,42	5429	23,50	7711	1,87	1,42	C.MAIPU
07/01/92	7,04	5308	22,04	7320	1,81	1,38	C.MAIPU
07/17/92	6,03	4731	21,00	5029	1,36	1,06	C.MAIPU

Como puede observarse en la tabla, el área de la sección transversal ha permanecido prácticamente constante, no produciéndose nuevas erosiones. Por lo tanto es razonable suponer que caudal máximo de esta crecida sea el adoptado para que evacúe esta sección. De producirse mayores escurrimientos por el Sistema, los incrementos deberían ser conducidos a través de los aliviadores.

## Aliviadores Ruta Nacional N°168 - Tramo Santa Fe-La Guardia

Posteriormente a la crecida de 1983, el sistema de los aliviadores que había colapsado durante la misma fue reconstituido con una configuración totalmente distinta a la anterior, construyéndose tres nuevos puentes de una extensión mayor a la previamente existente.

Por otra parte continuaron las modificaciones del Sistema, destacándose entre otras: a) se completó el rellenamiento de la zona del CERIDE, lo que trajo como consecuencia que el aliviador N°1 haya perdido casi totalmente la capacidad de conducción; b) se dragó parcialmente el aliviador N°6; c) se efectuaron defensas puntuales; d) se originó vegetación en las zonas aguas arriba y aguas abajo de los puentes; e) rellenamientos en Alto Verde.

Todo esto agregado a las características distintas de las crecidas, especialmente desde el punto de vista de la duración, trajo como consecuencia un comportamiento diferente del Sistema durante la de 1992.

En razón de ello sólo se analiza en detalle esta última crecida, utilizando la de 1982/83 como referencia. Los aforos analizados fueron realizados por Agua y Energía Eléctrica.

### Aliviador N°1:

#### Resumen de Aforos:

CRECIDA 1992				ALIVIADOR N°1	
FECHA	H ES CALA	AREA	Q	V MAX. SUP.	V MED.
	(m)	(m2)	(m3/s)	(m/s)	(m/s)
05/12/92	5,53	S/D	0	0,00	0,00
06/12/92	6,50	94	30	0,62	0,32
06/18/92	7,21	157	61	0,75	0,39
06/24/92	7,42	166	68	1,02	0,41
07/01/92	7,04	139	57	0,91	0,41
07/20/92	5,94	71	5	0,42	0,07

El caudal máximo aforado fue de 68 m3/s que comparado con los casi 500 m3/s que pasaron por este aliviador en 1983, muestra la disminución de la captación del mismo, producto de las interferencias generadas aguas arriba y de que el desnivel de esta crecida entre aguas abajo y aguas arriba de la ruta fue mucho menor. El bajo desnivel

se debe atribuir a la combinación de dos causas: la mayor luz de los aliviadores en la actualidad y la interferencia aguas abajo generada por los rellenamientos en Alto Verde.

Otro dato significativo es que los aliviadores no se activaron hasta que se superaron los 5,50 m en la escala de Santa Fe.

#### **Aliviador N°2:**

##### **Resumen de Aforos:**

CRECIDA 1992				ALIVIADOR N°2	
FECHA	H ES CALA	AREA	Q	V MAX. SUP.	V MED.
	(m)	(m2)	(m3/s)	(m/s)	(m/s)
05/12/92	5,53	S/D	0	0,00	0,00
06/12/92	6,50	225	28	0,25	0,12
06/18/92	7,21	302	89	0,68	0,29
06/24/92	7,42	329	173	1,18	0,53
07/01/92	7,04	295	157	1,09	0,53
07/20/92	5,94	199	31	0,36	0,16

El caudal máximo para esta crecida fue de 173 m3/s, mientras que en 1983 fue de alrededor de 800 m3/s. Si bien se nota una disminución importante, no es tan notable como en el caso del aliviador N°1.

La velocidad media máxima supera levemente los 0,5 m/s, lo que indica que no ha habido velocidades erosivas.

#### **Aliviador N°3**

Este aliviador es uno de los que se construyeron después de la crecida de 1992, por lo tanto no se pueden efectuar comparaciones, con la de 1983. Su posición no se corresponde con ninguno de los aliviadores anteriores, sino que se encuentra ubicado entre el actual N°2 y el anterior N°3.



## Resumen de Aforos:

CRECIDA 1992				ALIVIADOR N°3	
FECHA	H ES CALA	AREA	Q	V MAX. SUP.	V MED.
	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> /s)	(m/s)	(m/s)
05/12/92	5,53	S/D	0	0,00	0,00
06/12/92	6,50	686	46	0,27	0,07
06/18/92	7,21	906	207	0,60	0,23
06/24/92	7,42	1005	380	0,89	0,38
07/01/92	7,04	945	321	0,77	0,34
07/20/92	5,94	445	46	0,25	0,10

El caudal máximo fue levemente superior a los 380 m<sup>3</sup>/s. Es importante destacar las velocidades bajas que se produjeron, por lo tanto se podría conducir mayor caudal por el mismo sin peligro de que se produzcan erosiones.

## Aliviador N°4

## Resumen de Aforos:

CRECIDA 1992				ALIVIADOR N°4	
FECHA	H ES CALA	AREA	Q	V MAX. SUP.	V MED.
	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> /s)	(m/s)	(m/s)
05/12/92	5,53	S/D	0	0,00	0,00
06/12/92	6,50	85	25	0,50	0,29
06/18/92	7,21	115	41	0,82	0,36
06/23/92	7,42	124	56	1,21	0,45
06/30/92	7,04	111	48	1,17	0,43
07/20/92	5,94	62	0,7	0,07	0,01

El caudal máximo registrado fue de 56 m<sup>3</sup>/s. Esto podría deberse a que está muy próximo al aliviador N°3 que es, uno de los de reciente construcción y que posee una amplia luz. En el año 1983, este aliviador condujo unos 350 m<sup>3</sup>/s.

**Aliviador N°5**  
**Resumen de Aforos:**

CRECIDA 1992				ALIVIADOR N°5	
FECHA	H ES CALA	AREA	Q	V MAX. SUP.	V MED.
	(m)	(m2)	(m3/s)	(m/s)	
05/12/92	5,53	S/D	0	0,00	0,00
06/12/92	6,50	694	49	0,17	0,07
06/17/92	7,21	974	182	0,32	0,19
06/23/92	7,42	1325	398	0,57	0,30
06/30/92	7,04	1052	251	0,46	0,24
07/20/92	5,94	578	21	0,14	0,04

**Aliviador N°6**  
**Resumen de Aforos:**

CRECIDA 1992				ALIVIADOR N°6	
FECHA	H ES CALA	AREA	Q	V MAX. SUP.	V MED.
	(m)	(m2)	(m3/s)	(m/s)	(m/s)
05/12/92	5,53	S/D	0	0,00	0,00
06/12/92	6,50	1493	172	0,37	0,11
06/17/92	7,21	1750	405	0,69	0,23
06/23/92	7,42	1849	1043	1,10	0,56
06/29/92	7,04	1807	862	1,00	0,48
07/20/92	5,94	1409	126	0,28	0,09

Este fue el de mayor conducción durante las crecida de 1992. Esto se debe a que es el que tiene menor interferencia aguas arriba y a que se corresponde con un antiguo rasgo fluvial.

El caudal máximo de 1043 m<sup>3</sup>/s es similar a la suma de las descargas en el año 1983, de los antiguos aliviadores N°5 y 6, a los que reemplaza.

### **Hipotesis de trabajo**

#### **Consideraciones**

Tomando en cuenta el análisis anterior y con la utilización del modelo hidrodinámico calibrado, se procedió a analizar distintas alternativas de conformación del nuevo sistema de evacuación. Para ello se utilizaron una serie de hipótesis de trabajo, entre las que merecen destacarse:

a) Mantenimiento de la situación actual en el puente Nicasio Oroño: se postuló mantener como caudal máximo de diseño el de la crecida de 1992, o sea un valor ligeramente superior a 8000 m<sup>3</sup>/s.

b) En lo posible no alterar la traza y cotas de fundación de la cloaca máxima: esto significa restringir el fondo de los canales de los aliviadores a una cota IGM igual a 11 m.

c) Una limitación en los caudales de ingreso a la Laguna Setúbal del orden de los 15000 m<sup>3</sup>/s para la crecida de diseño.

d) Mantenimiento de las condiciones actuales de interferencia al escurrimiento, generadas por el barrio El Pozo, el CERIDE, la Ciudad Universitaria y La Guardia, en general esto significa restricciones parciales en la utilización de los aliviadores.

e) Debido a que durante la calibración se detectó que la situación actual en el distrito de Alto Verde (terraplenes, defensas, etc.) y la Isla Clucellas constituyen un condicionante del flujo proveniente de los aliviadores, restringiendo al mismo, se integraron ambos al diseño del sistema de evacuación.

Como crecidas de evaluación preliminar se tomaron las registradas en 1992 y 1983. En este último caso se consideró que la misma se produciría con una conformación del sistema similar al actual.

Como crecida de verificación del funcionamiento del sistema la crecida de 100 años de recurrencia. Si en esta crecida se superaran las condiciones críticas, se deberá limitar el ingreso por el Arroyo Leyes por medio de una estructura de control.

Finalmente se utilizó como crecida de verificación la de 250 años de recurrencia. Tanto en la crecida de diseño como en la de verificación se utilizó como hidrograma tipo el de 1983.

### **Conformación del topológica del área**

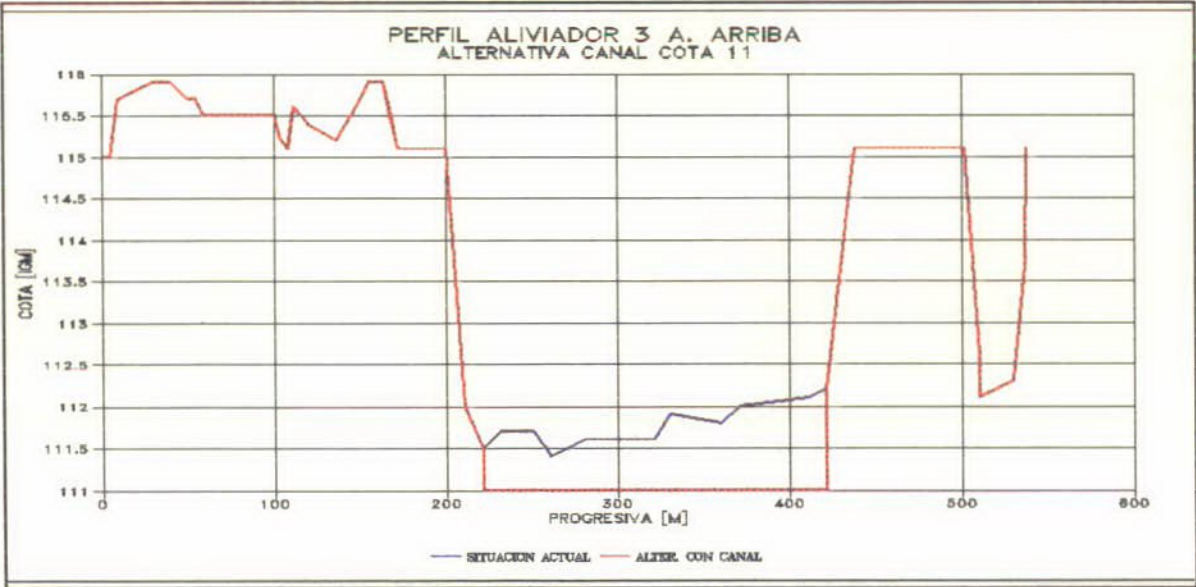
Para la corrida denominada de referencia o situación actual, se utilizó la conformación topológica de la calibración, analizándose además la canalización de los aliviadores propuesta en la Etapa de Factibilidad y dos alternativas para el Corte de Alto Verde, una constituida por un terraplén rebajado y otra con la combinación de un puente y un terraplén rebajado.

**Canalizacion Aliviadores Ruta Nacional N°168**

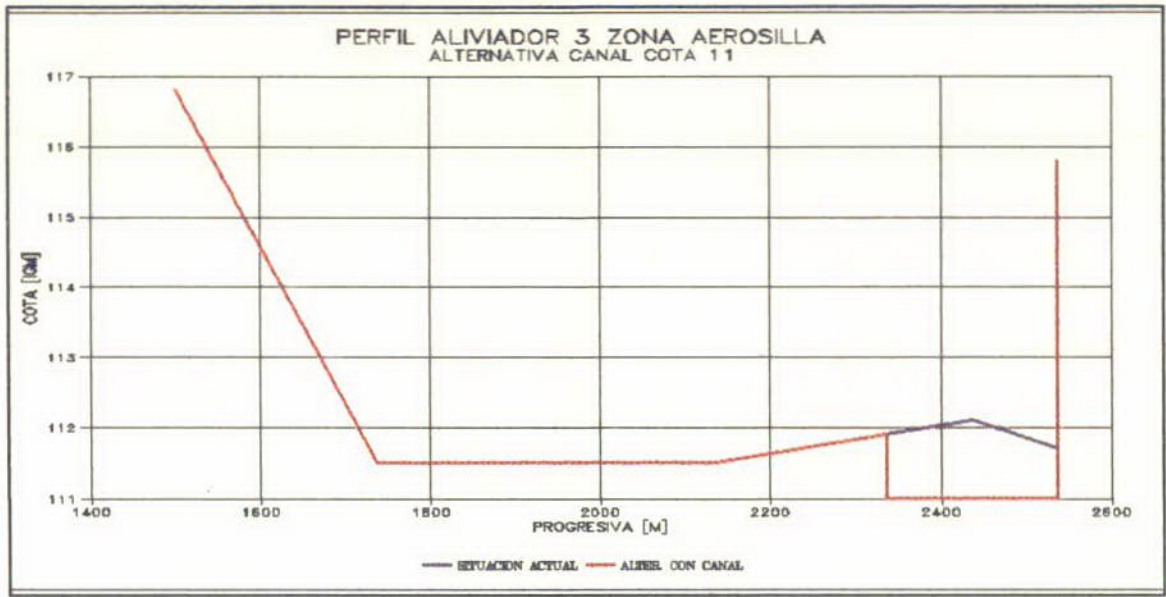
Se muestra a continuación a través de 3 secciones significativas las modificaciones en los perfiles transversales, generadas por las distintas alternativas de obras. Las mismas se ubican: aguas arriba en la zona de Aerosilla, en los puentes y aguas abajo en la zona de la Línea de Alta Tensión.

**Aliviador N°3**

**Aguas Arriba-Zona Ruta Nacional N°168:**

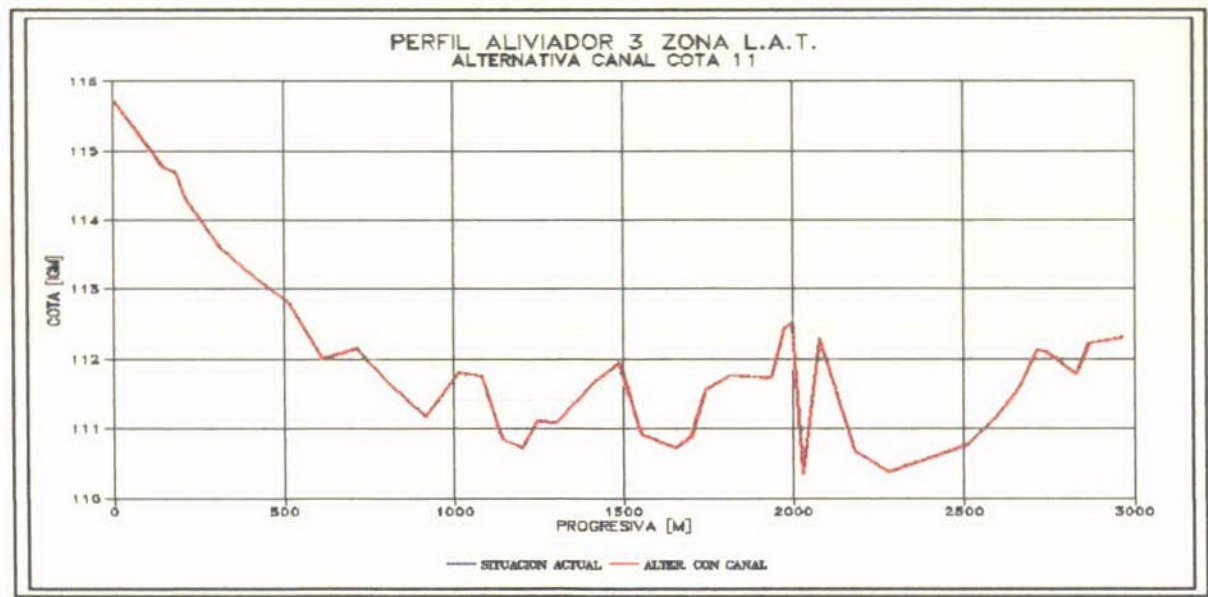


**Aliviador Nº 3 Zona Aerosilla:**



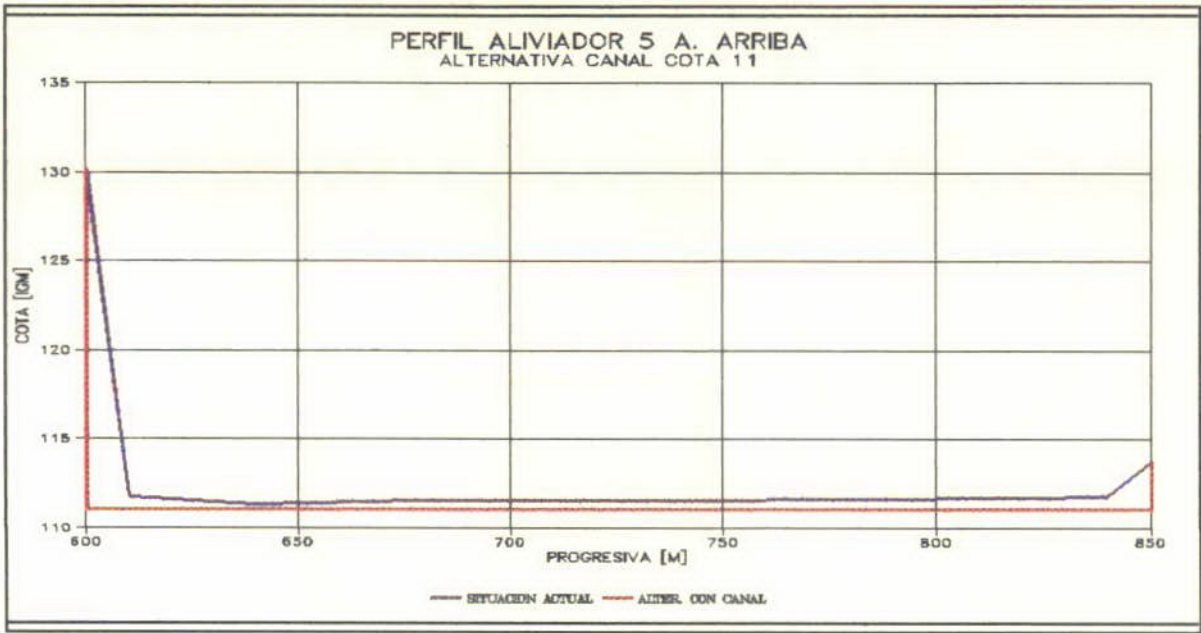
**Aguas Abajo-Zona Línea de Alta Tensión:**

Como puede observarse en el gráfico no existe diferencia entre los perfiles, pues en el diseño de la Factibilidad sólo se continuó el canal hasta el Riacho Santa Fe.

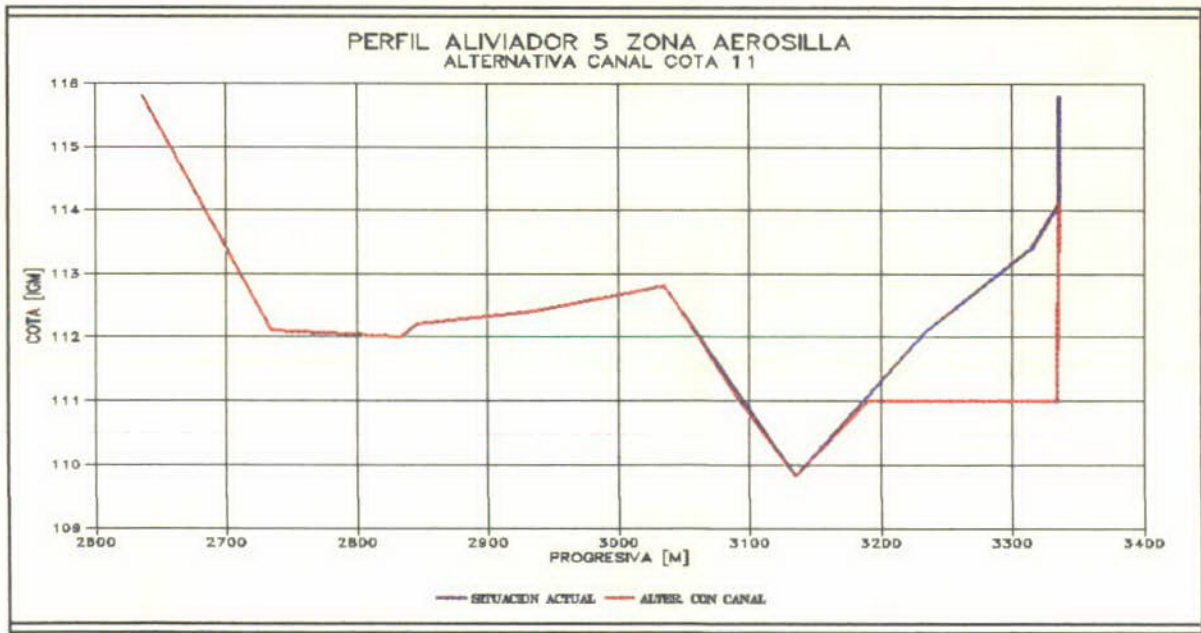


**Aliviador Nº5**

**Aguas Arriba-Zona Ruta Nacional N° 168**

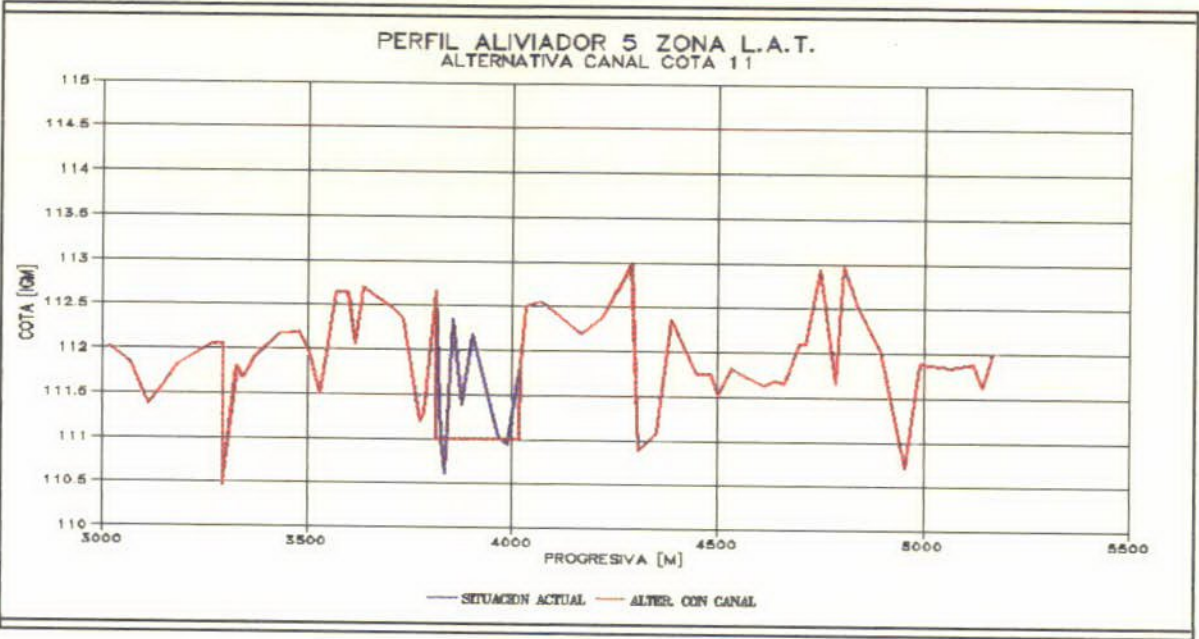


**Zona Aerosilla.**



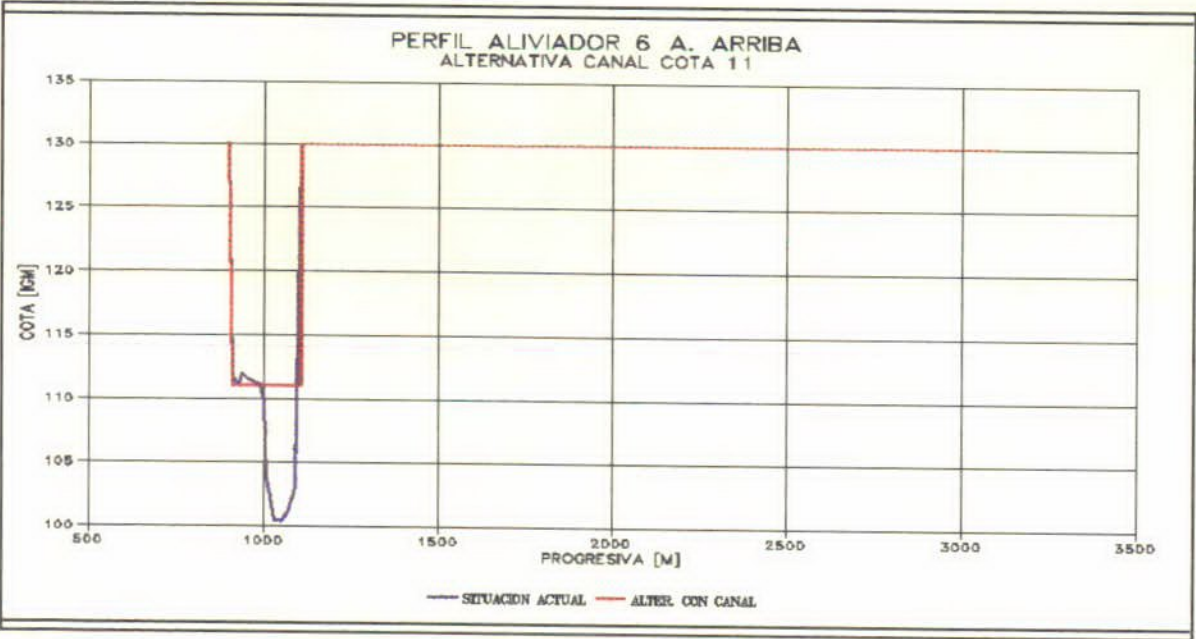


**Aguas Abajo-Zona Línea de Alta Tensión:**

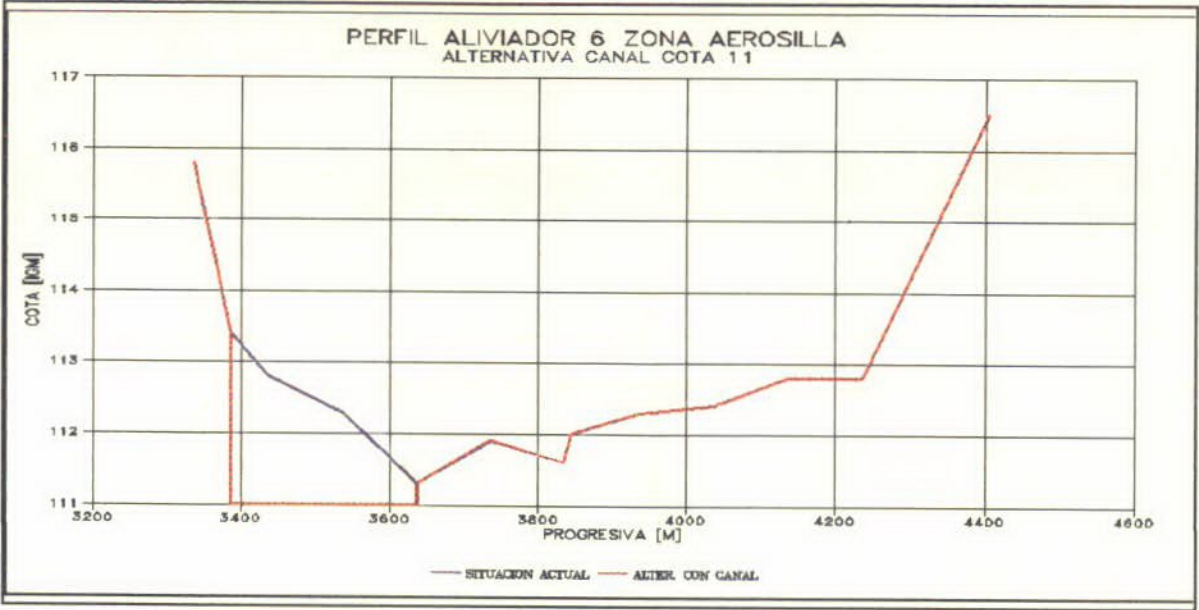


**Aliviador N°6**

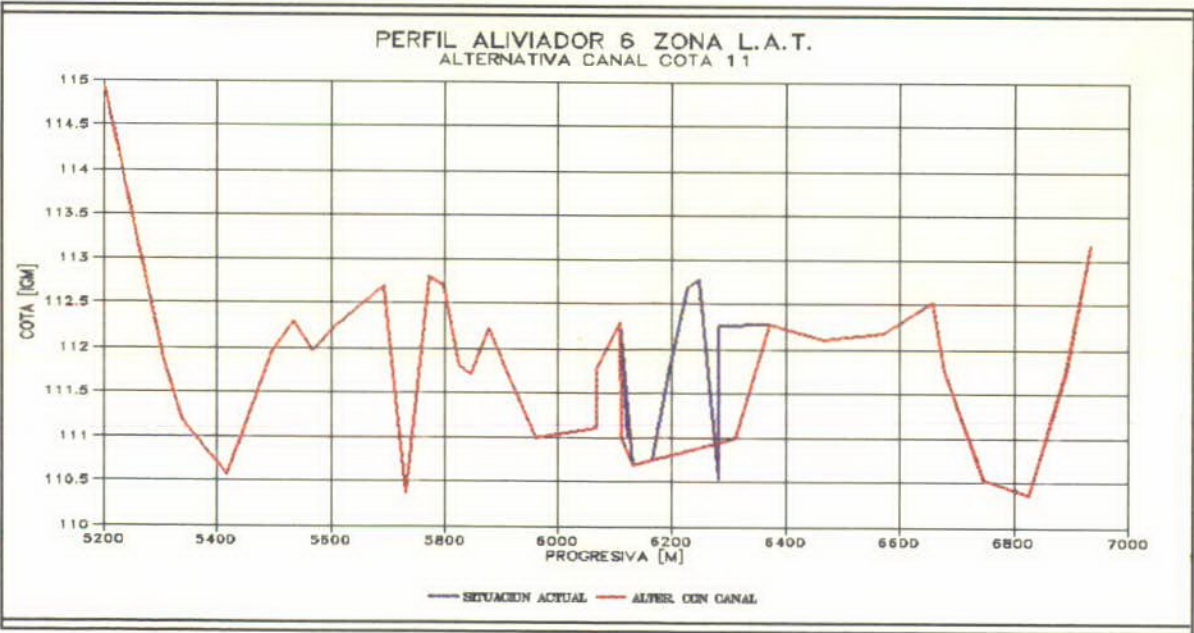
**Aguas Arriba-Zona Ruta Nacional N° 168:**



**Zona Aerosilla:**



**Aguas Abajo-Zona Línea de Alta Tensión:**





### Zona de Alto Verde e Isla Clucellas

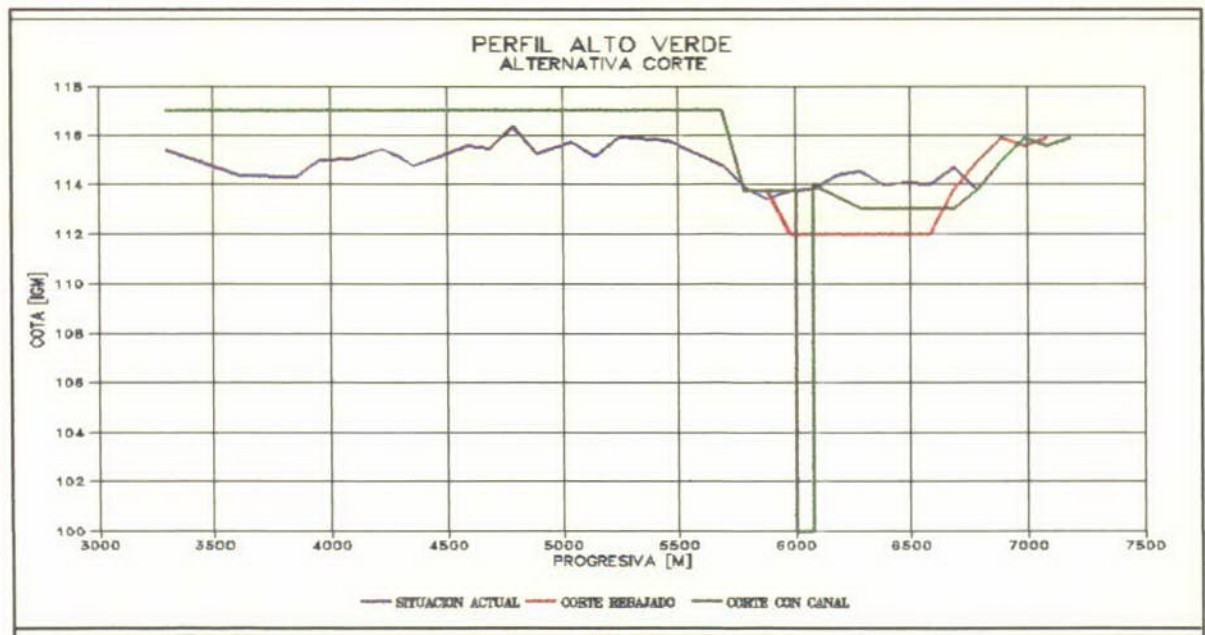
De los perfiles que simulan la zona se muestra en los esquemas siguientes los correspondientes a la denominada zona del Corte Grande de Alto Verde y al albardón del Canal de Acceso en la zona de la Isla Clucellas. En estos perfiles se han realizado modificaciones de las condiciones actuales, suponiendo un aumento en la sección de conducción ya que, como se mencionó, durante la calibración se detectó que estas secciones constituían un obstáculo al escurrimiento por los aliviadores.

No se pretendió en esta fase de los estudios realizar el diseño óptimo de estas secciones, las que deberán ser objeto de un proyecto específico. Sin embargo el diseño deberá respetar las características hidráulicas adoptadas en la modelación.

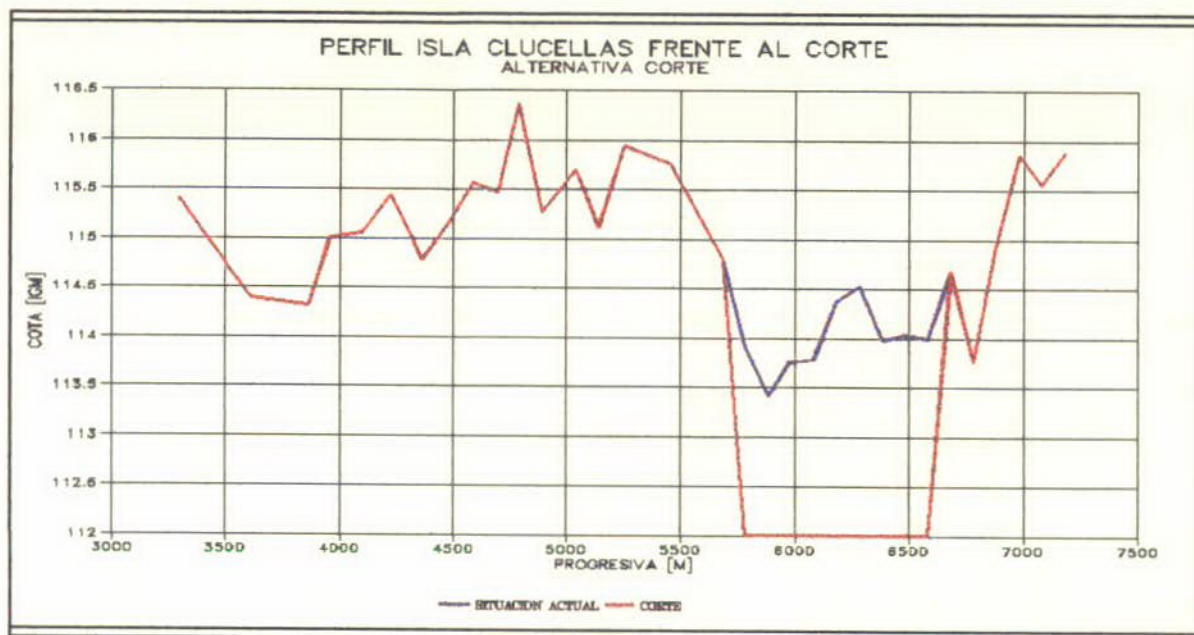
Para la sección del corte se utilizaron dos alternativas, como puede visualizarse en los gráficos correspondientes, a saber: 1) la de una sección rebajada a cota 12 m IGM, que podrá completarse con un terraplén fusible en cota a adoptar; 2) una combinación de un canal profundo, para salvar con un puente, más un terraplén rebajado pero a cota mayor que la adoptada en el caso anterior. Como puede observarse se consideró la Defensa de Alto Verde a cota 17 m IGM, de manera que no sea superada por las crecidas. Debido a esto sólo se habilitó al escurrimiento las zonas del Corte Grande actual y la del Este del mismo que se mantuvo en las condiciones actuales.

En el caso de la Isla Clucellas sólo se consideró una alternativa con un canal a cota 12 m IGM, con un ancho similar al que se prevé para el Corte. Al igual que en el caso anterior deberá ser objeto de un proyecto específico.

### Perfil Zona del Corte:



### Perfil Zona Isla Clucellas:



### Analisis de alternativas

#### Consideraciones

Para tomar como referencia se utilizó la corrida final de calibración del modelo, efectuándose además una serie de experimentos que comprendieron:

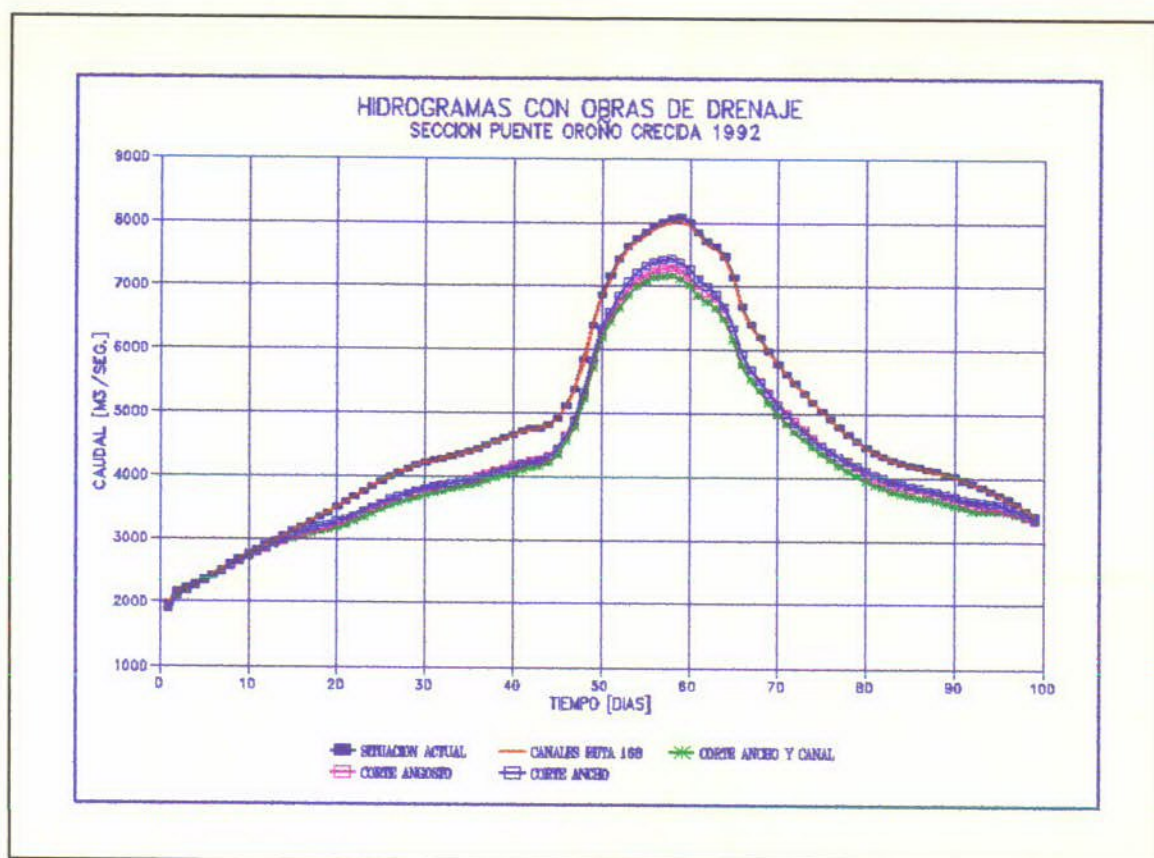
- Aliviadores de la Ruta Nacional N°168 canalizados.
- Corte Grande de Alto Verde rebajado a cota 12 m IGM con la Isla Clucellas canalizada.
- Idem anterior con los aliviadores canalizados.
- Corte Alto Verde con un canal profundo con la Isla Clucellas canalizada.

Para cada una de estas configuraciones se analizó el comportamiento de la crecida de 1992, la de 1983 y la maximizada tipo 1983 .



## Resultados crecida de 1992

### Laguna Setúbal en Puente Oroño



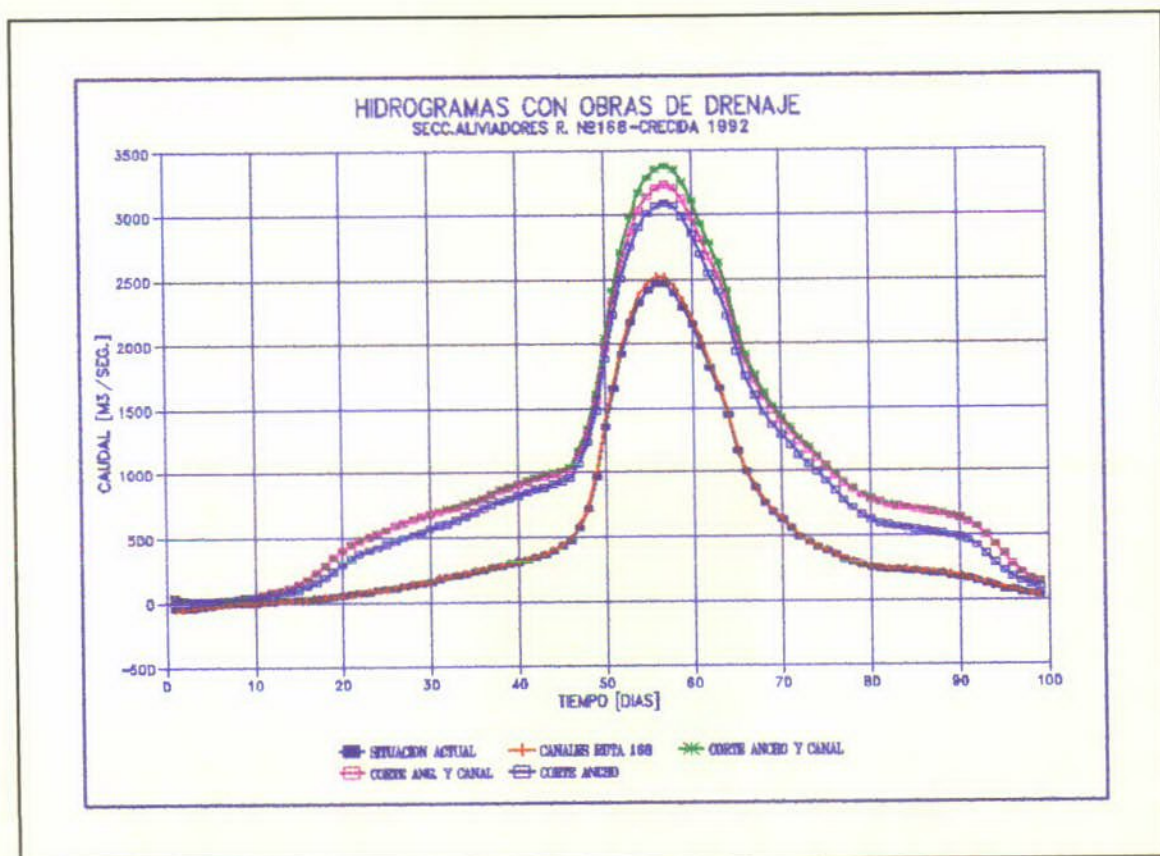
Se nota en la figura el efecto condicionante al flujo que se presenta en la Sección Alto Verde, ya que, para el experimento en que se considera la canalización sin modificar el Corte, el caudal en la sección puente Oroño no presenta prácticamente ninguna diferencia con la situación actual. En cambio aparecen diferencias cuando se incluyen alternativas de mejoramiento del escurrimiento por la sección Alto Verde.

Los caudales máximos que fueron del orden de 8000 m³/s en la crecida de 1992, se reducen a 7100 m³/s para el experimento en el que se consideran los canales y el Corte y a unos 7200 m³/s para el caso de considerar sólo el Corte. Como se puede observar la inclusión de los canales de los aliviadores no modifica sustancialmente los caudales que evacuan los mismos. Sin embargo, una limpieza, acondicionamiento y remoción de obstáculos en los aliviadores es imprescindible para cumplir con las condiciones hidráulicas supuestas en el modelo.

## Aliviadores en Ruta Nacional N°168:

Antes de presentar el hidrograma es conveniente aclarar que en la esquematización todos los escurrimientos ocurridos entre la Laguna Setúbal y el Aliviador N°3 se asignaron al cauce de la Laguna Setúbal y para las situaciones futuras sólo se tomaron en cuenta los aliviadores nuevos.

Se presentan en el gráfico siguiente los caudales sumados de los tres aliviadores para las distintas alternativas.



Como se observa en la figura, prácticamente no se produce ningún incremento de caudales por las canalizaciones de los aliviadores. Esto es, como ya se dijo, ocasionado por la incapacidad de la Sección Alto Verde para conducir posibles incrementos de caudales. Cuando se estudian individualmente los aliviadores este efecto se hace más visible, por ejemplo, el aliviador N°5, que en este momento es el que se encuentra en peores condiciones de escurrimiento, al ser canalizado incrementa su caudal máximo de 585 m³/s a 760 m³/s. Sin embargo esto hace decrecer el caudal del aliviador N°6 en alrededor de 150 m³/s y como el aliviador N°3 mantiene el suyo, la consecuencia es que no hay variación en el caudal total, que es de unos 2500 m³/s para la suma de los tres aliviadores.

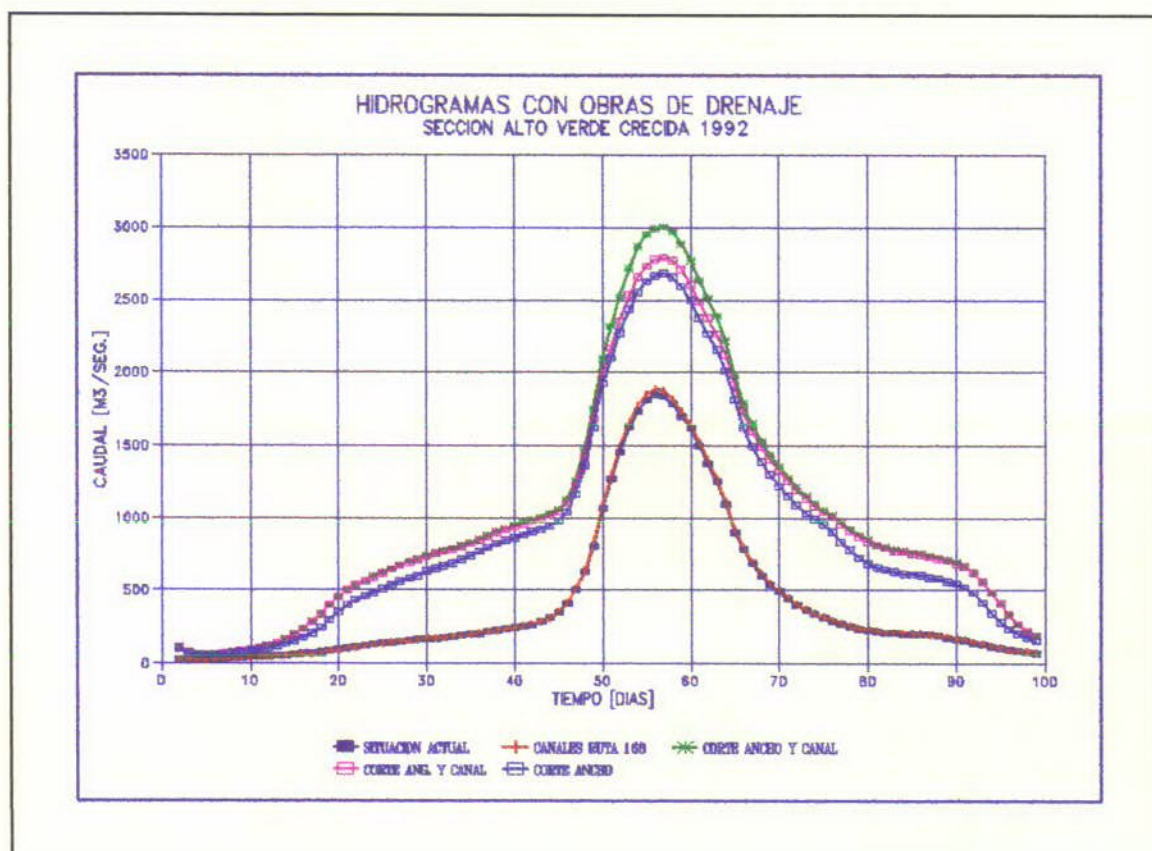
En cambio el incremento es muy notorio cuando se produce la apertura del Corte, ya que los caudales máximos se incrementan en más de 500 m³/s, cualquiera sea la alternativa



estudiada.

Un efecto importante que se deduce de los distintos experimentos es que, en la medida que se mejoran las condiciones de escurrimiento en los aliviadores, el caudal tiende a distribuirse en forma más homogénea. En el caso contrario se incrementan más los del aliviador N°6. El efecto de una distribución homogénea es que se reducen los riesgos de erosión.

### Sección Alto Verde

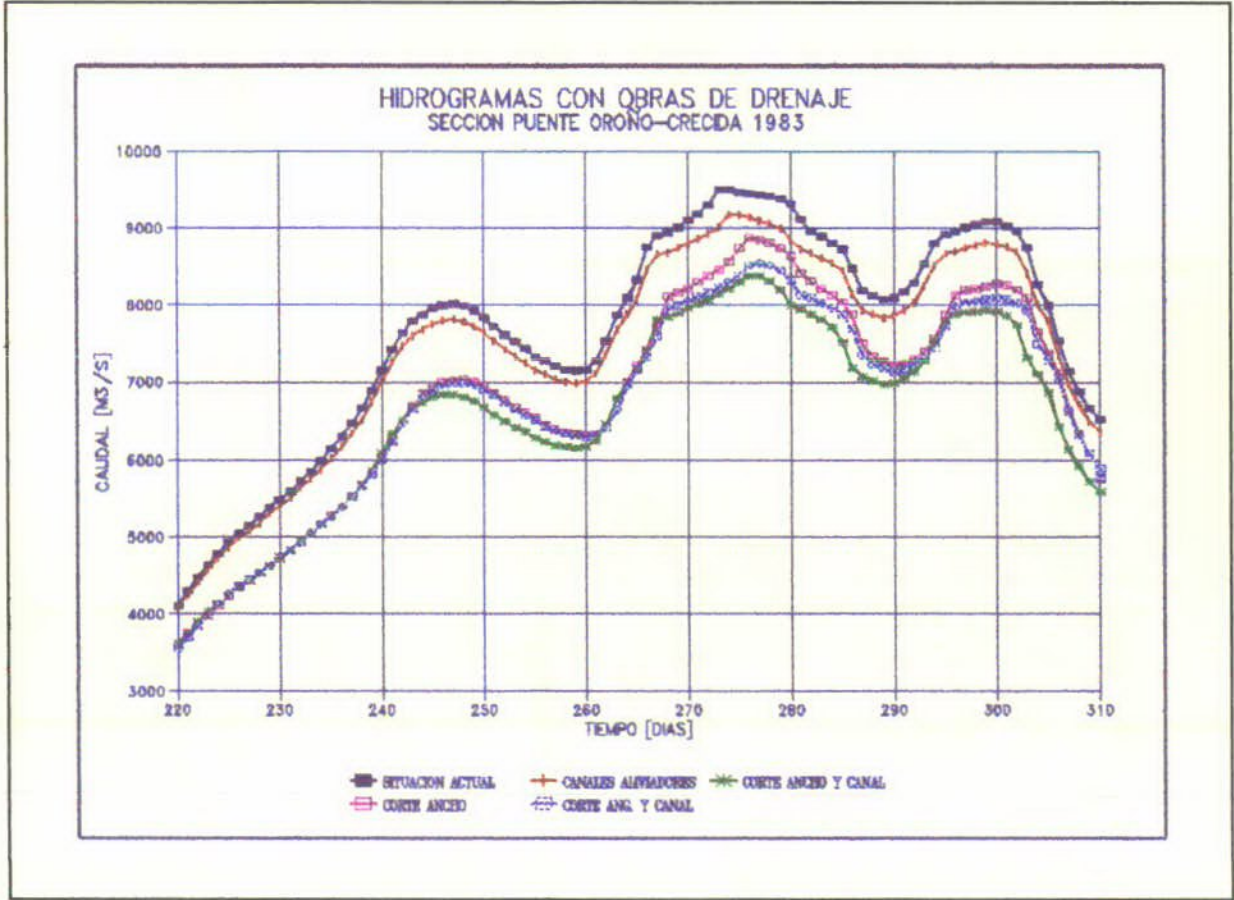


En esta sección se corrobora todo lo mencionado anteriormente, ya que es sumamente notorio el efecto del aumento del caudal máximo, cuando se amplía la sección de escurrimiento. Cabe acotar que para que este aumento se produzca hace falta incluir en el tratamiento para la mejora de la conducción hidráulica a la zona ubicada en frente al Corte en la Isla Clucellas.

El incremento logrado es de unos 800 m³/s para la alternativa denominada Corte Ancho y de unos 1000 m³/s para la del Corte Ancho más los canales de los aliviadores. El valor máximo que escurrió por esta sección en 1992 puede estimarse en unos 1800 m³/s.

**Resultados Crecida de 1983**

**Sección Puente Oroño**

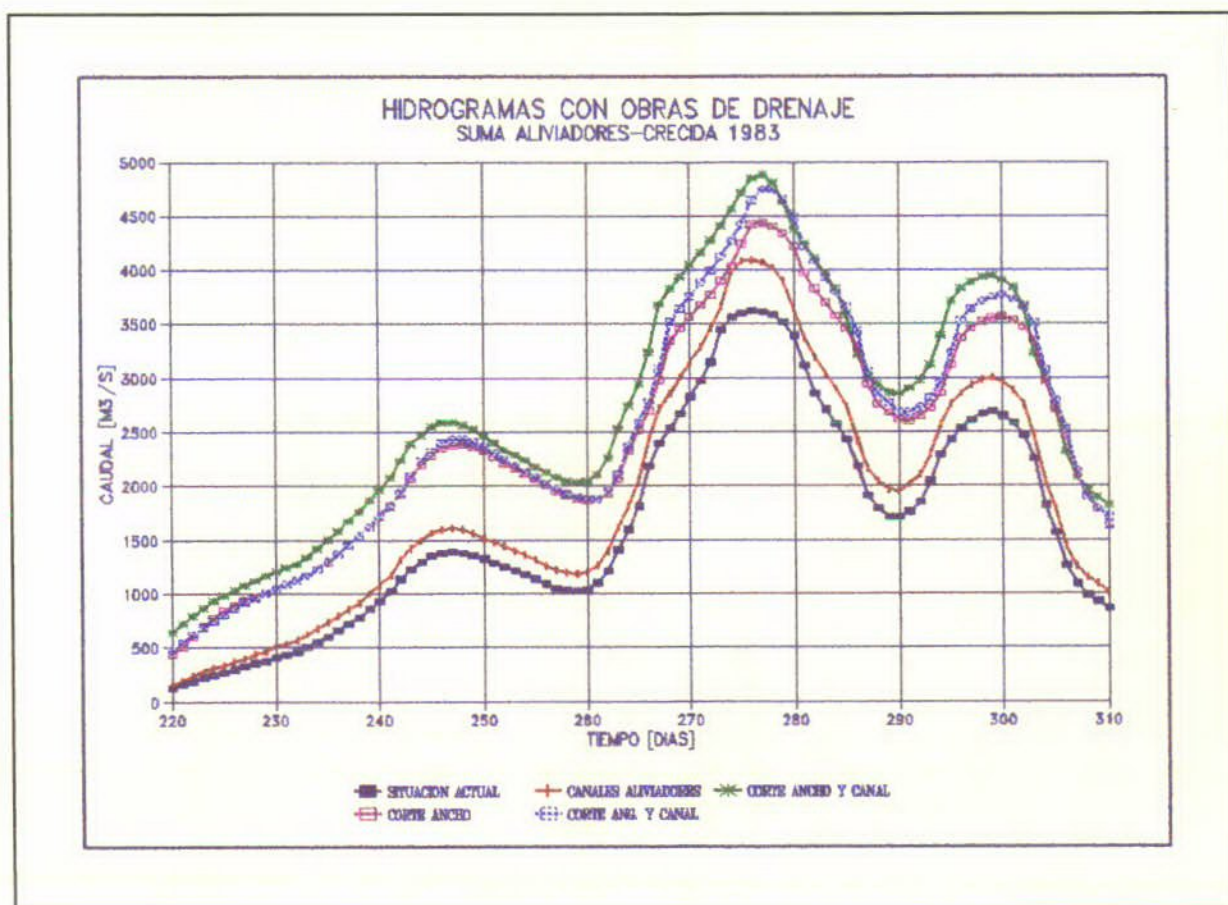


En el año 1983 en esta sección se superó los 9500 m<sup>3</sup>/s. De efectuarse los canales en los aliviadores este caudal disminuiría sólo unos 500 m<sup>3</sup>/s, en cambio solamente con la obra



propuesta en Alto Verde el valor descendería unos 1000 m<sup>3</sup>/s, alcanzando un valor ligeramente inferior a los 9000 m<sup>3</sup>/s; si a esta obra se agregara la canalización o sistematización de los aliviadores el valor máximo descendería a unos 8300 m<sup>3</sup>/s.

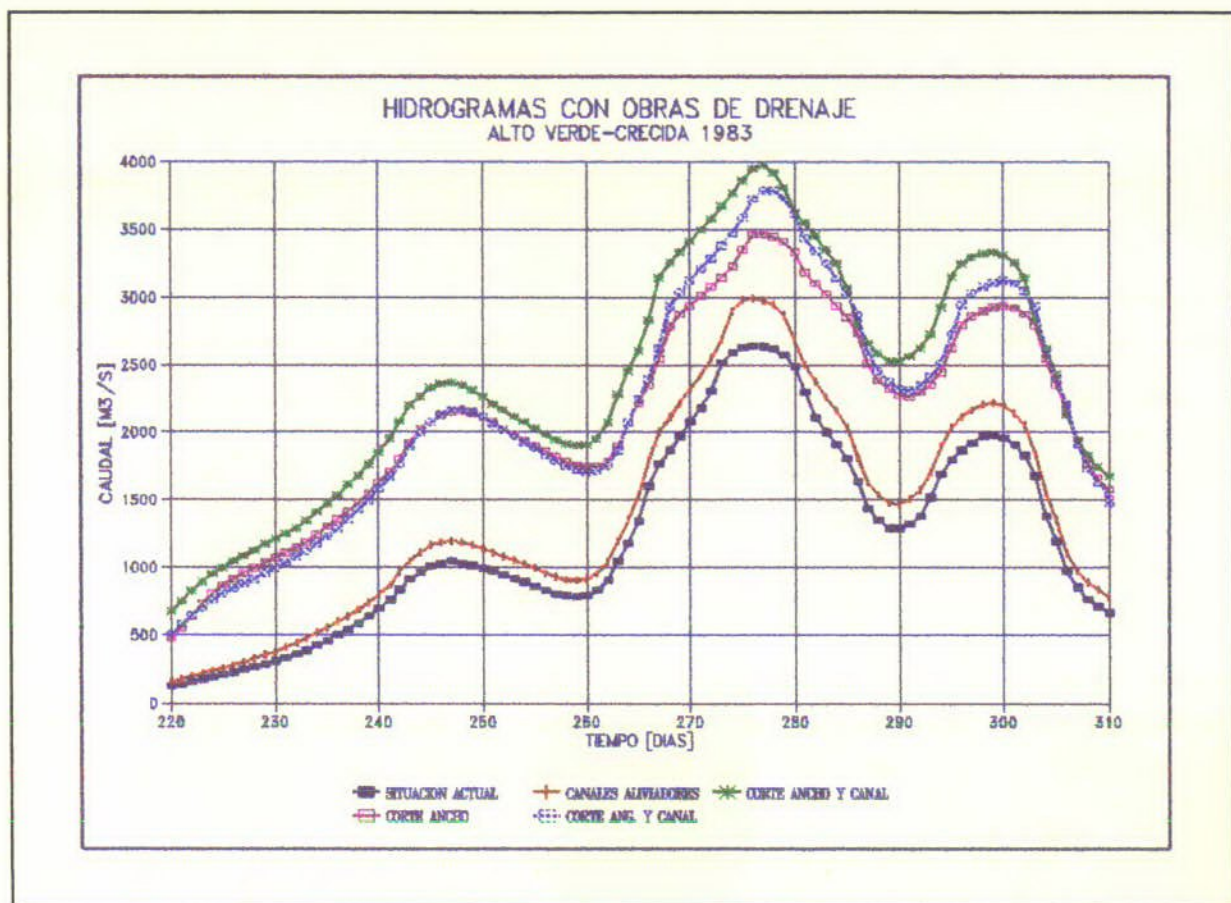
#### Aliviadores de la Ruta Nacional N° 168



Los caudales de los aliviadores reflejan lo expresado en el párrafo anterior: es evidente que la sola canalización de los aliviadores no es suficiente para aumentar el escurrimiento por los mismos. Se puede visualizar además que, aún manteniendo las condiciones actuales, cuando se aumenta la capacidad de evacuación en la sección de Alto Verde se produce un importante aumento de los caudales que pasan por los aliviadores.

Cabe acotar que la canalización propuesta no es una obra de gran magnitud, por lo tanto puede considerarse que es equivalente a una limpieza y remoción de obstáculos.

## Sección de Alto Verde



En este gráfico puede visualizarse el efecto tapón de la sección en el sistema, por lo tanto es absolutamente necesario integrarla al diseño general si se pretende alcanzar resultados efectivos.

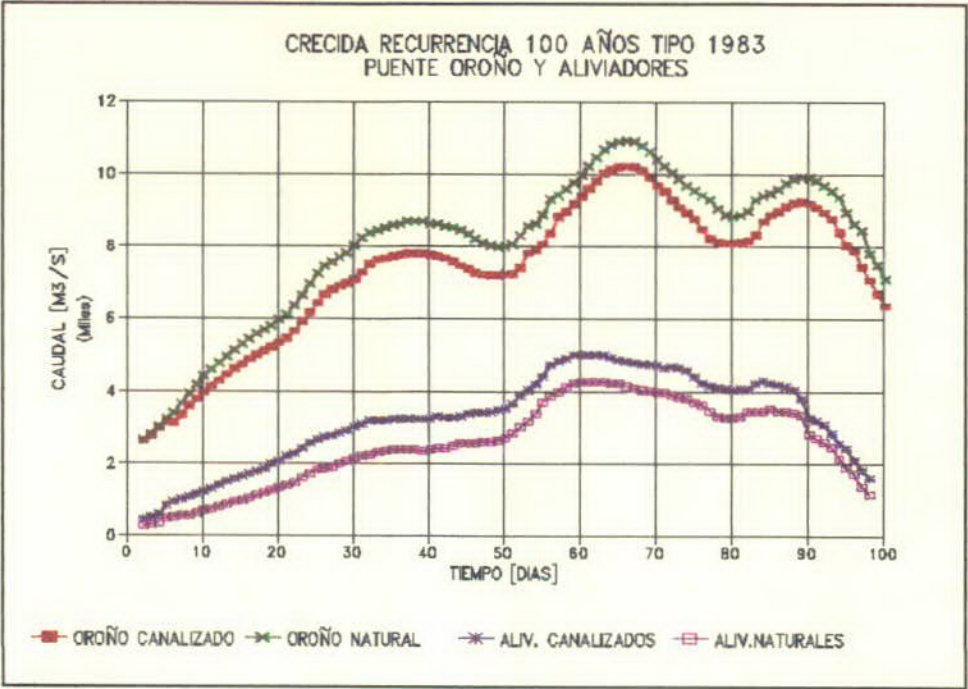
## Resultados Crecida Recurrencia 100 Años Tipo 1983

Recordemos que esta crecida significa un ingreso a través del Arroyo Leyes que supera los 15000 m<sup>3</sup>/s. En este caso y considerando los resultados de las crecidas registradas se restringió el análisis a dos alternativas, una que corresponde a la situación actual y la otra en las que se consideraron simultáneamente la acanalización-limpieza de los aliviadores y la obra de Alto Verde, ya que quedó demostrado que la canalización sola no logra efectividad.

## Sección Puente Oroño

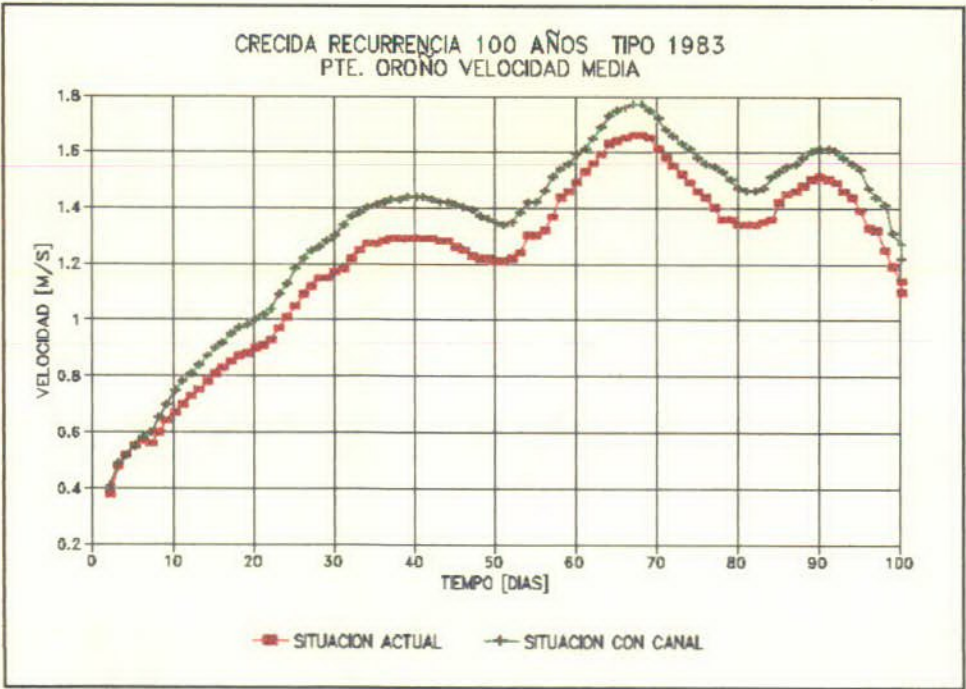


Caudales



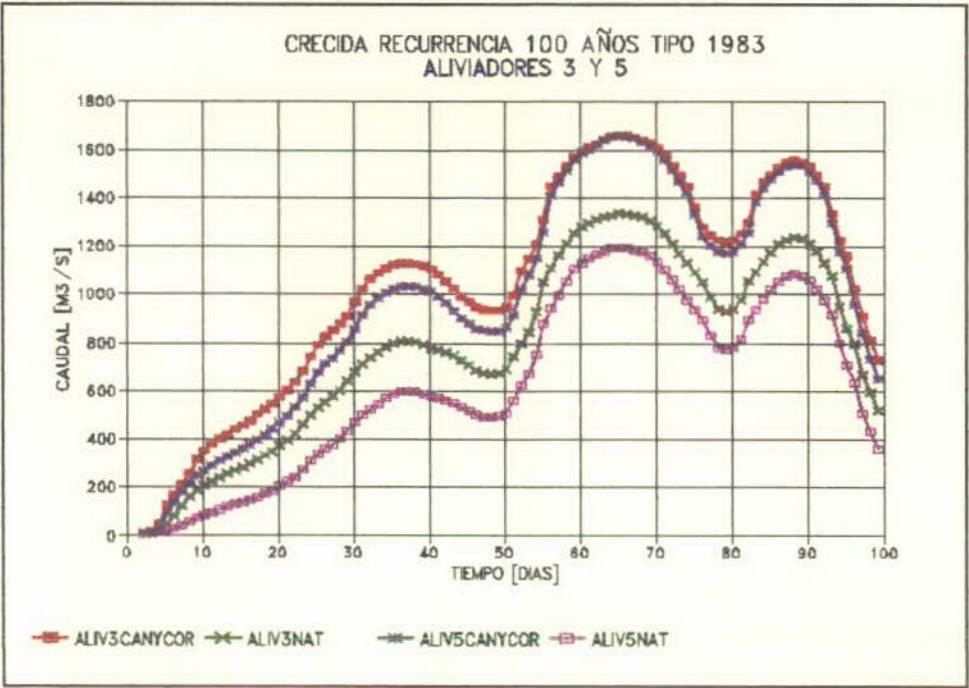
Como puede observarse en la figura, las diferencias en los caudales máximos no es tan notable como en las crecidas de menor magnitud, sin embargo sigue siendo significativo.

Velocidades

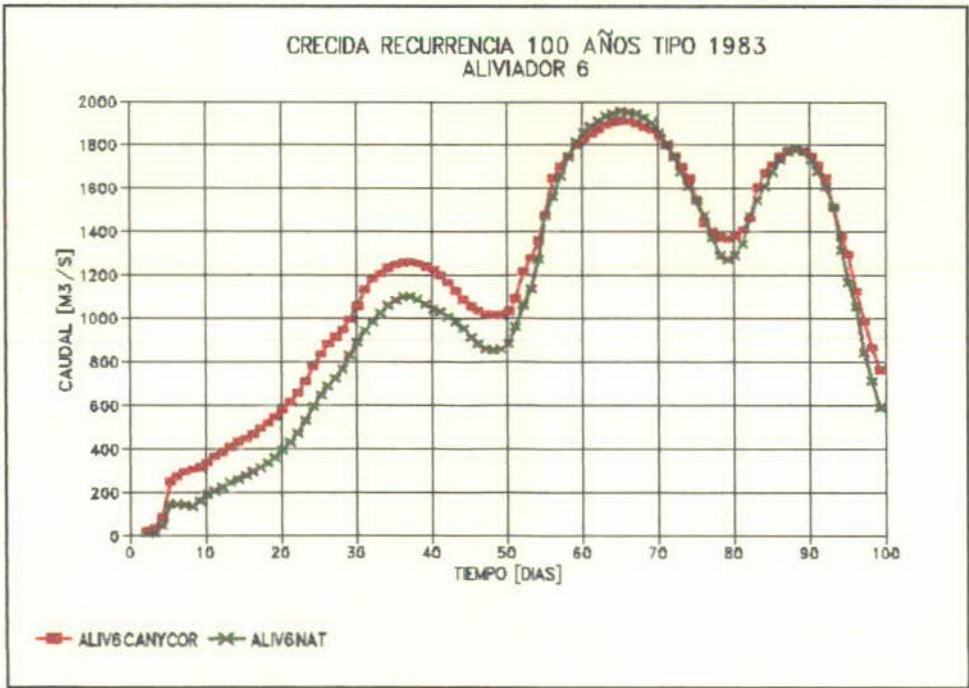


Se presenta además los caudales para cada aliviador

**Aliviadores N° 3 y 5**



**Aliviador 6**



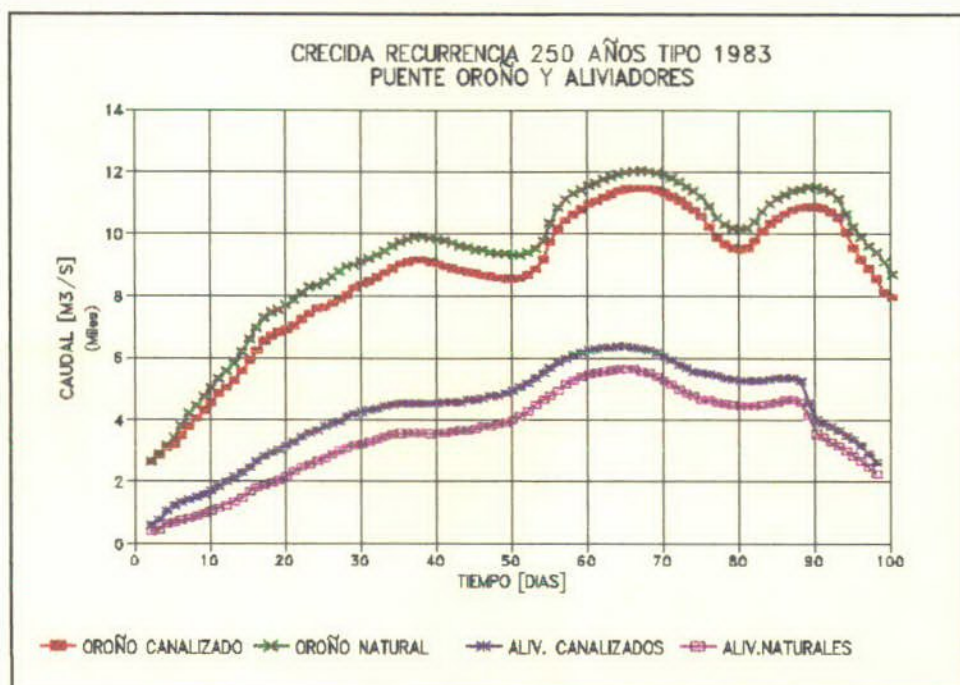


## Resultados Crecida Recurrencia 250 Años Tipo 1983

### Sección Puente Oroño

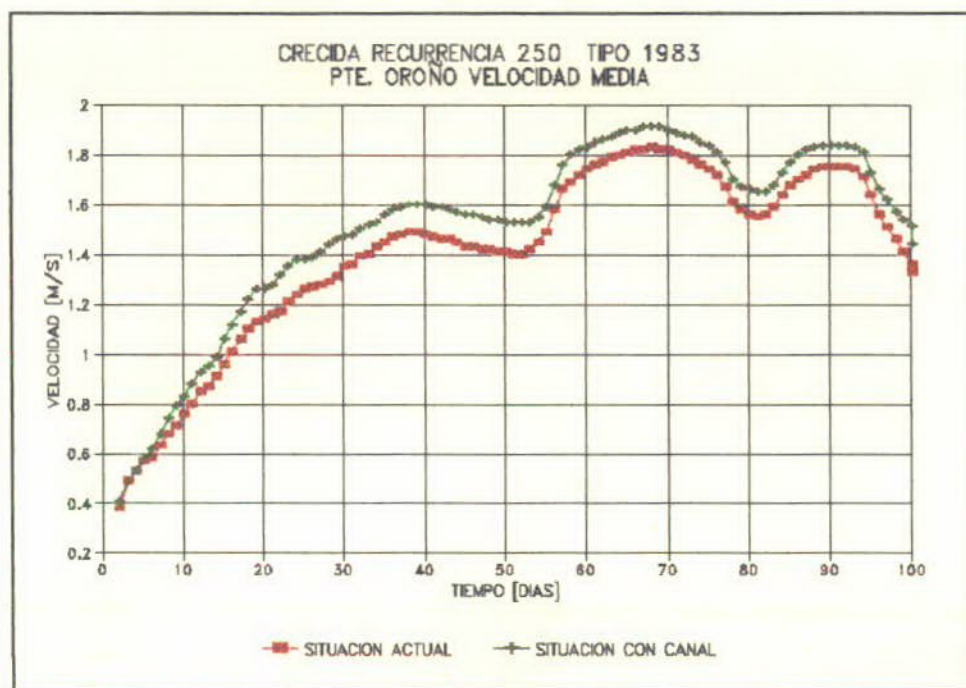
#### Caudales

Esta crecida aha sido tomada como verificación para las obras de Costanera y Defensa de Alto verde, por ello se realizó una corrida para analizar los resultados.



El caudal máximo en el Puente Oroño supera los 11000 m<sup>3</sup>/s para la alternativa con obra en los Aliviadores y Alto Verde, alcanzando los 12000 m<sup>3</sup>/s para la alternativa sin obras. Como puede observarse se confirma la tendencia de que las diferencias son menos notable a medida que aumentan los caudales, esto se debe que para las cotas que se alcanzan, se supera la cota del terreno en gran parte de Alto Verde, ampliando la sección de escurrimiento. Sin embargo la observación de todas las situaciones planteadas, muestra la mejora que significa las obras en los aliviadores, en las condiciones de escurrimiento, no solo por la disminución de las velocidades en la sección del puente Oroño, sino que además se produce una mejor distribución de caudales.

## Velocidades



## NIVELES MAXIMOS PARA DISTINTOS PUNTOS DEL SISTEMA

Se transcriben a continuación los valores de los niveles máximos determinados en la simulación del sistema para los valores de caudales correspondientes a las crecidas de 100 y 250 años con el hidrograma tipo 1983, en los distintos perfiles que componen el sistema, la ubicación de los mismos se puede realizar en los planos II.4.1 y II.4.2.

Se han realizado dos experimentos, en uno de ellos se consideró la erosión calculada en la zona de los puentes de los Arroyos Leyes y Potrero, para la crecida centanaria, en la otra se consideró que se protegía la sección del nuevo emplazamiento de manera de que no se produzcan erosiones en la misma. Se consideró además que la brecha del viejo emplazamiento se mantenía aproximadamente en las condiciones actuales.

**CRECIDA CENTENARIA-SECCION ARROYO LEYES NUEVO EMPLAZAMIENTO  
PROTEGIDA Y SIN PROTEGER**

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]	
			PROT.	SPROT.
11	PARANA	EA. SANTA CRUZ	24,95	24,95
12	PARANA	LA PAZ NORTE	24,07	24,07
21	SAN JAVIER	SAN JAVIER	24,07	24,07
22	SAN JAVIER	CNIA.FRANCESA	23,61	23,60
23	SAN JAVIER	SAN JOAQUIN	23,17	23,17
24	SAN JAVIER	SAN JOAQUIN	23,17	23,17
32	SAN JAVIER	SALADERO CABAL	21,98	21,97
33	SAN JAVIER	EMPALME R N° 61	21,13	21,12
34	SAN JAVIER	HELVECIA	20,83	20,81
35	SAN JAVIER	CAYASTA NORTE	20,66	20,64
41	SAN JAVIER	CAYASTA NORTE	20,66	20,64
42	SAN JAVIER	CAYASTA SUR	20,39	20,37
43	SAN JAVIER	FTE PBO. BRUGO	19,94	19,91
44	SAN JAVIER	SANTA ROSA NORTE	19,47	19,43
51	SAN JAVIER	SANTA ROSA NORTE	19,47	19,43
52	SAN JAVIER	DESEMBOCADURA	18,30	18,18
111	CRUCE VALLE	LA PAZ-SAN JOAQUIN	23,25	23,20
112	CRUCE VALLE	LA PAZ-SAN JOAQUIN	23,21	23,17
113	CRUCE VALLE	LA PAZ-SAN JOAQUIN	23,17	23,17
71	CAUCE PARANA	LA PAZ NORTE	24,07	24,07
72	CAUCE PARANA	LA PAZ	23,25	23,25
81	CAUCE PARANA	LA PAZ	23,25	23,25
82	CAUCE PARANA	LAGUNA TOLDOS	22,64	22,64
83	CAUCE PARANA	SANTA ELENA	22,30	22,29
84	CAUCE PARANA	LAGUNA LA BLANCA	21,99	21,98

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]	
			PROT.	SPROT.
85	CAUCE PARANA	RCHO CORRENTOSO	21,59	21,58
86	CAUCE PARANA	HERNANDARIAS	21,20	21,19
91	CAUCE PARANA	HERNANDARIAS	21,20	21,19
92	CAUCE PARANA	A° PANTANOSO	20,67	20,65
93	CAUCE PARANA	PUEBLO BRUGO	19,95	19,93
101	CAUCE PARANA	PUEBLO BRUGO	19,95	19,93
102	CAUCE PARANA	CURTIEMBRE	19,22	19,19
103	CAUCE PARANA	EL CERRO	18,15	18,11
121	CRUCE VALLE	RCHO CAYASTA	21,20	21,19
122	CRUCE VALLE	RCHO CAYASTA	20,66	20,64
131	CRUCE VALLE	RCHO SANTA ROSA	19,95	19,93
132	CRUCE VALLE	RCHO SANTA ROSA	19,47	19,43
61	SAN JAVIER	SAN JAVIER-LEYES	18,30	18,18
62	SAN JAVIER	SAN JAVIER-LEYES	18,02	17,84
151	PARANA	EL CERRO	18,15	18,11
152	PARANA	CHAPETON NORTE	17,94	17,91
153	PARANA	COLONIA CELINA	17,61	17,58
191	PARANA	COLONIA CELINA	17,61	17,58
192	PARANA	VILLA URQUIZA	17,22	17,19
193	PARANA	ISLA VACIA	16,89	16,86
194	PARANA	PARANA	16,45	16,43
141	COLATINE	SAN JAVIER-PARANA	18,15	18,11
142	COLATINE	SAN JAVIER PARANA	18,30	18,18
171	LEYES	DESEMB. SAN JAVIER	18,02	17,84
172	LEYES	ISLA GARCEROSA	17,79	17,56
173	LEYES	VTA DEL PIRATA	17,67	17,44
241	LEYES	VTA DEL PIRATA	17,67	17,44



PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IG M [M] PROT. SPROT.	
242	LEYES	A.ARRIBA RUTA	17,69	17,46
243	LEYES	A.ARRIBA RUTA	17,71	17,49
244	LEYES	PUENTE	17,68	17,45
245	LEYES	PTE NUEVO	17,08	17,38
246	LEYES	PTE NUEVO	17,35	17,46
247	LEYES	A.ABAJO PTE NUEVO	17,21	17,31
248	LEYES	ZONA LAGUNA	16,94	17,03
251	UBAJAY	NACIMIENTO	17,67	17,44
252	UBAJAY	RINCON NORTE	17,64	17,42
253	UBAJAY	CAMPING	17,54	17,34
254	UBAJAY	DESEMBOCADURA	17,08	16,99
221	GARCEROSA	RIACHO ISLA	18,02	17,84
222	GARCEROSA	RIACHO ISLA	17,41	17,34
161	COLORADO	NACIMIENTO	18,15	18,11
162	COLORADO	RCHO GARCEROSA	17,71	17,66
231	COLORADO	RCHO GARCEROSA	17,71	17,66
232	COLORADO	NAC. COLASTINE	17,41	17,34
211	COLASTINE	NACIMIENTO	17,41	17,34
212	COLASTINE	INTERMEDIO	17,30	17,22
213	COLASTINE	INTERMEDIO	17,17	17,08
214	COLASTINE	COUNTRY UBAJAY	17,10	17,01
215	COLASTINE	DES. UBAJAY	17,08	16,99
216	COLASTINE	DES.UBAJAY	17,08	16,99
217	COLASTINE	A. ARR. RUTA N° 168	16,72	16,65

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M] PROT.      SPROT.	
181	RCHO YACARE	ZONA CHAPETON	17,71	17,66
182	RCHO YACARE	DESEMBOCADURA	17,61	17,58
271	SALADILLO	LAGUNA CAPON	16,94	17,03
272	LAGUNA CAPON		16,94	17,03
273	LAGUNA LEYES		16,94	17,03
274	LAGUNA LEYES	DESEMB. ARROYO	16,94	17,03
281	LAGUNA LEYES	DESEMB.ARROYO	16,94	17,03
282	LAG. SETUBAL		16,83	16,92
283	LAG.SETUBAL	ZONA RINCON	16,63	16,71
284	LAG.SETUBAL	GUADALUPE NORTE	16,37	16,44
351	LAG.SETUBAL	TERR. FRENCH	16,37	16,44
352	LAG.SETUBAL	FRENCH-AEROSILLA	16,33	16,40
353	LAG.SETUBAL	FRENCH-AEROSILLA	16,26	16,33
291	LAG.SETUBAL	FRENCH-ALIVIAD.	16,37	16,44
292	LAG.SETUBAL	FRENCH ALIVIAD.	16,31	6,38
354	LAG.SETUBAL	AEROSILLA	16,31	16,37
331	LAG.SETUBAL	ALIV. N°5 NORTE	16,31	16,37
332	LAG.SETUBAL	ALIV. N°5 NORTE	16,25	16,31
341	LAG.SETUBAL	ALIV. N°6 NORTE	16,31	16,37
342	LAG.SETUBAL	ALIV. N°6 NORTE	16,25	16,31
321	LAG.SETUBAL	ALIV. N°3 NORTE	16,31	16,37
322	LAG.SETUBAL	ALIV. N°3 NORTE	16,26	16,32
521	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,25	16,31
522	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,25	16,31
531	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,25	16,31
532	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,26	16,32
311	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,26	16,32

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M] PROT.      SPROT.	
312	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,26	16,33
354	LAG.SETUBAL	AEROSILLA	16,26	16,32
355	LAG.SETUBAL	A.ARR. PUENTE	16,16	16,21
356	LAG.SETUBAL	PUENTE	16,16	16,21
531	LAG.SETUBAL	PUENTE	16,16	16,21
532	LAG.SETUBAL	A.AB. PUENTE	16,15	16,21
533	DER.NORTE	PUERTO	15,84	15,86
381	ALIVIADOR N°3	ZONA LAGUNA	16,26	16,32
382	ALIVIADOR N°3	A.ARR. RUTA	16,22	16,28
383	ALIVIADOR N°3	A.ARR. RUTA	16,17	16,22
384	ALIVIADOR N°3	RUTA	16,16	16,21
385	ALIVIADOR N°3	A.AB. RUTA	16,17	16,25
386	ALIVIADOR N°3	ZONA L.A.T	16,14	16,19
371	ALIVIADOR N°5	ZONA LAGUNA	16,25	16,31
372	ALIVIADOR N°5	A.ARR. RUTA	16,23	16,28
373	ALIVIADOR N°5	A.ARR. RUTA	16,17	16,22
374	ALIVIADOR N°5	RUTA	16,17	16,21
375	ALIVIADOR N°5	A.AB. RUTA	16,20	16,25
376	ALIVIADOR N°5	ZONA L.A.T	16,14	16,19
361	ALIVIADOR N°6	ZONA LAGUNA	16,26	16,31
362	ALIVIADOR N°6	A.ARR. RUTA	16,22	16,26
363	ALIVIADOR N°6	A.ARR. RUTA	16,17	16,20
364	ALIVIADOR N°6	RUTA	16,16	16,20
365	ALIVIADOR N°6	A.AB. RUTA	16,17	16,25
366	ALIVIADOR N°6	ZONA L.A.T	16,14	16,19
391	ZONA L.A.T.	A.ARRIBA	16,14	16,19
392	ZONA L.A.T.	A.ABAJO	16,14	16,18

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]	
			PROT.	SPROT.
431	DERIV.SUR	ZONA PUERTO	15,84	15,86
432	DERIV.SUR	CLUB NAUTICO SUR	15,65	15,68
421	C.NAVEGACION	ZONA PUERTO	15,84	15,86
422	C.NAVEGACION	ALTO VERDE	15,89	15,91
1589	C.NAVEGACION	ALTO VERDE	15,89	15,91
452	C.NAVEGACION	COLASTINE	15,99	15,98
411	C. ALTO VERDE	ZOANA L.A.T	16,14	16,18
412	C. ALTO VERDE	CANAL ACCESO	15,89	15,91
401	L.A.T-COLAST.	ZONA L.A.T	16,14	16,18
401	L.A.T.-COLAST.	COLASTINE	16,06	16,05
261	COLASTINE	PUENTE	16,57	16,51
262	COLASTINE	L.A.T	16,06	16,05
461	COLASTINE	L.A.T	16,06	16,05
462	COLASTINE	DESEMBOCADURA	15,99	15,98
481	TIRADERO	DESEM.COLAST.	15,99	15,98
482	TIRADERO	PARANA	15,99	15,98
201	CAUCE PARANA	PARANA	16,45	16,43
202	CAUCE PARANA	PARANA	16,45	16,43
203	CAUCE PARANA	DESEMB.TIRADERO	15,99	15,97
491	CAUCE PARANA	DESEMB.TIRADERO	15,99	15,97
492	CAUCE PARANA	ISLA PARACAO	15,64	15,63
1564	CAUCE PARANA	ISLA TRAGADERO	15,22	15,21
491	CAUCE PARANA	DIAMANTE	14,39	14,39
441	ISLA CLUCELLA	CANAL ACCESO	15,89	15,91
442	ISLA CLUCELLA	ZONA 4 BOCAS	15,65	15,68
471	CORONDA	CLUB NAUTICO	15,65	15,68
472	CORONDA	SAUCE VIEJO	15,53	15,56

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]	
			PROT.	SPROT.
473	CORONDA	DESVIO ARIJON	15,34	15,37
474	CORONDA	CORONDA	14,39	14,39
501	PARANA	BORDE A.ABAJO	14,39	14,39

**VALORES DE ALTURAS MAXIMAS**  
**CRECIDA 250 AÑOS-SECCION ARROYO LEYES NUEVO EMPLAZAMIENTO**  
**PROTEGIDA Y SIN PROTEGER**

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]	
			PROT.	SPROT.
11	PARANA	EA. SANTA CRUZ	25,35	25,35
12	PARANA	LA PAZ NORTE	24,51	24,51
21	SAN JAVIER	SAN JAVIER	24,51	24,51
22	SAN JAVIER	CNIA.FRANCESA	24,05	24,05
23	SAN JAVIER	SAN JOAQUIN	23,64	23,63
31	SAN JAVIER	SAN JOAQUIN	23,64	23,63
32	SAN JAVIER	SALADERO CABAL	22,44	22,43
33	SAN JAVIER	EMPALME R N° 61	21,60	21,58
34	SAN JAVIER	HELVECIA	21,32	21,29
35	SAN JAVIER	CAYASTA NORTE	21,15	21,12
41	SAN JAVIER	CAYASTA NORTE	21,15	21,12
42	SAN JAVIER	CAYASTA SUR	20,88	20,84
43	SAN JAVIER	FTE BRUGO	20,42	20,38
44	SAN JAVIER	SANTA ROSA NORTE	19,96	19,90
51	SAN JAVIER	SANTA ROSA NORTE	19,96	19,90
52	SAN JAVIER	DESEMBOCADURA	18,84	18,68
111	CRUCE VALLE	LA PAZ-S. JOAQUIN	23,74	23,74
112	CRUCE VALLE	LA PAZ-S. JOAQUIN	23,68	23,68
113	CRUCE VALLE	LA PAZ-S. JOAQUIN	23,64	23,63

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]	
			PROT.	SPROT.
71	CAUCE PARANA	LA PAZ NORTE	24,51	24,51
72	CAUCE PARANA	LA PAZ	23,74	23,74
81	CAUCE PARANA	LA PAZ	23,74	23,74
82	CAUCE PARANA	LAGUNA TOLDOS	23,17	23,16
83	CAUCE PARANA	SANTA ELENA	22,84	22,83
84	CAUCE PARANA	LAGUNA LA BLANCA	22,54	22,53
85	CAUCE PARANA	RCHO CORRENTOSO	22,14	22,12
86	CAUCE PARANA	HERNANDARIAS	21,75	21,73
91	CAUCE PARANA	HERNANDARIAS	21,75	21,73
92	CAUCE PARANA	Aº PANTANOSO	21,21	21,19
93	CAUCE PARANA	PUEBLO BRUGO	20,50	20,47
101	CAUCE PARANA	PUEBLO BRUGO	19,78	19,75
102	CAUCE PARANA	CURTIEMBRE	18,64	18,60
103	CAUCE PARANA	EL CERRO	18,15	18,11
121	CRUCE VALLE	RCHO CAYASTA	21,75	21,73
122	CRUCE VALLE	RCHO CAYASTA	21,15	21,12
131	CRUCE VALLE	RCHO SANTA ROSA	20,50	20,47
132	CRUCE VALLE	RCHO SANTA ROSA	19,96	19,90
61	SAN JAVIER	SAN JAVIER-LEYES	18,84	18,68
62	SAN JAVIER	SAN JAVIER-LEYES	18,59	18,36
151	PARANA	EL CERRO	18,64	18,60
152	PARANA	CHAPETON NORTE	18,43	18,38
153	PARANA	COLONIA CELINA	18,09	18,05
191	PARANA	COLONIA CELINA	18,09	18,05
192	PARANA	VILLA URQUIZA	17,69	17,65
193	PARANA	ISLA VACLA	17,36	17,33
194	PARANA	PARANA	16,93	16,90



PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M] PROT.      SPROT.	
141	RCHO COLATINE	S. JAVIER-PARANA	18,64	18,59
142	RCHO COLATINE	S. JAVIER-PARANA	18,84	18,68
171	LEYES	DES. SAN JAVIER	18,59	18,36
172	LEYES	ISLA GARCEROSA	18,34	18,07
173	LEYES	VTA DEL PIRATA	18,19	17,91
241	LEYES	VTA DEL PIRATA	18,19	17,91
242	LEYES	A.ARRIBA RUTA	18,22	17,94
243	LEYES	A.ARRIBA RUTA	18,25	17,98
244	LEYES	PUENTE	18,22	17,93
245	LEYES	PTE NUEVO	17,47	17,83
246	LEYES	PTE NUEVO	17,81	17,95
247	LEYES	A.ABAJO PTE NUEVO	17,67	17,79
248	LEYES	ZONA LAGUNA	17,39	17,50
251	UBAJAY	NACIMIENTO	18,19	17,91
252	UBAJAY	RINCON NORTE	18,16	17,89
253	UBAJAY	CAMPING	18,06	17,81
254	UBAJAY	DESEMBOCADURA	17,60	17,49
221	GARCEROSA	RIACHO ISLA	18,64	18,36
222	GARCEROSA	RIACHO ISLA	18,20	17,81
161	COLORADO	NACIMIENTO	18,64	18,59
162	COLORADO	RCHO GARCEROSA	18,20	18,14
231	COLORADO	RCHO GARCEROSA	18,20	18,14
232	COLORADO	NAC. COLASTINE	17,90	17,81
211	COLASTINE	NACIMIENTO	17,90	17,81
212	COLASTINE	INTERMEDIO	17,80	17,70

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA PROT.	IGM[M] SPROT.
213	COLASTINE	INTERMEDIO	17,68	17,57
214	COLASTINE	COUNTRY UBAJAY	17,62	17,51
215	COLASTINE	DES. UBAJAY	17,60	17,49
216	COLASTINE	DES.UBAJAY	17,60	17,49
217	COLASTINE	A. ARR.RUTA Nº 168	17,24	17,16
181	RCHO YACARE	ZONA CHAPETON	18,20	18,14
182	RCHO YACARE	DESEMBOCADURA	17,90	18,05
271	SALADILLO	LAGUNA CAPON	17,39	17,50
272	LAGUNA CAPON		17,39	17,50
273	LAGUNA LEYES		17,39	17,50
274	LAGUNA LEYES	DESEMB. ARROYO	17,39	17,50
281	LAGUNA LEYES	DESEMB.ARROYO	17,39	17,50
282	LAG. SETUBAL		17,29	17,40
283	LAG.SETUBAL	ZONA RINCON	17,09	17,19
284	LAG.SETUBAL	GUADALUPE NORTE	16,84	16,92
351	LAG.SETUBAL	TERR. FRENCH	16,84	16,92
352	LAG.SETUBAL	FRENCH-AEROSILLA	16,84	16,92
353	LAG.SETUBAL	FRENCH-AEROSILLA	16,80	16,88
291	LAG.SETUBAL	FRENCH-ALIVIAD.	16,84	16,92
293	LAG.SETUBAL	FRENCH ALIVIAD.	16,77	16,85
354	LAG.SETUBAL	AEROSILLA	16,77	16,84
331	LAG.SETUBAL	ALIV. Nº5 NORTE	16,77	16,84
332	LAG.SETUBAL	ALIV. Nº5 NORTE	16,71	16,77
341	LAG.SETUBAL	ALIV. Nº6 NORTE	16,77	16,84
342	LAG.SETUBAL	ALIV. Nº6 NORTE	16,70	16,77
321	LAG.SETUBAL	ALIV. Nº3 NORTE	16,77	16,84

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]	
			PROT.	SPROT.
322	LAG.SETUBAL	ALIV. N°3 NORTE	16,71	16,78
521	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,71	16,77
522	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,70	16,77
531	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,70	16,77
532	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,71	16,78
311	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,71	16,78
312	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	16,72	16,79
354	LAG.SETUBAL	AEROSILLA	16,72	16,79
355	LAG.SETUBAL	A.ARR. PUENTE	16,60	16,66
356	LAG.SETUBAL	PUENTE	16,60	16,66
531	LAG.SETUBAL	PUENTE	16,60	16,66
532	LAG.SETUBAL	A.AB. PUENTE	16,59	16,66
533	DER.NORTE	PUERTO	15,19	16,23
381	ALIVIADOR N°3	ZONA LAGUNA	16,71	16,78
382	ALIVIADOR N°3	A.ARR. RUTA	16,67	16,73
383	ALIVIADOR N°3	A.ARR. RUTA	16,61	16,66
384	ALIVIADOR N°3	RUTA	16,61	16,66
385	ALIVIADOR N°3	A.AB. RUTA	16,62	16,67
386	ALIVIADOR N°3	ZONA L.A.T	16,58	16,63
371	ALIVIADOR N°5	ZONA LAGUNA	16,70	16,77
372	ALIVIADOR N°5	A.ARR. RUTA	16,67	16,73
373	ALIVIADOR N°5	A.ARR. RUTA	16,60	16,64
374	ALIVIADOR N°5	RUTA	16,59	16,64
375	ALIVIADOR N°5	A.AB. RUTA	16,64	16,70
376	ALIVIADOR N°5	ZONA L.A.T	16,58	16,63
361	ALIVIADOR N°6	ZONA LAGUNA	16,71	16,77
362	ALIVIADOR N°6	A.ARR. RUTA	16,66	16,71

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M] PROT.      SPROT.	
363	ALIVIADOR N°6	A.ARR. RUTA	16,58	16,62
364	ALIVIADOR N°6	RUTA	16,57	6,62
365	ALIVIADOR N°6	A.AB. RUTA	16,64	16,70
366	ALIVIADOR N°6	ZONA L.A.T	16,58	16,63
391	ZONA L.A.T.	A.ARRIBA	16,58	16,63
392	ZONA L.A.T.	A.ABAJO	16,58	16,62
431	DERIV.SUR	ZONA PUERTO	16,19	16,23
432	DERIV.SUR	CLUB NAUTICO SUR	15,90	15,93
421	C.NAVEGACION	ZONA PUERTO	16,19	16,23
422	C.NAVEGACION	ALTO VERDE	16,29	16,32
451	C.NAVEGACION	ALTO VERDE	16,29	16,32
452	C.NAVEGACION	COLASTINE	16,46	16,44
411	C. ALTO VERDE	ZOANA L.A.T	16,58	16,62
412	C. ALTO VERDE	CANAL ACCESO	16,29	16,32
401	L.A.T-COLAST.	ZONA L.A.T	16,53	16,51
402	L.A.T-COLAST.	COLASTINE	16,58	16,62
261	COLASTINE	PUENTE	17,08	17,01
262	COLASTINE	L.A.T	16,53	16,51
461	COLASTINE	L.A.T	16,53	16,51
462	COLASTINE	DESEMBOCADURA	16,46	16,44
481	Rcho TIRADERO	DESEM.COLAST.	16,46	16,44
482	Rcho TIRADERO	PARANA	16,45	16,44
201	CAUCE PARANA	PARANA	16,92	16,90
202	CAUCE PARANA	PARANA	16,92	16,90
203	CAUCE PARANA	DESEMB.TIRADERO	16,45	16,44
491	CAUCE PARANA	DESEMB.TIRADERO	16,45	16,44
492	CAUCE PARANA	ISLA PARACAO	16,12	16,11

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]	
			PROT.	SPROT.
1564	CAUCE PARANA	ISLA TRAGADERO	15,70	15,69
491	CAUCE PARANA	DIAMANTE	14,86	14,86
441	ISLA CLUCCELLA	CANAL ACCESO	16,29	16,32
442	ISLA CLUCCELLA	ZONA 4 BOCAS	15,90	15,93
471	CORONDA	CLUB NAUTICO	15,90	15,93
472	CORONDA	SAUCE VIEJO	15,66	15,68
473	CORONDA	DESVIO ARIJON	15,34	15,38
474	CORONDA	CORONDA	14,86	14,86
501	PARANA	BORDE A.ABAJO	14,86	14,86

**Niveles Para la Crecida Centenaria con Hidrograma Tipo Crecida 1992**

Para la determinación de los niveles máximos a lo largo de la Ruta Provincial N°1, se efectuó una corrida del modelo adoptando como hidrograma de crecida el de 1992, asignándole al pico de la misma el valor de caudal de 100 años de recurrencia,es decir 64800 m3/s.

Esto es debido a que como se mencionó anteriormente, éste tipo de crecida, muy rápida hace que los valores de niveles máximos superen los de las crecidas extendidas como la de 1983.

Los coeficientes de rugosidad adoptados, fueron los correspondientes a los de la calibración 1992, en cuanto a la erosión en el arroyo Leyes, se asumió la misma que se determinó para la crecida tipo 1983.

En la tabla siguiente se transcriben los valores de la envolvente de niveles máximos determinados con el modelo para cada uno de los perfiles considerados.

**VALORES DE ALTURAS MAXIMAS  
CRECIDA 100 AÑOS-TIPO 1992**

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]
11	PARANA	EA. SANTA CRUZ	25.22
12	PARANA	LA PAZ NORTE	24.65
21	SAN JAVIER	SAN JAVIER	24.65
22	SAN JAVIER	CNIA.FRANCESA	24.10
3	SAN JAVIER	SAN JOAQUIN	23.55
24	SAN JAVIER	SAN JOAQUIN	23.55
32	SAN JAVIER	SALADERO CABAL	22.27
33	SAN JAVIER	EMPALME R N° 61	21.37
34	SAN JAVIER	HELVECIA	21.01
35	SAN JAVIER	CAYASTA NORTE	20.80
41	SAN JAVIER	CAYASTA NORTE	20.80
42	SAN JAVIER	CAYASTA SUR	20.51
43	SAN JAVIER	FTE PBO. BRUGO	19.98
44	SAN JAVIER	SANTA ROSA NORTE	19.30
51	SAN JAVIER	SANTA ROSA NORTE	19.30
52	SAN JAVIER	DESEMBOCADURA	18.31
111	CRUCE VALLE	LA PAZ-SAN JOAQUIN	23.25
112	CRUCE VALLE	LA PAZ-SAN JOAQUIN	23.43
113	CRUCE VALLE	LA PAZ-SAN JOAQUIN	23.55
71	CAUCE PARANA	LA PAZ NORTE	24.65
72	CAUCE PARANA	LA PAZ	23.25
81	CAUCE PARANA	LA PAZ	23.25
82	CAUCE PARANA	LAGUNA TOLDOS	22.68
83	CAUCE PARANA	SANTA ELENA	22.27
84	CAUCE PARANA	LAGUNA LA BLANCA	21.86



PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]
85	CAUCE PARANA	RCHO CORRENTOSO	21.37
86	CAUCE PARANA	HERNANDARIAS	20.93
91	CAUCE PARANA	HERNANDARIAS	20.93
92	CAUCE PARANA	Aº PANTANOSO	20.40
93	CAUCE PARANA	PUEBLO BRUGO	19.64
101	CAUCE PARANA	PUEBLO BRUGO	19.64
102	CAUCE PARANA	CURTIEMBRE	18.89
103	CAUCE PARANA	EL CERRO	17.88
121	CRUCE VALLE	RCHO CAYASTA	20.93
122	CRUCE VALLE	RCHO CAYASTA	20.80
131	CRUCE VALLE	RCHO SANTA ROSA	19.64
132	CRUCE VALLE	RCHO SANTA ROSA	19.30
61	SAN JAVIER	SAN JAVIER-LEYES	18.31
62	SAN JAVIER	SAN JAVIER-LEYES	17.71
151	PARANA	EL CERRO	17.88
152	PARANA	CHAPETON NORTE	17.67
153	PARANA	COLONIA CELINA	17.34
191	PARANA	COLONIA CELINA	17.34
192	PARANA	VILLA URQUIZA	16.94
193	PARANA	ISLA VACIA	16.59
194	PARANA	PARANA	16.19
141	COLATINE	SAN JAVIER-PARANA	17.88
142	COLATINE	SAN JAVIER PARANA	18.31
171	LEYES	DESEMB. SAN JAVIER	17.71
172	LEYES	ISLA GARCEROSA	17.49
173	LEYES	VTÁ DEL PIRATA	17.24
241	LEYES	VTÁ DEL PIRATA	17.24

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM [M]
242	LEYES	A.ARRIBA RUTA	17.21
243	LEYES	A.ARRIBA RUTA	17.25
244	LEYES	PUENTE	17.25
245	LEYES	PTE NUEVO	17.21
246	LEYES	PTE NUEVO	17.25
247	LEYES	A.ABAJO PTE NUEVO	17.05
248	LEYES	ZONA LAGUNA	16.85
251	UBAJAY	NACIMIENTO	17.24
252	UBAJAY	RINCON NORTE	17.22
253	UBAJAY	CAMPING	17.16
254	UBAJAY	DESEMBOCADURA	16.87
221	GARCEROSA	RIACHO ISLA	17.71
222	GARCEROSA	RIACHO ISLA	17.19
161	COLORADO	NACIMIENTO	17.88
162	COLORADO	RCHO GARCEROSA	17.46
231	COLORADO	RCHO GARCEROSA	17.46
232	COLORADO	NAC. COLASTINE	17.19
211	COLASTINE	NACIMIENTO	17.19
212	COLASTINE	INTERMEDIO	17.03
213	COLASTINE	INTERMEDIO	16.87
214	COLASTINE	COUNTRY UBAJAY	16.72
215	COLASTINE	DES. UBAJAY	16.65
216	COLASTINE	DES.UBAJAY	16.28
217	COLASTINE	A. ARR. RUTA N° 168	16.15

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]
181	RCHO YACARE	ZONA CHAPETON	17.46
182	RCHO YACARE	DESEMBOCADURA	17.34
271	SALADILLO	LAGUNA CAPON	16.85
272	LAGUNA CAPON		16.85
273	LAGUNA LEYES		16.85
274	LAGUNA LEYES	DESEMB. ARROYO	16.85
281	LAGUNA LEYES	DESEMB.AROYO	16.85
282	LAG. SETUBAL		16.62
283	LAG.SETUBAL	ZONA RINCON	16.34
284	LAG.SETUBAL	GUADALUPE NORTE	15.93
351	LAG.SETUBAL	TERR. FRENCH	15.92
352	LAG.SETUBAL	FRENCH-AEROSILLA	15.89
353	LAG.SETUBAL	FRENCH-AEROSILLA	15.84
291	LAG.SETUBAL	FRENCH-ALIVIAD.	15.92
292	LAG.SETUBAL	FRENCH ALIVIAD.	15.91
354	LAG.SETUBAL	AEROSILLA	15.89
331	LAG.SETUBAL	ALIV. N°5 NORTE	15.91
332	LAG.SETUBAL	ALIV. N°5 NORTE	15.89
341	LAG.SETUBAL	ALIV. N°6 NORTE	15.91
342	LAG.SETUBAL	ALIV. N°6 NORTE	15.89
321	LAG.SETUBAL	ALIV. N°3 NORTE	15.91
322	LAG.SETUBAL	ALIV. N°3 NORTE	15.89
521	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	15.89
522	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	15.89
531	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	15.89
532	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	15.89
311	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	15.89

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]
312	LAG.SETUBAL	TRANSVERSAL	15.89
354	LAG.SETUBAL	AEROSILLA	15.89
355	LAG.SETUBAL	A.ARR. PUENTE	15.89
356	LAG.SETUBAL	PUENTE	15.88
531	LAG.SETUBAL	PUENTE	15.88
532	LAG.SETUBAL	A.AB. PUENTE	15.88
533	DER.NORTE	PUERTO	15.62
381	ALIVIADOR N°3	ZONA LAGUNA	15.89
382	ALIVIADOR N°3	A.ARR. RUTA	15.89
383	ALIVIADOR N°3	A.ARR. RUTA	15.87
384	ALIVIADOR N°3	RUTA	15.87
385	ALIVIADOR N°3	A.AB. RUTA	15.87
386	ALIVIADOR N°3	ZONA L.A.T	15.87
371	ALIVIADOR N°5	ZONA LAGUNA	15.89
372	ALIVIADOR N°5	A.ARR. RUTA	15.89
373	ALIVIADOR N°5	A.ARR. RUTA	15.88
374	ALIVIADOR N°5	RUTA	15.88
375	ALIVIADOR N°5	A.AB. RUTA	15.88
376	ALIVIADOR N°5	ZONA L.A.T	15.87
361	ALIVIADOR N°6	ZONA LAGUNA	15.89
362	ALIVIADOR N°6	A.ARR. RUTA	15.89
363	ALIVIADOR N°6	A.ARR. RUTA	15.88
364	ALIVIADOR N°6	RUTA	15.88
365	ALIVIADOR N°6	A.AB. RUTA	15.88
366	ALIVIADOR N°6	ZONA L.A.T	15.87
391	ZONA L.A.T.	A.ARRIBA	15.87
392	ZONA L.A.T.	A.ABAJO	15.87

PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]
431	DERIV.SUR	ZONA PUERTO	15.62
432	DERIV.SUR	CLUB NAUTICO SUR	15.47
421	C.NAVEGACION	ZONA PUERTO	15.62
422	C.NAVEGACION	ALTO VERDE	15.62
1589	C.NAVEGACION	ALTO VERDE	15.62
452	C.NAVEGACION	COLASTINE	15.62
411	C. ALTO VERDE	ZOANA L.A.T	15.87
412	C. ALTO VERDE	CANAL ACCESO	15.62
401	L.A.T-COLAST.	ZONA L.A.T	15.70
401	L.A.T-COLAST.	COLASTINE	15.87
261	COLASTINE	PUENTE	16.15
262	COLASTINE	L.A.T	15.70
461	COLASTINE	L.A.T	15.70
462	COLASTINE	DESEMBOCADURA	15.62
481	TIRADERO	DESEM.COLAST.	15.62
482	TIRADERO	PARANA	15.62
201	CAUCE PARANA	PARANA	16.12
202	CAUCE PARANA	PARANA	16.13
203	CAUCE PARANA	DESEMB.TIRADERO	15.62
491	CAUCE PARANA	DESEMB.TIRADERO	15.62
492	CAUCE PARANA	ISLA PARACAO	15.20
1564	CAUCE PARANA	ISLA TRAGADERO	14.68
491	CAUCE PARANA	DIAMANTE	13.67
441	ISLA CLUCELLA	CANAL ACCESO	15.62
442	ISLA CLUCELLA	ZONA 4 BOCAS	15.47
471	CORONDA	CLUB NAUTICO	15.47
472	CORONDA	SAUCE VIEJO	15.34



PERFIL	NOMBRE	LUGAR	COTA IGM[M]
473	CORONDA	DESVIO ARIJON	15.12
474	CORONDA	CORONDA	13.67
501	PARANA	BORDE A.ABAJO	13.62

#### II.4.6-CONSIDERACIONES SOBRE LOS PARAMETROS DE DISEÑO

Se ha analizado el comportamiento de las crecidas de 1992 y 1983 en base a las mediciones existentes y mediante el modelo implementado. Además se efectuaron corridas con el modelo calibrado para la crecida de diseño y verificación y distintas alternativas de obras a efectos de mejorar el escurrimiento por los aliviadores. Esto permite arribar a las siguientes conclusiones y propuestas:

a) Los ingresos al Sistema Setubal a través del Arroyo Leyes tienden a estabilizarse, a pesar de que se erosione la sección de entrada a través de la Ruta Provincial Nº1, esto se hace notable sobre todo en las crecidas de gran magnitud. Este efecto se debe principalmente a que el caudal de ingreso queda fijado por las condiciones de aguas arriba y aguas abajo, fundamentalmente esta última ya que el ingreso del Arroyo Leyes a la Laguna Setubal se hace a través de un sistema deltaico que condiciona el flujo a través de él. Como pudo observarse claramente cuando se mostraron los gráficos específicos, a medida que se erosionan las secciones, baja la velocidad media en las mismas y los caudales no se incrementan significativamente.

b) Como consecuencia de lo anteriormente mencionado y teniendo en cuenta que los caudales de ingresos calculados con el modelo para las crecidas de diseño y verificación, son compatibles con los considerados en los Proyectos de Costanera y la Defensa de Alto Verde, con la condición de que se mejore el escurrimiento por los aliviadores, pude concluirse que desde el punto de vista de las obras de aguas abajo, no es necesario proteger el lecho del Arroyo Leyes en la zona de la Ruta Nº1.

c) Se probó además que el corrimiento de la Ruta hacia aguas abajo, no provoca mayores variaciones de flujo, a pesar de que se aumenta la zona de erosión.

d) Para aumentar el flujo por los aliviadores no es suficiente con canalizarlos, ya que se ha detectado que la mayor interferencia a los escurrimientos que pasan por éstos, la constituye la Sección Alto Verde, vía de salida obligada de los mismos, debido a que los niveles del Colastiné no permiten que se evacúen los caudales a través de él.

e) La sección Alto Verde ha sido interferida por las sucesivas obras de defensa y rellenamiento. Este problema se agrava más con la construcción de la nueva defensa del distrito.

f) El Aliviador N°1 es el que ha sufrido la mayor disminución relativa de caudales, ya que de 500 m<sup>3</sup>/s en 1983 bajó a menos de 100 m<sup>3</sup>/s en 1992. Esta situación, que fue provocada por el rellenamiento para las construcciones y defensas en la zona, se considera irreversible. Por lo tanto no se ha tomado en cuenta a este aliviador como contribuyente significativo al escurrimiento. Algo similar ocurre con el Aliviador N°2, aunque en este caso la disminución es menos drástica.

g) Dentro de las alternativas de canalización propuestas para los aliviadores se trabajó con la restricción de la cota 11 m IGM como solera de fondo, a fin de tener en cuenta la presencia de la cloaca máxima, la que en caso de bajar por debajo de esta cota debía ser sifonada con los consiguientes inconvenientes y costos que esto acarrearía. Sin embargo esta restricción no se constituye en un inconveniente de fondo dadas las características del escurrimiento en el área (en manto laminar debido a que se trata del valle de inundación), fundamentalmente en la zona aguas abajo de los aliviadores y por las particularidades ya mencionadas de la sección Alto Verde, no se lograría aumentar el caudal por más que se profundizara la zona de los aliviadores.

h) Para la sección Alto Verde se han analizado dos tipos de obras, sin embargo por las mismas razones enunciadas en el punto anterior, se considera conveniente tender a una obra lo más ancha posible por los problemas de captación y la dificultad de encauzar los escurrimientos en zonas de baja pendiente como ésta.

i) Se probó como una obra posible rebajar la zona del corte a cota 12 m IGM en un ancho de unos 800 m en la sección Alto Verde y el Albardón del Canal de Acceso en la Isla Clucellas, más una limpieza y remoción de obstáculos desde la zona de los aliviadores hasta la mencionada isla incluida, lo que podrá ser mejorado con algún tipo de canalización en la zona de captación. El diseño definitivo de estas obras deberá ser objeto de un proyecto específico.

j) Con esta configuración se llega a valores compatibles con las secciones de escurrimiento tanto en la zona del Puente Oroño como en los aliviadores no produciéndose velocidades erosivas en las crecidas de 1983 y 1992. Para la crecida de diseño, los valores se aproximan a los límites admisibles, produciendo algunas erosiones, sobre todo en el Aliviador N°6, por lo que se considera conveniente estudiar la protección de la cloaca a efectos de evitar inconvenientes.

## **II ESTUDIOS BASICOS**

### **II.5 CALCULO DE EROSIONES GENERALES**

#### **II.5.1 CONSIDERACIONES GENERALES**

#### **II.5.2 METODO DE CALCULO**

#### **II.5.3 VERIFICACION DE LA FORMULA DE CALCULO**

#### **II.5.4 APLICACION Y RESULTADOS OBTENIDOS**

#### **II.5.5 CONCLUSIONES**

## **II.5 CALCULO DE EROSIONES GENERALES**

### **II.5.1. Consideraciones generales.**

Las erosiones generales en cauces fluviales son una consecuencia del aumento de la capacidad de transporte de sedimentos del escurrimiento, lo que origina un descenso de los niveles del lecho, tanto a lo ancho como a lo largo del río. El proceso erosivo se detiene cuando disminuye la intensidad del transporte o se alcanza una condición de equilibrio entre el sedimento que es removido del tramo en consideración con el que es aportado desde aguas arriba. Las causas de este fenómeno son muy variadas pero entre las mas habituales se encuentra el paso de una creciente, cuya magnitud y duración condicionan las máximas erosiones que pueden alcanzarse.

En cumplimiento de los objetivos propuestos para este estudio se desarrollan en este Informe una estimación de las erosiones generales que podrían verificarse en distintos tramos del Sistema.

Los sectores estudiados fueron los siguientes:

- \* Zona Puente Arroyo Leyes - Actual emplazamiento
- \* Zona Puente Arroyo Leyes - Nuevo emplazamiento propuesto
- \* Puente sobre Arroyo Potrero - Actual emplazamiento
- \* Puente Oroño - Laguna Setúbal
- \* Aliviadores 3, 5 y 6 Ruta Nacional N° 168

En todos los casos los parámetros hidráulicos de diseño, (caudales y niveles) fueron suministrados a partir de las corridas del modelo matemático correspondientes a la crecida de diseño adoptada para el cálculo.

La información sedimentológica requerida se obtuvo de diferentes fuentes según la zona considerada. Así para las determinaciones efectuadas en los arroyos Leyes y Potrero los datos granométricos necesarios provinieron de muestras de material de fondo obtenidos especialmente a los fines de este estudio. En la Fig.N° 1 se presenta la curva de distribución de tamaños resultantes para las muestras obtenidas en el sector del Puente del A° Leyes. En el caso del Puente Oroño los datos fueron extraídos de Ref.3. Por último las características del sedimento correspondiente a los aliviadores 3, 5 y 6 fueron obtenidos a partir de otros estudios (Ref.1). Ya que no se contó con información específica para este caso.

La información batimétrica necesaria para el cálculo fue relevada específicamente a los fines de este estudio. Solo en el caso de los aliviadores de la Ruta Nac. N°168 no se contó con las secciones transversales en los sitios de emplazamiento de los puentes, estas circunstancias obligaron, en este caso, a trabajar con parámetros medios característicos de la sección sin poder describir la forma de la misma.

### **II.5.2**

## II.5.2. MÉTODO DE CALCULO.

Para la estimación de erosiones generales en ríos, habitualmente se recurre a dos tipos de herramientas de cálculo.

- \* La modelación matemática a fondo móvil
- \* Las fórmulas empíricas y semiempíricas, basadas en diversos enfoques teóricos del problema.

Las características de este estudio y los exigentes plazos comprometidos para su desarrollo no permitieron, a este nivel del análisis, el empleo de las técnicas de modelación matemática a fondo móvil. Las mismas requieren una importante base de datos para su adecuada calibración, y cronogramas apropiados que permitan la puesta a punto de la metodología cuando se aplica por primera vez a un Sistema dado.

Las circunstancias apuntadas aconsejaron, en consecuencia, la aplicación de fórmulas para el cálculo de erosiones generales, este modo de cálculo no permite conocer la evolución temporal del proceso erosivo pero mediante una adecuada calibración y verificación de la formula a emplear, se pueden obtener valores confiables de las máximas erosiones esperables para un dado caudal de diseño.

La decisión de cual formula adoptar, dentro de los numerosas expresiones de cálculo existentes en la literatura especializada, estuvo basado en la experiencia recogida por la FICH en estudios previos realizados sobre el tema (Refs. 3, 4 y 5). Sobre esta base se adoptó como fórmula de cálculo lo propuesto por Lischtnan - Lebediev (Ref. 6). Esta es una fórmula semiempírica que predice la profundidad de erosión en el caso de un escurrimiento con agua clara, es decir que el equilibrio se alcanza por un proceso de reducción de la velocidad media, la cual disminuye hasta valores compatibles con la condición crítica de iniciación de arrastre.

La metodología propuesta por Lischtnan - Lebediev permite estimar la erosión general tanto en los casos de suelos no cohesivos como cohesivos e incluso para situaciones de suelos estratificados donde se combinan ambos. Las estructuras de las fórmulas de aplicación son las siguientes:

Suelo no cohesivo.

$$Hs = \left[ \frac{a \cdot Ho^{5/3}}{(0.68 \cdot \beta \cdot ds^{0.28})} \right]^{1/(1+x)}$$

$$a = \frac{Qd}{Hm^{5/3} \cdot Be \cdot u}$$

Suelo cohesivo.

## II.5.3



$$H_s = \left[ \frac{a \cdot H_o^{5/3}}{(0.60 \cdot \beta \cdot \gamma_s^{1.18})} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

Ho: profundidad local antes del paso de la crecida

Hs: profundidad erosionada en metros

x : exponente variable que depende del diámetro del material .

ds: diámetro representativo del material del lecho en mm

Be: ancho efectivo de la superficie libre en m.

u: coeficiente de contracción

β: coeficiente que depende de la probabilidad anual que se presente la crecida de diseño

Hm: tirante medio en la sección antes del paso de la crecida en mts.

γs: peso específico del sedimento

Qd: caudal de diseño

### II.5.3. VERIFICACIÓN DE LA FÓRMULA DE CÁLCULO.

Si bien la experiencia de aplicaciones anteriores no deja lugar a dudas acerca de la conveniencia del empleo de la fórmula de Lischtvan - Lebediev, se creyó igualmente aconsejable efectuar una verificación de la bondad del ajuste de la misma en su aplicación a datos históricos disponibles. Se recurrió a tal fin a los datos de la crecida de 1983, contándose para ello con una batimetría del sector del puente de la Ruta Prov. N° 1 sobre el Arroyo Leyes obtenida en aquella fecha, y los datos hidráulicos (caudales y niveles) correspondientes al momento del pico de la crecida en la sección del puente.

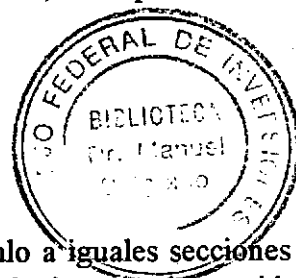
A los fines de la verificación, se seleccionaron tres secciones de cálculo ubicadas, 25, 125 y 225 m. aguas arriba del puente sobre la Ruta Prov. N°1 respectivamente. En las Figs. 2, 3 y 4 se han reproducido los resultados alcanzados. Se observa que las secciones calculadas reproducen con bastante aproximación a las relevadas, las cuales se ha considerado como secciones erosionadas en condición de equilibrio o próximas a él. Esto es así si se tiene en cuenta la extraordinaria duración de la crecida de 1983 y el hecho de que las secciones relevadas aquí empleadas fueron obtenidas sobre el final de la crecida. En el siguiente cuadro se detalla los errores medios arrojados por la fórmula para cada una de las secciones consideradas

Sección (m aguas arriba del puente)	Error (%)
25	-6,42
125	16,34
225	14,7

Se observa en el cuadro anterior que el método en un caso sobreestima los valores observados mientras que en las dos restantes los subestima. El hecho que la formula no muestre una tendencia

### II.5.4

definida en cuanto a los errores generados, sumado a que ellos se pueden considerar reducidos para lo que es habitual a este tipo de cálculos aconsejó, a este nivel del estudio, el empleo del método sin introducir ningún coeficiente de ajuste o calibración.



#### II.5.4. APLICACIÓN Y RESULTADOS OBTENIDOS.

Las Fig. 5, 6 y 7 muestran la aplicación del método de cálculo a iguales secciones que las consideradas para la verificación de la fórmula. En este caso la batimetría de partida fue la correspondiente a la relevada en 1993 a los fines de este estudio, en tanto el caudal de cálculo fue suministrado por el modelo matemático a partir de la corrida efectuada para la condición de diseño. Este caudal surge de un proceso interactivo entre la herramienta de modelación y el cálculo de erosiones. En este sentido una primera estimación del caudal que escurriría por la sección del Leyes se hizo a partir de la batimetría de 1993. El caudal así obtenido sirvió de base para el cálculo de erosiones, y las secciones resultantes alimentaron nuevamente al modelo matemático. La invariabilidad mostrada por los caudales, tanto a partir de la sección original como de la erosionada, hicieron innecesario el recálculo de las erosiones esperables, indicando la estabilización del proceso tal cual se menciona en el Estudio Hidrológico y Modelación.

Superpuestas a las secciones de 1993 y las calculadas con la formula Lischtván - Lebediev se incluyó las secciones de 1983. Se observa una profundización esperable respecto de 1983, para las secciones más estrechas (25 y 125 m aguas arriba puente), en cambio la sección de 225 m aguas arriba, con 300 m de ancho muestra erosiones máximas de calculo semejantes a las verificadas en 1983. En todos los casos las erosiones calculadas son de importancia con valores máximos que oscila entre 10 y 15 m. respecto del nivel actual del lecho.

Un procedimiento de cálculo semejante se desarrolló para el tramo correspondiente al nuevo emplazamiento propuesto para el puente. Se analizaron allí nuevamente tres secciones ubicadas en la sección del nuevo emplazamiento y 150 y 250 m aguas arriba del mismo. Las Figs. 8, 9 y 10 muestran las secciones de partida y las erosionadas para el caudal de 10.000 m<sup>3</sup>/s. Se encontraron aquí magnitudes de erosión del orden de 10 a 13 m. distribuidas uniformemente en la sección.

En la Fig. 11 se presenta la sección correspondiente al nuevo emplazamiento del puente de la Ruta Prov. N°1 sobre el A° Potreros, en este caso el caudal de diseño empleado para el calculo de erosiones fue de 5000 m<sup>3</sup>/s de acuerdo a los resultados obtenidos de la corrida del modelo matemático. La batimetría de partida correspondió al relevamiento de abril de 1994, habiéndose caracterizado el material del lecho a través de una muestra obtenida en el centro del cauce, la cual tuvo un diámetro medio de 0,200 mm. Los resultados obtenidos muestran erosiones muy significativas del orden de 18 m. como máximo, para el caudal de diseño considerado.

La Fig. 12 muestra los resultados obtenidos al aplicar el método de cálculo a la sección del Puente Oroño sobre la Laguna Setúbal. Los caudales de cálculo empleados estuvieron en correspondencia con los resultados proporcionados por el modelo matemático para dos situaciones de análisis: a) considerado el sistema en su situación actual:  $Q = 11000 \text{ m}^3/\text{seg}$ , b) considerada la canalización de los aliviadores y el corte de Alto Verde:  $Q = 10000 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Se adoptó como condición para el cálculo una granulometría uniforme de arena de 0,150 mm. Sobre esta base los resultados

#### II.5.5

alcanzados muestran un máximo de erosión de entre 5 y 8 m. según el caudal que se considere.

Se ha hecho referencia anteriormente acerca de la carencia de información relativa a los aliviadores de la R.N.N°168. Al respecto los datos disponibles aconsejaron el cálculo de un tirante promedio en la sección de los aliviadores, a partir de conocer la luz efectiva de las puentes (Ref. 2) y el caudal de cada una de los mismos de acuerdo a los resultados proporcionado por el modelo matemático. El cálculo se efectuó para las dos situaciones ya descriptas para el Puente Oroño.

Las características del material de lecho y su secuencia en profundidad es otro dato que no se dispuso para este nivel del estudio, tales circunstancias sugirieron efectuar el cálculo tanto en condición de lecho cohesivo como no cohesivo.

En la Tabla 1 se resumen los parámetros de cálculo adoptados y los resultados alcanzados en cada caso. Se observa que los valores obtenidos en el caso de considerar material no cohesivo involucran para los aliviadores 3 y 5 erosiones del orden de 2 a 2.5 m por debajo de la cota de canalización (11 IGM). La erosión aumenta en el caso del aliviador 6 alcanzando cota 7.60 IGM. De adoptarse condiciones de lecho cohesivo las cotas de erosión para la situación con canalización muestra una situación de estabilidad con cota mínima en el aliviador N°6 en donde se alcanza el valor 10.86 IGM.

La disparidad de los resultados encontrados en los casos de aplicación con lechos granular o cohesivos aconsejan llevar a cabo sondeos exploratorios en la zona de los aliviadores a fin de confirmar la presencia de suelos cohesivos en los mismos, al menos hasta una profundidad compatible con las cotas de erosión calculadas bajo el supuesto de un lecho cohesivo. En caso de confirmarse la presencia de este material no sería necesario adoptar recaudos en cuanto a la protección del conducto de la Cloaca. De lo contrario debería incrementarse el alcance de este estudio de erosión a fin de evaluar la posibilidad que la fosa de erosión alcance el eje de la traza y en cuyo caso definir las medidas de protección correspondientes.

En lo que respecta al puente aliviador N°1 el mismo presenta una situación particular. En efecto aguas abajo del mismo se han llevado a cabo tareas de dragado que conformaron una fosa de grandes dimensiones lo cual ha determinado que el conducto de la Cloaca Máxima se encuentre "colgado" sin apoyo en su base. Ante esta situación actualmente se están llevando a cabo estudios a fin de elaborar un Proyecto Ejecutivo que contemple el relleno del área y la protección del conducto.

Por último, si bien los aliviadores 2 y 4 no han sido modelados matemáticamente en forma individual se puede suponer que los mismos contribuirán al escurrimiento total de los 6 aliviadores en una proporción aproximadamente similar a la verificada durante la crecida 1992:

$Q_{total}$ : 2118 m<sup>3</sup>/seg

$Q_{aliviador\ 2}$ : 173 m<sup>3</sup>/seg ( 8%)

$Q_{aliviador\ 4}$ : 56 m<sup>3</sup>/seg ( 2,5%)

Tomando como referencia que el caudal total de los aliviadores para la crecida de diseño es de 5000 m<sup>3</sup>/seg tendríamos los siguientes caudales:

$Q_{aliviador\ 2}$ : 400 m<sup>3</sup>/seg

Qaliviador 4 : 125 m<sup>3</sup>/seg

Teniendo en cuenta que las luces de los aliviadores 2 y 4 son 74 m y 39 m respectivamente resulta para los mismos caudales específicos de 5,4 m<sup>2</sup>/seg y 3,2 m<sup>2</sup>/seg los cuales resultan inferiores a los calculados para los aliviadores 3, 5 y 6. En virtud de ello no debería esperarse para los aliviadores 2 y 4 erosiones mayores a las estimadas anteriormente y en consecuencia no se afectaría la conducción de la cloaca máxima. Esto es válido bajo el supuesto ya establecido de la presencia de lecho cohesivo en dichas secciones.

## **II.5.5. CONCLUSIONES.**

- 1) El análisis interactivo entre las corridas del modelo matemático y el cálculo de erosiones en el Arroyo Leyes brindaron una primera evidencia acerca de la no influencia que el aumento de la sección de escurrimiento del cauce tiene sobre el caudal por allí evacuado. Este aspecto se analiza con mayor detalle en el Informe del Estudio Hidrológico y Modelación.
- 2) Como consecuencia de la conclusión anterior no se requeriría, para los caudales con que fueron proyectadas las obras del Sistema, fijar una sección de control a los efectos de regular el ingreso de caudal por el Leyes. Sí, en cambio, serían necesarias obras de protección de las estructuras emplazadas, en particular para los puentes sobre la R.P.N°1 pues las erosiones calculadas son muy significativas. Debiéndose evaluar en cada caso la conveniencia entre la profundización de las cotas de fundación, la protección de la estructura o una combinación de ambas.
- 3) Todos los cálculos de erosiones efectuados en este Capítulo corresponden a la erosión general producto del pasaje de la crecida de diseño. No se han cuantificado a este nivel las erosiones locales resultado de la presencia de las obras, dado que para ello se requiere conocer los detalles del diseño de las obras proyectadas.
- 4) En el caso del Puente Oroño las erosiones calculadas superan a las observadas en el relevamiento de octubre de 1983 en un rango de 3 a 6 m según el caudal considerado, llevando las máximas profundidades a cota - 19 m IGM (Q = 11000 m<sup>3</sup>/seg.).
- 5) Los cálculos de erosión efectuados en los aliviadores 3, 5 y 6 de la R. N. N°168 pusieron en evidencia la importancia de conocer en detalle la granulometría del material del lecho, pues las magnitudes de erosión difieren sustancialmente según se considere lecho granular o cohesivo (Tabla 1).

Tal es así que de considerarse lecho cohesivo las cotas de erosión no afectarían la traza de la conducción de la Cloaca Máxima. Por el contrario, si se considera lecho granular las erosiones alcanzarían un máximo de 3.5 m (Aliviador N°6), siendo aconsejable estudiar en este caso con mayor detalle la influencia que este proceso erosivo podría tener sobre la conducción de la Cloaca.

### **Referencias Bibliográficas.**

- 1) FABRI, A.J. y PERINI, T.F., "Fundaciones sobre rellenos hidráulicos recientes", Memorias del VII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Rosario, 1982.
- 2) FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS (FICH), INSTITUTO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNICA HIDRICAS (INCyTH), AGUA Y ENERGIA ELECTRICA (A y EE) "Estudio de Prefactibilidad de Soluciones al Subsistema Hídrico Leyes - Setúbal ", Comitente Consejo Federal de Inversiones (CFI) - Provincia de Santa Fe, 1993.
- 3) FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS (FICH), "Proyecto Reconstrucción Avenida 7 Jefes, Santa Fe, Estudios Básicos: Hidráulica e Ingeniería Fluvial", Comitente: INCOCTV S.R.L., Santa Fe, 1993.
- 4) FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS (FICH), INSTITUTO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNICA HIDRICAS (INCyTH), "Proyecto Reconstrucción Acueducto Colastiné - Santa Fe, Anexo C: Hidráulica Fluvial", Comitente Dirección Provincial de Obras Sanitarias (DIPOS), Santa Fe, 1993.
- 5) FACULTAD DE INGENIERIA Y CIENCIAS HIDRICAS (FICH), "Proyecto Obras de Defensa contra Inundaciones - Distrito Alto Verde - Santa Fe" Comitente: Dirección Provincial de Obras Hidráulicas, Santa Fe, 1993.
- 6) JUAREZ BADILLO, E. y RICO RODRIGUEZ, A., "Mecánicas de Suelos, Tomo III, Flujo de Agua en Suelos", E.d. Limusa - México, 1984.



TABLA 1 CALCULO DE EROSION EN LOS ALIVIADORES RUTA NAC. 168

Condición natural											
Aliviador	Q diseño (m <sup>3</sup> /s)	luz efectiva (m)	q (m <sup>2</sup> /s)	ds (mm)	No cohesivo			Cohesivo			
					1/(1+x)	Hs (m)	cota IGM (m)	P.esp. (ton/m <sup>3</sup> )	1/(1+x)	Hs (m)	cota IGM (m)
3	1350.00	230.00	5.87	0.15	0.70	6.25	10.05	1.40	0.74	3.83	12.47
5	1200.00	211.00	5.69	0.15	0.70	6.12	10.18	1.40	0.74	3.74	12.56
6	1950.00	202.00	9.65	0.15	0.70	8.86	7.44	1.40	0.74	5.54	10.76
Condición con canalización											
Aliviador	Q diseño (m <sup>3</sup> /s)	luz efectiva (m)	q (m <sup>2</sup> /s)	ds (mm)	No cohesivo			Cohesivo			
					1/(1+x)	Hs (m)	cota IGM (m)	P.esp. (ton/m <sup>3</sup> )	1/(1+x)	Hs (m)	cota IGM (m)
3	1650.00	230.00	7.17	0.15	0.70	7.20	9.10	1.40	0.74	4.45	11.85
5	1650.00	211.00	7.82	0.15	0.70	7.65	8.65	1.40	0.74	4.74	11.56
6	1900.00	202.00	9.41	0.15	0.70	8.70	7.60	1.40	0.74	5.43	10.87

**CURVA GRANULOMETRICA**  
**ARROYO LEYES**  
**Zona Puente R.P.No 1**

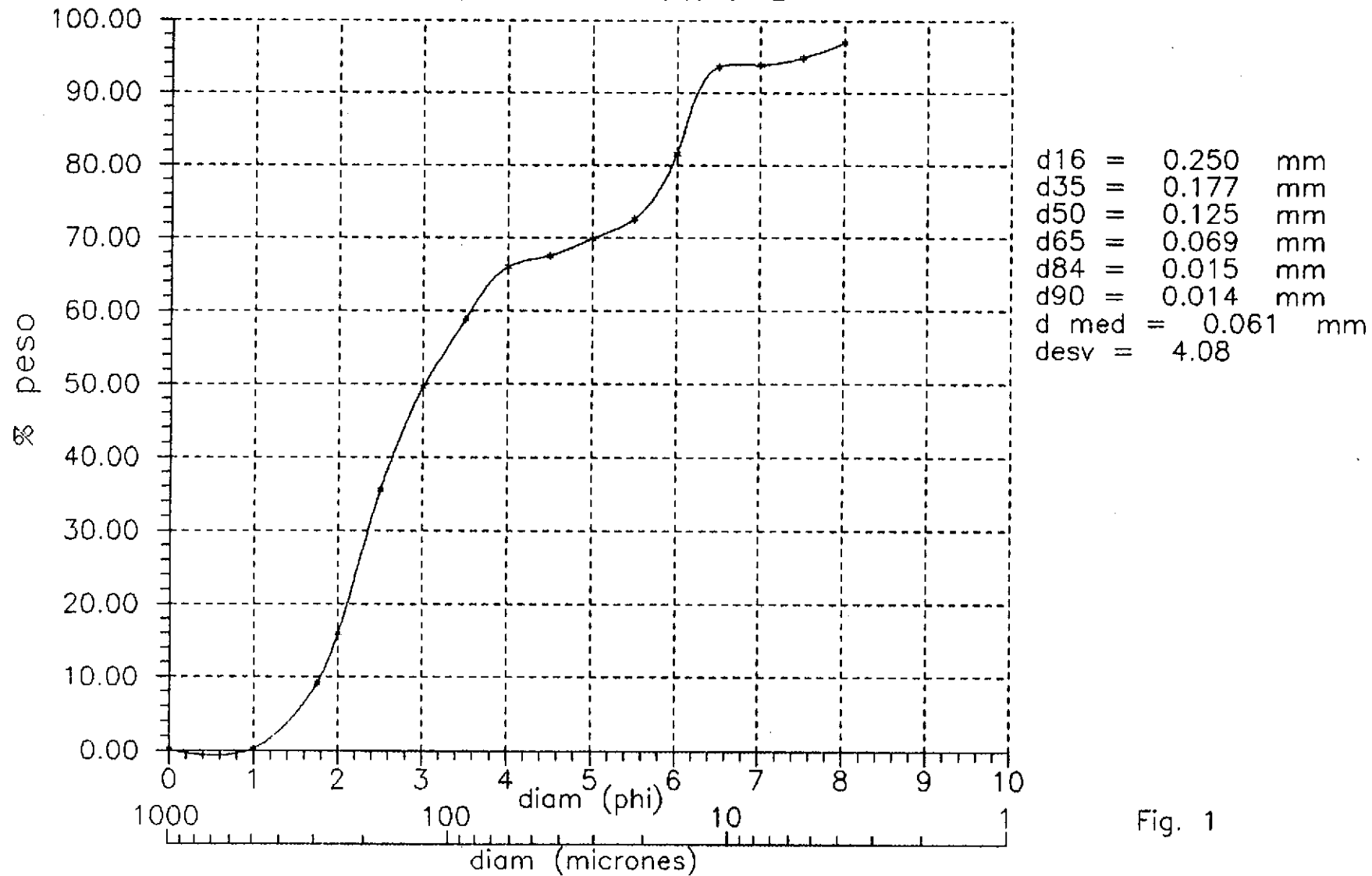
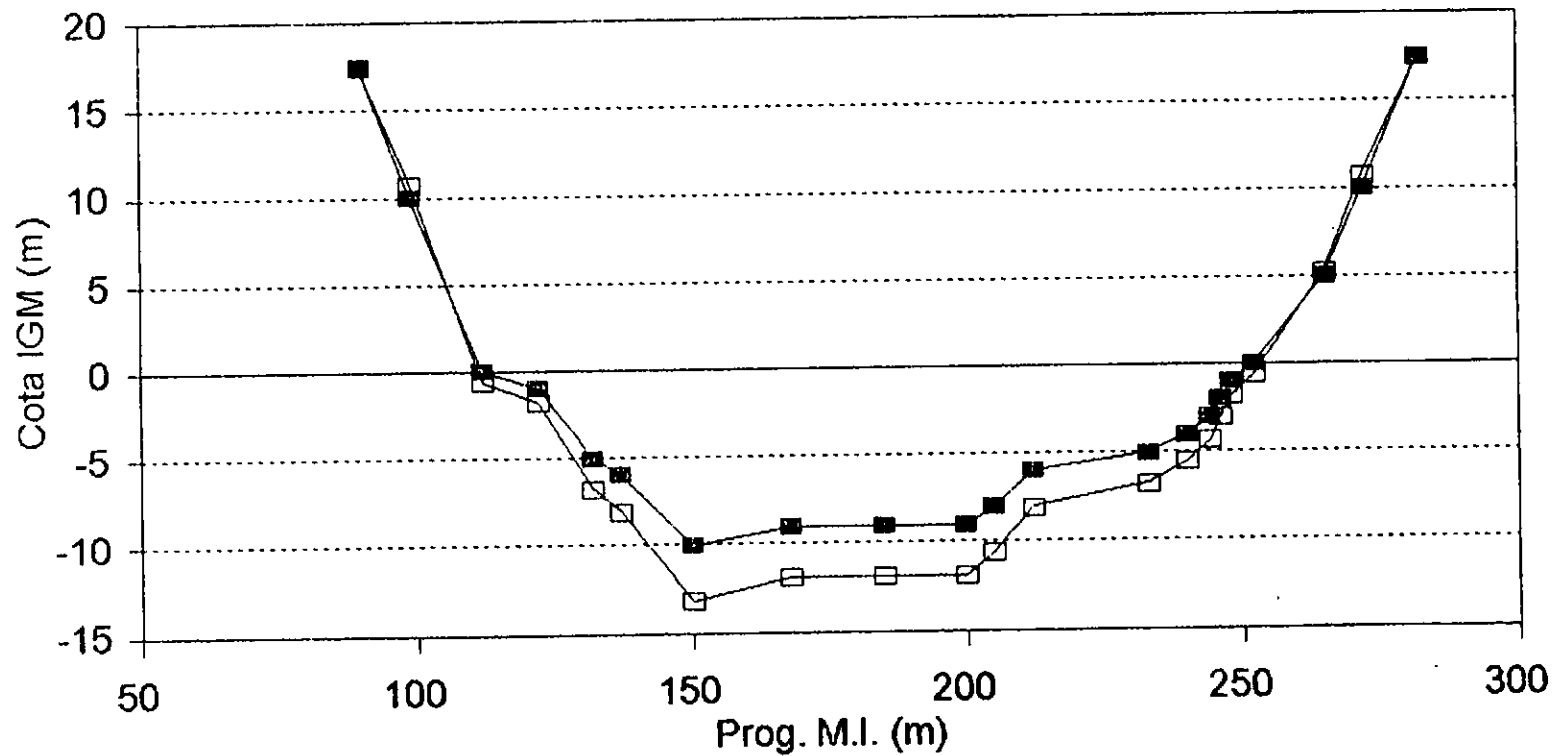


Fig. 1

# Arroyo Leyes - Ajuste formulas erosion

## Sección 25 m. A.A. Puente

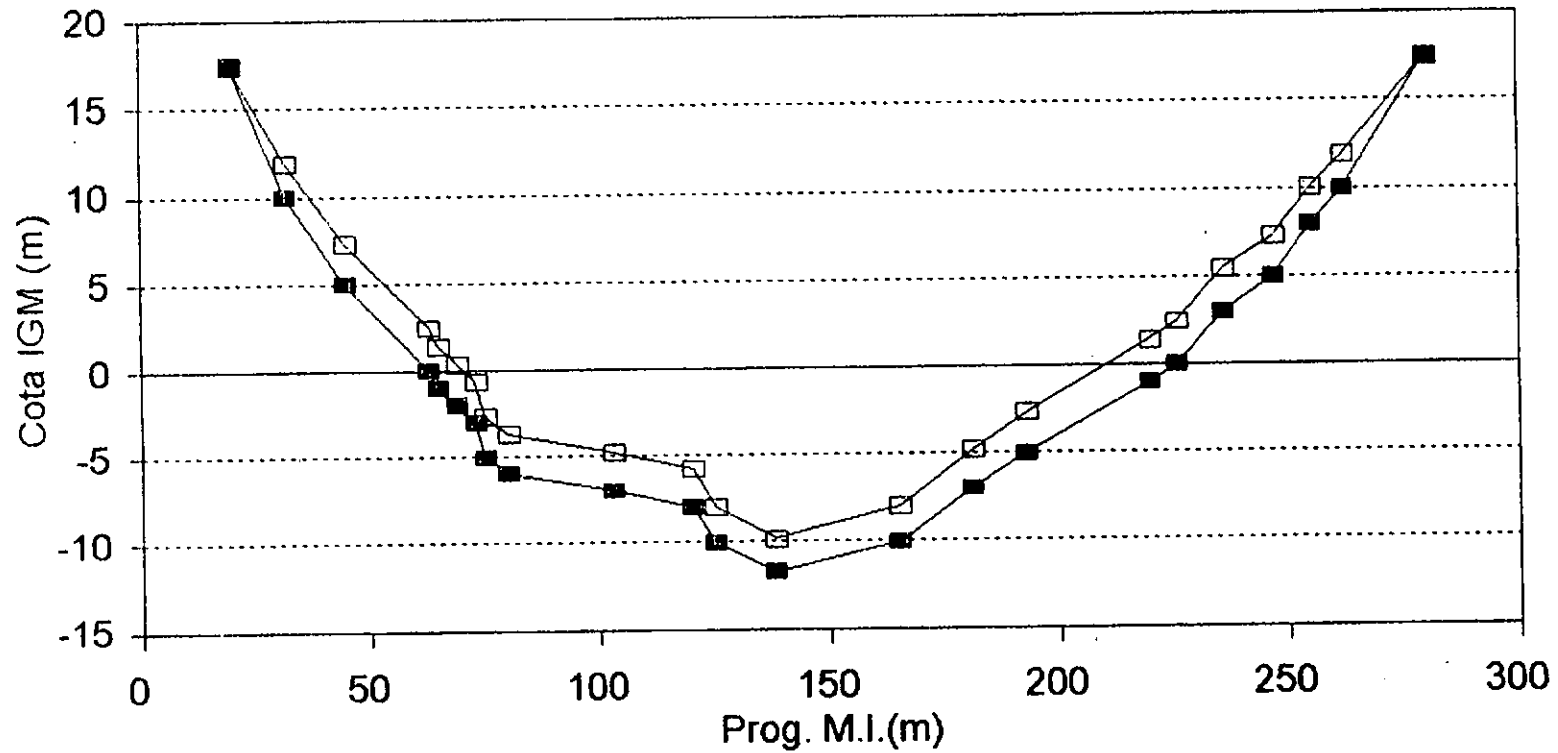


■ Relevamiento 1983    □ Calc. Q = 7200 m³/s

Fig. 2

# Arroyo Leyes - Ajuste formulas erosion

## Sección 125 m A.A. Puente

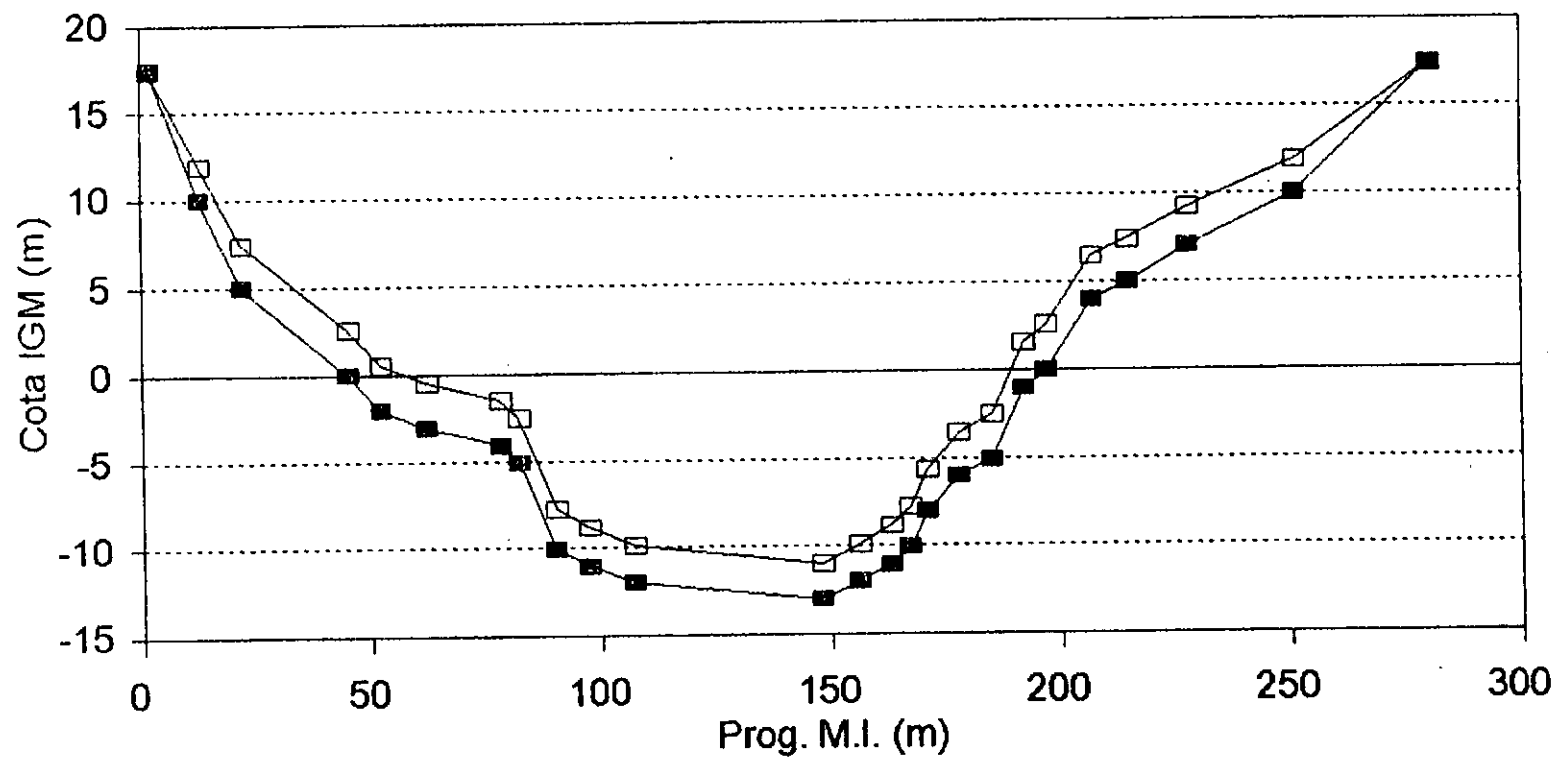


■ Relevamiento 1983 □ Calc. Q=7200 m³/s

Fig. 3

# Arroyo Leyes - Ajuste formulas erosion

## Sección 225 m A.A. Puente



■ Relevamiento 1983 □ Calc. Q=7200 m3/s

Fig. 4

# Arroyo Leyes - Calculo de erosiones

## Sección 25 m aguas arriba puente

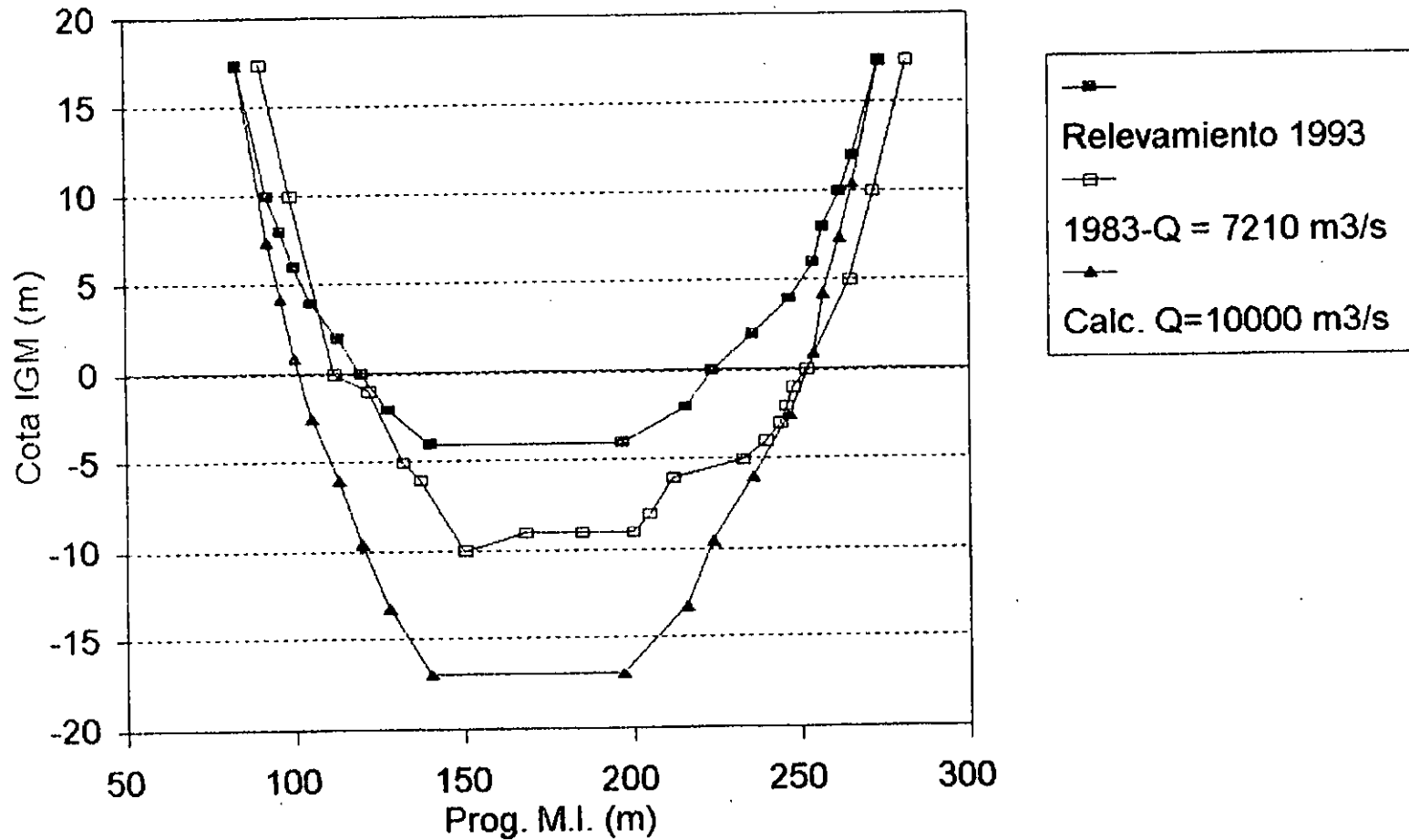


Fig. 5



Arroyo Leyes - Calculo de erosiones  
Sección 125 m aguas arriba puente

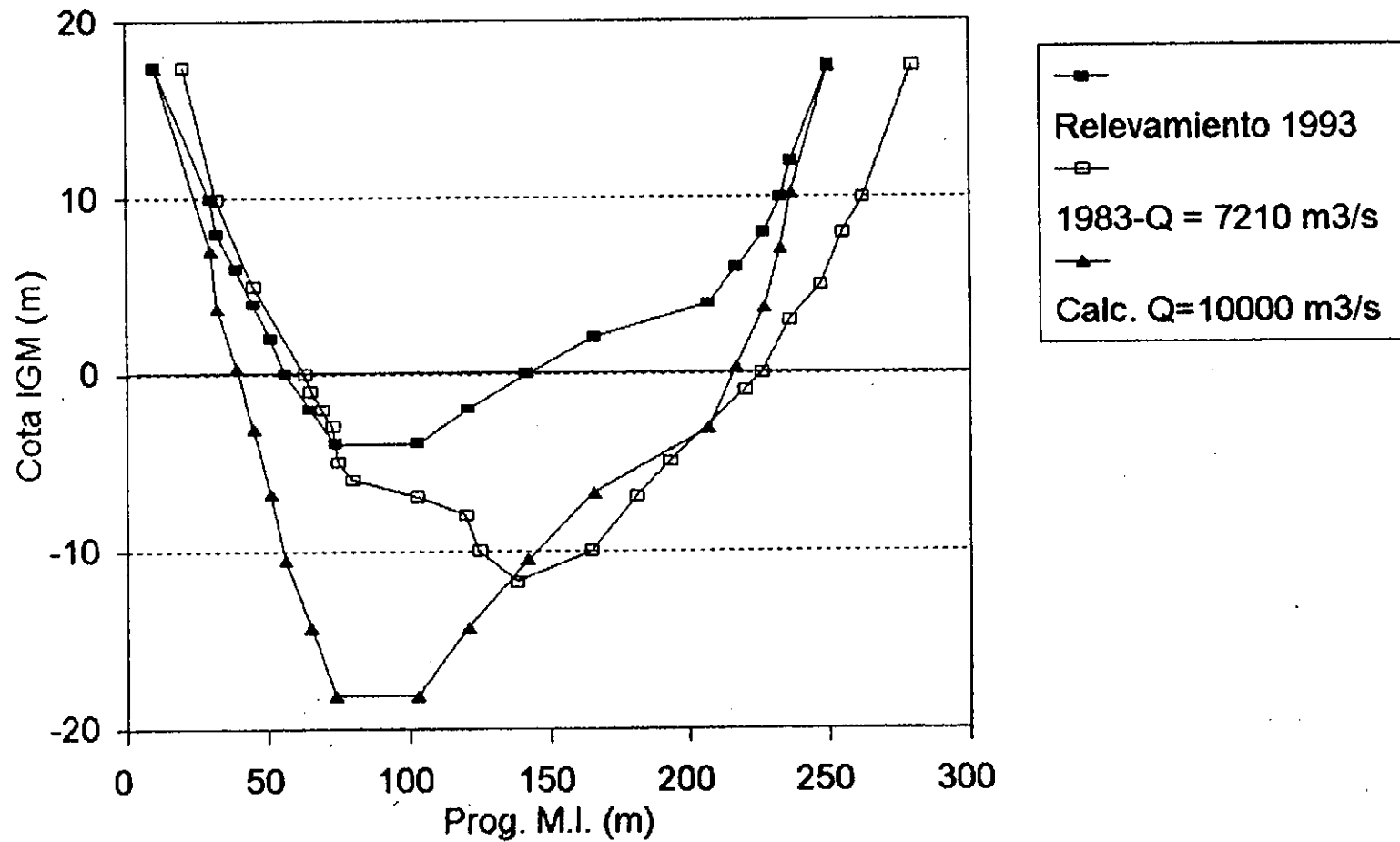


Fig. 6

## Arroyo Leyes - Calculo de erosiones

Sección 225 m aguas arriba puente

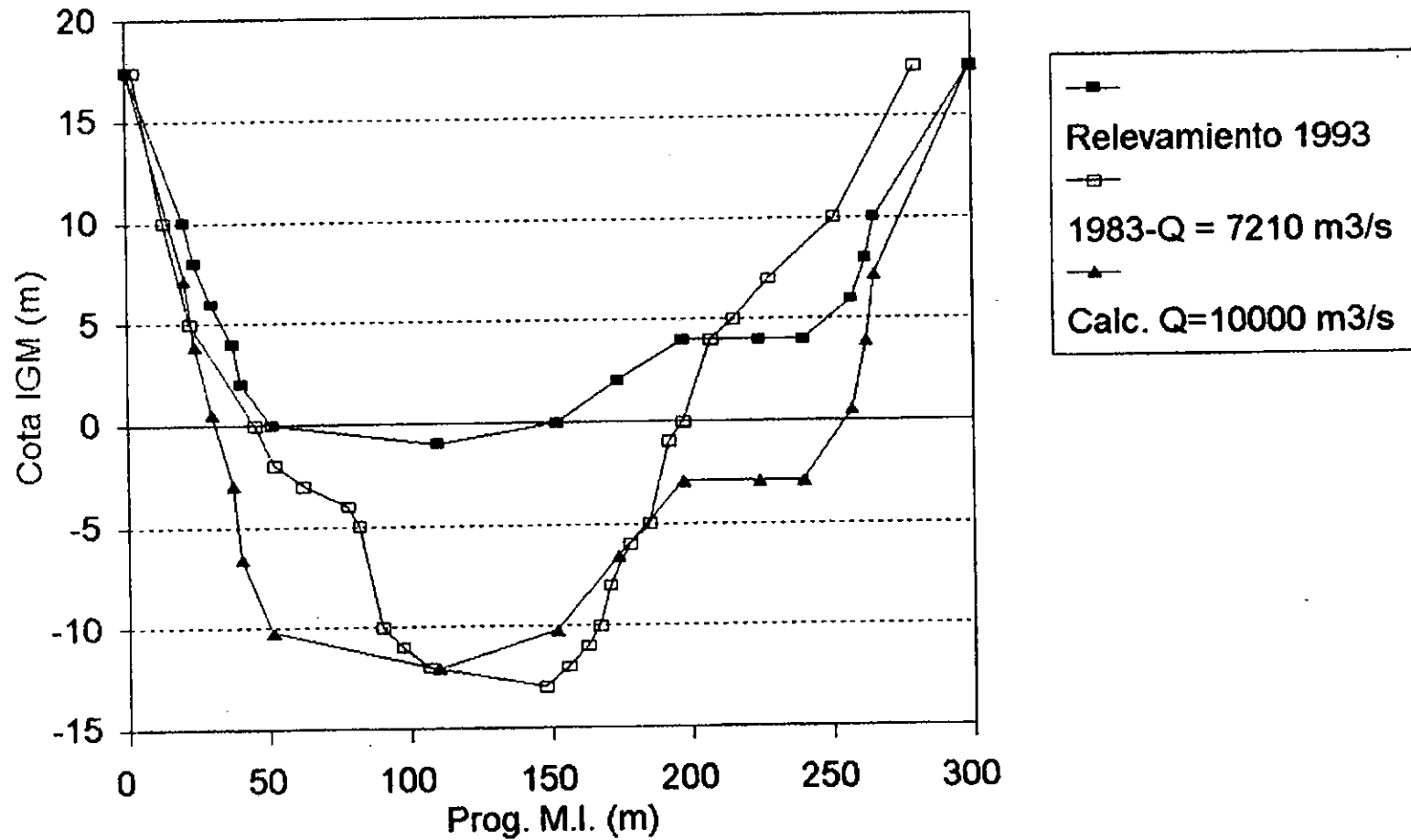
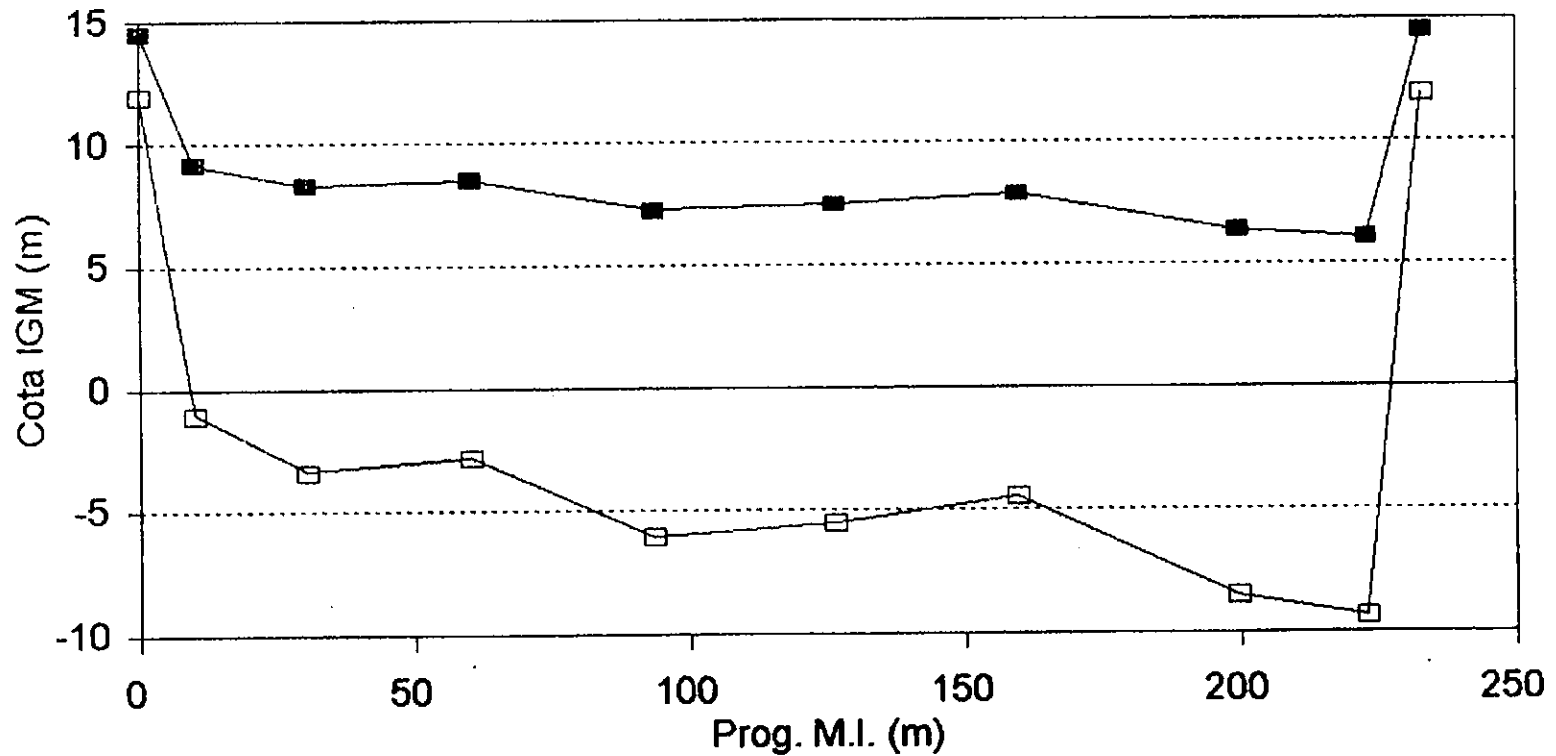


Fig. 7

## Arroyo Leyes - Calculo de erosiones

### Sección nuevo emplazamiento puente

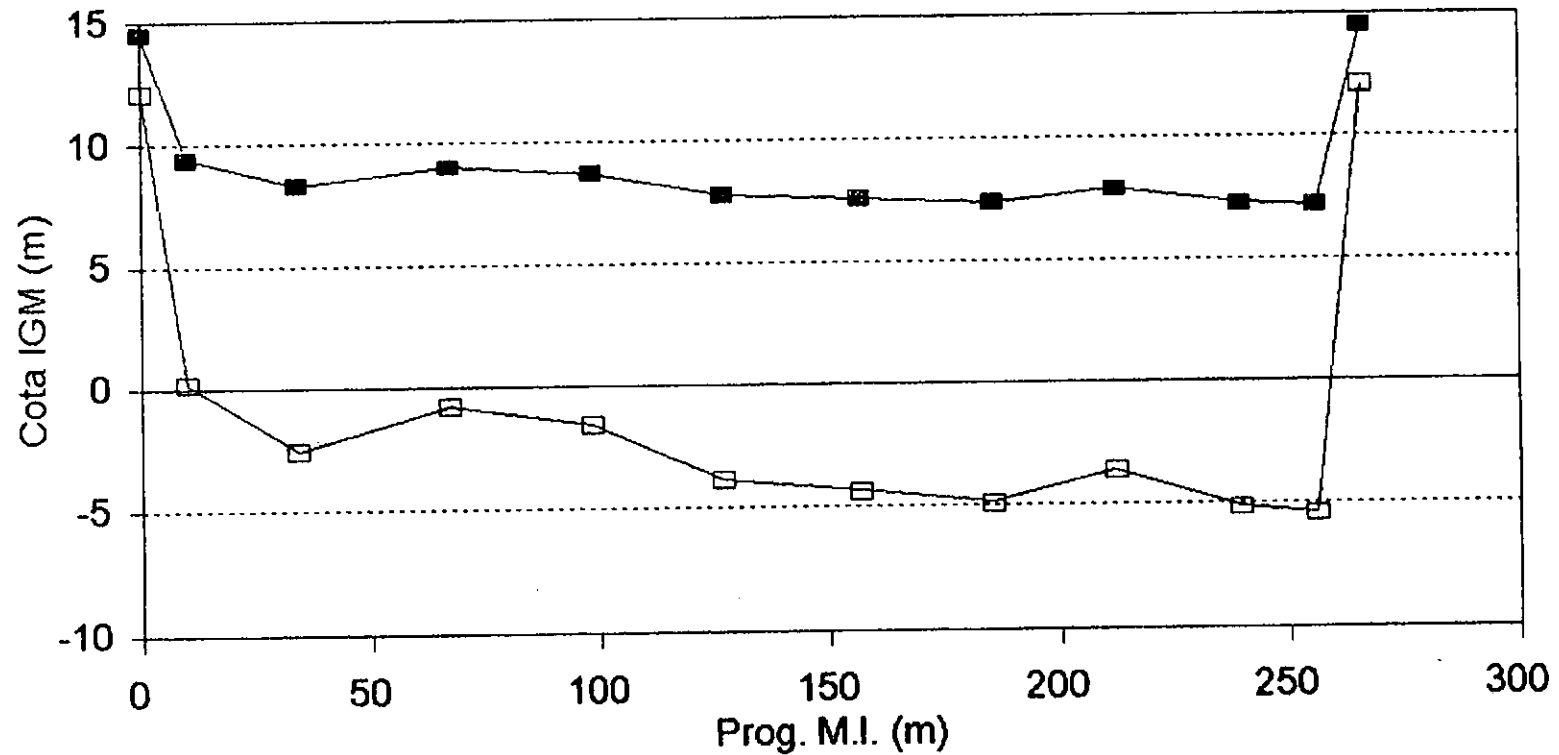


■ Relevamiento 1994    □ Calc. Q=10000 m³/s

Fig. 8

# Arroyo Leyes - Calculo de erosiones

## Sección 150 m A.A. nuevo emplazamiento

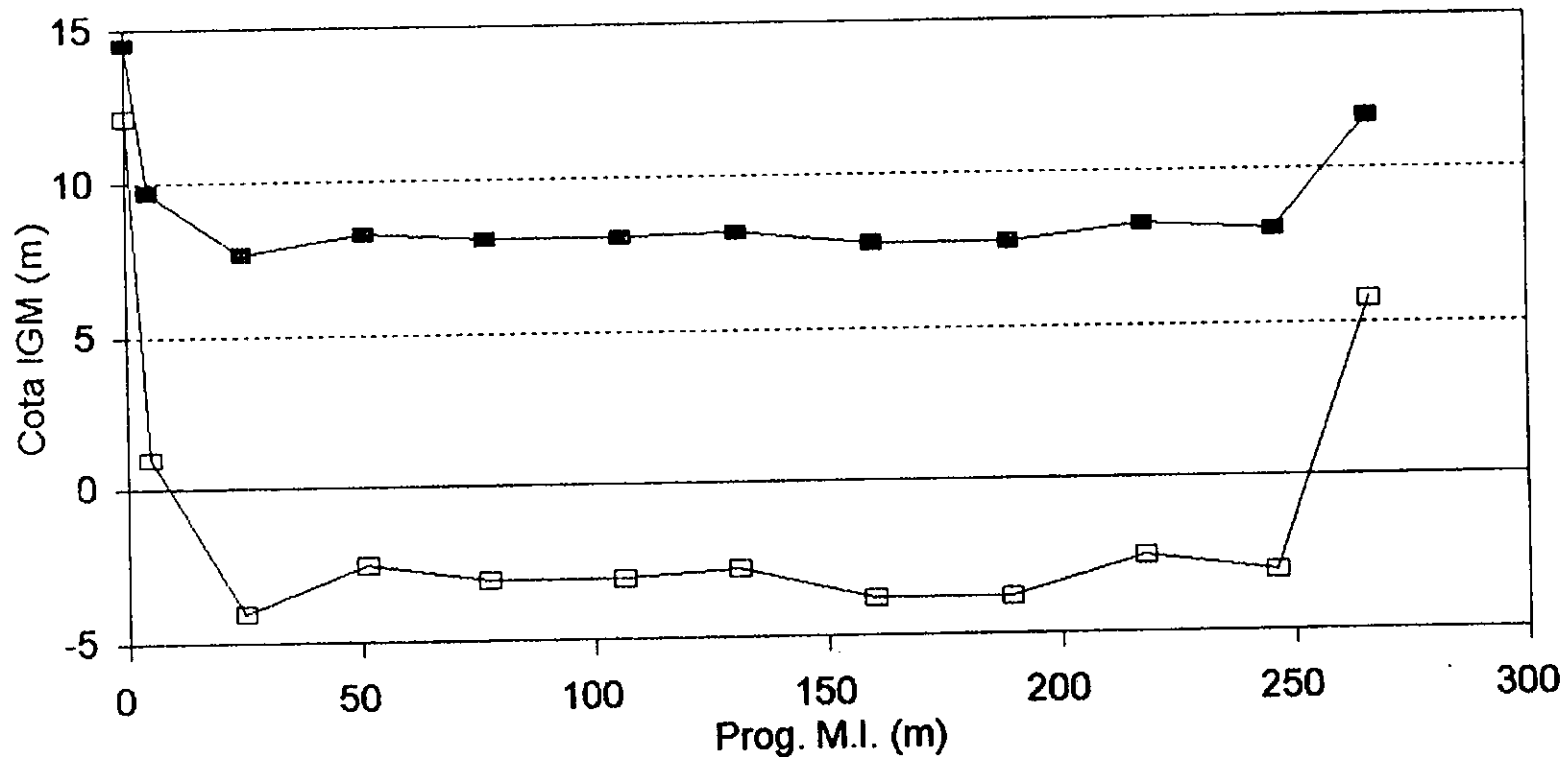


■ Relevamiento 1994    □ Calc. Q=10000 m³/s

Fig. 9

# Arroyo Leyes - Calculo de erosiones

## Sección 250 m A.A. nuevo emplazamiento

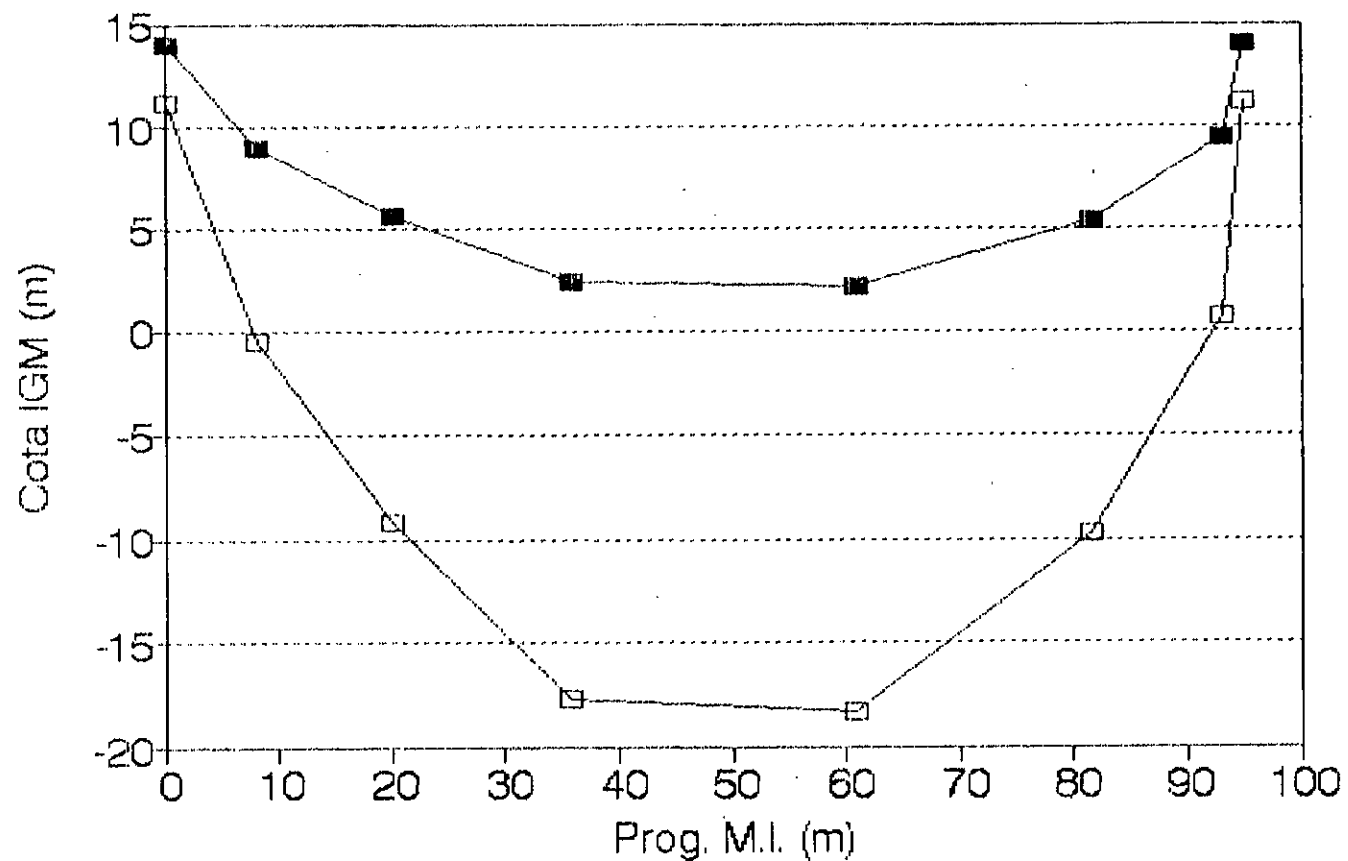


—■— Relevamiento 1994    -□- Calc. Q=10000 m3/s

Fig. 10

# Arroyo Potrero - Calculo de erosiones

## Sección Puente R.P.1 - nuevo emplaz.



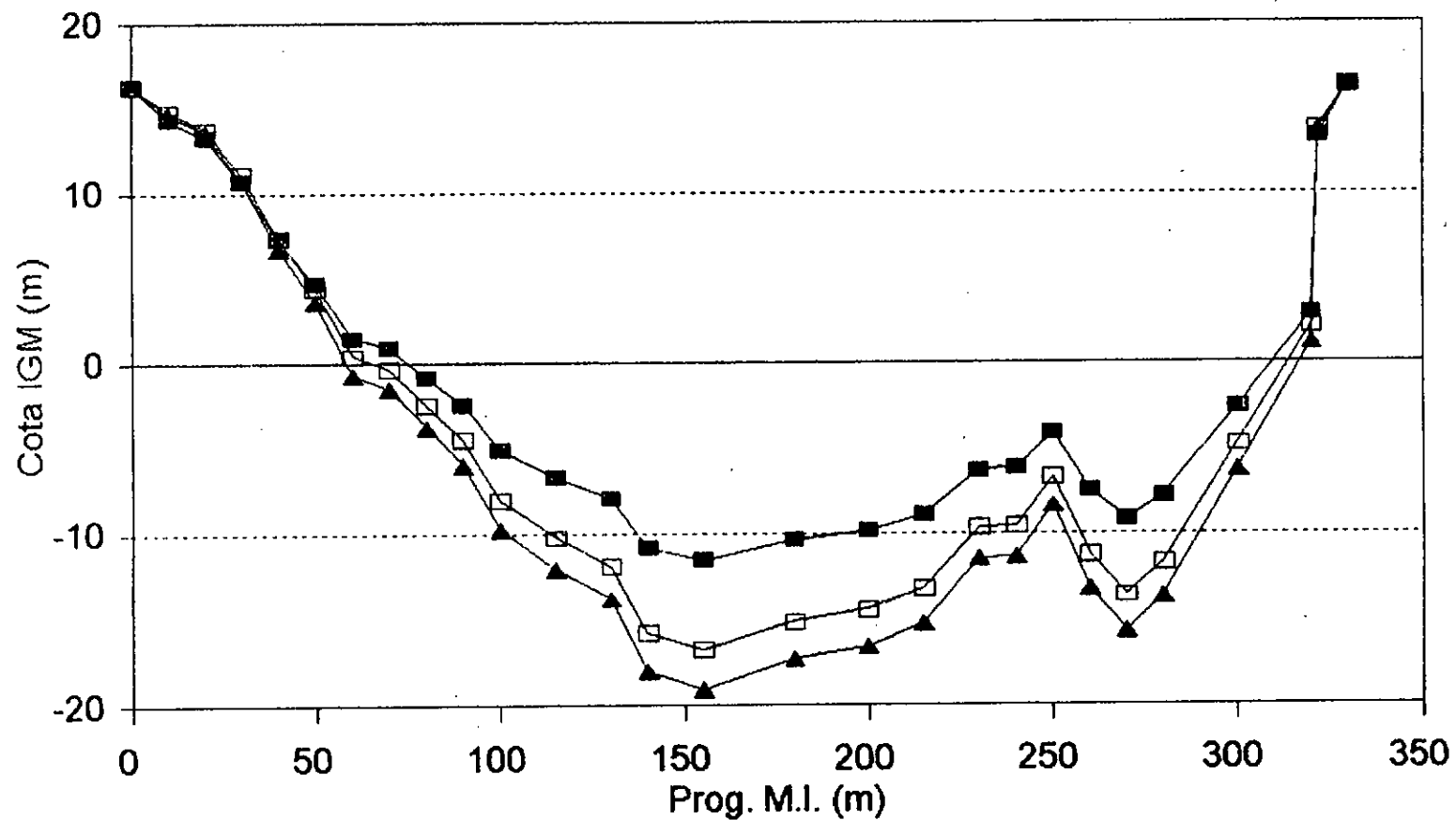
■ Relevamiento 1994 □ Calc. Q=5000 m³/s

Fig. 11



# Laguna Setubal - Calculo de erosiones

## Sección Puente Oroño



—■— Relevamiento 1993    -□- Calc.  $Q=10000 \text{ m}^3/\text{s}$     —▲— Calc.  $Q=11000 \text{ m}^3/\text{s}$

**Fig. 12**

## **II. 6 CONCLUSIONES GENERALES**

Si bien el desarrollo de cada uno de los temas que conformaron los estudios básicos de este trabajo incluye la elaboración de las conclusiones correspondientes, se consideró pertinente resumir en este punto los aspectos más sobresalientes resultantes de la labor realizada.

1- El estudio geomorfológico del arroyo Leyes permitió comprobar que el tramo recto que se extiende aproximadamente 3 km. desde la curva que describe el río, aguas abajo del puente existente, es el sector morfológicamente más estable para el emplazamiento de las futuras obras.

2- El arroyo Potrero por su parte ha mostrado, en el sector de emplazamiento del puente de la Ruta Provincial Nro. 1, un incremento continuo de la sección de escurrimiento desde 1983, si bien a partir de la observación de las fotografías aéreas no se han visualizado cambios de dirección en la morfología del cauce en dicho sector del río.

3- El análisis de la evolución morfológica en las secciones de entrada de los distintos cursos que componen el sistema permitió verificar para la condición de cauce lleno, una sensible reducción de los caudales derivados por la embocadura del río Colastiné, y por éste luego de la bifurcación Leyes - Colastine, registrándose en ambos casos un sostenido proceso de sedimentación de los mismos. Bajo estas circunstancias el aumento de caudal verificado en el arroyo Leyes sería mayoritariamente aportado por el incremento de caudal en el río San Javier.

4- La evaluación morfológica mostrada por los distintos cursos que conforman el sistema indica que, si se deseara reducir el caudal derivado por el arroyo Leyes, la medida más conveniente sería concentrar los estudios en un posible segamiento del brazo del río Colastiné que nace en el río Paraná. En este sector la sección de entrada estaría en un proceso de sedimentación que disminuyó su caudal de entrada en un 16%. Obras de refulado adecuadamente planificadas podrían acelerar este proceso, que de ser exitoso, (segamiento total del brazo) reduciría el caudal del Leyes en aproximadamente un 40%. Obsérvese que el caudal del río Colastiné luego de la confluencia Colorado - Colastiné, prácticamente no sufrió variaciones, ya que proviene fundamentalmente del primero de estos dos ríos.

5- Sobre la base de la configuración actual del sistema, pero teniendo en consideración las secciones de escurrimiento correspondientes a la crecida de 1983 en el sector del Puente sobre el arroyo Leyes de la R.P.Nº 1, se efectuó una corrida del modelo matemático para la crecida de diseño, la cual proporcionó los caudales y niveles escurridos en las secciones de los puentes de la Ruta Provincial Nº1, sobre los arroyos Leyes y Potrero. Esta información sirvió como dato de entrada al proceso de cálculo de erosiones generales en el tramo. Resultaron así secciones erosionadas aún mayores que las observadas durante la crecida 1983. La incorporación al modelo de estas nuevas secciones de erosión permitió comprobar que los caudales así calculados no diferían significativamente de los obtenidos anteriormente.

Esto se debe principalmente a que el caudal de ingreso queda fijado por las condiciones de aguas arriba y aguas abajo, fundamentalmente estas últimas, ya que el ingreso del arroyo Leyes a la laguna Setúbal se hace a través de un sistema deltaico que condiciona el flujo a través de él. Ante estas circunstancias, un aumento de la sección producto de la erosión se corresponde con una reducción de la velocidad media dando lugar a un mantenimiento del caudal o un incremento poco significativo del mismo.

6- Los caudales de ingreso al sistema, calculados por el modelo matemático para las condiciones de diseño y verificación, son compatibles con los considerados en los Proyectos de Costanera y la Defensa de Alto Verde. Esta correspondencia de caudales haría innecesario proteger el lecho del arroyo Leyes a la altura del puente de la R.P N°1 con la finalidad de fijar una sección de control que regule los caudales de ingreso.

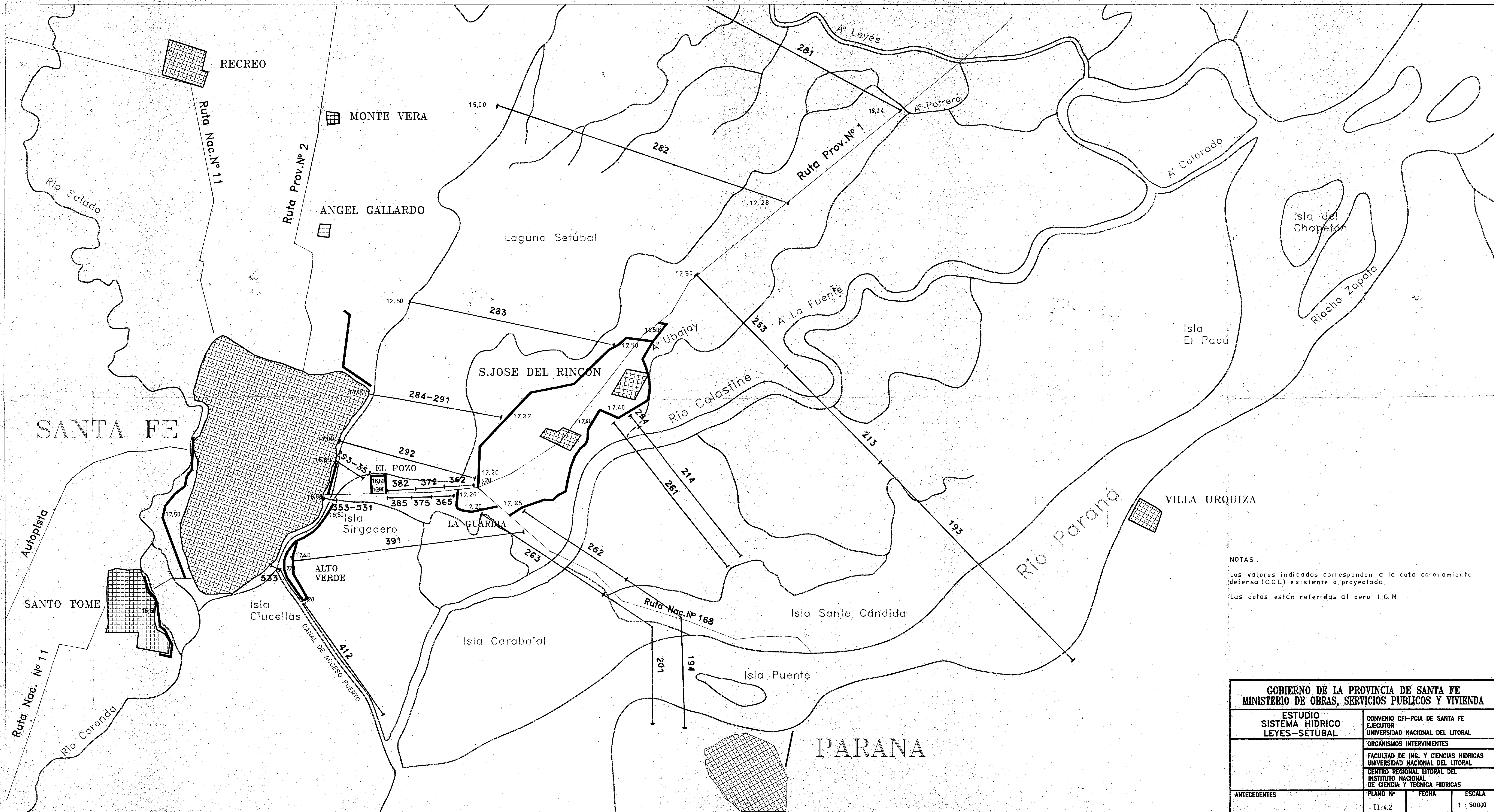
7- Si bien de la conclusión anterior surge que no sería necesario fijar el lecho a los fines de regular los caudales de ingreso sí, en cambio, se requieren obras de protección o fundaciones a cotas adecuadas, que aseguren la estabilidad de las estructuras emplazadas en la zona. En particular en lo que hace a los puentes existentes de la R.P.N°1 sobre los arroyos Leyes y Potrero, en caso de que no se decidiera la construcción de nuevos puentes.

8- Los resultados arrojados por el modelo matemático indican que la sola canalización de los aliviadores de la Ruta Nac.N°168 no es suficiente para aumentar la capacidad de descarga de los mismos. Esto se debe a que el escurrimiento se ve interferido en la sección de Alto Verde, vía obligada de salida de la masa de agua, dado que los niveles del río Colastiné no permitirían su evacuación por este sector.

9- La inclusión en el modelo matemático hidrodinámico de un corte a cota 12 IGM en un ancho de 800 m, en la sección de Alto Verde y en el albardón del Canal de Acceso al Puerto en la Isla Clucellas, junto a una canalización de los aliviadores y remoción de los obstáculos entre éstos y la mencionada isla, dio como resultado que los caudales erogados por los aliviadores de la R.N. N°168 y puente Oroño no produjeron velocidades erosivas para las condiciones de diseño correspondientes a las crecidas de 1983 y 1992. Al modelarse la crecida de diseño para igual configuración del sistema, los caudales resultantes mostraron algunas erosiones, en particular en el aliviador N°6, lo cual debería evaluarse en función de la incidencia que pudiera tener sobre el conducto de la Cloaca Máxima, ubicada aguas abajo.







NOTAS :  
Los valores indicados corresponden a la cota coronamiento  
defensa (C.C.D.) existente o proyectada.  
Las cotas están referidas al cero I.G.M.

GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE SANTA FE MINISTERIO DE OBRAS, SERVICIOS PUBLICOS Y VIVIENDA			
ESTUDIO SISTEMA HIDRICO LEYES-SETUBAL	CONVENIO CFI-PCIA DE SANTA FE EJECUTOR UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL		
	ORGANISMOS INTERVINIENTES		
	FACULTAD DE ING. Y CIENCIAS HIDRICAS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL		
	CENTRO REGIONAL LITORAL DEL INSTITUTO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNICA HIDRICAS		
ANTECEDENTES	PLANO N°	FECHA	ESCALA
	II.4.2		1 : 50000