INSTITUTO NACIONAL DEL AGUA

SUBSECRETARIA DE RECURSOS HÍDRICOS

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS

REPÚBLICA ARGENTINA

EVALUACIÓN DE LAS INUNDACIONES Y LAS OBRAS DE DRENAJE EN LA CUENCA DEL SALADO (PROV. BUENOS AIRES) MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA



Proyecto LHA 331
Informe LHA 01-331-12
Ezeiza, Julio, 2012

Laboratorio de Hidráulica

AUTORIDADES DEL INA

PRESIDENTE:

Dr. Raúl A. LOPARDO

GERENTE DE PROGRAMAS Y PROYECTOS:

Ing. Jorge A. MAZA

DIRECTOR DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA:

Ing. Julio C. DE LÍO

JEFE DEL PROGRAMA DE HIDRÁULICA COMPUTACIONAL:

Dr. Ángel N. MENÉNDEZ

DIRECTOR DEL PROYECTO

Dr. Ángel N. MENÉNDEZ

EQUIPO DE TRABAJO

Nicolás BADANO

Emilio LECERTUA

Fernando RE

Mariano RE

INFORME EDITADO POR

Pablo Ezequiel GARCÍA

RESUMEN

Se describe la implementación, validación y calibración de un modelo hidrológico integrado superficial/subterráneo para la Cuenca del Salado (Prov. de Buenos Aires). Se lo aplica para diagnosticar problemas de inundación pasados y presentes, y para analizar la efectividad de las obras de drenaje ejecutadas y previstas.

INDICE

1 INTRODUCCIÓN 7
2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO (MMHH) 10
2.1 Procesos físicos 10
2.2 Software 11
2.3 Partición en submodelos 11
3 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO 14
3.1 Datos geométricos 14
3.1.1 Paso espacial horizontal 14
3.1.2 Topografía del terreno 14
3.1.3 Capas hidrogeológicas 15
3.1.4 Conducciones concentradas principales 18
3.1.5 Conducciones concentradas secundarias 32
3.1.6 Volúmenes de bajos 37
3.1.7 Red vial y ferroviaria 40
3.2 Datos de forzantes 44
3.2.1 Precipitaciones 44
3.2.2 Evapotranspiración potencial 46
3.3 Datos de condicionantes 48
3.3.1 Rugosidad del terreno 48
3.3.2 Vegetación 49
3.3.3 Tipo de suelo 53
3.3.4 Humedad del suelo 56
3.3.5 Discretización vertical 56
3.3.6 Conductividad del suelo 57
3.3.7 Capacidad de almacenamiento en el suelo 60
3.3.8 Condiciones iniciales 63
3.3.9 Condiciones de borde 63
3.4 Datos de pasos temporales de cálculo 65
4 VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL MODELO 67
4.1 Criterios 67
4.2 Subregión A1 71

4.3 Subregión A2 96
4.4 Subregión A3/A4 106
4.5 Subregión B1 125
4.6 Subregión C 130
4.7 Subregión B3 144
4.8 Subregión B2 154
4.9 Subregión B4 162
4.10 Flujo de agua subterránea 173
5 PRODUCTOS DEL MODELO 174
5.1 Tipos de productos 174
5.2 Excedentes hídricos 174
5.3 Caudales en ramales 177
5.4 Aéreas inundadas 183
5.4.1 Inundación en bajos no drenados 183
5.4.2 Inundación a lo largo de las conducciones 190
5.4.3 Inundación total 195
5.5 Manchas de inundación 203
5.6 Preguntas que responde el modelo 208
6 INCORPORACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS 213
6.1 Tipos de obras 213
6.2 Subregión A1 215
6.2.1 Escenarios de obras 215
6.2.2 Efectos de las obras 227
6.3 Subregión A2 258
6.3.1 Escenarios de obras 258
6.3.2 Efectos de las obras 260
6.4 Subregión A3/A4 274
6.4.1 Escenarios de obras 274
6.4.2 Efectos de las obras 277
6.5 Subregión B1 296
6.5.1 Escenarios de obras 296
6.5.2 Efectos de las obras 298
6.6 Subregión C 305
6.6.1 Escenarios de obras 305

6.6.2 Efectos de las obras....308
6.7 Subregión B3....312
6.8 Subregión B2....312
6.8.1 Escenarios de obras....312
6.8.2 Efectos de las obras....313
7 CONCLUSIONES....320

1 INTRODUCCIÓN

La cuenca del río Salado se desarrolla en la faja central y NO de la Provincia de Buenos Aires (Argentina), abarcando un área de aproximadamente 170.000 km^2, que incluye tres regiones hídricas básicas: Región Salado-Vallimanca, Región Noroeste y Región de las Lagunas Encadenadas del Oeste. Las dos últimas regiones se vincularon artificialmente a la cuenca del río Salado mediante la construcción del canal del Oeste y del canal Aliviador Alsina. La actividad agropecuaria predomina largamente en la economía de la cuenca, y ha sido responsable del 25 al 30 % de la producción anual de granos y carne de la Argentina. Esto ha conducido al desarrollo de asentamientos poblacionales importantes.

La variabilidad climática, manifestada en patrones cambiantes de precipitaciones, ha conducido a impactos manifiestos en los regímenes de inundaciones y sequías de la zona. En particular, los efectos de las inundaciones sobre las actividades antrópicas se agravaron desde comienzos de la década de 1970, con pérdidas de gran magnitud en la producción agropecuaria y la afectación de la infraestructura vial y urbana.

En 1997, la Unidad Ejecutora Provincial del Programa de Saneamiento Financiero y Desarrollo Económico de las Provincias Argentinas, que coordinaba el Ministerio del Interior de la Nación, suscribió un contrato con la firma Sir William Halcrow & Partners Ltd., del Reino Unido, para la ejecución del proyecto "Estudio para un Plan Maestro Integral para el Control de Inundaciones, Desarrollo de Recursos Hídricos, Mejora de las Condiciones Económicas y Preservación de los Valores Medio Ambientales en la Cuenca del Río Salado", comúnmente denominado "Plan Maestro Integral". Este plan abarcó aspectos hídricos, ecológicos/ambientales, productivos, económico/financieros e institucionales. En particular, en él se propusieron una serie de medidas estructurales, consistentes en obras que tienden a un manejo ordenado de los excedentes hídricos, protección de ciudades, nueva capacidad de drenaje para el río Salado y los arroyos Vallimanca y Las Flores.

En noviembre de 2004 el Ministerio de Infraestructura, Vivienda y Servicios Públicos de la Provincia de Buenos Aires, a través de su Dirección de Saneamiento y Obras Hidráulicas

(DIPSOH), realizó una convocatoria a universidades nacionales para la presentación de propuestas para el Proyecto de "Medición de Impacto Ambiental, Económico y Territorial" que le permitiera disponer de documentación científica y técnica confiable, actualizada y homogénea en la totalidad de las regiones y subregiones de la cuenca. La compulsa entre universidades realizada se definió a favor de la Universidad Tecnológica Nacional, que designó a su Facultad Regional Avellaneda como Unidad Ejecutora del Proyecto. Las tareas se iniciaron el 15 de diciembre de 2005. Los objetivos del proyecto fueron los siguientes:

- Implementar un sistema documental, actualizado y homogéneo, para la totalidad de las regiones y subregiones de la cuenca, que cubriera los aspectos técnicos, económicos, sociales y ambientales, a efectos de lograr: (i) la continuidad de proyectos, obras e intervenciones estructurales que permitan el desarrollo armónico y sustentable de la cuenca; (ii) la sistematización regular de la información técnica que permita el control de los efectos de las intervenciones antrópicas, el monitoreo de la vulnerabilidad territorial, el control de la evolución de los eventos climáticos generadores de riesgos, el cuidado del medio ambiente; y (iii) el diseño y aplicación de medidas no estructurales, la gestión interinstitucional, legal, financiera y presupuestaria y la optimización del flujo de aplicación de fondos.
- Contribuir a la instalación en la Dirección Provincial de Saneamiento y Obras Hidráulicas (DIPSOH) de un sistema para la operación de modelos, seguimientos de monitoreo, auditorías de plan de gestión ambiental, con proyección más allá de la terminación del proyecto.

El estudio se plasmó en el año 2007 en el "Plan de Desarrollo Integral del Río Salado: Estudio de Impacto Ambiental, Social y Territorial (PDIRS)". En ese marco se desarrolló un modelo matemático hidrológico/hidráulico actualizado que, respecto del anteriormente implementado para el Plan Maestro Integral, tuvo las siguientes características:

- Incorporó toda la información hidrológica hasta el año 2004, incluyendo el período de máximas inundaciones, con su clímax en el año 2001.
- Se basó en un modelo teórico de última generación (implementado en base al software Mike SHE del DHI), que representó en forma integrada la hidrología superficial y subterránea (es decir, consideró la evolución instantánea de la interacción entre ambos estamentos, en lugar de modelarlas separadamente), y adoptó una representación distribuida espacialmente (es decir, subdividió a la cuenca en pequeñas celdas de cálculo, en lugar de efectuar análisis concentrados por subcuencas).
- Se apoyó en un GIS (Sistema de Información Geográfica), que permitió el almacenamiento, preprocesamiento y posprocesamiento sistemáticos de los datos y resultados.
- Se transfirió a la DIPSOH para su operación, a través de un curso de capacitación dictado en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata.

En este Informe se presentan los estudios de modelación hidrológica/hidráulica de la cuenca del Salado, que constituyeron una parte fundamental del PDIRS. Se efectúa una descripción del modelo (capítulo 2), se detallan los pasos de su implementación (capítulo 3), se muestra su validación y calibración (capítulo 4), se presentan sus productos directos

como interpretador de la dinámica hidrológica (capítulo 5), y se lo aplica para el estudio de los efectos de las obras hidráulicas propuestas (capítulo 6). Se cierra el Informe con una serie de conclusiones (capítulo 7).

2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO (MMHH)

2.1 Procesos físicos

El modelo matemático hidrológico-hidráulico (MMHH) representa en forma integrada los procesos de transporte y almacenamiento de agua, a saber (Figura 2.1.1):

- Parte de la precipitación es *interceptada* por el follaje, desde donde *evapora*.
- El resto llega a la superficie del suelo, donde *escurre* en manto o *percola* hacia la zona no saturada.
- La escorrentía fluye hacia *conducciones concentradas* (corrientes de agua naturales ó canales artificiales), donde eventualmente es regulada.
- Parte de lo infiltrado *evapora* desde la parte superior de la zona de raíces o *transpira* a través de las raíces.
- El resto del agua infiltrada *recarga* el agua subterránea en la zona saturada, donde fluye.

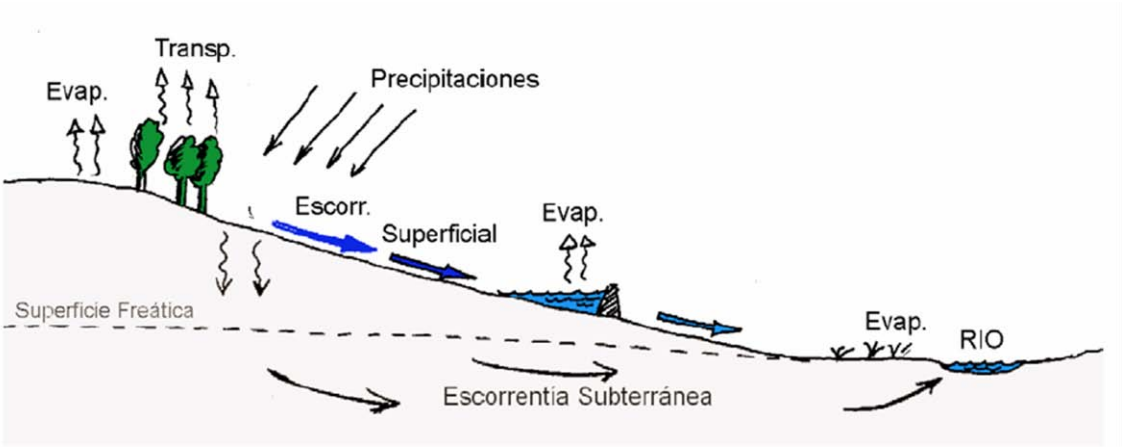


Figura 2.1.1. Esquematización de procesos modelados.

2.2 Software

Se utiliza el sistema de modelación MIKE SHE, del DHI Water & Environment1, capaz de representar simultáneamente todos los procesos descritos. El sistema MIKE SHE es un modelo de base física de parámetros distribuidos. En consecuencia, requiere ser alimentado con una gran cantidad de datos y parámetros físicos (variación espacial y temporal de datos meteorológicos, hidrológicos, geológicos e hidrogeológicos). En muchos casos algunos de los parámetros no están disponibles, de modo que se requiere de un juicioso uso del criterio ingenieril y la experiencia previa para la implementación del modelo. En el Anexo 'Material del Curso de Tansferencia del modelo hidrológico-hidráulico' se presentan más detalles del modelo.

La utilización del sistema MIKE SHE representó un avance técnico considerable respecto de los estudios para el Plan Maestro Integral, ya que en este último caso la modelación se llevó a cabo con tres sistemas computacionales distintos (HYSIM, ISIS Flow, MODFLOW), cada uno representando con algún detalle algunos componentes del proceso total y eventualmente considerando en forma simplificada otros componentes; con la comunicación entre sistemas efectuándose como una transferencia unidireccional de información desde el HYSIM hacia los otros dos, que lo tomaban como una condición de borde.

Además, durante los estudios el sistema MIKE SHE ha demostrado ser una herramienta de gran capacidad y confiabilidad, corroborándose entonces que su elección resultó acertada.

2.3 Partición en submodelos

Con el objetivo de implementar herramientas de cálculo eficientes y precisas, y teniendo en cuenta los puntos de la cuenca donde se produce una relativamente baja dependencia entre los regímenes de aguas arriba y de aguas abajo, se plantearon una serie de submodelos cuyas descargas constituyen datos de entrada para el submodelo que se desarrolla aguas

[1] www.dhisoftware.com/mikeshe

abajo. Se tomaron como base las subregiones definidas en el Plan Maestro Integral (Figura 2.3.1). Se implementaron los siguientes submodelos (Figura 2.3.2):

- Submodelo I: Subregión A1.
- Submodelo II: Subregión A2.
- Submodelo III: Subregiones A3 y A4.
- Submodelo IV: Subregión B1. Recibe descargas desde los submodelos I a III.
- Submodelo V: Subregión C[2].
- Submodelo VI: Subregión B3. Recibe descargas desde el submodelo V.
- Submodelo VII: Subregión B2. Recibe descargas desde los submodelos IV y VI.
- Submodelo VIII: Subregión B3.

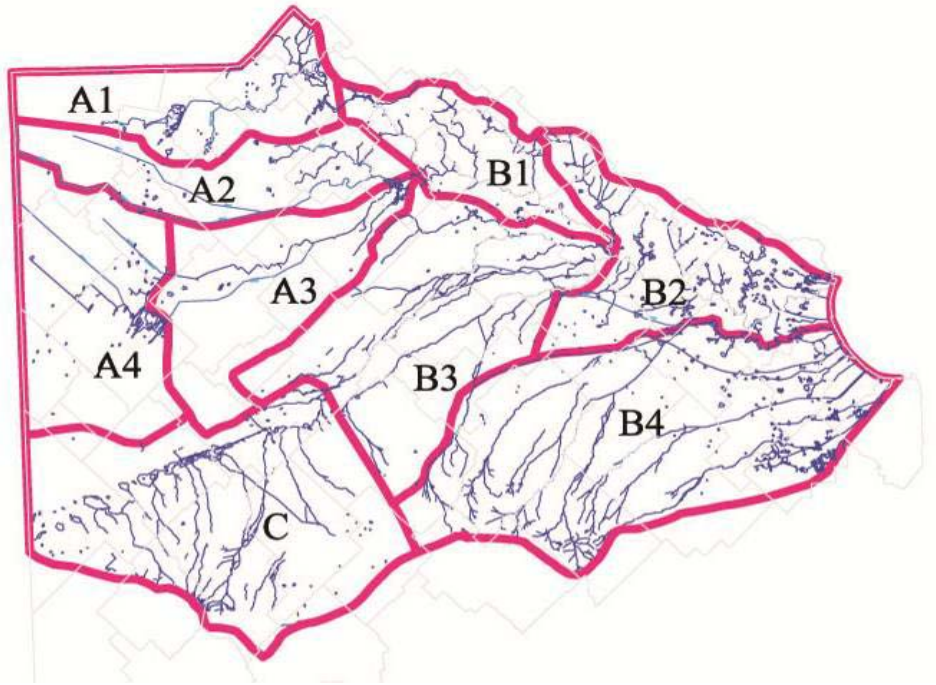


Figura 2.3.1. Subregiones del Plan Maestro Integral.

[2] Si bien C es una región (no está particionada en subregiones), para homogeneizar las formas expresivas se hablará de la 'subregión C'.

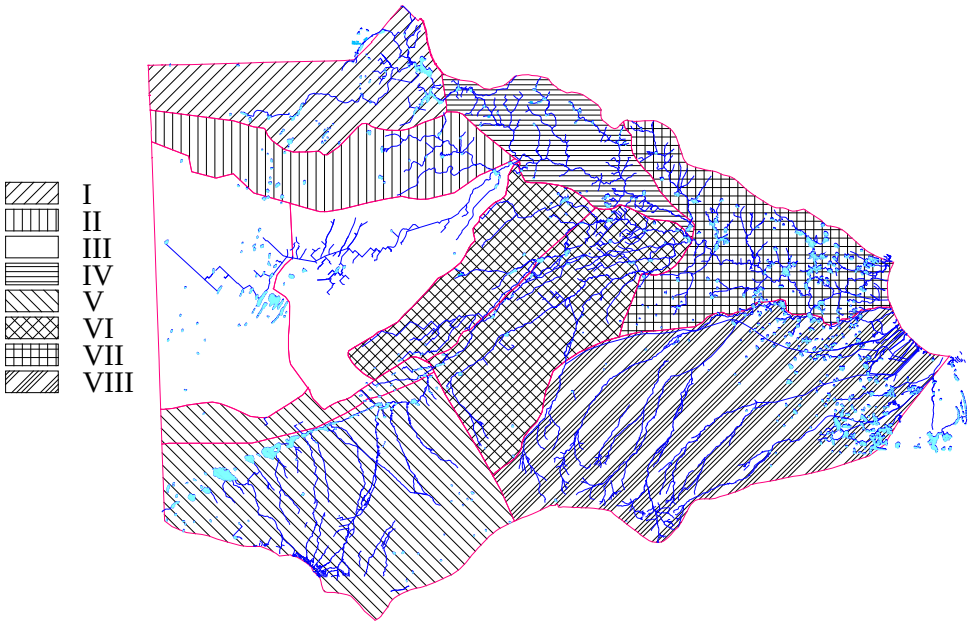


Figura 2.3.2. Submodelos.

3 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO

3.1 Datos geométricos

3.1.1 Paso espacial horizontal

El paso espacial de discretización determina la mínima escala de movimiento resuelta por el modelo. Los procesos que ocurren a una escala menor entran en el modelo como un efecto integrado.

Por razones de eficiencia computacional, se seleccionó un paso espacial de 5 km, excepto para la subregión A1, para la que se usó un paso de 2,5 km de modo de representarla con algo más de precisión, siendo que se trata de la zona donde se encuentran implementándose obras al momento del estudio. Para dos subcuencas de A1 (A1S8 y A1S9) incluso se efectuaron ensayos con un paso de 1 km. En cualquier caso, esta representación distribuida (en celdas de cálculo) constituye un afinamiento considerable respecto del tratamiento de parámetros concentrados (en grandes subcuencas) efectuado en el PMI.

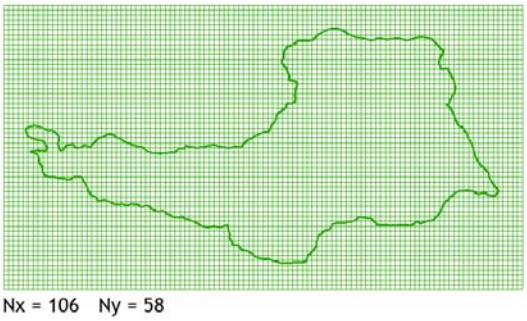
En la Figura 3.1.1 se muestran las grillas de discretización para cada uno de los submodelos, donde se indica la cantidad de celdas en ambas direcciones con las que se cubre el respectivo dominio de cálculo.

3.1.2 Topografía del terreno

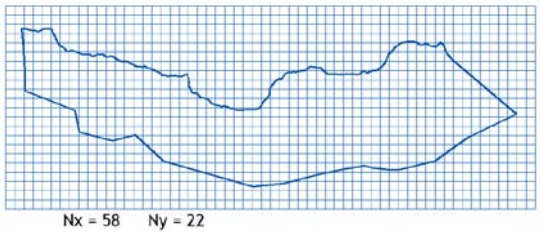
Se tomó como base el Modelo Digital del Terreno, de 90 m de paso (en adelante, MDT de detalle), construido en base a los datos satelitales de radar (SRTM) ajustados a las curvas de nivel del IGM (Figura 3.1.2). El nivel topográfico de terreno, correspondiente a cada celda, se obtuvo como promedio de los valores asociados a los puntos interiores a la celda, generándose así el MDT del modelo.

3.1.3 Capas hidrogeológicas

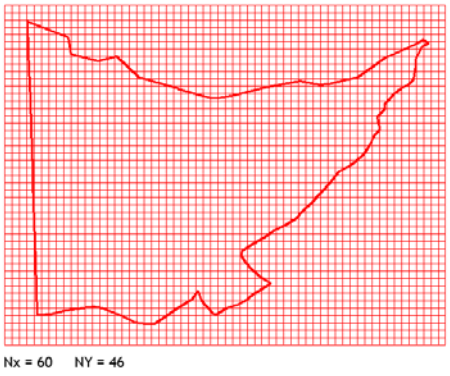
En el estudio del PMI se distinguieron tres capas hidrogeológicas, como representativas de las principales formaciones. La capa superior está asociada a Formaciones Post-Pampeanas, constituidas por depósitos superficiales: dunas de arenas, arcillas y limos ribereños, y mantos de conchillas. La segunda capa corresponde a la Formación Pampeana, constituida por limos arenosos y arcillosos (loess), caliche, y material suelto en la zona pedemontana del sur. La tercera capa resulta de la sucesión horizontal de las formaciones Puelche (Arenas de granos medianos-finos) y Araucana (Arcillas y arcillas arenosas con yeso). Esta descansa sobre la Formación Precámbrica, constituida por rocas metamórficas e ígneas, recubiertas en forma variable por sedimentos varios de la Formación Pre-Paraná. Aunque algunos de los sedimentos de esta última formación tienen porosidad, ellos se caracterizan por la presencia dominante de aguas subterráneas salinas y salobres, de manera que no se los considera como parte significativa del sistema de agua subterránea actualmente activo.



a) Subregión A1



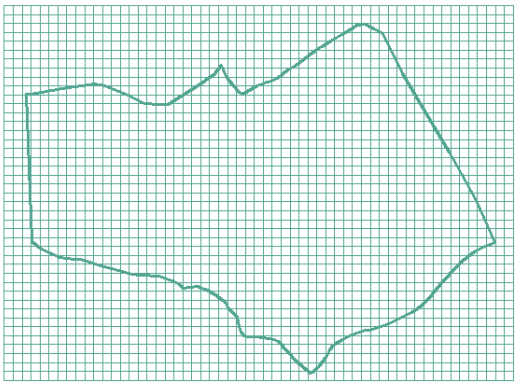
b) Subregión A2



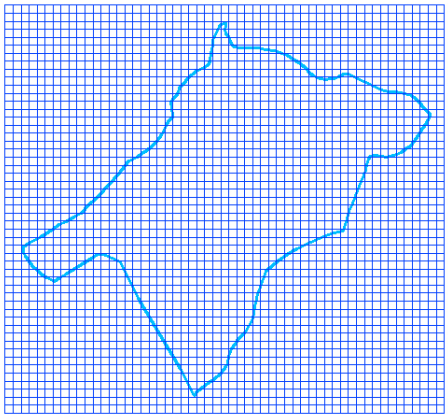
c) Subregión A3/A4



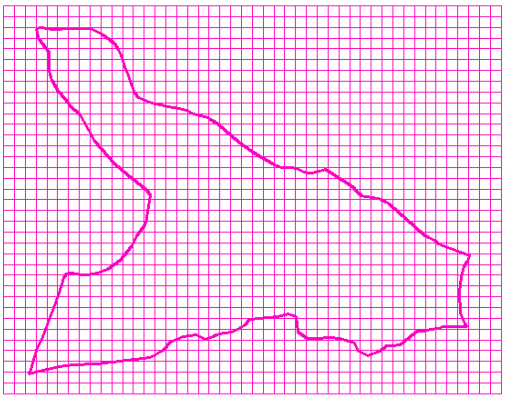
d) Subregión B1



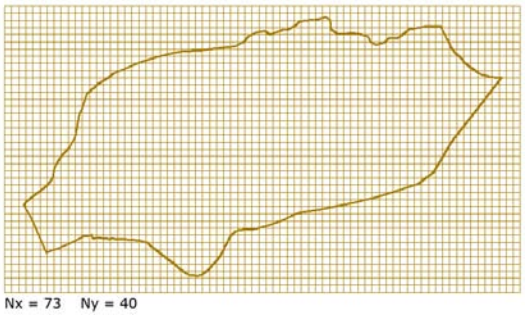
e) Subregión C



f) Subregión B3



g) Subregión B2



h) Subregión B4

Figura 3.1.1. Mallas de discretización.

Se dispuso del Modelo Digital de Elevación de sus pisos con paso de 5 km, compatible con el paso de discretización adoptado. A título ilustrativo, en la Figura 3.1.3 se muestran perfiles del terreno y del piso de las capas hidrogeológicas a lo largo de un corte longitudinal sobre la subregión A1, lo que permite estimar el espesor relativo de las capas.

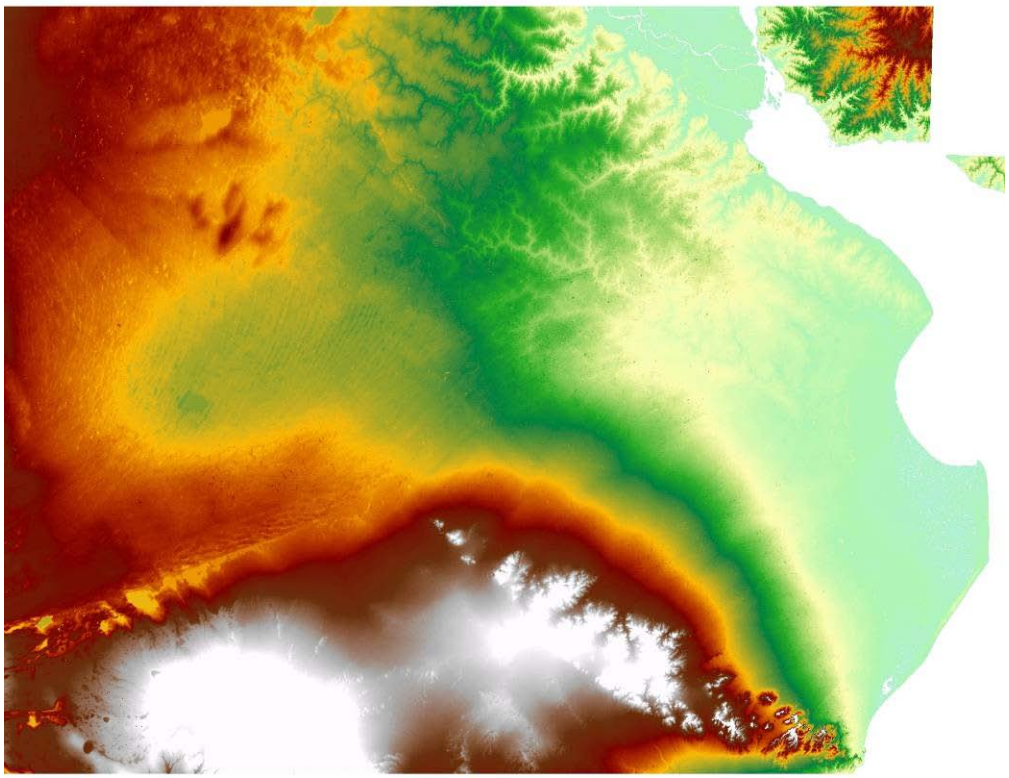


Figura 3.1.2. MDT de detalle. Las tonalidades verdes indican niveles bajos y las rojizas niveles altos, culminando en blanco para los mayores niveles.

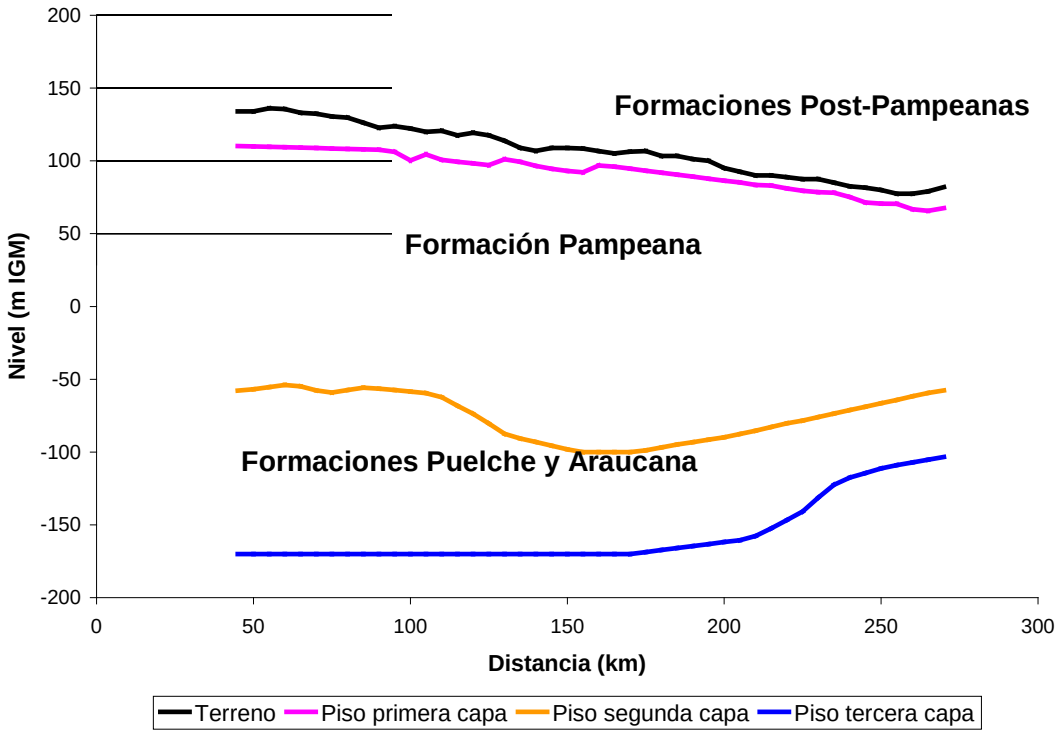


Figura 3.1.3. Perfiles longitudinales de las capas hidrogeológicas para la subregión A1.

3.1.4 Conducciones concentradas principales

Para cada submodelo se identificaron conducciones principales, naturales o artificiales (ríos, arroyos, cañadas), para la situación preoperacional, es decir, antes de la implementación de las obras del Plan Maestro. Su planimetría se obtuvo de mapas y planos.

Para la mayoría se contó con relevamientos de secciones transversales. En zonas con obras en proyecto ejecutivo se dispone, en general, de secciones transversales cada 200 m. Por razones de eficiencia computacional y consistencia con el paso de discretización de la cuenca, al modelo se incorporaron secciones en general cada 1 km, y cada 2 km en el caso del río Salado. A las secciones relevadas se le agregan extensiones adicionales de 1000 m de planicie de inundación, a cada lado, con una pendiente 1V:1000H, que representa una inclinación media razonable, de acuerdo al MDT de detalle.

Las secciones transversales de cursos de agua no relevados (pequeños) se han representado como formas triangulares, con taludes 1V:1000H, con un canal central de 1 m de profundidad, 2 m de ancho de base y taludes 1V:2H.

Al modelo de flujo concentrado se le activó la opción del MIKE 11 de incluir una "ranura" ('slot') artificial en el fondo del canal, que evita el secado de la sección en situaciones de flujo muy bajo. Se encontró que un valor del parámetro Delh = 1 metro resulta necesaria y suficiente para evitar que se produzcan inestabilidades numéricas para caudales bajos.

Subregión A1

Se representó como escurrimiento concentrado principal al que parte desde la laguna La Salada de Santa Eleodora, continúa por un tramo que se extiende hasta la laguna La Salada (de Cnel. Granada), denominado Horquetas 3; sigue a través de la Cañada de las Horquetas (tramos Horquetas 2 y 1) hasta la Laguna de Mar Chiquita; continúa por el Canal de Restitución de la Laguna de Mar Chiquita hasta la Laguna de Gómez; y sigue por el Canal del Norte hasta llegar a la Laguna del Carpincho, situada alrededor de 5 km aguas abajo del límite de la subregión A1 (Figura 3.1.4). Este tramo adicional se incluyó con el objetivo de contar con una zona 'buffer' que amortigüe el efecto de la condición de borde de aguas abajo del modelo. También se incluyeron como parte del escurrimiento concentrado principal el proveniente del arroyo Salado, desde la Laguna El Chañar, que desemboca en la Laguna Mar Chiquita, y el Canal de La Pergaminera, que fluye entre Lincoln y la Laguna de Gómez.



Figura 3.1.4. Conducciones concentradas principales para la subregión A1.

Se dispuso de relevamientos de secciones transversales de conducciones primarias efectuados en oportunidad de llevarse a cabo estudios para los proyectos ejecutivos de las canalizaciones proyectadas.

En el tramo de 69 km de Horquetas 1 se dispuso de 250 secciones transversales. Para el tramo de casi 52 km de Horquetas 2 se contó con 273 secciones transversales. Para el Canal de Restitución de la Laguna de Mar Chiquita, de alrededor de 8 km de extensión, se dispuso de 30 perfiles transversales desde la obra de control hasta el Puente Morote, a una distancia de 5,55 km. El tramo faltante se completó con secciones extrapoladas. En el tramo del Canal del Norte, entre la Laguna de Gómez y la del Carpincho, se contó con 8 perfiles entre la obra de control de la Laguna de Gómez y hasta alrededor de 1200 m aguas abajo ("Junín II"), y 123 perfiles en los 12,8 km restantes ("Junín I"). En la Figura 3.1.5 se muestra, a título ilustrativo, una sección transversal correspondiente a la Cañada de las Horquetas.

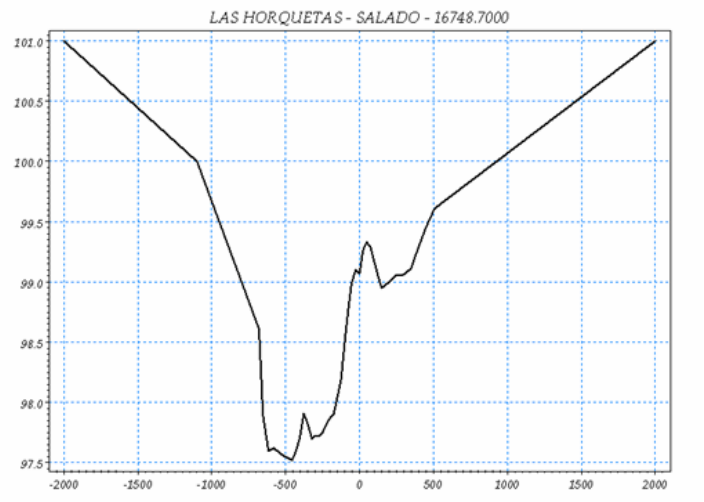
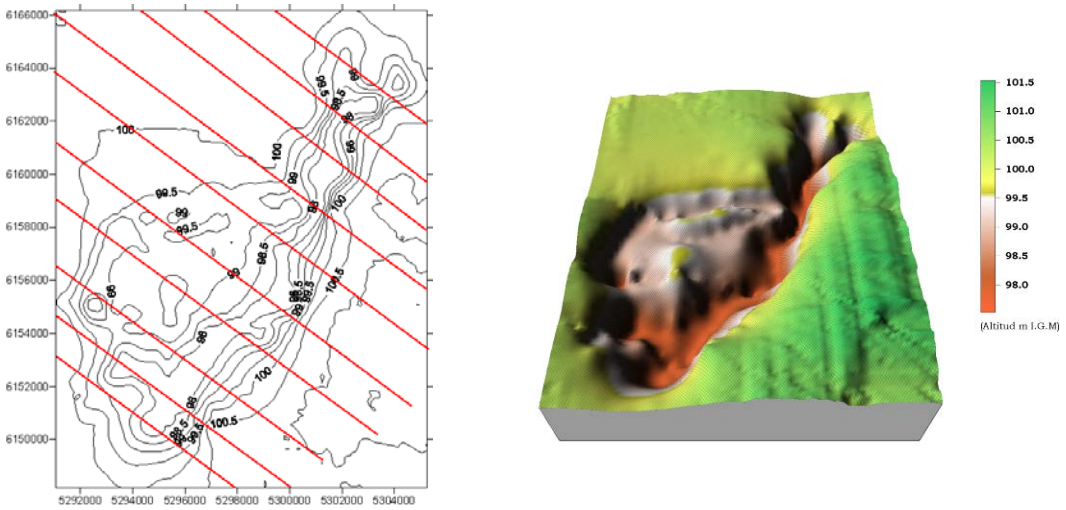


Figura 3.1.5. Sección transversal de la Cañada de las Horquetas.

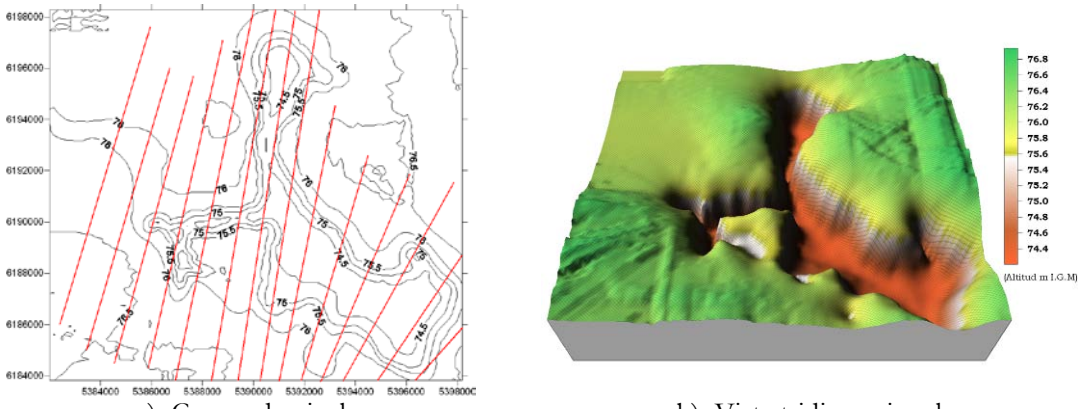
Por razones de eficiencia computacional se utilizaron: 53 secciones para los 51,8 km de Horquetas 2, 70 secciones para los 69 km de Horquetas 1, 9 secciones para los 14,5 km del Canal del Norte en la zona de la ciudad de Junín, 10 secciones para los 8,7 km del canal de restitución de la laguna Mar Chiquita, 8 secciones para los 36,4 km del Arroyo Salado (4 de las secciones fueron interpoladas).

Sólo se dispuso de relevamientos batimétricos mínimos de las lagunas más significativas (La Salada, Mar Chiquita y Gómez), consistentes en tres perfiles transversales para cada una. Para compensar esta falta de información se implementó una metodología de interpolación inteligente, de modo de lograr volúmenes de almacenamiento más representativos. Para ello se construyeron las curvas de nivel para cada laguna, combinando los datos de las secciones relevadas, las curvas de nivel disponibles del IGM en el entorno y la forma de la laguna de acuerdo a imágenes satelitales. En las Figuras 3.1.6 a 3.1.8 se muestran las curvas de nivel así obtenidas y la vista tridimensional de cada una.



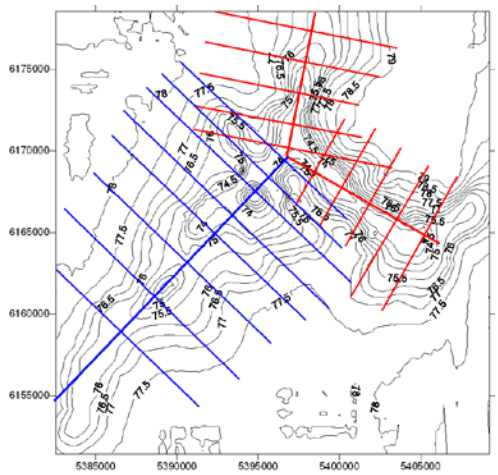
a) Curvas de nivel b) Vista tridimensional

Figura 3.1.6. Topobatimetría de la Laguna La Salada.



a) Curvas de nivel b) Vista tridimensional

Figura 3.1.7. Topobatimetría de la Laguna de Mar Chiquita.



a) Curvas de nivel b) Vista tridimensional

Figura 3.1.8. Topobatimetría de la Laguna de Gómez.

Dado que el MIKE 11 representa a las lagunas por medio de secciones transversales, se construyeron estas secciones a partir de la información generada. En la mismas Figuras 3.1.6 a 3.1.8 se indica la ubicación de esas secciones. Nótese que, en esta representación unidimensional, la laguna de Gómez se esquematiza como dos tramos, uno de los cuales converge al otro.

Subregión A2

Se consideraron como escurrimientos concentrados los que fluyen a lo largo del Canal San Emilio, en una distancia de 107,6 km desde la Estación Bayauca (Partido de Lincoln) hasta la Laguna Municipal de Bragado, y el Colector Sur, sobre una distancia de 58,6 km desde la zona de Neild hasta su intersección con el canal San Emilio, que se produce a aproximadamente 14 km aguas arriba de la Laguna Municipal de Bragado (Figura 3.1.9).

Se dispuso de relevamientos de secciones transversales efectuados en oportunidad del proyecto ejecutivo del Canal San Emilio. El espaciamiento medio entre secciones relevadas es de alrededor de 200 metros. Para introducir en el modelo se efectuó un muestreo de secciones cada aproximadamente 1,2 km, resultando 102 secciones para el Canal San Emilio y 67 para el Colector Sur. Las secciones del canal San Emilio se extendieron con el MDT.



Figura 3.1.9. Conducciones concentradas principales para la subregión A2.

Subregión A3/A4

En la Figura 3.1.10 se muestra el trazado de las conducciones consideradas primarias para esta subregión. Las secciones transversales fueron representadas en base a la mejor información disponible: relevamientos para proyectos ejecutivos de canalizaciones, donde éstos existían; en caso contrario, datos del PMI, si estaban disponibles, o del MDT de detalle. En la Tabla 3.1.1 se indican las extensiones de cada subtramo y la cantidad de secciones con las cuales fueron representados. El espaciamiento entre secciones resultó variable, en función de la calidad de la información.

Tabla 3.1.1. Secciones transversales para las conducciones primarias de la subregión A3/A4.

Tramo	Longitud [km]	Cant. Secc.	Fuente
Cuero De Zorro	45,498	10	MDT de detalle
Complejo Lagunar Hinojo- Las Tunas	6,142	4	MDT de detalle
Canal JMI (Jaureche – Mercante - Italia)	231,274	24	PMI
Laguna Municipal de Bragado	4,240	12	Interpolación sobre Proyecto Ejecutivo
Canal de vinculación	9,800	15	Proyecto Ejecutivo
Laguna de Bragado	1,850	3	MDT de detalle
Arroyo Saladillo	22,180	8	Proyecto Ejecutivo
Canal del Este	6,200	15	Proyecto Ejecutivo

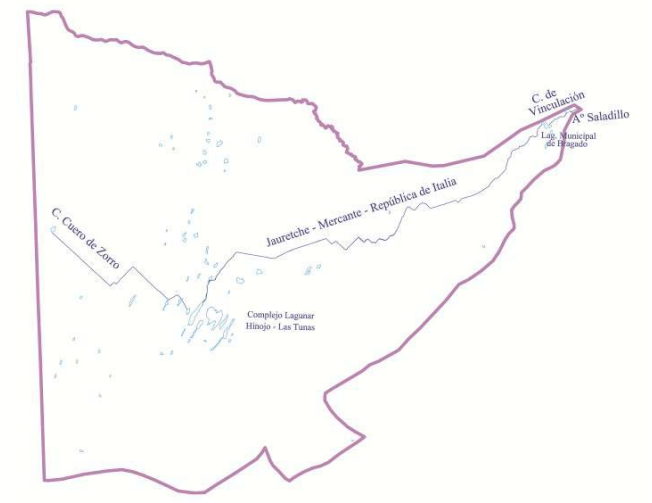


Figura 3.1.10. Conducciones concentradas principales para la subregión A3/A4.

Para generar una información relativamente precisa acerca de las secciones del Complejo Hinojo-Las Tunas se procedió de la siguiente manera:

a) Se tomaron como base las curvas de nivel en torno al complejo generadas con el MDT de detalle, que llegan hasta cota 81 m IGM en las lagunas Las Tunas Chica y Grande, Las Gaviotas e Hinojo Chico; hasta cota 80 en Las Tunas del Medio, y hasta cota 79 en El Hinojo.

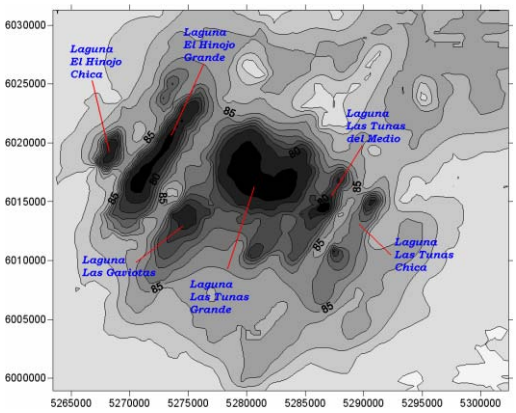
b) Se determinó una profundidad media de la laguna utilizando como referencia un volumen de 150 hm^3 para una cota de 81,5 m, que surge de la curva altura-volumen presentada en el PMI.

c) Se completaron curvas de nivel inferiores en forma manual, respetando la forma general de las curvas base, para alcanzar la profundidad estimada de las lagunas.

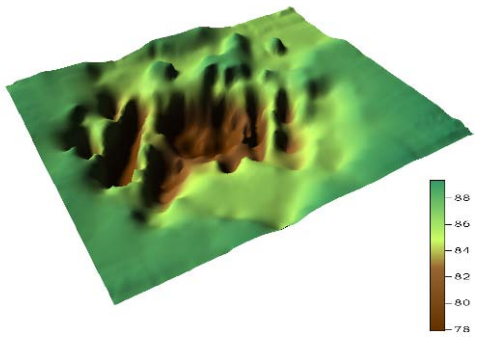
d) Se efectuaron 17 cortes a las curvas de nivel así obtenidas, en dirección normal a la dirección general de escurrimiento conocida, que proveyeron sendas secciones secciones transversales.

En la Figura 3.1.11 se muestran las curvas de nivel, la vista tridimensional y los cortes transversales efectuados.

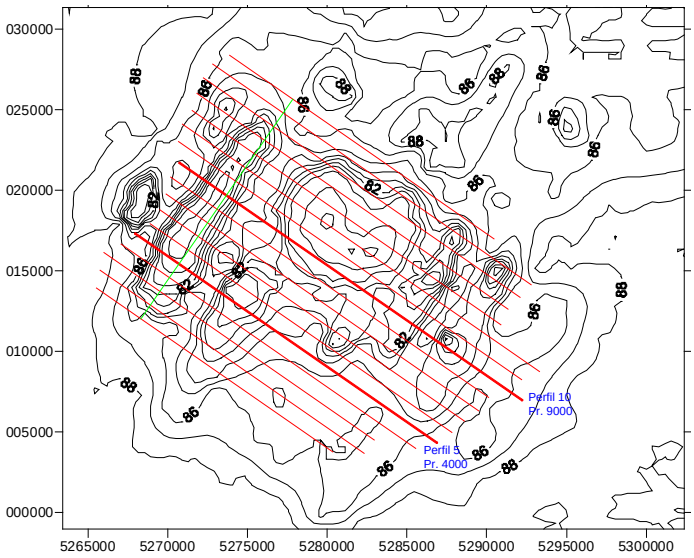
La comparación entre la curva cota-volumen resultante del presente procesamiento y la utilizada en el PMI se presenta en la Figura 3.1.12. Se observa un acuerdo razonable entre ellas, indicando que las secciones transversales utilizadas en el MMHH son compatibles con la representación usada en el PMI.



a) Curvas de nivel



b) Vista tridimensional



c) Cortes transversales

Figura 3.1.11. Topobatimetría del Complejo Hinojo-Las Tunas.

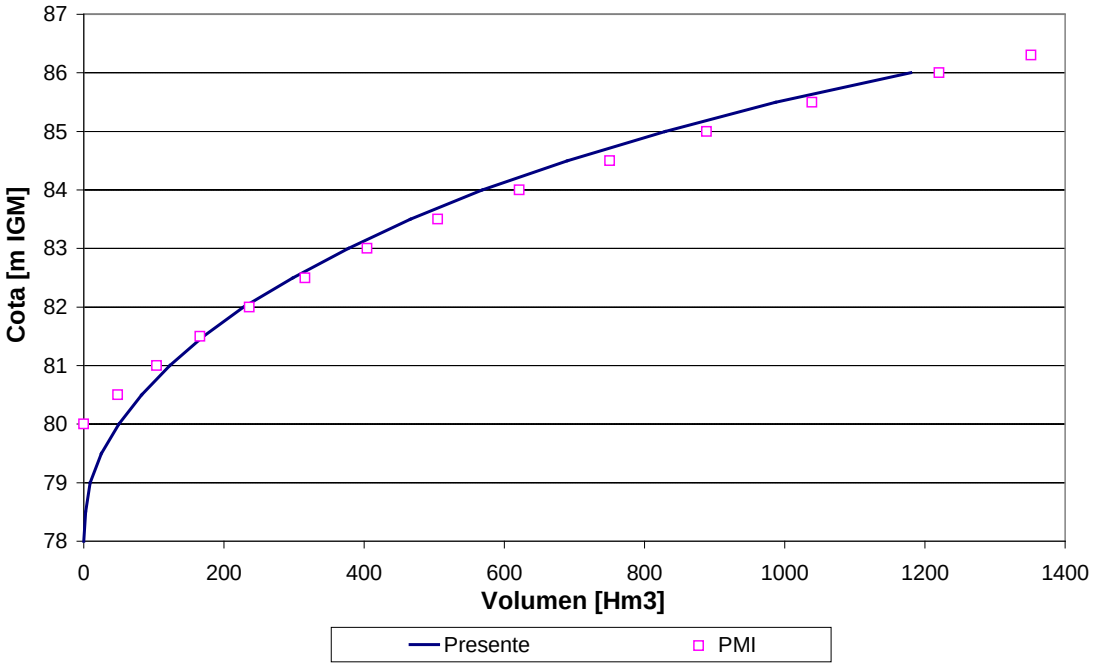


Figura 3.1.12. Relación cota-volumen para el Complejo Hinojo-Las Tunas.

Subregión B1

La conducción primaria de la subregión B1 es el tramo superior del río Salado, que se extiende desde Junín hasta la Laguna Las Flores Grande, con una extensión total de 330 km (Figura 3.1.13).

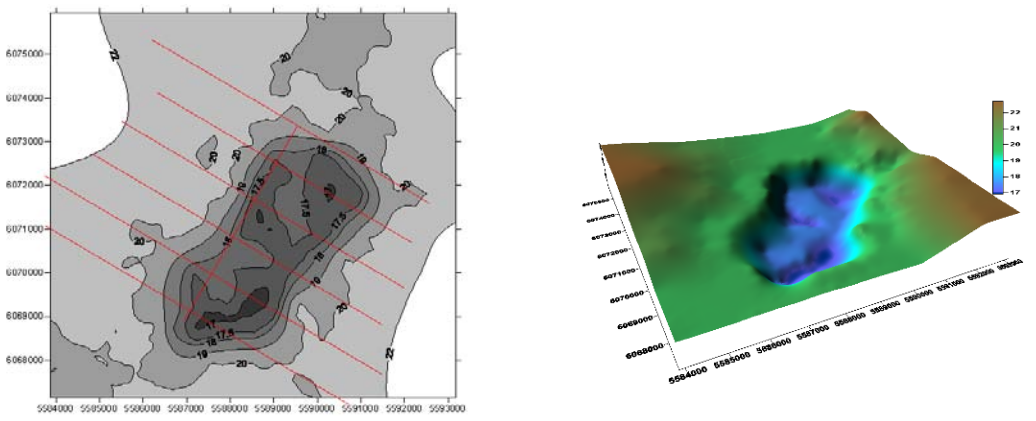
Se representaron 127 secciones transversales, éstas fueron tomadas de dos fuentes diferentes.

- En el tramo desde Laguna Las Flores hasta el ingreso al Arroyo Saladillo, cercano a la ciudad de Alberti, se contaron con secciones relevadas por el proyecto ejecutivo. Se adoptaron 103 secciones en los 223 km, con un espaciamiento medio de 2 km.
- El siguiente tramo, de 110 km, hasta la laguna del Carpincho se adoptaron 24 secciones relevadas por el PMI, con un espaciamiento medio de 5 km.

Para representar la Laguna Las Flores Chica se llevó a cabo un procedimiento de ajuste similar al efectuado con las lagunas de la región A: se combinaron las curvas de nivel disponibles con nuevas curvas generadas en base a las anteriores por continuidad. La Figura 3.1.14a muestra las curvas de nivel resultantes, mientras que la Figura 3.1.14b presenta una vista tridimensional. Se adoptaron, para su representación en el MMH, 6 secciones transversales, espaciadas 1 km entre sí, cuya ubicación se indica en la Figura 3.1.14a.



Figura 3.1.13. Conducciones concentradas principales para la subregión B1.



a) Curvas de nivel b) Vista tridimensional

Figura 3.1.14. Topobatimetría de la Laguna Las Flores Chica.

Subregión C

En la Figura 3.1.15 se muestran las conducciones primarias incorporadas en la subregión C, en las que se incluye el sistema de lagunas de las Encadenadas. En la Tabla 3.1.2 se indican sus extensiones.

Para el Aº Salado sólo se tienen secciones relevadas del tramo que se extiende desde Laguna Juancho hasta la salida del dominio del modelo (que descarga hacia la subregión B3). Son un total de 8 secciones, con una separación media aproximada de 7 km. Desde Laguna Encause hasta Laguna Juancho se adoptó una sección de canal trapecial simple, con 30 m de base de fondo y 1 m de altura, cuyas cotas de fondo surgen a partir del MDT de detalle.

Para el resto de los arroyos se adoptó una sección trapecial simple, con base de fondo de 2 m, altura de 1 m y extendidas 1 km hacia cada lado con una pendiente del 0,1%. El espaciamiento entre secciones es de 4 km, con las cotas de fondo determinadas a partir del MDT de detalle.

El canal colector de arroyos (CCDA), que comunica los arroyos Pigüé y Venado, no fue incluido en el escenario preoperacional, ya que fue inaugurado en el año 1997. Su objetivo es desviar crecidas que descargarían directamente en la laguna de Especien, disminuyendo así el riesgo de inundación de la ciudad de Carhué.

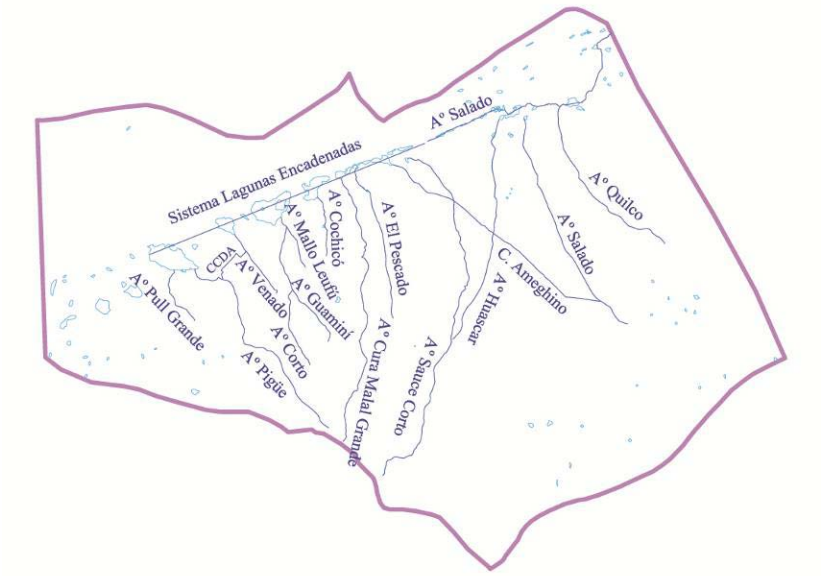


Figura 3.1.15. Conducciones concentradas principales para la subregión C.

Tabla 3.1.2. Extensión de las conducciones primarias de la subregión C.

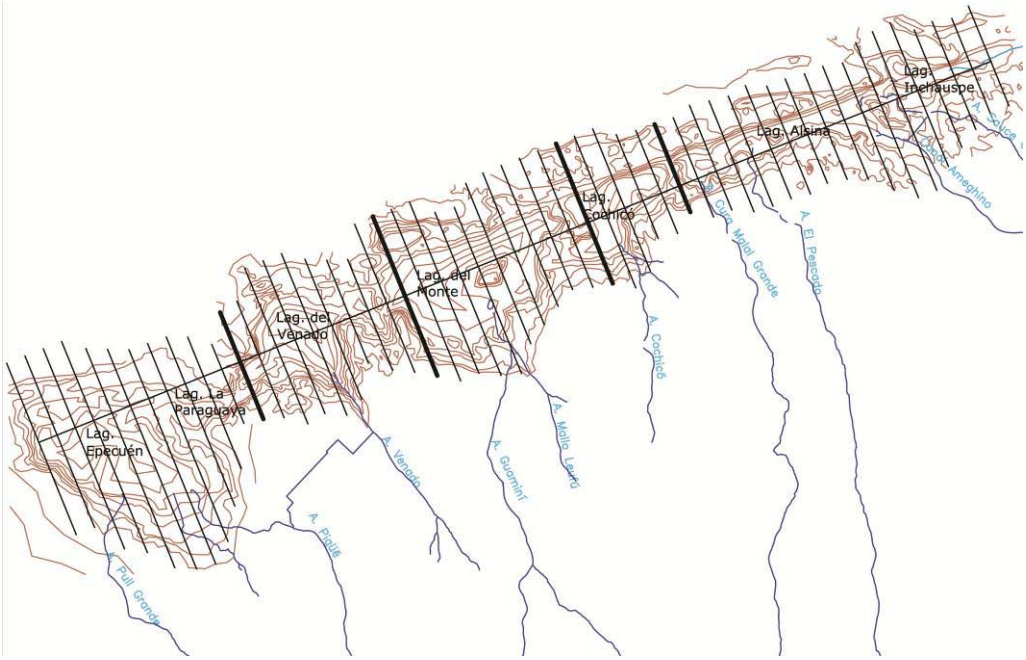
Nombre	Longitud [km]	Nombre	Longitud [km]
Arroyo Pull Grande	22	Arroyo El Pescado	56
Arroyo Pigüé	82	Arroyo Sauce Corto	136
Canal CCDA (entre Aº Pigüé y Aº Venado)	16	Arroyo Huáscar	82
Arroyo Venado	26	Canal Ameghino	90
Arroyo Guaminí	50	Arroyo Salado C2	84
Arroyo Corto	28	Arroyo Quilco	66
Arroyo Cochicó	22	Arroyo Mallo Leufú	16
Arroyo Cura Malal Grande	102		

Similarmente a lo efectuado para las lagunas de la región A, las Lagunas Encadenadas fueron representadas como secciones transversales a partir de las curvas de nivel de nivel del IGM, complementadas con curvas inferidas en la zona baja donde no existe información (Figura 3.1.16). Todo el conjunto de lagunas fue representado por una única rama, con secciones transversales separadas entre sí 2 km, sobre un total de 102 km.

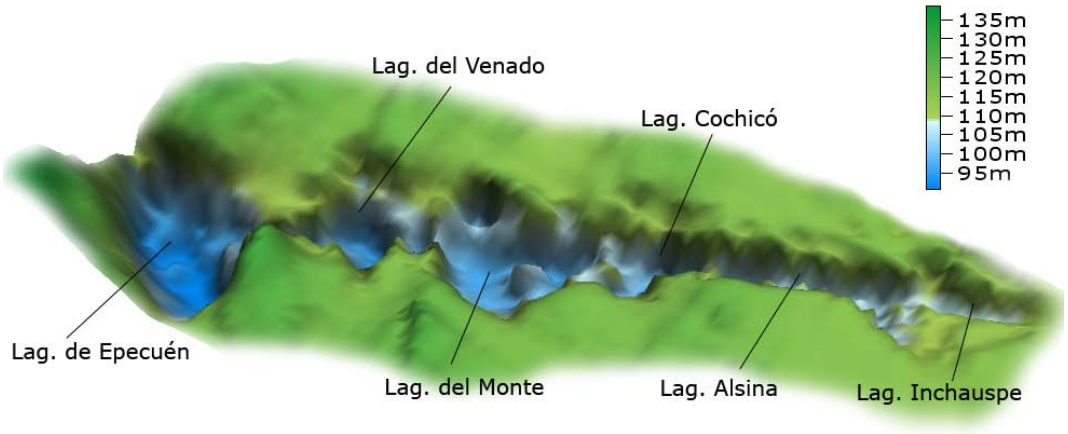
Subregión B3

Las siguientes fueron consideradas como conducciones primarias (Figura 3.1.17):

- *Aº Las Flores:* 45 secciones (espaciamiento del orden de 5 km).
- *Aº Vallimanca:* 35 secciones (espaciamiento del orden de 5 km).
- *Aº Saladillo:* 26 secciones (espaciamiento del orden de 5 km).
- *Aº San Miguel:* 12 secciones (espaciamiento del orden de 5 km).
- *Canal 16:* 7 secciones (espaciamiento del orden de 15 km).
- *Canal Piñeyro:* 3 secciones (espaciamiento del orden de 6 km).
- *Aº Brandsen, Aº Crotto, Aº El Gato y Aº Los Gauchos:* Secciones triangulares, a partir del MDT de detalle, cada 5 km.



a) Curvas de nivel



b) Vista tridimensional

Figura 3.1.16. Topobatimetría de las Lagunas Encadenadas.

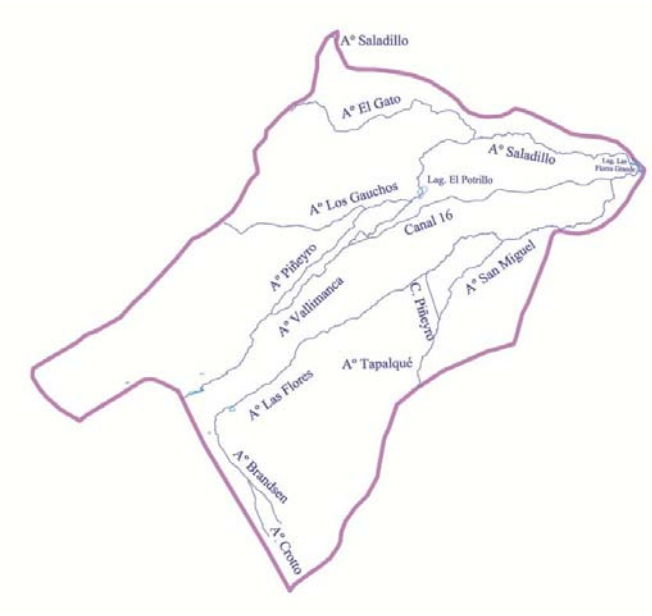
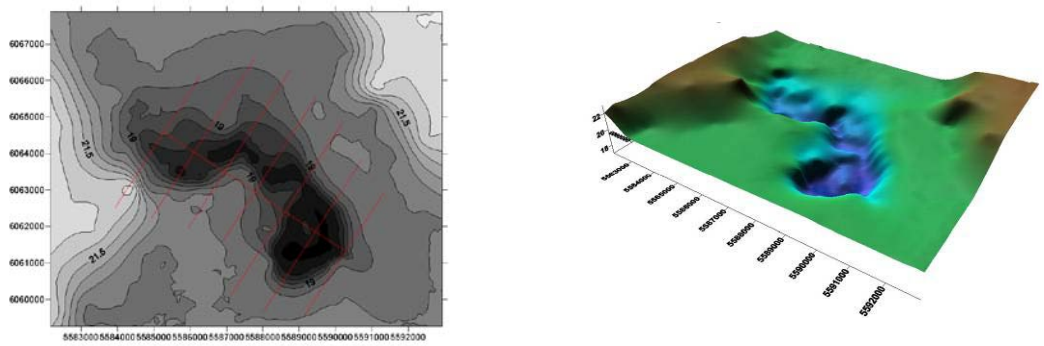


Figura 3.1.17. Conducciones concentradas principales para la subregión B3.

Para representar a la Laguna Las Flores Grande se llevó a cabo el mismo procedimiento explicado para la Laguna Las Flores Chica (subregión B1). La Figura 3.1.18a muestra las curvas de nivel resultantes, mientras que la Figura 3.1.18b presenta una vista tridimensional. Se adoptaron, para su representación en el MMHH, 7 secciones transversales, espaciadas 1 km entre sí, cuya ubicación se indica en la Figura 3.1.18a.



a) Curvas de nivel b) Vista tridimensional

Figura 3.1.18. Topobatimetría de la Laguna Las Flores Grande.

Subregión B2

Las conducciones principales son (Figura 3.1.19):

- Rio Salado Inferior, desde la laguna Las Flores Grande hasta su desembocadura en la Bahía de Samborombón, con una extensión total de 287,2 km. Se utilizaron 101 secciones relevadas por el Proyecto Ejecutivo de "Adecuación de secciones

del cauce de Río Salado Inferior", desde Laguna Las Flores hasta el cruce con el Canal 15, con una separación media de 2 km. Desde el cruce con el Canal 15 hasta la Bahía de Samborombón se utilizaron 9 secciones del PMI. Se efectuaron interpolaciones para tener un espaciamiento de 2 km.

- Canal 15. Tiene una extensión total de 32 km. Se utilizaron 7 secciones relevadas para el proyecto ejecutivo.
- Canal 18. Tiene una extensión de 33 km. Se utilizaron 3 secciones del PMI y se interpolaron secciones para obtener un espaciamiento de 3 km.
- Canal Aliviador. Se utilizaron 3 secciones del PMI, en una longitud de 9 km.

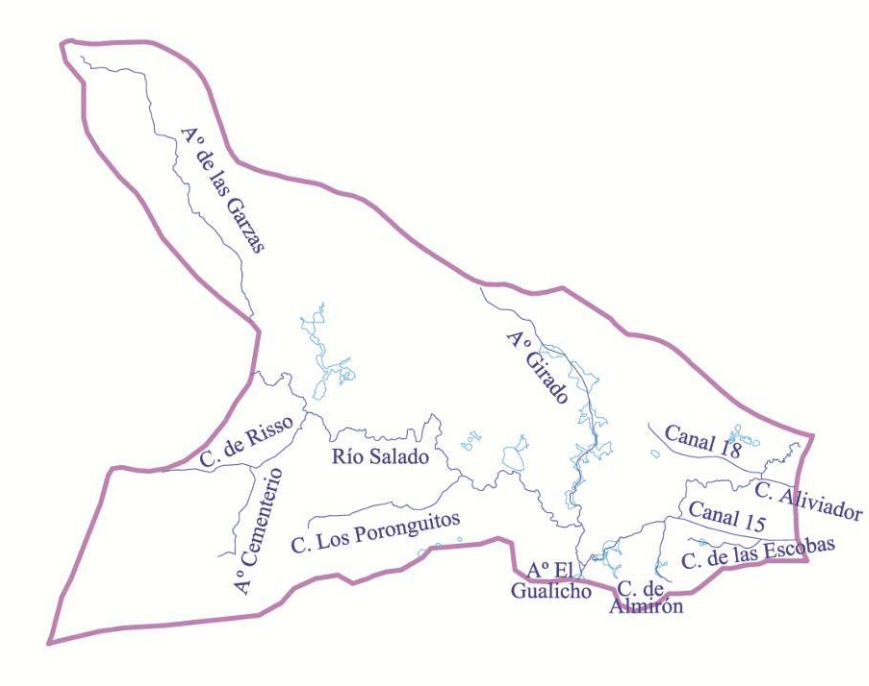


Figura 3.1.19. Conducciones concentradas principales para la subregión B2.

Subregión B4

Las conducciones primaras de la subregión B4 incluyen arroyos y canales (Figura 3.1.20). Se representaron los siguientes arroyos:

- *Arroyo Tapalqué:* Tiene una extensión de 65 km desde la ciudad de Olavarría hasta el cruce con el Canal 11. Se adoptaron 5 secciones del PMI.
- *Arroyo Azul:* **Tiene** una extensión total de 174 km. Desde la Ruta 226 hasta su cruce con el Canal 9 se adoptaron 14 secciones del PMI, que fueron completadas para obtener un espaciamiento medio de 5 km con secciones sacadas del MDT de detalle, manteniendo una sección hidráulica similar a las relevadas. Los últimos 33 km incluyen el denominado Aº El Gualicho. Desde la zona de la estación Chillar, en la zona de sierras, hasta la Ruta 226 se utilizaron secciones del MDT de detalle.

- *Arroyo Los Huesos:* Su extensión total es de 123 km. Se utilizaron 11 secciones del PMI. Se completó la traza con secciones cada 3 km sacadas del MDT de detalle, con una sección hidráulica similar a las relevadas.
- *Arroyo Chapaleufú:* Su extensión total es de 141 km. Se utilizaron 15 secciones del PMI, que fueron completadas con secciones cada 3 km sacadas del MDT de detalle, con una sección hidráulica similar a las relevadas.
- *Arroyo El Gualicho:* Tiene una extensión total de 123 km. Se utilizaron 32 secciones del PMI.
- *Arroyo Langueyú***:** Tiene una extensión total de 105 km. Se utilizaron secciones del MDT de detalle con un espaciamiento de 3 km.
- *Arroyo El Perdido:* Tiene una extensión total de 75 km. Se utilizaron secciones del MDT de detalle con un espaciamiento de 3 km.
- *Arroyo Tandileifú:* Tiene una extensión total de 120 km. Se utilizaron secciones del MDT de detalle con un espaciamiento de 3 km.

Los canales representados fueron los siguientes:

- *Canal 1:* Se extiende desde el Aº Langueyú, en el cruce con el ex Ferrocarril Roca, hasta su desembocadura en la Bahía de Samborombón, con una extensión total de 132 km. Se utilizaron 28 secciones del PMI.
- *Canal 2:* Se extiende desde el Aº Tandileifú, a la altura de la ciudad de Labarden, hasta su desembocadura al sur de la Bahía de Samborombón. Tiene una longitud total de 130 km. Se utilizaron 28 secciones del PMI.
- *Canal 9:* Se extiende desde el cruce del Canal 11 con el Aº el Gualicho. Tiene una longitud total de 162 km. Se utilizaron 36 secciones del PMI, con un espaciamiento de 5 km.
- *Canal 11:* Se extiende desde el Aº Tapalqué, a 7 km aguas arriba de la ciudad de Tapalqué, hasta su desembocadura en el Canal 9 junto con el Aº El Gualicho, en un total de 98 km. Se utilizaron 21 secciones transversales relevadas del PMI, con un espaciamiento medio de 5 km.
- *Canal 12:* Se extiende desde el Aº Los Huesos, en las cercanías de la estación Miranda, hasta su desembocadura en el Canal 9, con una longitud total de 65 km. Se utilizaron 19 secciones del PMI, con un espaciamiento de 5 km.
- *Canal Guido al Mar:* Se extiende desde la ciudad de Guido hasta su desembocadura en la Bahía de Samborombón. Tiene una longitud total de 81 km. Se utilizaron secciones sacadas del MDT de detalle, con un ancho de fondo de 10 m.
- *Canal El Porteño:* Se extiende desde las cercanías de la ciudad de Castelli hasta su desembocadura en la Bahía de Samborombón, con una longitud total de 48 km. Se utilizaron secciones sacadas del MDT de detalle.
- *Canal A:* Se extiende desde las cercanías de la ciudad de Dolores hasta su desembocadura en la Bahía de Samborombón, con una longitud total de 69 km. Se utilizaron secciones sacadas del MDT de detalle.

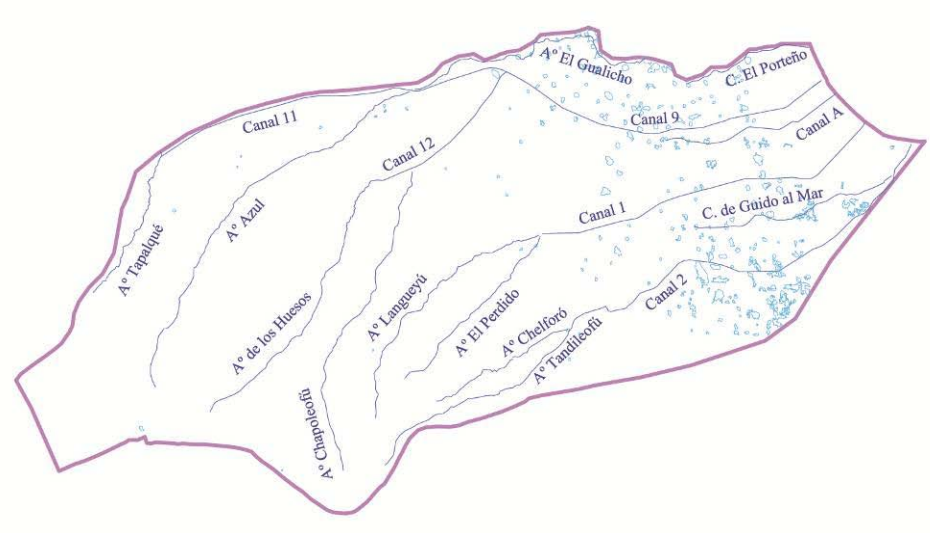


Figura 3.1.20. Conducciones concentradas principales para la subregión B4.

3.1.5 Conducciones concentradas secundarias

La planimetría de las conducciones concentradas secundarias, que son los caminos naturales recorridos por los excedentes pluviales cuando el agua colmata los bajos, y que se denominarán ramales, se determinó mediante el GIS a partir del MDT de detalle.

Del MDT de detalle también surge la cota del "talweg" de los ramales, tal como se ilustra en la Figura 3.1.21 para un caso particular (ver Figura 3.1.10). Las secciones transversales de los ramales se representaron como formas triangulares, con taludes 1V:1000H.

En la Figura 3.1.22 se muestran los ramales determinados para cada subregión. Allí mismo se identifican las subcuencas asociadas a cada ramal. En particular, nótese que:

- En la subregión A3/A4 (Figura 3.1.22c) se ha incluido la parte 'superior' de la subregión A2, que naturalmente descarga hacia A3/A4 (principio de las subcuencas A3A4S5, A3A4S9, A3A4S12, A3A4S15, A3A4S16 y A3A4S18). El hecho de que en el PMI se haya incluido en A2 esa parte responde a la propuesta de canalización colectora (CNO5) para desviar los excedentes hacia A2 (ver más abajo). En este estudio se ha optado por repetir la modelación de la zona común en ambas subregiones, de modo de poder analizar la alternativa de no construir esa canalización colectora. Entonces, para la subregión A2 se efectúa a veces la distinción entre una parte Inferior y otra Superior.
- A la subregión B3 (Figura 3.1.22f) se le ha incorporado una parte (principio de las subcuencas B3S21, B3S22 y B3S23) que está formalmente asignada a la subregión B4 en el PMI (Figura 3.1.22h) debido al alivio que produce el Canal 11 en crecidas. En este estudio se ha optado por modelar esa zona dentro de B3, e incorporar a B4 la descarga resultante del Canal 11.

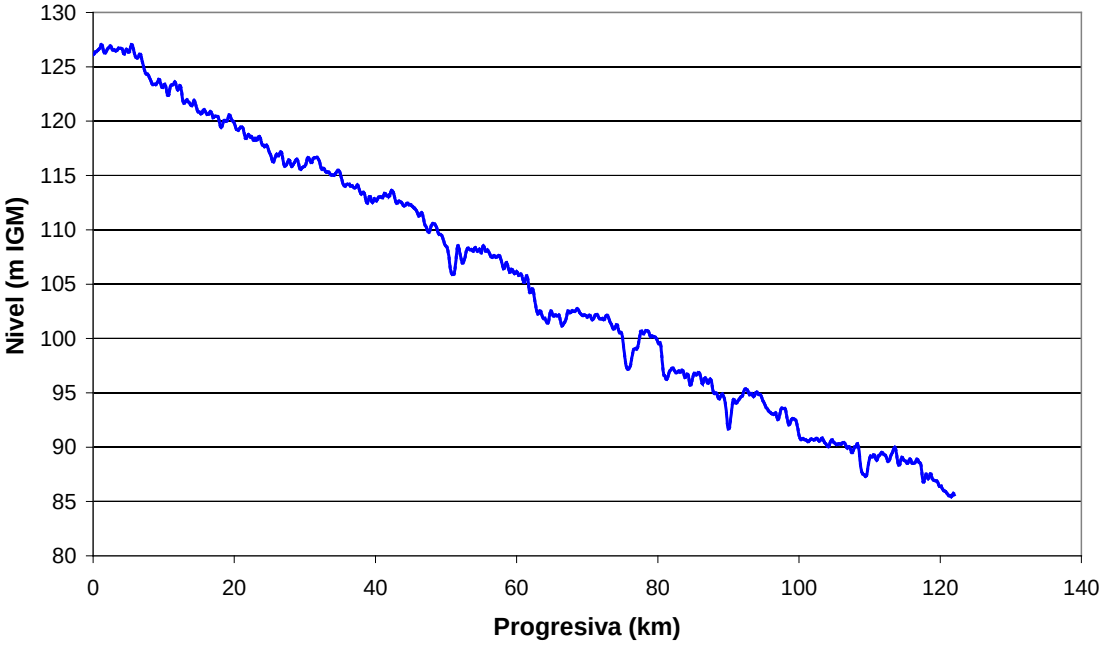
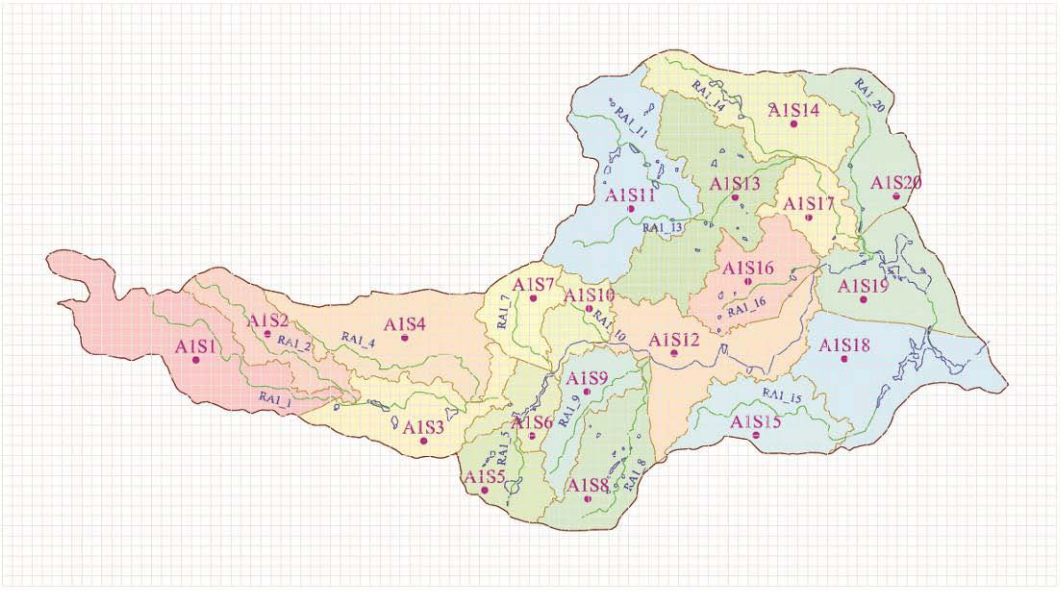
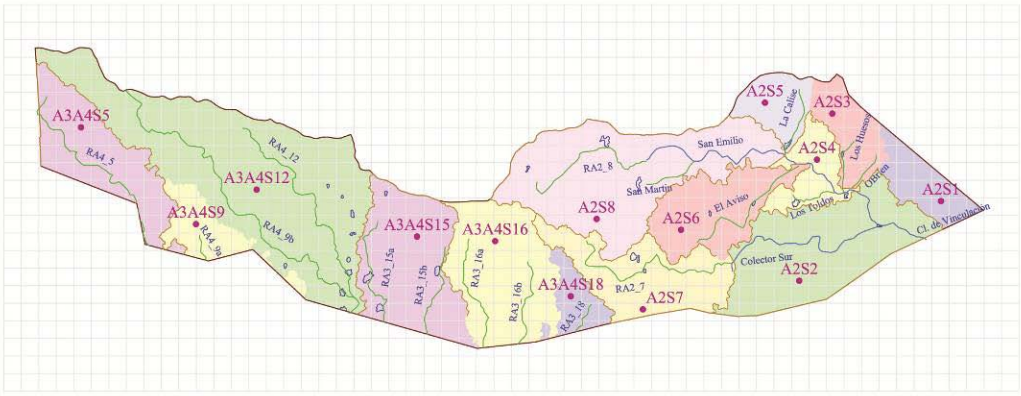


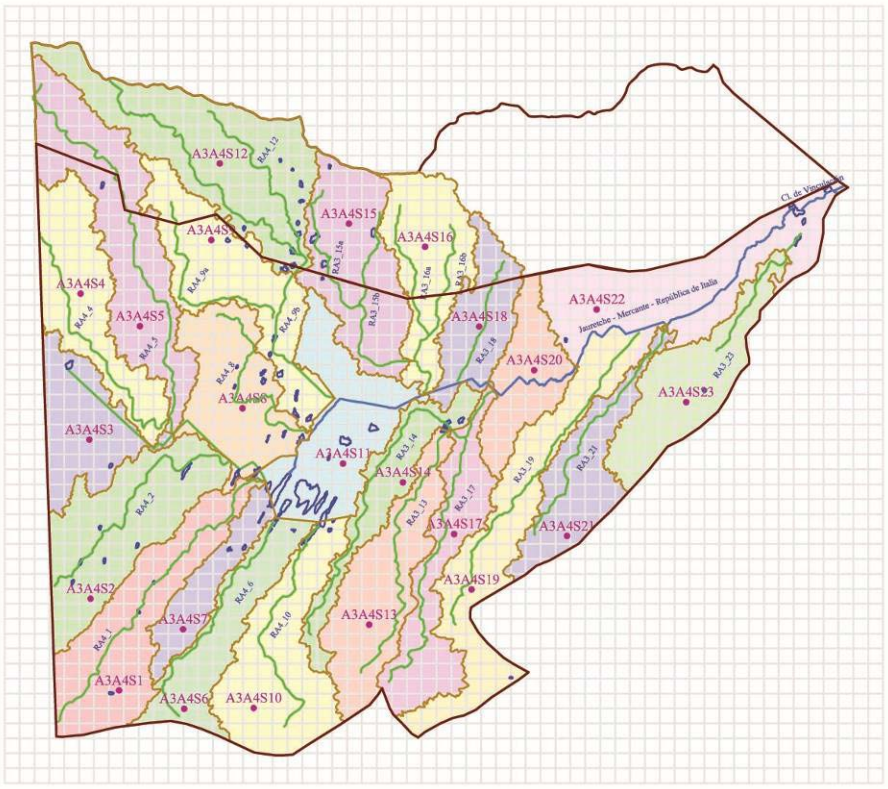
Figura 3.1.21. Talweg del Ramal A3A4S1 de la subregión A4.



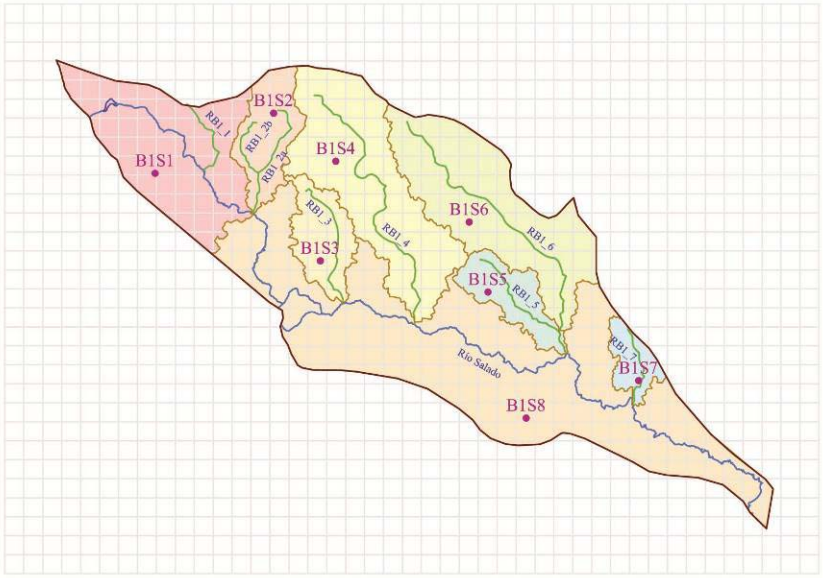
a) Subregión A1



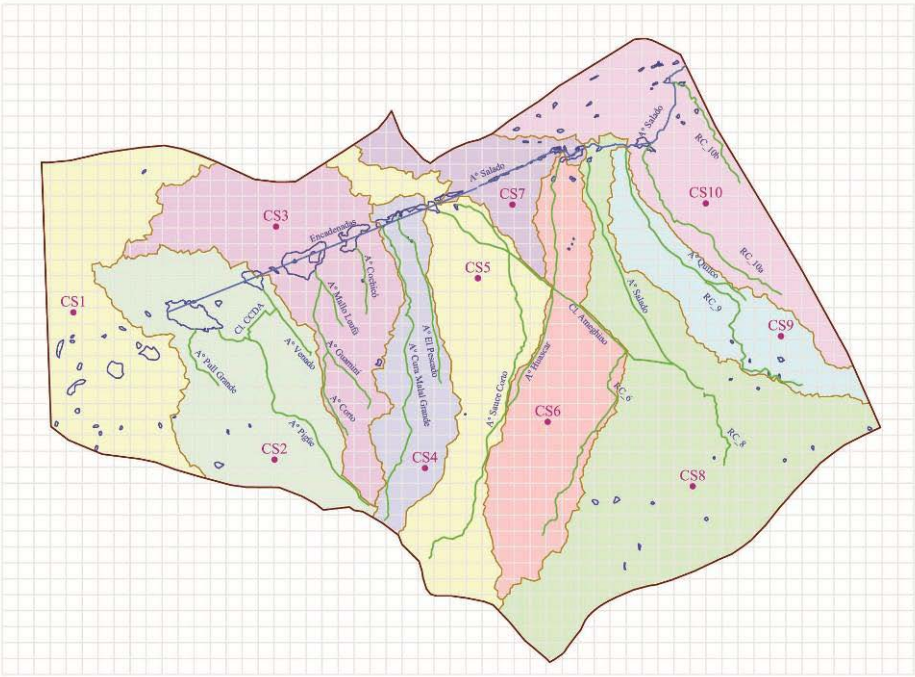
b) Subregión A2



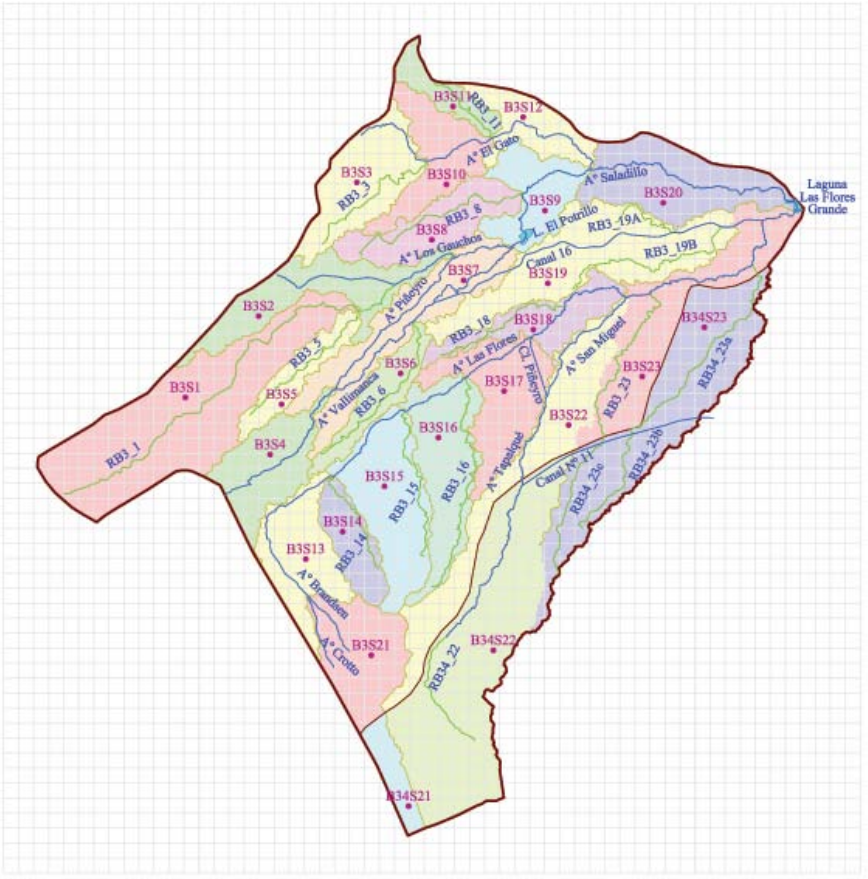
c) Subregión A3/A4



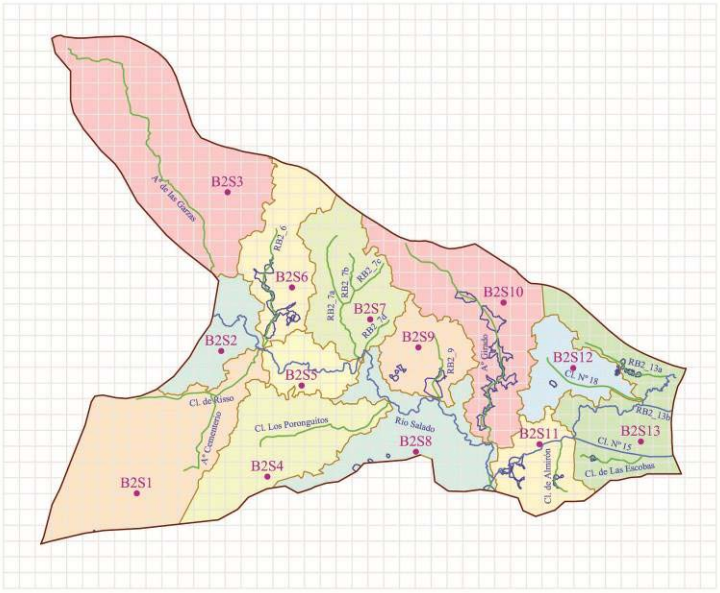
d) Subregión B1



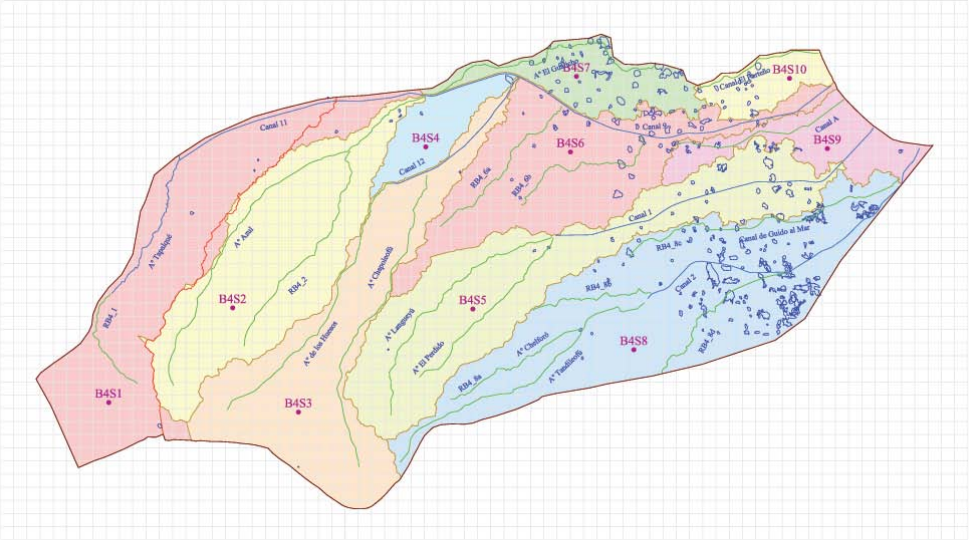
e) Subregión C



f) Subregión B3



g) Subregión B2



h) Subregión B4

Figura 3.1.22. Ramales y subcuencas

3.1.6 Volúmenes de bajos

Los bajos constituyen zonas de almacenamiento no resueltas a la escala del modelo, ya que sus dimensiones son menores al paso de discretización horizontal. En consecuencia, su efecto integrado debe ser representado como una abstracción inicial (volumen por unidad de área).

La abstracción inicial se zonificó por subcuenca. El volumen de bajos por subcuenca se determinó a partir del MDT de detalle, efectuando la diferencia entre éste y el MDT de detalle 'colmatado'. En la Tabla 3.1.3 se informan los valores obtenidos. Por razones históricas, en el caso de la subregión A1 se mantuvieron para esta zonificación las 12 subcuencas originales del PMI, mostradas en la Figura 3.1.23.

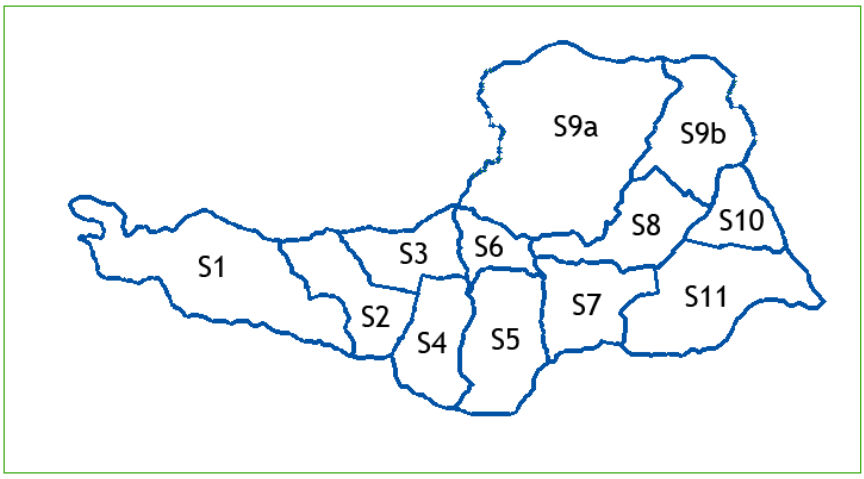


Figura 3.1.23. Subcuencas de la subregión A1 de acuerdo al PMI.

Tabla 3.1.3. Abstracción inicial para las subcuencas.

a) Subregión A1

Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]
S1	306	S5	82	S9a	225
S2	135	S6	77	S9b	76
S3	73	S7	139	S10	236
S4	191	S8	186	S11	134

b) Subregión A2 Inferior

Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]
A2S1	181	A2S4	187	A2S7	193
A2S2	258	A2S5	112	A2S8	184
A2S3	116	A2S6	240		

c) Subregión A3/A4

Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]
A3A4S1	149	A3A4S9	252	A3A4S17	151
A3A4S2	269	A3A4S10	111	A3A4S18	287
A3A4S3	270	A3A4S11	257	A3A4S19	193
A3A4S4	307	A3A4S12	165	A3A4S20	355
A3A4S5	277	A3A4S13	143	A3A4S21	159
A3A4S6	125	A3A4S14	314	A3A4S22	307
A3A4S7	157	A3A4S15	244	A3A4S23	262
A3A4S8	364	A3A4S16	219		

d) Subregión B1

Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]
B1S1	79	B1S4	52	B1S7	60
B1S2	52	B1S5	32	B1S8	79
B1S3	50	B1S6	22		

e) Subregión C

Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]
C1S1	1151	C1S5	43	C1S9	14
C1S2	113	C1S6	10	C1S10	83
C1S3	100	C1S7	74		
C1S4	19	C1S8	28		

f) Subregión B3

Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]
B3S1	156	B3S9	284	B3S17	163
B3S2	181	B3S10	181	B3S18	229
B3S3	189	B3S11	175	B3S19	246
B3S4	122	B3S12	204	B3S20	186
B3S5	95	B3S13	80	B3S21	70
B3S6	153	B3S14	58	B3S22	95
B3S7	188	B3S15	67	B3S23	138
B3S8	161	B3S16	104		

g) Subregión B2

Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]
B2S1	59	B2S6	235	B2S11	319
B2S2	234	B2S7	75	B2S12	211
B2S3	68	B2S8	133	B2S13	128

B2S4	52	B2S9	137		
B2S5	128	B2S10	368		

h) Subregión B4

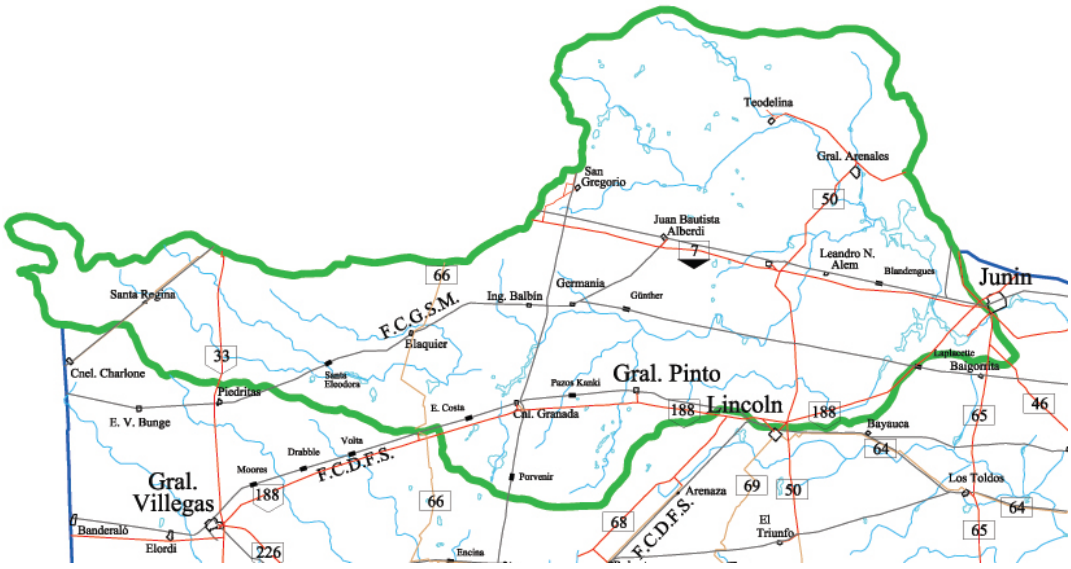
Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]	Nombre	Abstracción inicial [mm]
B4S1	28	B4S5	43	B4S9	228
B4S2	14	B4S6	52	B4S10	127
B4S3	9	B4S7	157		
B4S4	15	B4S8	98		

3.1.7 Red vial y ferroviaria

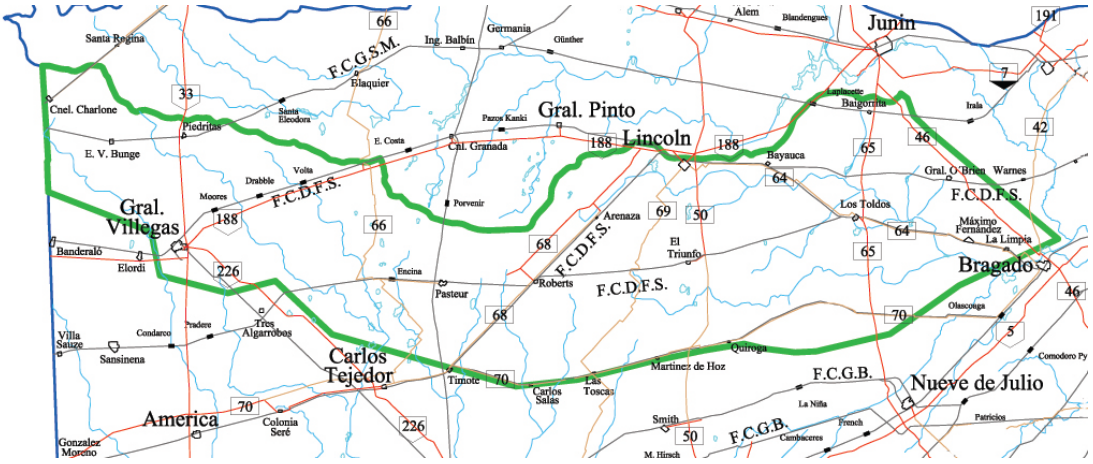
Las redes de comunicación vial y ferroviaria constituyen obstrucciones significativas al escurrimiento de las aguas. Este efecto de obstrucción es aminorado por medio de obras de arte: puentes para permitir el pasaje del escurrimiento concentrado, y alcantarillas para permitir el paso de la escorrentía.

Las rutas y ferrocarriles se representan en el MIKE SHE como contornos unidimensionales impenetrables. El flujo de agua a través de las obras de arte se tiene en cuenta mediante las conducciones que los atraviesan.

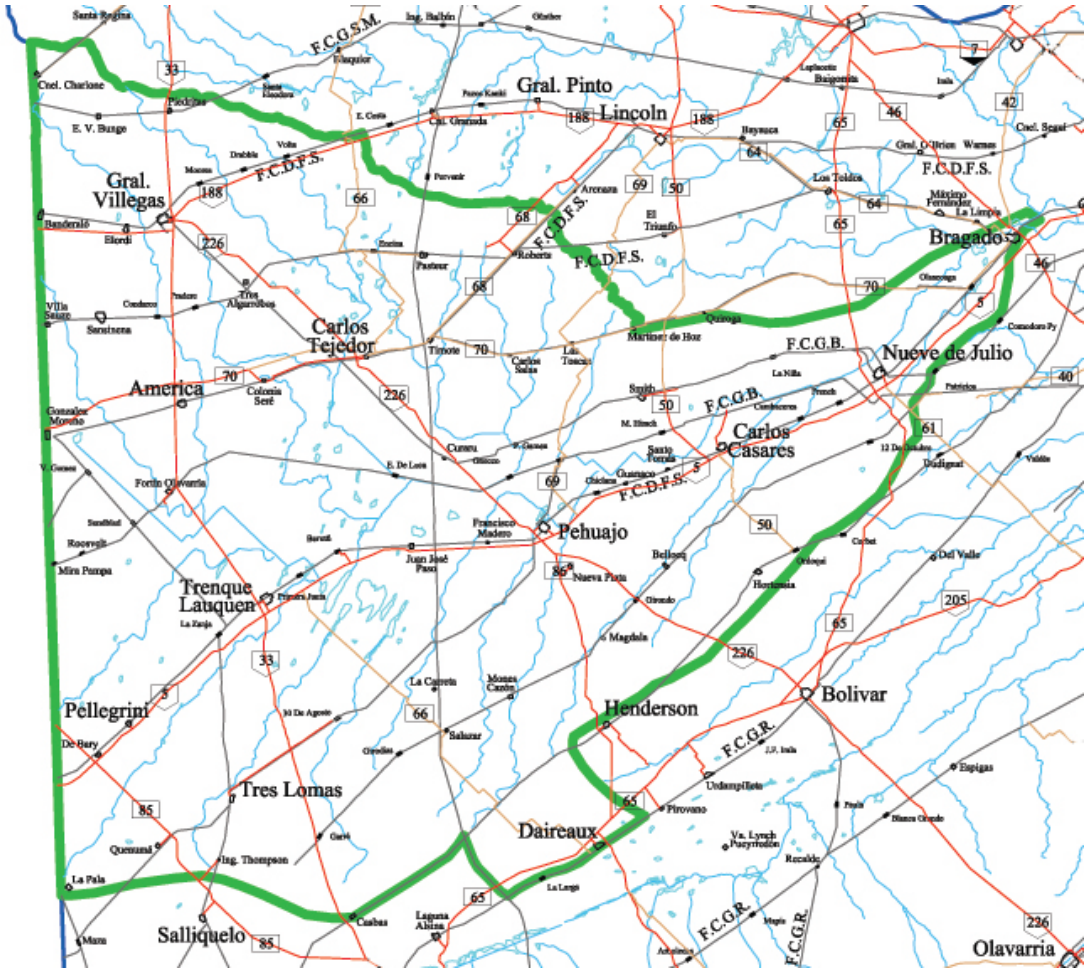
En la Figura 3.1.24 se muestra el trazado de las principales vías de comunicación presentes en la cuenca.



a) Subregión A1



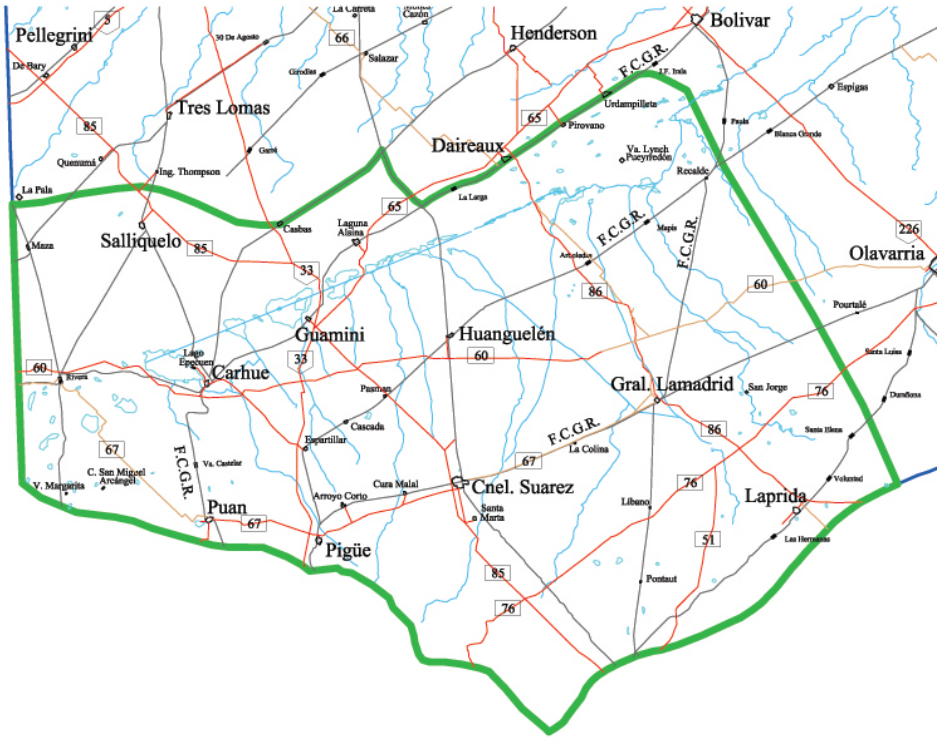
b) Subregión A2



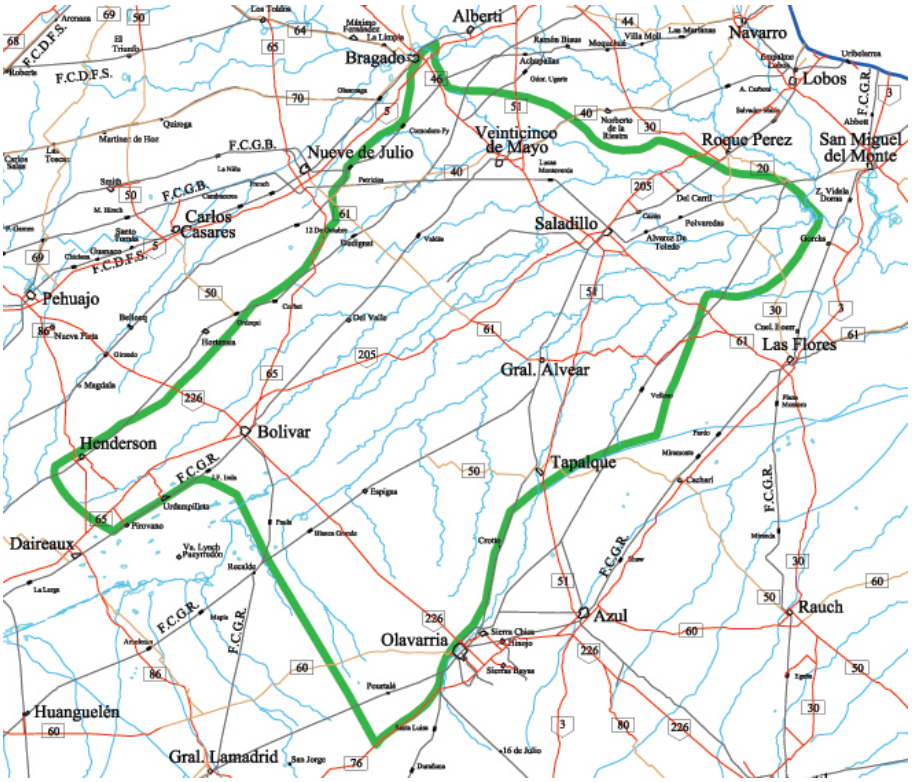
c) Subregión A3/A4



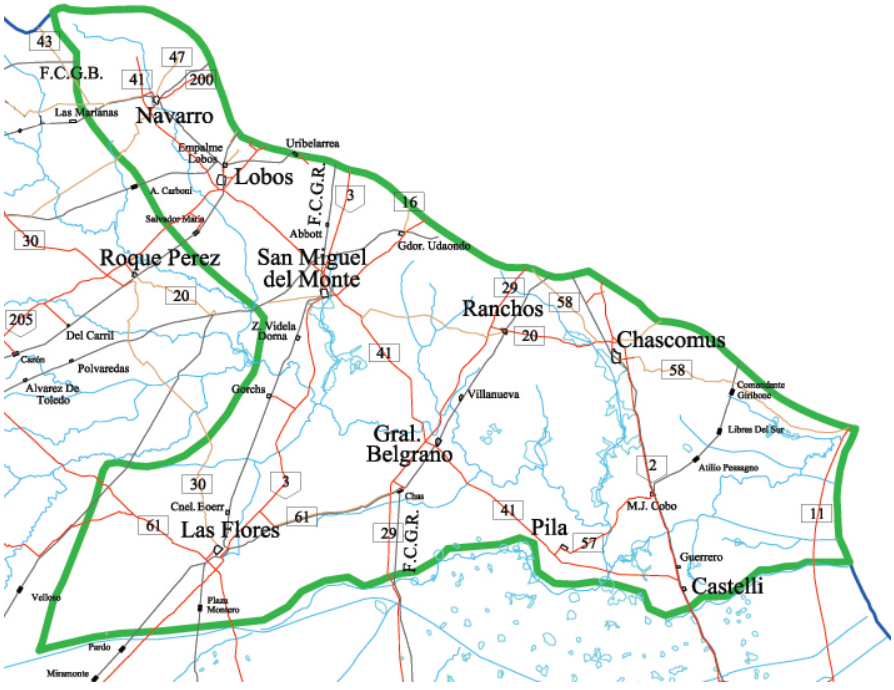
d) Subregión B1



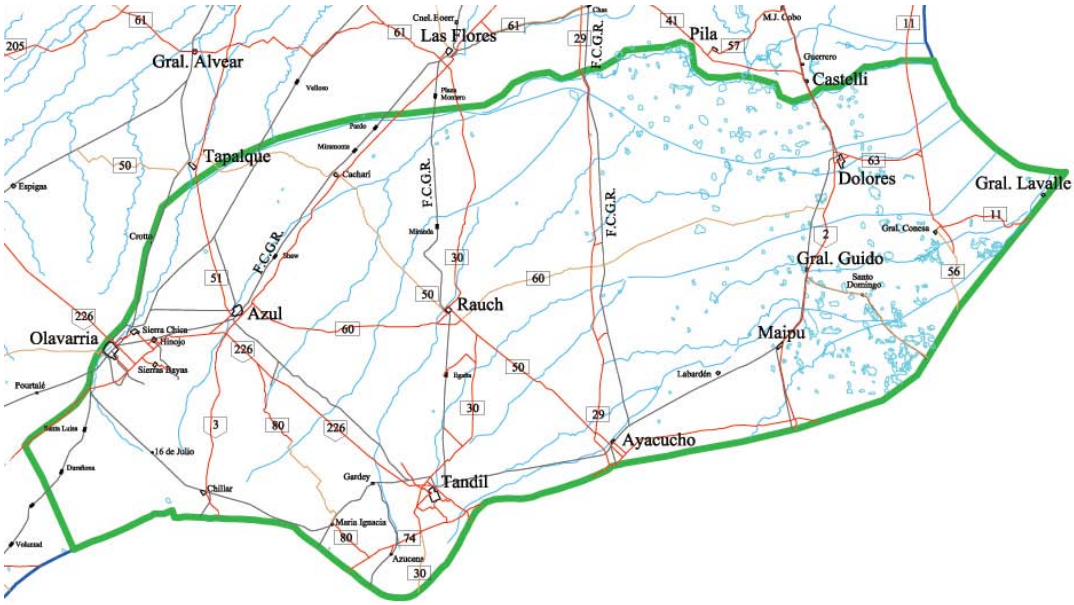
e) Subregión C



f) Subregión B3



g) Subregión B2



h) Subregión B4

Figura 3.1.24. Red vial y ferroviaria.

3.2 Datos de forzantes

3.2.1 Precipitaciones

Las precipitaciones constituyen el forzante principal del proceso hidrológico para el sistema hídrico, ya que representan la inyección de agua al sistema.

Se dispuso de series temporales de precipitaciones diarias en una gran cantidad de estaciones de la cuenca (Figura 3.2.1). Estos registros presentaron grandes baches de información. En base a la cantidad de datos disponibles, se decidió establecer como intervalo de tiempo de la simulación hidrológica continua el período 1963-2004. La consistencia de los registros pluviométricos y su completamiento se discuten en otra parte del Informe. A título ilustrativo, la Figura 3.2.2 muestra la serie de precipitaciones en Gral. Villegas.

Se construyeron polígonos de Thiessen alrededor de cada estación pluviométrica (Figura 3.2.3). La serie temporal de lluvias de cada estación fue asignada a toda el área del polígono de Thiessen asociado.

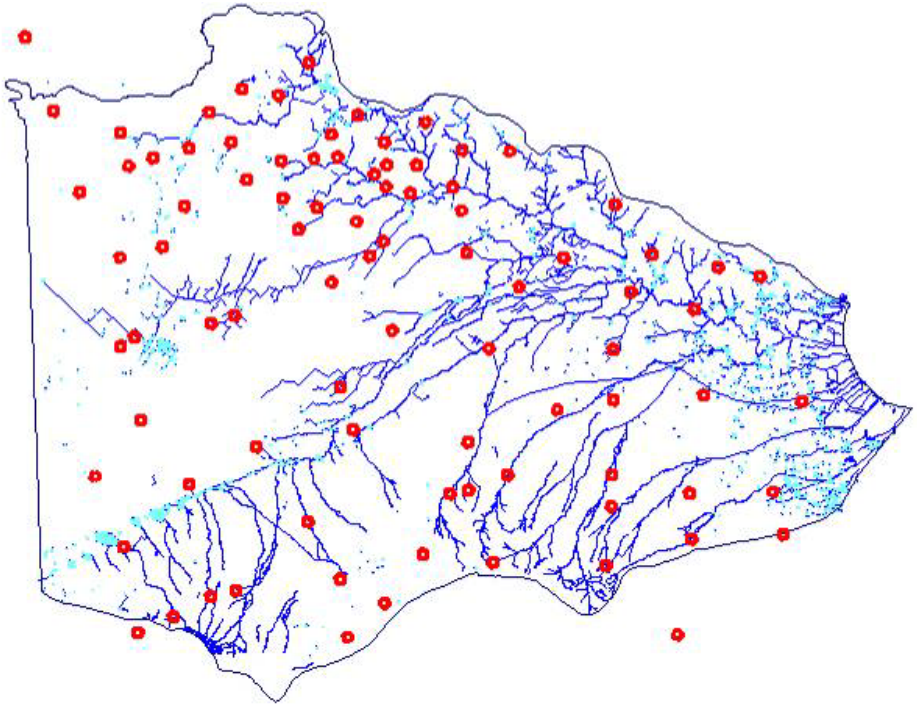


Figura 3.2.1. Estaciones pluviométricas.

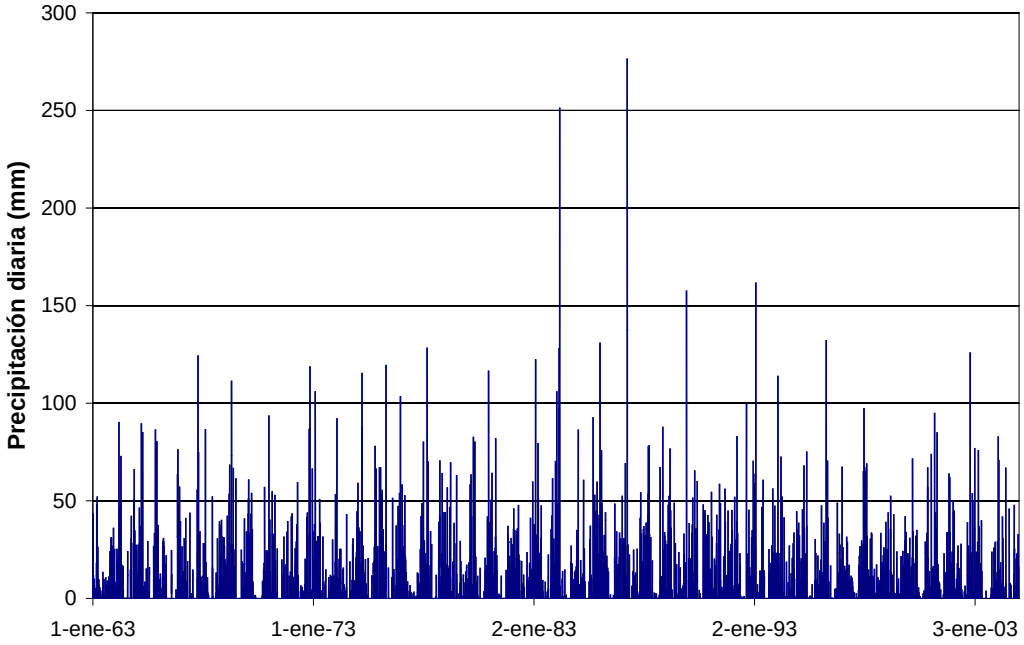


Figura 3.2.2. Serie de precipitaciones en Gral. Villegas.

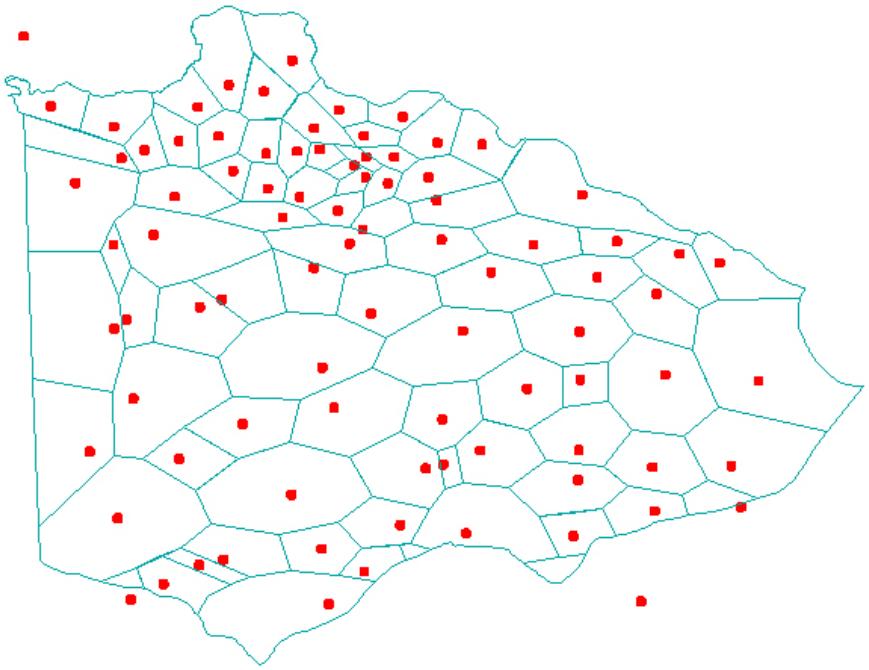


Figura 3.2.3. Polígonos de Thiessen para las estaciones pluviométricas.

3.2.2 Evapotranspiración potencial

La evapotranspiración potencial puede ser considerada como un segundo forzante del proceso hidrológico para el sistema hídrico, ya que representa la extracción potencial de agua al sistema.

Se dispuso de series temporales de evapotranspiración potencial diaria en varias estaciones climáticas de la cuenca, presentes en menor cantidad que las estaciones pluviométricas (Figura 3.2.4). Estas series fueron obtenidas a partir de datos de temperatura, heliofanía, radiación, velocidad del viento y humedad relativa mediante método de Pennman, tal como se explica en otra parte del Informe. Los registros presentaron grandes baches de información para el período de trabajo, 1963-2004. Su completamiento se discute en otra parte del Informe. A título ilustrativo, la Figura 3.2.5 muestra la serie de evapotranspiración potencial en Bolívar.

Al igual que para las precipitaciones, se construyeron polígonos de Thiessen alrededor de cada estación climática (Figura 3.2.6). La serie temporal de evapotranspiración potencial de cada estación fue asignada a toda el área del polígono de Thiessen asociado.

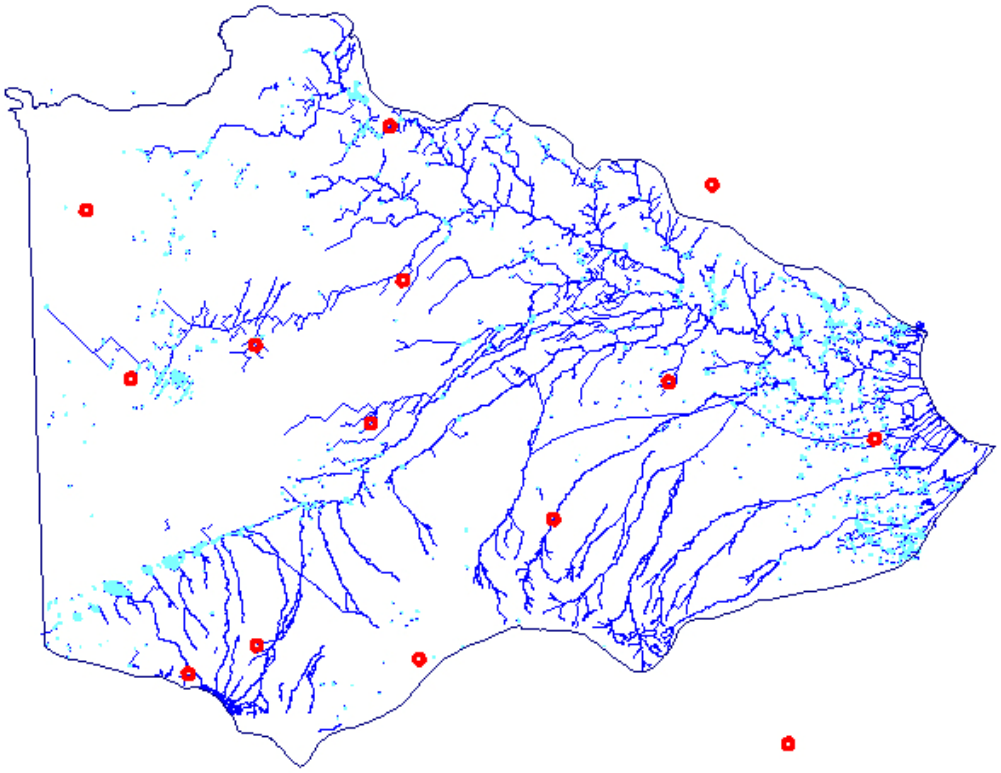


Figura 3.2.4. Estaciones climáticas.

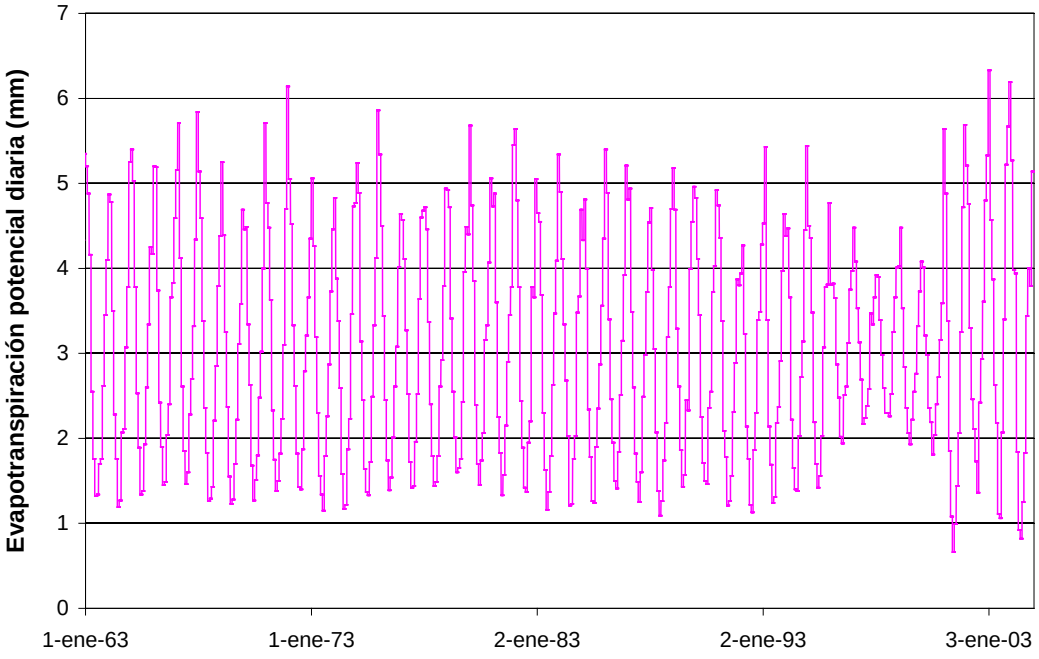


Figura 3.2.5. Serie de evapotranspiración potencial en Bolívar.

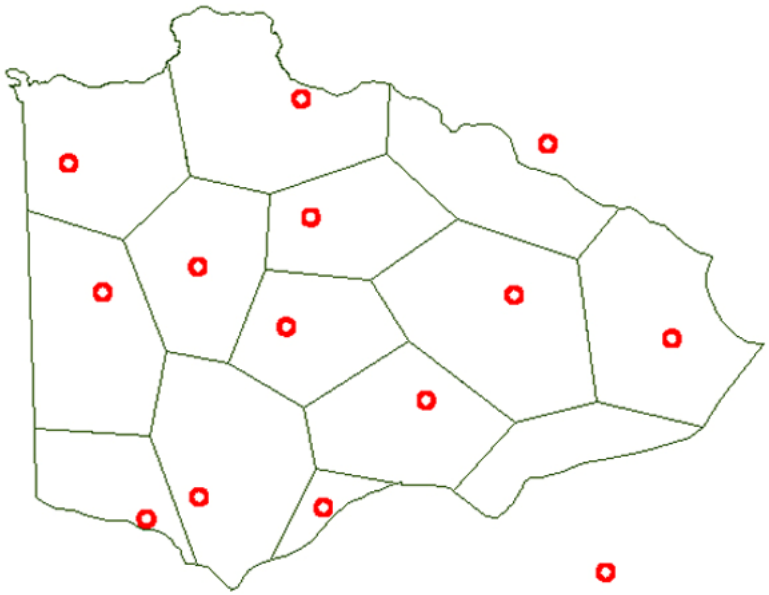


Figura 3.2.6. Polígonos de Thiessen para las estaciones climáticas.

3.3 Datos de condicionantes

3.3.1 Rugosidad del terreno

La rugosidad del terreno condiciona la velocidad de la escorrentía.

A la escala del estudio (escala de cuenca), la zona puede considerarse como completamente antropizada, siendo los usos básicos del suelo la agricultura y la ganadería. A estos usos le corresponden los rangos del coeficiente de rugosidad de Manning informados en la Tabla 3.3.1.

Se verificó una relativamente baja sensibilidad de los resultados a variaciones en este parámetro dentro los rangos informados (ver más abajo). En consecuencia, se asignó al coeficiente de rugosidad de Manning un valor uniforme de 0,033.

Tabla 3.3.1 Rango de valores de coeficiente de rugosidad de Manning[3].

Cobertura	Manning
Pasturas	0,030 - 0,035
Cultivos	0,030 – 0,040

[3] Chow, V.T., Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, 1959.

3.3.2 Vegetación

La evapotranspiración está condicionada por las características del follaje y de las raíces de la vegetación. En el MIKE SHE esas características se representan, respectivamente, por el índice de área foliar (*LAI*) y el de profundidad de las raíces (*RD*).

Dado que la zona de estudio puede considerarse como completamente antropizada, siendo los usos básicos del suelo la agricultura y la ganadería, el *LAI* y el *RD* evolucionan con una modulación estacional, la cual depende del tipo de cultivo. Los ciclos de cultivo para los granos utilizados en esta cuenca se indican en la Tabla 3.3.2. En base a esta información se han construido funciones de modulación para el *LAI* y el *RD*, las cuales se muestran en la Figura 3.3.1. Multiplicándolas por el valor máximo del *LAI* ó del *RD* (cuya ocurrencia se supone al final de la etapa de desarrollo) se obtienen las series mensuales por cultivo para estos dos parámetros. La Tabla 3.3.3 presenta los valores máximos de *LAI* y *RD* utilizados para los distintos cultivos, fijados en base a datos de literatura. Se incluyen los correspondientes a pasturas, que se consideran invariables en el tiempo.

Tabla 3.3.2 Ciclos de cultivo[4].

Cultivo	**Siembra**	**Floración**	**Desarrollo**	**Cosecha**
Maíz	Oct-Dic	Dic-Ene	Ene-Feb	Mar-Jun
Soja	Nov-Dic	Feb	Mar	Abr-May
Soja de 2ª	Dic-Ene	Mar	Abr	May-Jun
Trigo	Jun-Ago		Oct-Nov	Nov-Ene
Girasol	Set-Oct	Nov-Dic	Ene-Mar	Abr-Jun

Tabla 3.3.3 Valores máximos de *LAI* y *RD*[5].

Cobertura	LAI	RD (m)
Maíz	10	1,2
Soja	9,5	1,2
Soja de 2ª	7,0	1,0
Trigo	5,5	1,8
Girasol	5,8	2,0
Pastura	2,5	0,3

[4] http://www.infoaserca.gob.mx/fichas/Ficha20-Ev-Ec-Sec-Agri-Argentina.pdf

[5] http://ianrpubs.unl.edu/soil/g831.htm

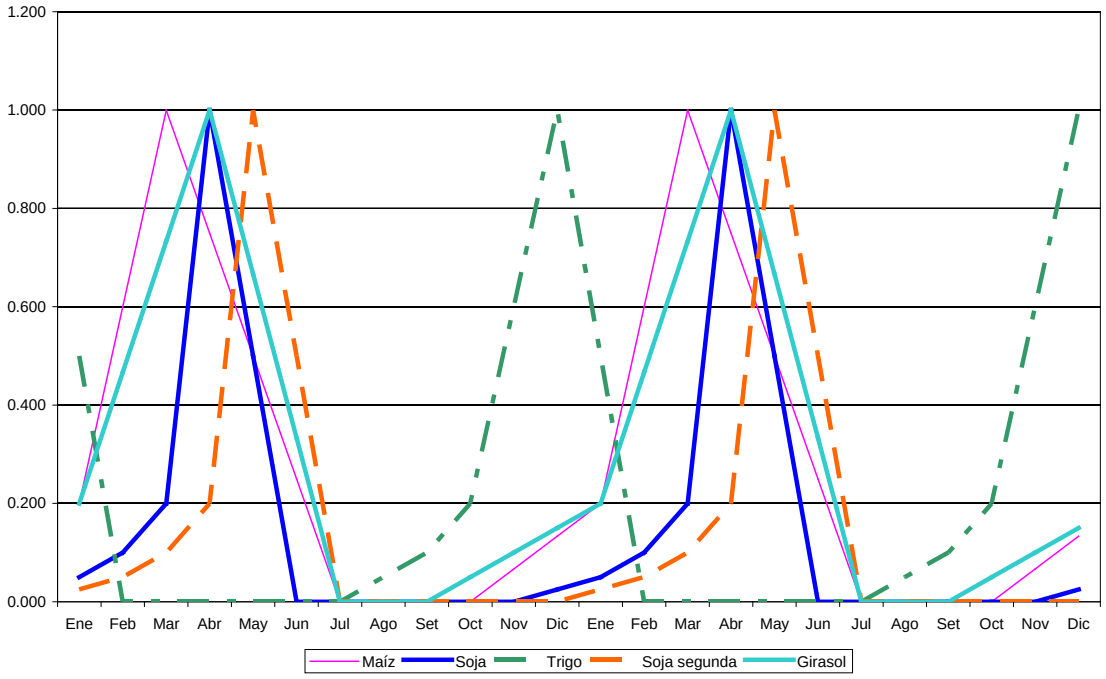


Figura 3.3.1. Funciones de modulación de los parámetros de uso del suelo para los cultivos de la zona de estudio.

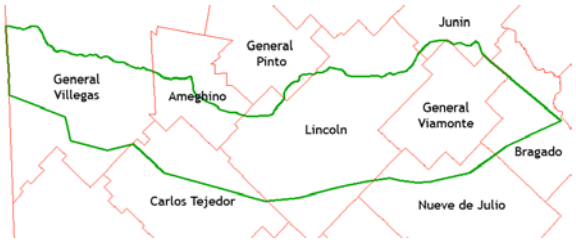
Se dispuso de series temporales anuales de áreas sembradas, discriminadas por cultivo y por partido. Estas series fueron completadas para el período 1963-2004, en algunos casos simplemente extendiendo hacia atrás o adelante en el tiempo los valores correspondientes al primero o al último año, respectivamente. Se consideró que toda la soja era de primera.

A partir de estas series anuales, se construyeron series mensuales de *LAI* y *RD* por partido y por cultivo utilizando las funciones de modulación y valores máximos mostrados más arriba. Para cada partido sólo se tuvo en cuenta la proporción del área incluida dentro de la subregión (ver Figura 3.3.2), y se supuso que la superficie complementaria a la total sembrada era zona de pastizales y pasturas. A la zona de la subregión A1 que se extiende sobre la Provincia de Santa Fe se le asignaron datos correspondientes a partidos vecinos de la de Buenos Aires.

Ponderando las series mensuales de *LAI* y *RD* por cultivo, en base a los datos de áreas anuales por cultivo, se generaron series mensuales de *LAI* y de *RD* por partido para todo el período 1963-2004. En la Figura 3.3.3 se muestra, a título ilustrativo, las series resultantes de *LAI* y *RD* para la contribución de los partidos de Alem y Gral. Arenales a la subregión A1. La menor modulación estacional indica un mayor porcentaje de actividad ganadera (pasturas) en relación a la agrícola. El aumento de la modulación hacia finales del período se relaciona con el incremento de la actividad agrícola, en detrimento de la ganadera.



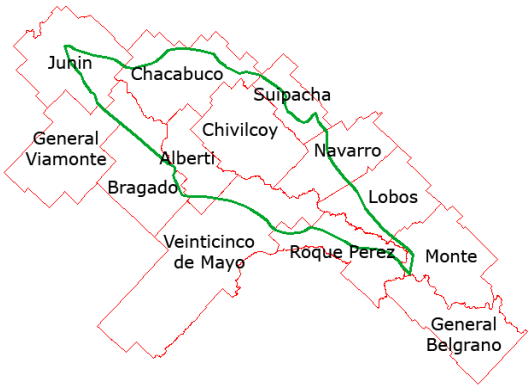
a) Subregión A1



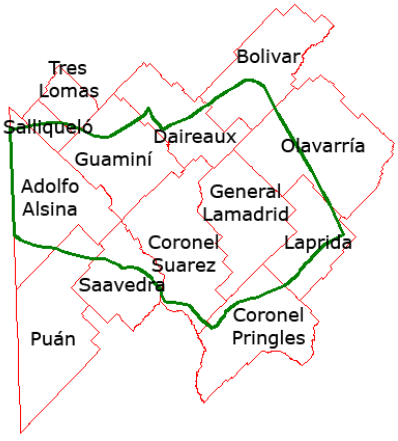
b) Subregión A2



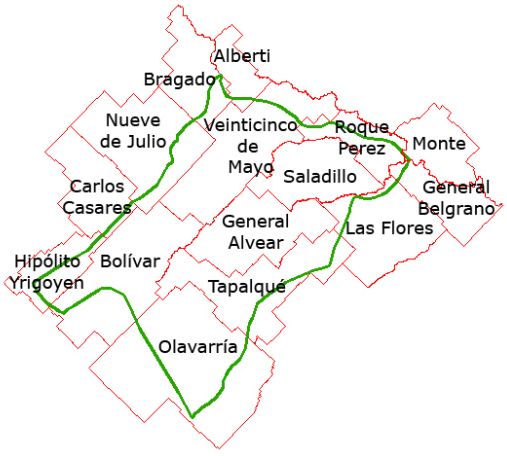
c) Subregión A3/A4



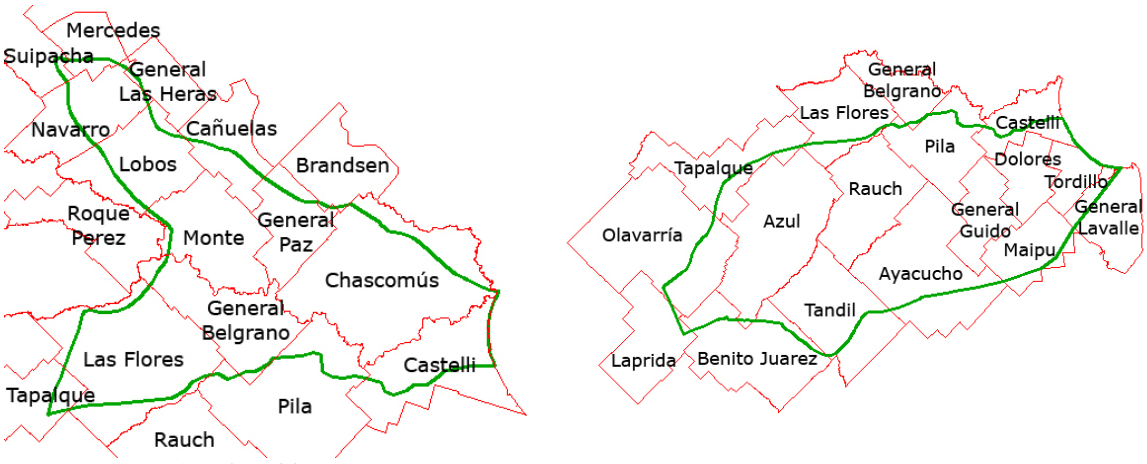
d) Subregión B1



e) Subregión C

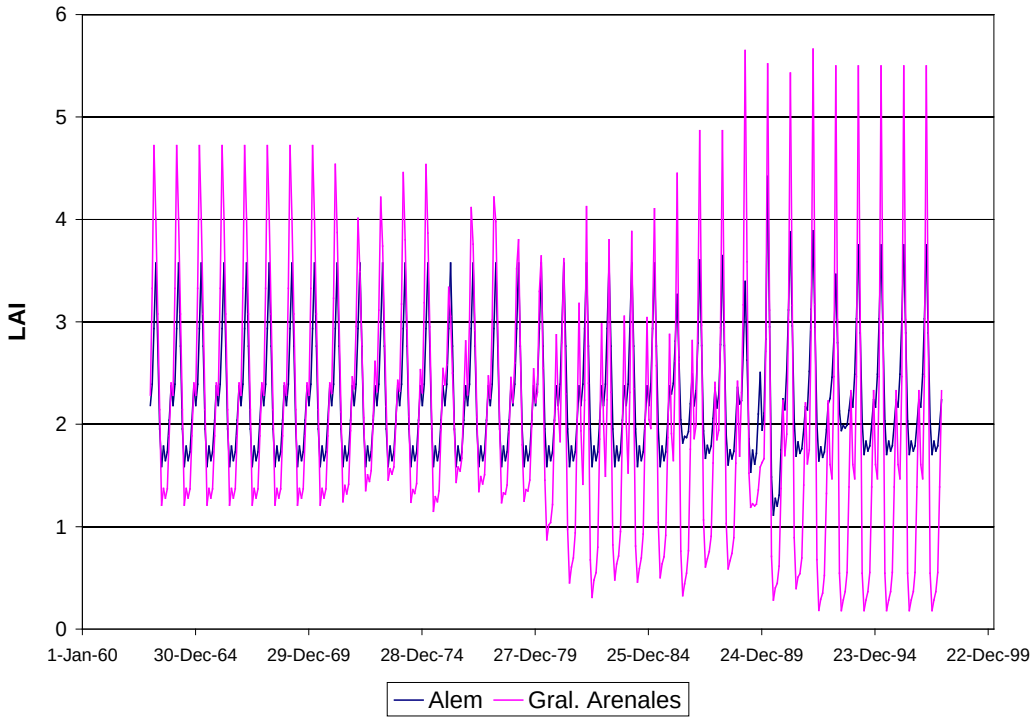


f) Subregión B3

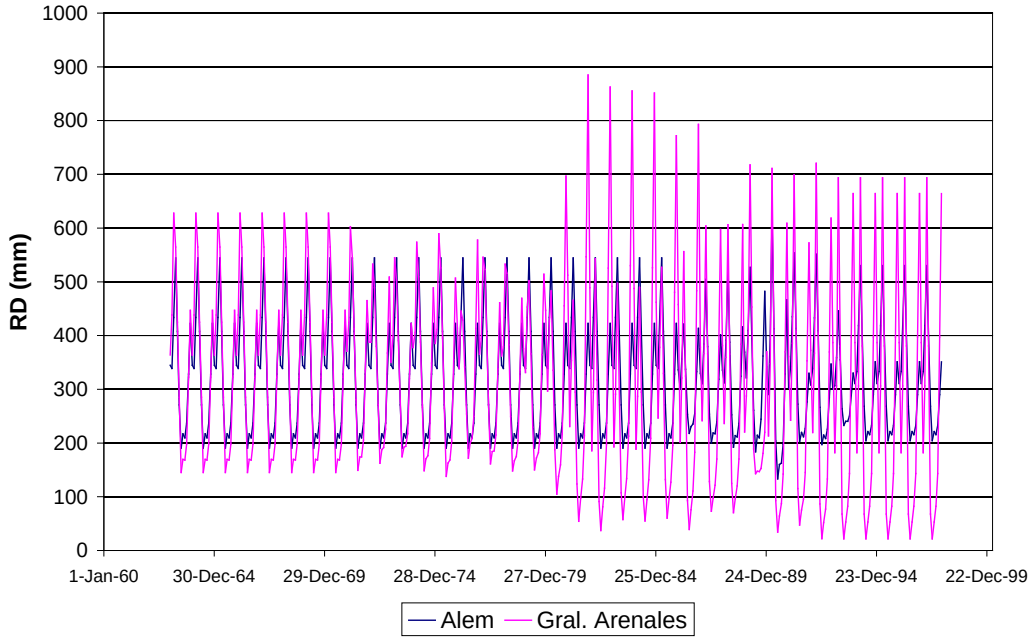


g) Subregión B2 h) Subregión B4

Figura 3.3.2. Partidos por subregión.



a) *LAI*



b) *RD*

Figura 3.3.3. Series de *LAI* de los partidos de Alem y Gral. Arenales para la subregión A1.

3.3.3 Tipo de suelo

El tipo de suelo condiciona la infiltración de agua hacia el subsuelo. En el modelo matemático, la infiltración depende de la conductividad vertical, K_v, la cual es una función de la saturación efectiva, S_e, a través de la expresión[6]

$$K_v = K_{v,sat}\, S_e^n$$

donde $K_{v,sat}$ es el valor de saturación y n el coeficiente de potenciación de Averjanov, al cual los resultados del modelo han mostrado una sensibilidad considerable. El valor de n depende, precisamente, del tipo de suelo. Para suelos arenosos el rango típico es 2-5; para suelos arcillosos el rango usual es 10-20.

Del Atlas de Suelos del INTA surge que en la cuenca del Salado existen las zonas geomorfológicas mostradas en la Figura 3.3.4. A continuación, se sintetizan las principales categorías de suelo por zona geomorfológica:

- *Pampa Arenosa:* La granulometría de los suelos decrece de oeste a este. Predominan los suelos franco-arenosos a franco.
- *Pampa Ondulada:* La granulometría de los suelos de esta región decrece de sudoeste a noreste, yendo de textura franca a franco-limosa.
- *Pampa Deprimida:* Predominan los suelos francos, franco-limosos y franco-arcillosos. Hacia el oeste aumentan las granulometrías.
- *Pampa Interserrana:* Los sedimentos loéssicos, predominantes en la región, forman un suelo de textura franco-limosa.

[6] Mike She User Guide.

- *Sistema Encadenadas:* Los suelos son de textura franco-arenosa. La cantidad de arena decrece de oeste a este.
- *Sistema Ventania:* En la parte más alta aparecen pequeños depósitos de suelos franco-arcillosos (loess). En los valles de esta región los suelos son más profundos y de textura franco-arenosa.
- *Sistema Tandilia:* No hay elementos como para diferenciar suelos dentro de esta región. La única diferencia se da entre la zona pedemeontana y la de afloramientos rocosos, donde no hay suelo.

En la Tabla 3.3.4 se indican los rangos de composiciones granulométricas para las categorías de suelo encontradas en la cuenca del Salado, de acuerdo al Atlas.

Se efectuó una correspondencia entre las categorías de suelo de la cuenca del Salado y valores del coeficiente de Averjanov *n*, la cual se muestra en la Figura 3.3.5. Este planteo, que pretende tener algún grado de generalidad, además de resultar plausible a priori, se alimenta de la propia experiencia de trabajo con el modelo sobre esta cuenca.



Figura 3.3.4. Zonas geomorfológicas en la cuenca del Salado.

Tabla 3.3.4 Rangos de composición granulométrica para las categorías de suelo de la cuenca del Salado.

Tipo	Arena	Limo	Arcilla
Franco	50 - 70%	50 - 70%	50 - 70%
Franco-arenoso	50 - 100%	0 - 50%	20 - 60%
Franco-limoso	20 - 50%	50 - 80%	50 - 80%
Franco-arcilloso	50 - 100%	0 - 50%	20 - 60%

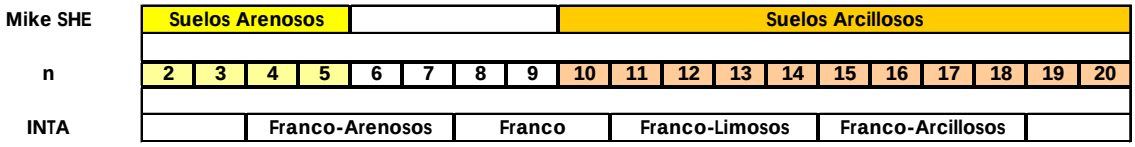


Figura 3.3.5. Correspondencia entre categorías de suelo y coeficiente de potenciación de Averjanov.

En base a la descripción previa y la correspondencia planteada en la Figura 3.3.5, se llevó a cabo la zonificación para el coeficiente de potenciación de Averjanov mostrada en la Figura 3.3.6.

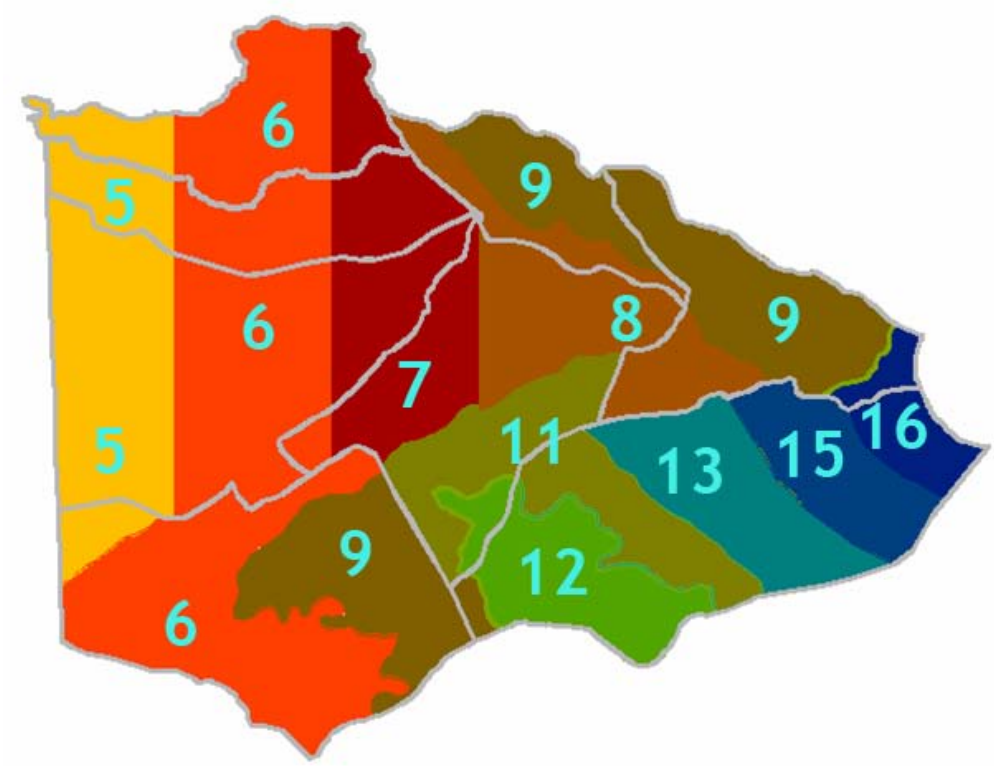


Figura 3.3.6. Asignación de coeficiente de potenciación de Averjanov para la cuenca del Salado.

3.3.4 Humedad del suelo

La humedad del suelo condiciona la infiltración a través de la saturación efectiva, S_e. Esta depende de dos parámetros: la humedad en saturación y la humedad residual, a los cuales los resultados del modelo han mostrado una sensibilidad considerable (ver más abajo).

En la Tabla 3.3.5 se muestran valores representativos de ambos parámetros para distintos tipos de suelos. Se adoptaron los valores uniformes 0,405 para la humedad del suelo en saturación y 0,015 para la humedad residual del suelo, como representativos de una media para suelos entre gruesos y medio finos.

Tabla 3.3.5 Humedades límites del suelo[7].

Tipo de suelo	Humedad en saturación	Humedad residual
Superficial Grueso	0,403	0,025
Medio	0,439	0,010
Medio Fino	0,430	0,010
Fino	0,520	0,010
Muy Fino	0,614	0,010
Subsuelo Grueso	0,366	0,025
Medio	0,392	0,010
Medio Fino	0,412	0,010
Fino	0,481	0,010
Muy Fino	0,538	0,010
Orgánico	0,766	0,010

3.3.5 Discretización vertical

La discretización vertical condiciona la representación del flujo subterráneo, dado que no es posible, por razones operativas (capacidad de procesamiento de la computadora), hacer que el error de truncamiento se torne despreciable.

En general, el subsuelo muestra una zona no saturada en la parte superior y una saturada en la inferior, que requieren discretizaciones diferentes.

En base a los datos disponibles de series históricas de niveles freáticos, se tomó un valor de 40 m como cota superior para el espesor de la zona no saturada. Para la representación del perfil de infiltración, este espesor fue discretizado de la siguiente manera: (a) 5 celdas de 0,20 m (para el primer metro por debajo del terreno); (b) 1 celda de 9 m (alcanzándose la

[7] J.H.M. Wösten, "METADATA - Hypres Database of Hydraulic Properties of European Soils ver 1.0", DLO Winand Staring Centre for Integrated Land, Soil and Water Research (SC-DLO), The Netherlands.

profundidad de 10 m); (c) 3 celdas de 10 m (alcanzándose la profundidad de 40 m). Nótese que se tiene un total de 9 celdas.

Para representar la zona saturada, el subsuelo fue discretizado en tres celdas. La primera celda se extiende desde la superficie del terreno hasta el espesor máximo considerado para la zona no saturada (40 m de profundidad), de modo de garantizar que el nivel freático nunca perfora su piso (una condición necesaria para el MIKE SHE). Los pisos de la segunda y tercera celda coinciden con los pisos de la segunda y tercera capa hidrogeológica.

3.3.6 Conductividad del suelo

La conductividad hidráulica vertical del suelo condiciona la infiltración. Los resultados del modelo han mostrado una sensibilidad considerable a este parámetro (ver más abajo).

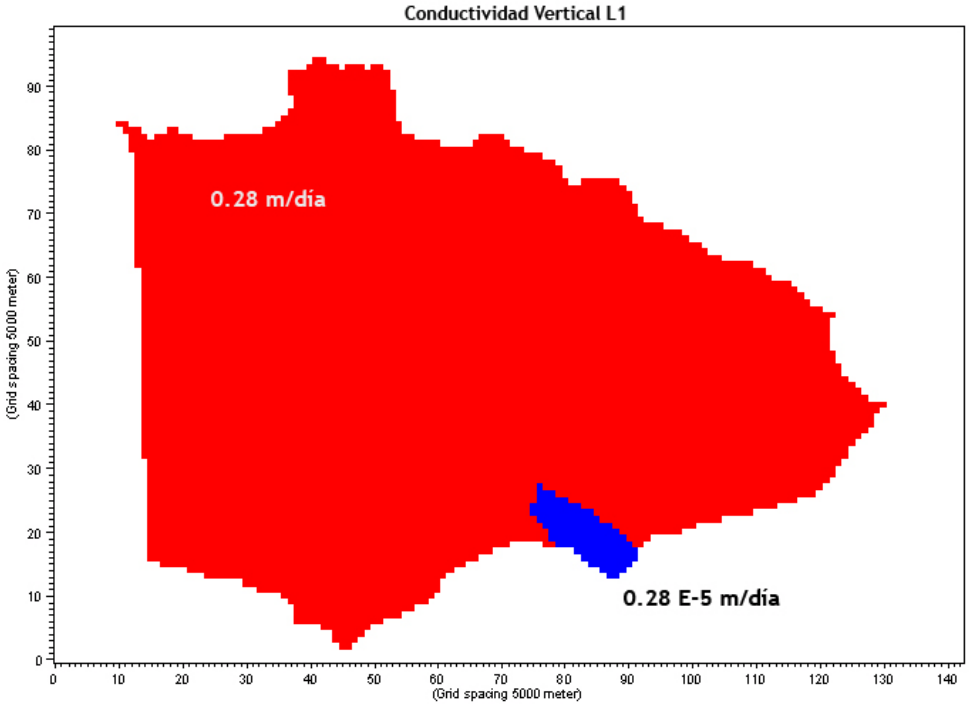
En la Tabla 3.3.6 se muestran valores representativos de conductividad para distintos tipos de suelos. Se adoptaron valores asociados a una característica de filtración moderadamente lenta para la primera capa hidrogeológica y rápida para las otras dos, salvo para la zona de Tandilia, donde debido a la presencia de roca se tomó un valor muy pequeño (filtración muy lenta). La Figura 3.3.7 presenta los valores utilizados por capa hidrogeológica.

Tabla 3.3.6. Características de filtración para distintos rangos de conductividad hidráulica[8].

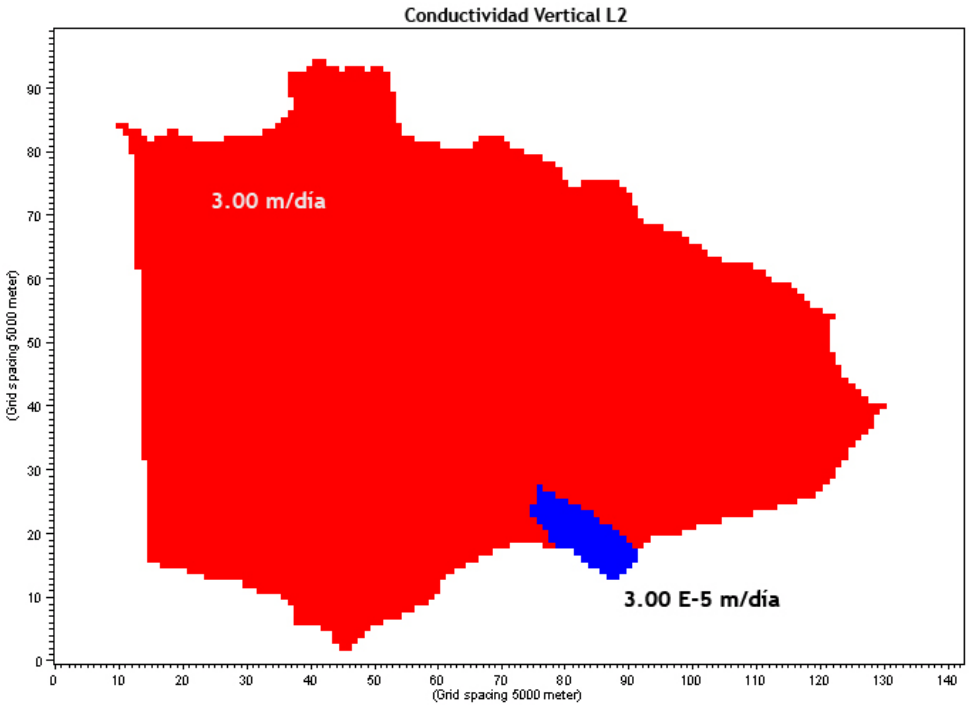
Conductividad hidráulica [m/d]	Características de filtración
< 0,02	Muy lenta
0,02 - 0,12	Lenta
0,12 - 0,48	Moderadamente lenta
0,48 - 1,4	Moderada
1,4 - 2,9	Moderadamente rápida
2,9 - 4,3	Rápida

La conductividad hidráulica horizontal del suelo condiciona el flujo de agua subterránea. Se verificó una relativamente baja sensibilidad de los resultados a variaciones en este parámetro dentro los rangos informados (ver más abajo). Se tomó el campo de valores utilizado en el PMI (Figura 3.3.8): (a) 1 a 5 m/día para la primera capa hidrogeológica; (b) 1 m/día para la segunda capa hidrogeológica); (c) 1 a 20 m/día para la tercera capa hidrogeológica.

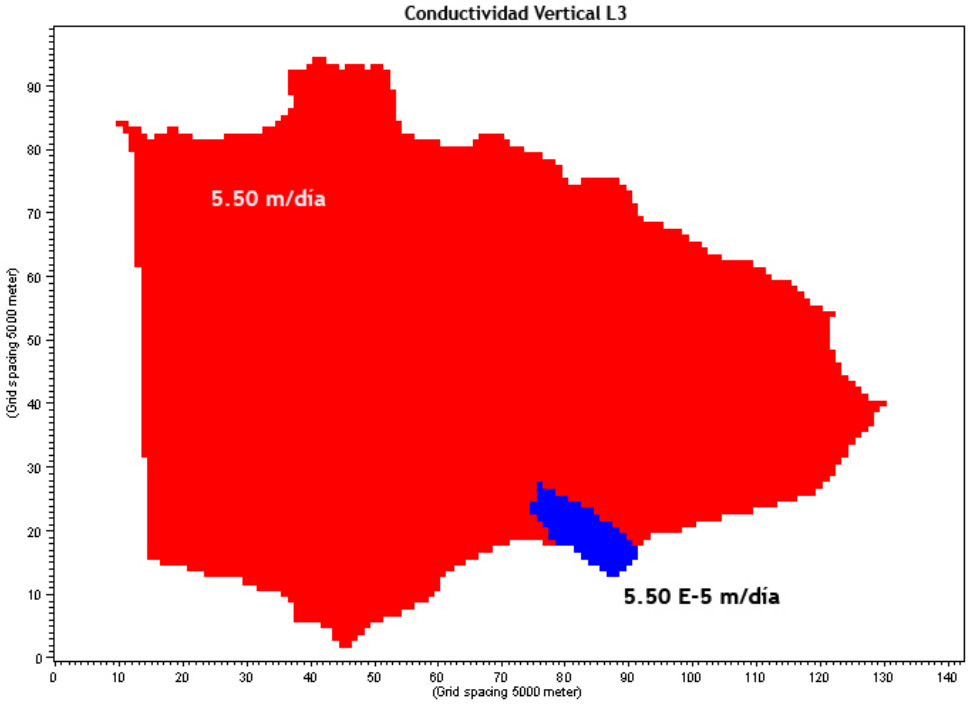
[8] Wagner, M.; Medina, G. 1998. Técnicas de evaluación de compactación de suelos. Maracay, Ven., Fondo Nacional de Investigaciones Agropecuarias. Centro Nacional de Investigaciones Agropecuarias. 36 p. (Serie B - Nº 33), Venezuela.



a) Primera capa hidrogeológica

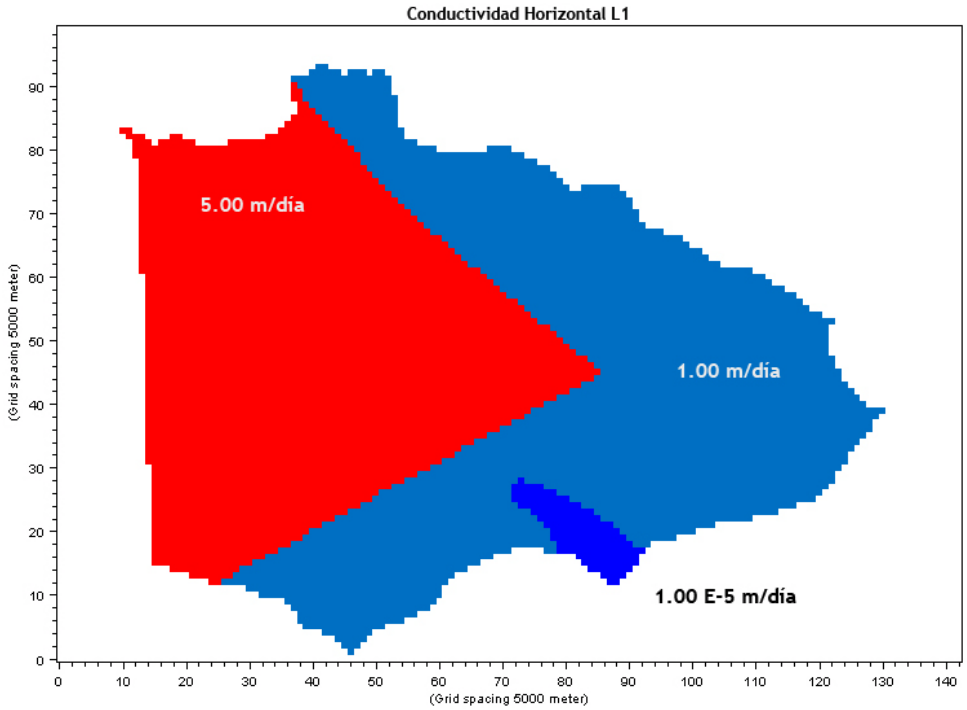


b) Segunda capa hidrogeológica

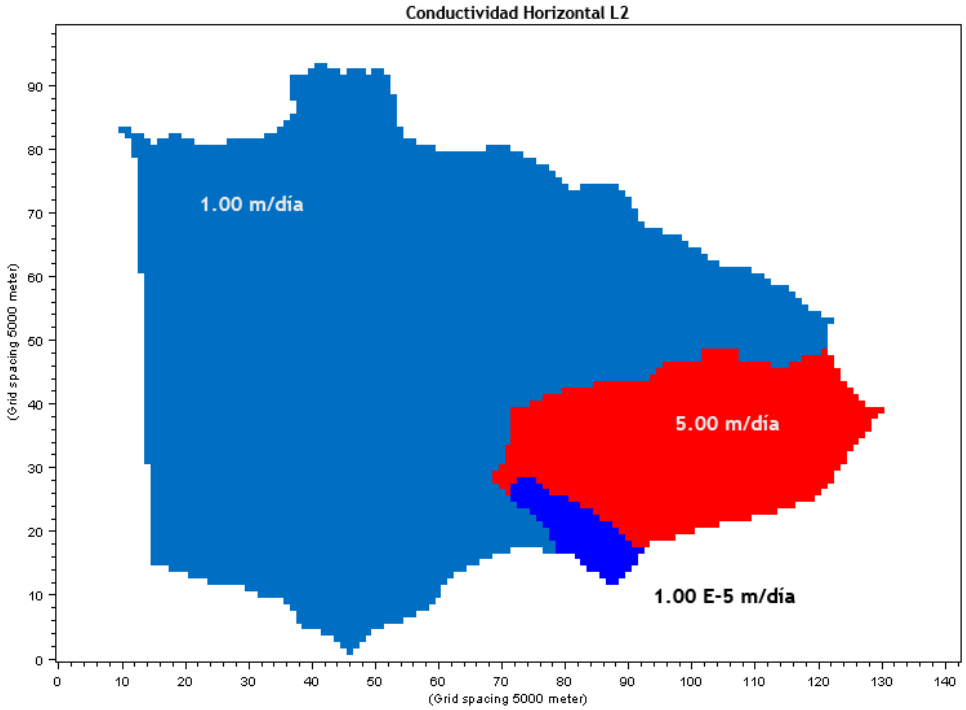


c) Tercera capa hidrogeológica

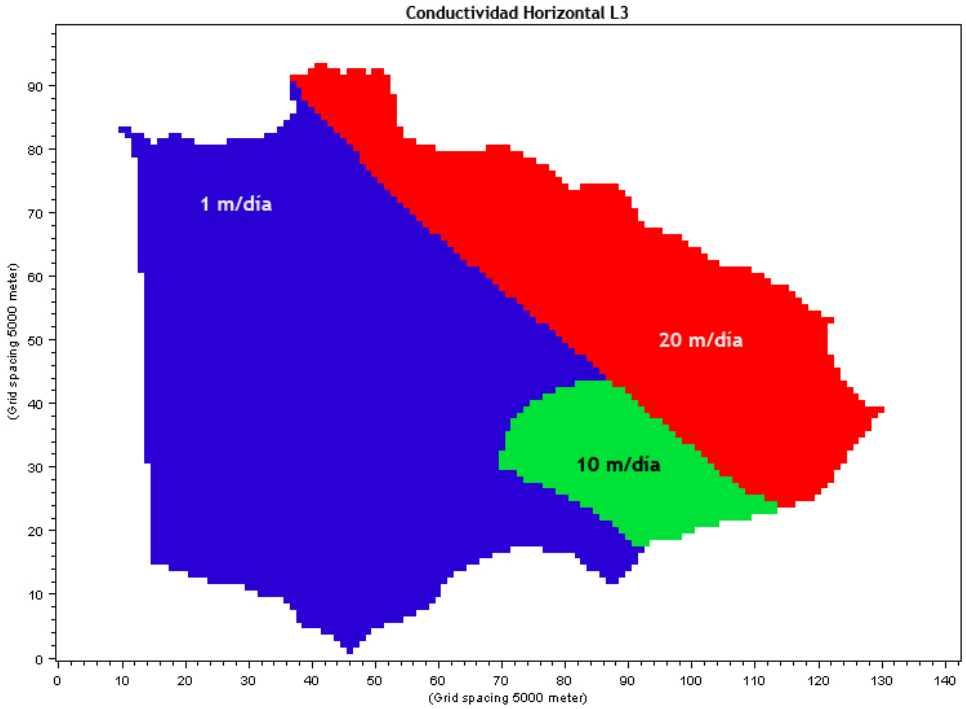
Figura 3.3.7. Campo de conductividad vertical para la cuenca del Salado.



a) Primera capa hidrogeológica



b) Segunda capa hidrogeológica



c) Tercera capa hidrogeológica

Figura 3.3.8. Campo de conductividad horizontal para la cuenca del Salado.

3.3.7 Capacidad de almacenamiento en el suelo

La capacidad de almacenamiento en el suelo condiciona el flujo subterráneo. Esta se representa por medio de dos parámetros: el almacenamiento específico y el rendimiento específico.

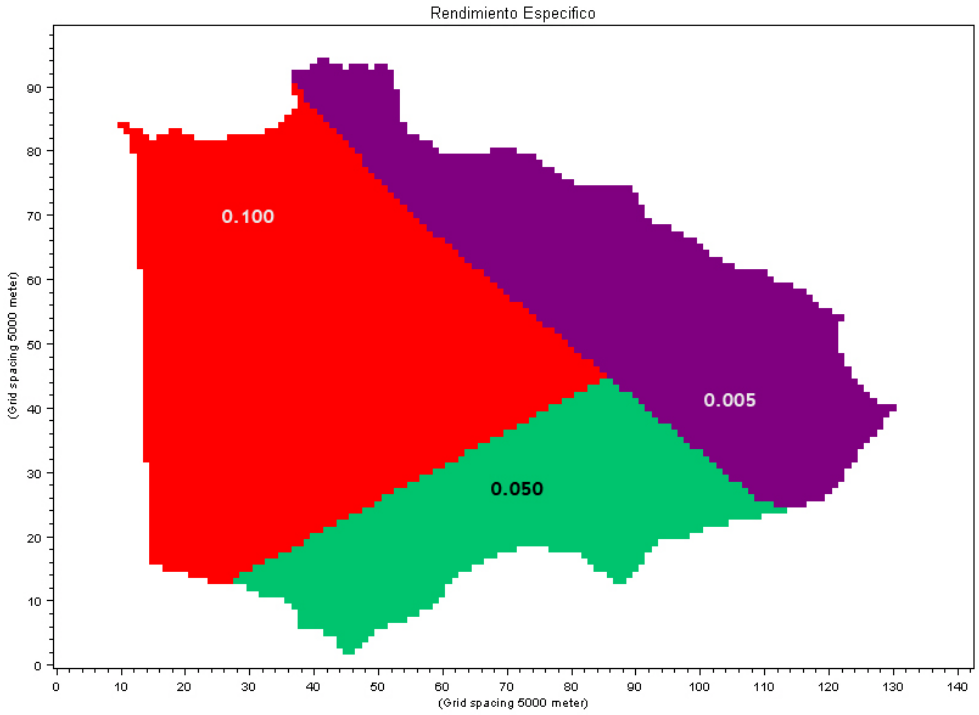
Los resultados del modelo han mostrado una sensibilidad considerable al valor del almacenamiento específico (ver más abajo). En la Tabla 3.3.7 se muestran valores representativos de este parámetro para distintos materiales. Se adoptó el valor uniforme 2 x 10^{-4} 1/m, como representativo de un suelo arenoso denso.

La sensibilidad de los resultados del modelo al rendimiento específico es relativamente baja (ver más abajo). Se tomó el campo de valores utilizado en el PMI: (a) 0,005 a 0,1 para la primera capa hidrogeológica; (b) 0,005 a 0,05 para la segunda capa hidrogeológica); (c) 0,05 a 0,1 para la tercera capa hidrogeológica (Figura 3.3.9).

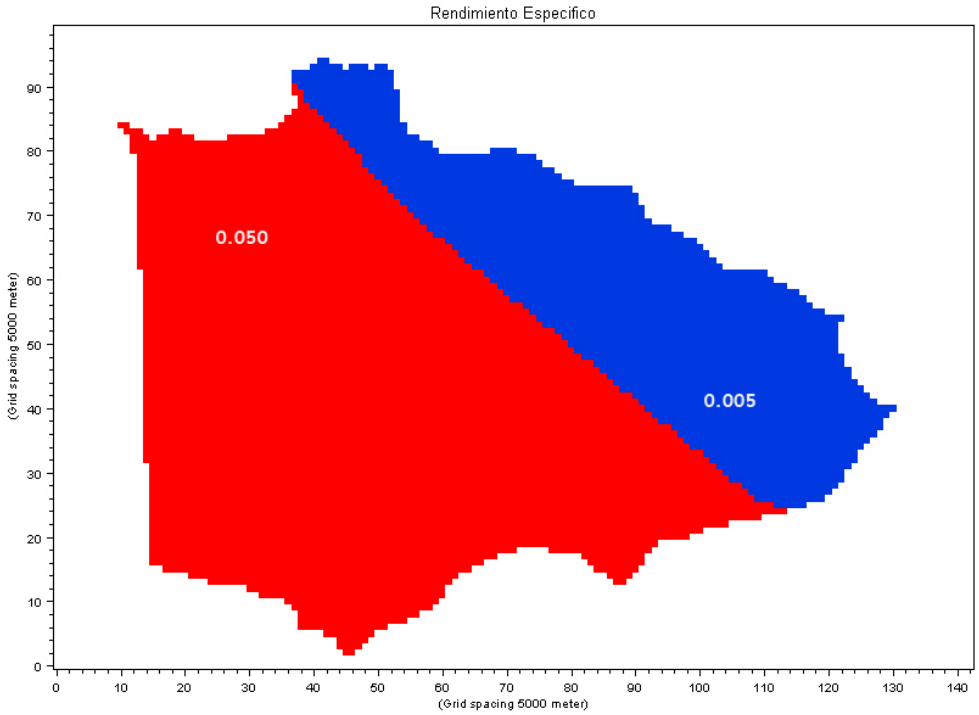
Tabla 3.3.7. Almacenamiento específico para distintos materiales[9].

Material	**Almacenamiento específico (1/m)**
Arcilla plástica	$2{,}0 \times 10^{-2}$ - $2{,}6 \times 10^{-3}$
Arcilla dura	$2{,}6 \times 10^{-3}$ - $1{,}3 \times 10^{-3}$
Arcilla medio dura	$1{,}3 \times 10^{-3}$ - $9{,}2 \times 10^{-4}$
Arena suelta	$1{,}0 \times 10^{-3}$ - $4{,}9 \times 10^{-4}$
Arena densa	$2{,}0 \times 10^{-4}$ - $1{,}3 \times 10^{-4}$
Grava arenosa densa	$1{,}0 \times 10^{-4}$ - $4{,}9 \times 10^{-5}$
Roca, unida con fisuras	$6{,}9 \times 10^{-5}$ - $3{,}3 \times 10^{-6}$
Roca sana	$< 3{,}3 \times 10^{-6}$

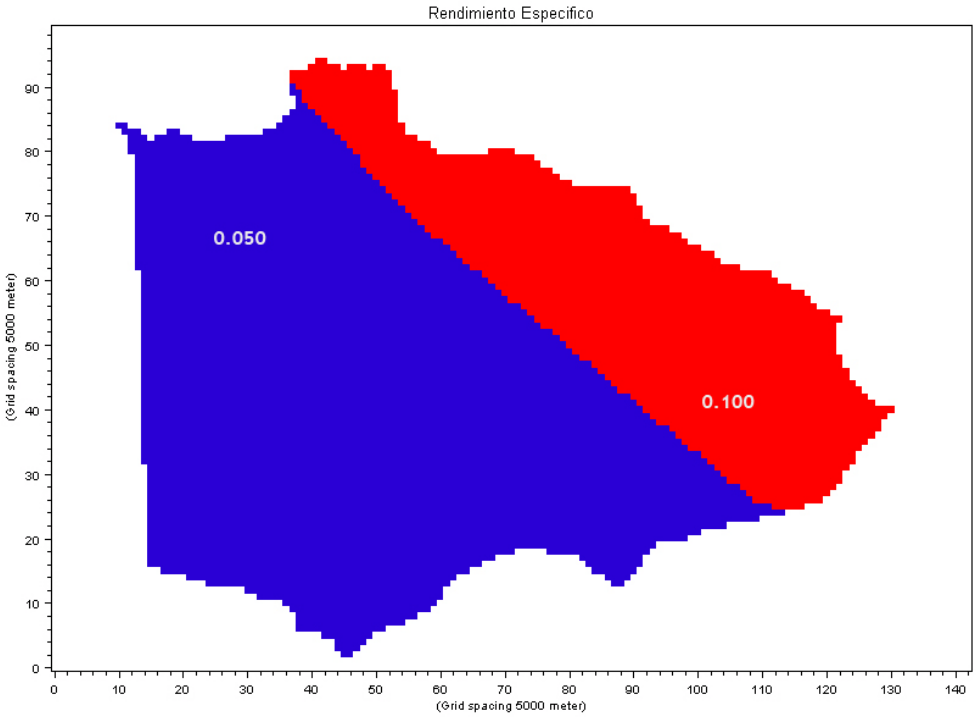
[9] Anderson, M. P. and Woessner, W. W. (1992). *Applied Groundwater Modeling.* Academic Press, San Diego.



a) Primera capa hidrogeológica



b) Segunda capa hidrogeológica



c) Tercera capa hidrogeológica

Figura 3.3.9. Campo de rendimiento específico para la cuenca del Salado.

3.3.8 Condiciones iniciales

En la cuenca del Salado las condiciones iniciales constituyen un condicionante significativo de la evolución del sistema. En particular, el nivel freático inicial es muy determinante de esa evolución, ya que para reproducir correctamente las mayores inundaciones registradas en la cuenca (primeros años de las décadas del 90 y del 2000) es necesario que las fuertes precipitaciones que las generaron se encuentren en presencia de niveles freáticos muy cercanos a la superficie del terreno, y esto se logra partiendo de niveles iniciales adecuados.

Adicionalmente, para evitar un largo transitorio dependiente de las condiciones de arranque, que inutilizaría varios años iniciales de la corrida, es necesario que la condición inicial represente una condición de régimen, con el balance vertical bien establecido. Esta condición se generó mediante una corrida de estabilización, bajo un régimen de lluvias y evapotranspiración potencial con periodicidad anual. El intervalo de tiempo necesario para alcanzar la estabilización, es decir, la escala de tiempo de adaptación del sistema, resultó ser de entre 2 y 3 décadas.

Para la corrida de estabilización se utilizaron las series de precipitaciones y evapotranspiración potencial correspondientes al año 1963. Para alcanzar un nivel freático inicial adecuado (lo que se podía corroborar sólo efectuando casi la totalidad de la corrida) se aplicaron factores de ajuste a las precipitaciones, los cuales fueron obtenidos por prueba y error. Estos factores constituyeron, entonces, parámetros de calibración (ver más abajo).

3.3.9 Condiciones de borde

A las conducciones concentradas se les asigna como condición de borde el caudal en la entrada. Para las conducciones que son continuación de otra proveniente de una subcuenca

o subregión adyacente, se utilizó el caudal de salida de aquella; en caso contrario, se especificó un caudal inicial despreciable (0,01 m^3/s).

El flujo de agua subterránea (zona saturada) fue modelado por subregión, de modo que los límites de la subregión determinan los bordes del dominio de cálculo. Ahora bien, los resultados obtenidos en los estudios del PMI indican que las curvas isofreáticas tienden a cortar esos bordes en forma perpendicular en su mayor parte. Esto se ilustra en la Figura 3.3.10, que muestra el patrón de isofreáticas del PMI para un dado instante (patrón que no varía significativamente con el tiempo, excepto por un cambio en los valores del nivel) y el borde de la subregión A1. En consecuencia, los bordes de las subregiones pueden considerarse, en su mayor parte, como impermeables. La Figura 3.3.11 indica los bordes que fueron considerados de trasvase entre subregiones, constituyendo contornos de salida ó entrada de las subregiones intercomunicadas; en los de salida se especificó como condición de borde el gradiente piezométrico (= -1,78 x 10^{-4} m/m), mientras que en los de entrada se utilizó el caudal erogado desde la otra subregión. No se consideraron aportes desde aguas arriba de la cuenca, lo cual no se manifestó como un error apreciable, dado que aquellos son pequeños frente a la recarga.

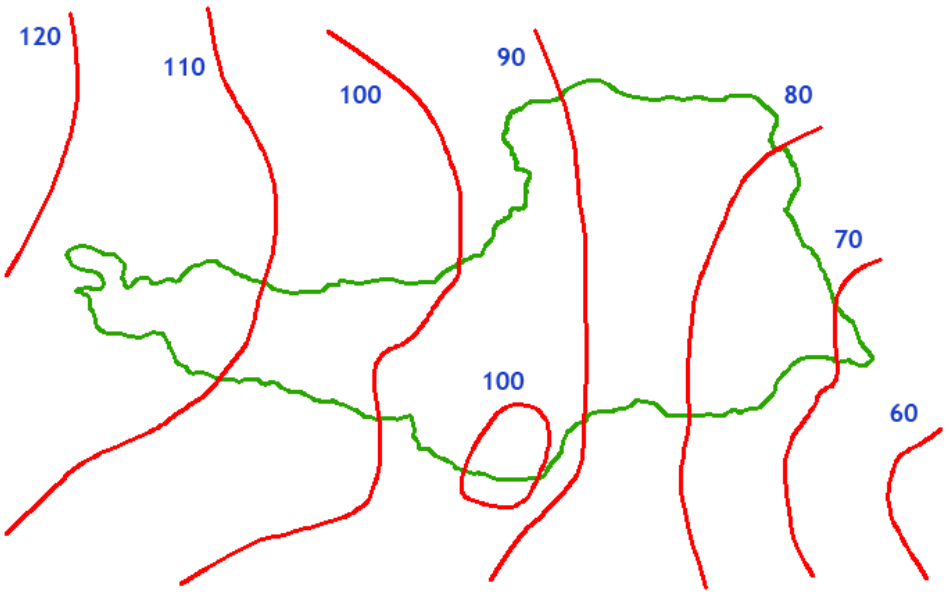


Figura 3.3.10. Curvas isofreáticas de acuerdo al PMI.

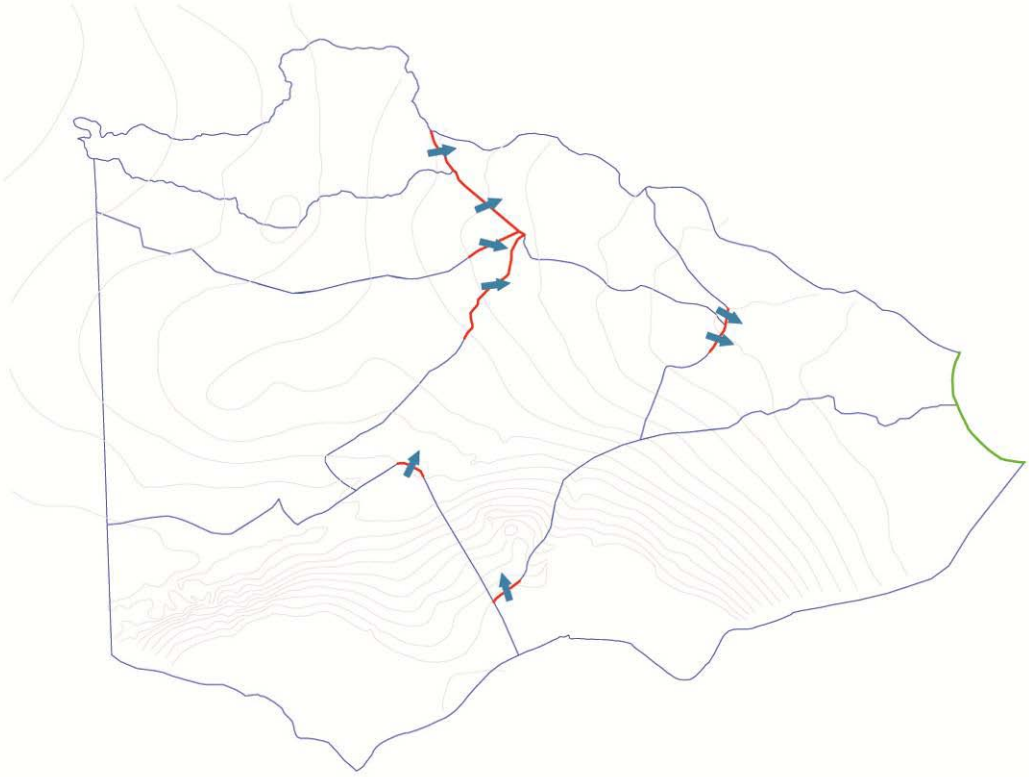


Figura 3.3.11. Bordes de trasvase de agua subterránea entre subregiones.

El análisis del problema de calidad de las aguas en el Río de la Plata se efectuó a escala de todo el tramo Interior (que se extiende desde la cabecera, en el Frente del Delta del Paraná, hasta la línea imaginaria Punta Piedras-Montevideo). En ese tramo las aguas son esencialmente 'dulces', es decir, el contenido salino es muy bajo, por lo que no se produce estratificación. Además, la profundidad es pequeña en relación a la longitud de onda de la marea. Entonces, a esa escala no es necesario resolver la distribución vertical de los parámetros, lo que significa que es suficiente con utilizar un análisis bidimensional en el plano horizontal, es decir, obtener la distribución areal de los valores medios verticales de los parámetros, la que es función del tiempo debido a la dinámica del sistema.

El análisis bidimensional conduce a las Ecuaciones para Aguas Poco Profundas, que deben ser resueltas numéricamente. Se utiliza el software Mike 21, del DHI Water & Environment[10].

3.4 Datos de pasos temporales de cálculo

El paso temporal para los procesos de infiltración a través de la zona no saturada, escorrentía superficial y evapotranspiración los elige el propio modelo mediante un criterio automático, de modo de garantizar la precisión de los resultados. El usuario especifica sólo un paso temporal máximo, lo que constituye un criterio adicional de precisión. Este se fijó en 1 día.

[10] http://www.dhigroup.com/Software/Marine/MIKE21.aspx

Lo mismo sucede con el paso temporal para el proceso de flujo subterráneo a lo largo de la zona saturada. Se especificó un paso temporal máximo de 1 semana.

El paso temporal para el proceso de flujo superficial en las conducciones debe ser provisto por el usuario. Por razones de precisión, este debe especificarse de modo que las ondas de inundación (que se trasladan con una velocidad del orden de la del flujo) viajen aproximadamente un paso espacial (intervalo entre secciones transversales) por paso de tiempo. De todos modos, por razones de estabilidad numérica es necesario, en general, tomar un paso menor. Como no se encontró diferencia entre resultados obtenidos con factores de peso temporal (se trata de un esquema implícito) de 0,7 y 1, se utilizó finalmente este último para lograr un margen mayor de estabilidad numérica. En definitiva, el paso temporal para el flujo superficial en las conducciones varió, de una región a otra, entre 2 y 10 minutos.

4 VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL MODELO

4.1 Criterios

Como criterio general de aceptabilidad, el modelo debe ser capaz de proveer resultados que muestren un acuerdo cuantitativo satisfactorio con las mediciones disponibles de niveles y caudales de aguas superficiales y niveles freáticos. Al mismo tiempo, se apunta a lograr un acuerdo cualitativo satisfactorio entre las "manchas de inundación", asociadas a las grandes crecidas, provistas por el modelo y las registradas satelitalmente.

En primer lugar, el modelo se validó verificando que se logran reproducir las grandes tendencias; en particular, los momentos de ocurrencia y orden de magnitud de los mayores excedentes hídricos, y la modulación de los niveles freáticos.

En segundo lugar, el modelo se calibró tratando de reproducir lo más fielmente posible los valores registrados, en un sentido global. Para ello se ajustaron el nivel freático inicial (a través de los factores de ajuste de la precipitación del año 1963, por estación) y la evapotranspiración potencial (mediante un factor selectivo por estación, que siempre resultó inferior a 1 y al que no se le permitió bajar de 0,85, lo que significa asumir una incertidumbre de a lo sumo el 15%). En las Tablas 4.1.1 y 4.1.2 se presentan los valores finales adoptados para estos dos factores de ajuste.

Tabla 4.1.1. Factores de ajuste de la precipitación de 1963.

a) Subregión A1

Nombre	Factor de reducción
Subcuencas S10, S11	0,6
Subcuenca S12	0,7
Subcuencas S7, S8	0,8
Subcuencas S4, S5, S9	0,9
Subcuenca S3	1
Subcuencas S2, S6	1,2
Subcuenca S1	1,4

b) Subregión A2 Inferior

Nombre	Factor de reducción
Estación Volta	0,7
Estación Villegas	1,2
Resto estaciones	1

c) Subregión A3/A4

Nombre	Factor de reducción
Estación Volta	0,6
Estaciones Nueve, Daireaux, Carhue, Porteña	0,7
Estaciones Trenque Lauquen, Madero, Dennehy	0,8
Estaciones Pasteur, Bolivar, Dorita, Pehuajó, Quiroga	0,9
Estación Tejedor	1
Estación Villegas	1,2
Estaciones Primera Junta, Sere	1,3

d) Subregión B1

Nombre	Factor de reducción
Estaciones Carril, Monte, Lobos, Pla	0,5
Estaciones Warnes, Junin, Morse	0,6
Estaciones Alberti, Gorostiaga	0,7
Estaciones Palemon, Chacabuco	0,8

e) Subregión C

Nombre	Factor de reducción
Todas las estaciones	0,7

f) Subregión B3

Nombre	Factor de reducción
Estaciones Valle, Crotto	0,6
Estaciones Pla, Alberti, Dennehy, Cachari, Hinojo	0,7
Estaciones Bolivar, Chillar, Nueve, Paula Azul	0,8
Resto estaciones	0,5

g) Subregión B2

Nombre	Factor de reducción
Todas las estaciones	0,5

h) Subregión B4

Nombre	Factor de reducción
Estación Dolores	0,4
Estaciones Colman, Casalins, Solanet, Ayacucho, Armas, Maipú, Belgrano, Flores	0,5

Estaciones Olavarria, Crotto, Azul, Egaña, Rauch, Cachari	0,7
Estaciones Laprida, Durañona	0,8
Estaciones Hinojo, Chillar	0,9
Resto de estaciones	1

Tabla 4.1.2. Factores de ajuste de la evapotranspiración potencial.

a) Subregión A1

Nombre	Factor de reducción
Subcuencas S1, S2	1
Resto subcuencas	0,98

b) Subregión A2 Inferior

Nombre	Factor de reducción
Estación Villegas	0,93
Estación Junín	0,85
Resto estaciones	1

c) Subregión A3/A4

Nombre	Factor de reducción
Estación Pehuajó	0,93
Estación Trenque Lauquen	0,97
Estación Villegas	0,93
Resto estaciones	1

d) Subregión B1

Nombre	Factor de reducción
Todas las estaciones	0,95

e) Subregión C

Nombre	Factor de reducción
Estación Trenque Lauquen	0,98
Estación Laprida	0,95
Estación Azul	0,95
Estación Bolívar	0,95
Estación Pigüé	0,90
Estación Suarez	0,90
Resto estaciones	1

f) Subregión B3

Nombre	Factor de reducción
Estación Pehuajó	0,95
Estación Las Flores	0,95
Estación Azul	0,90
Estación Bolívar	0,90
Estación Ezeiza	0,90
Resto estaciones	1

g) Subregión B2

Nombre	Factor de reducción
Todas las estaciones	0,95

h) Subregión B4

Nombre	Factor de reducción
Todas las estaciones	0,95

4.2 Subregión A1

Resultados

En la Figura 4.2.1 se indican las estaciones donde se dispuso de aforos líquidos y de registros de niveles en la subregión A1. La Figura 4.2.2 muestra la comparación entre los aforos y los caudales calculados para la situación preoperacional en esas estaciones. El acuerdo se considera muy satisfactorio para el Aº Salado en Junín considerando todo el período de registros (Figura 4.2.2a). Los caudales pico extraordinarios se reproducen adecuadamente sin sobrestimar los caudales picos ordinarios ni los estiajes, lo cual constituye una mejora respecto de los resultados del PMI (Figura 4.2.2b); éstos últimos se extienden sólo hasta 1996. Los altos caudales del período 2001-2003 se representan con una precisión que se considera adecuada, teniendo en cuenta las mediciones suelen estar afectadas de errores significativos (Figura 4.2.2c).

Los relativamente pocos aforos disponibles para el Aº Salado en Ruta 50 (Figura 4.2.2d y e) y la Cañada de las Horquetas en Ruta 50 (Figura 4.2.2f y g), correspondientes al año 2001, muestran un acuerdo aceptable con la serie de caudales modelados, especialmente para la segunda estación. Nótese que ninguno de los aforos capta el pico máximo de la crecida. Las mismas observaciones aplican al Canal Vedia (Figura 4.2.2h) y al Canal Aliviador Piñeiro (Figura 4.2.2i).

Para las restantes estaciones, Aº Salado - Salida El Chañar (Figura 4.2.2j), Encadenadas a El Chañar (Figura 4.2.2k), Alt. Norte a El Chañar (Figura 4.2.2l) y La Pantanosa (Figura 4.2.2m) la cantidad de aforos es algo mayor. El acuerdo general es bueno, salvo para la primer semestre de 2002, en el que el modelo no registra los caudales medidos.

Los registros de nivel en la Laguna de Gómez se extienden sobre un relativamente corto período de tiempo de finales de 2001. En la Figura 4.2.3 se comparan estos registros con los resultados del modelo (considerando explícitamente el antiguo vertedero), luego de efectuar un corrimiento de 1 m hacia abajo de estos últimos. Se observa un acuerdo excelente en cuanto a la tendencia; el corrimiento vertical se asigna a algún problema de ajuste del cero de referencia.

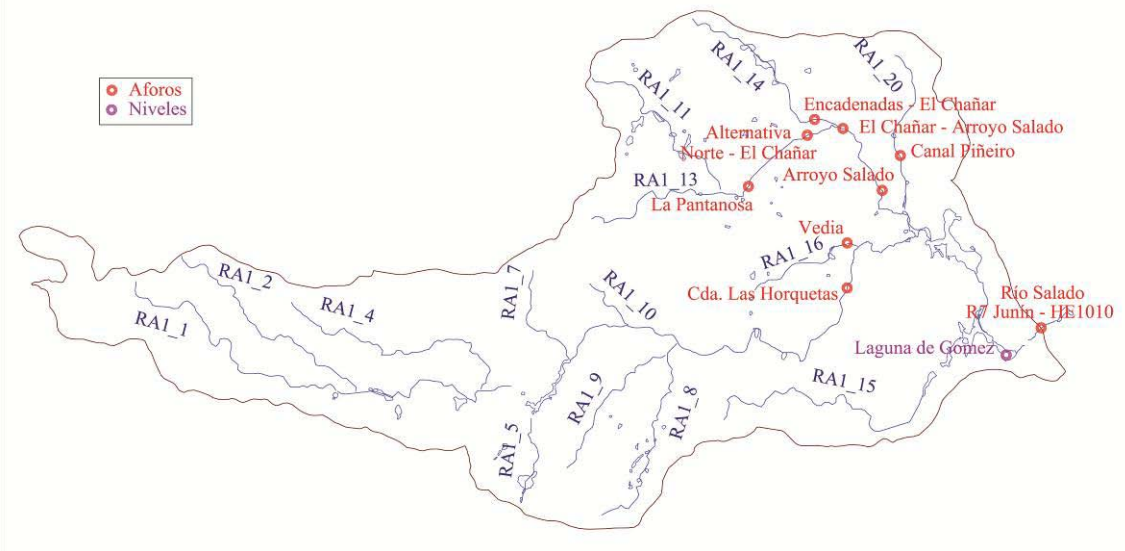
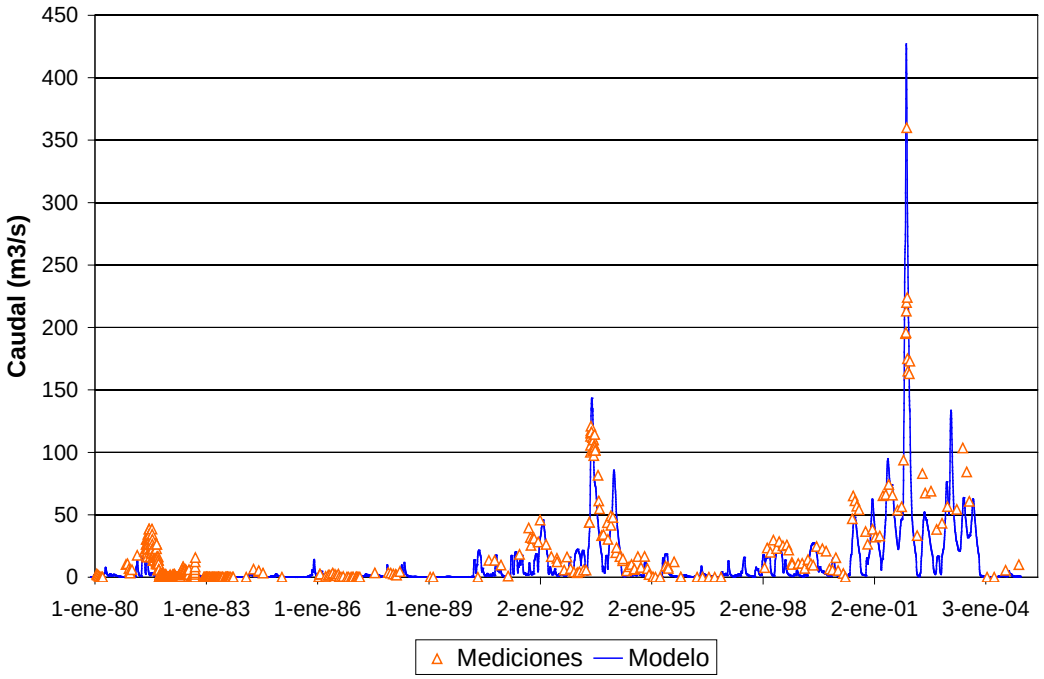
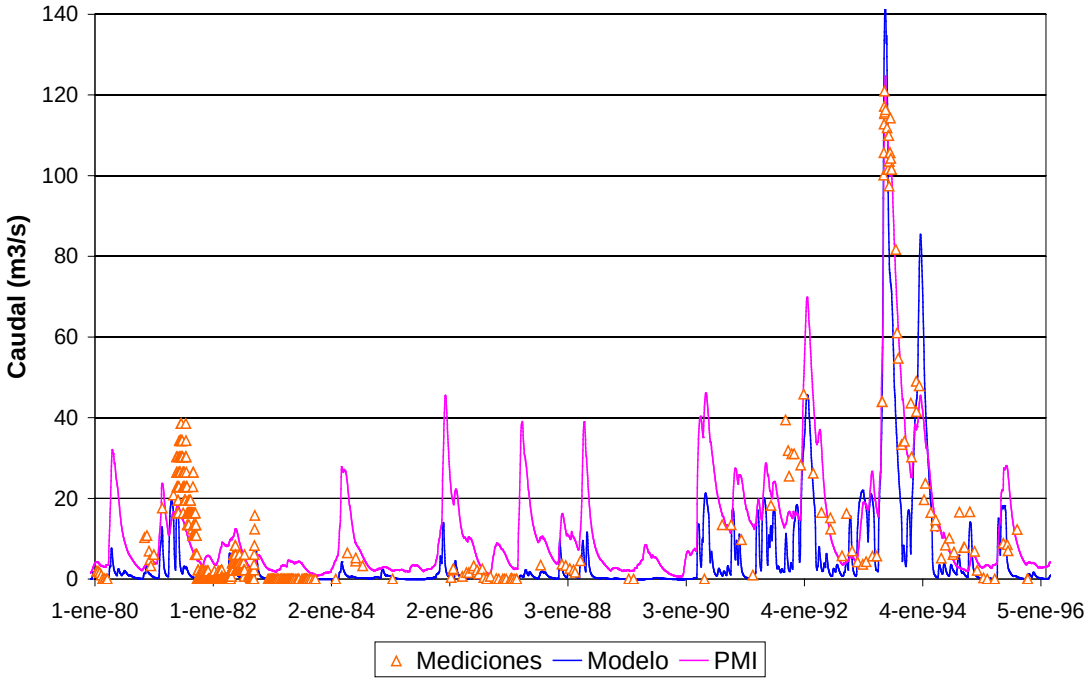


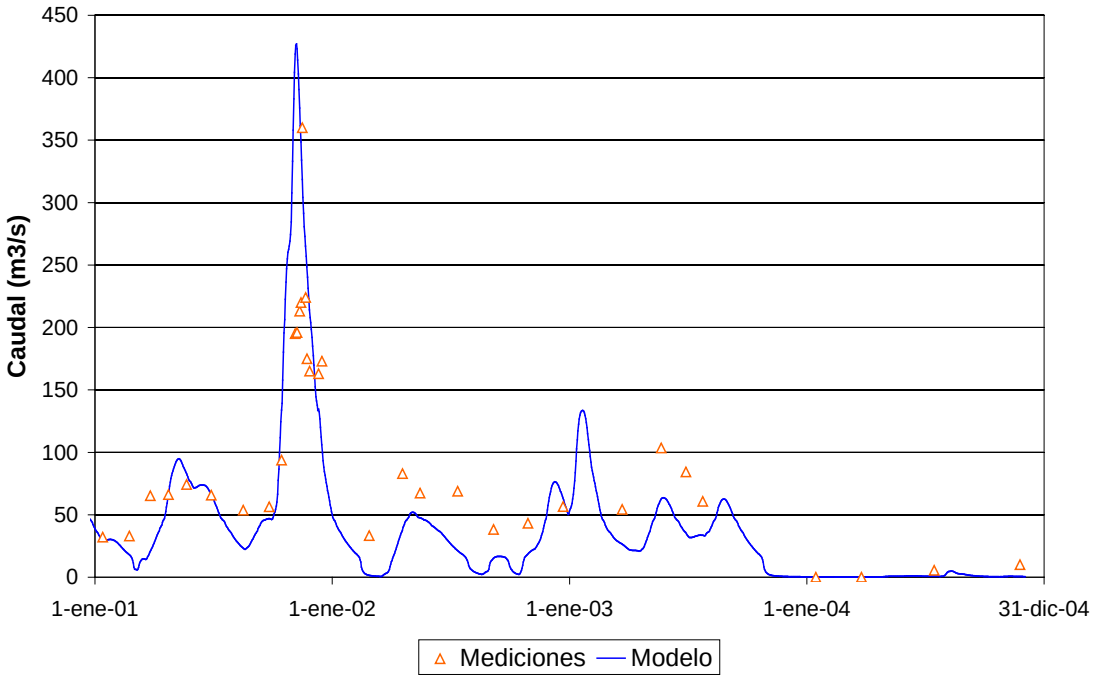
Figura 4.2.1. Estaciones de registro para aguas superficiales en la subregión A1.



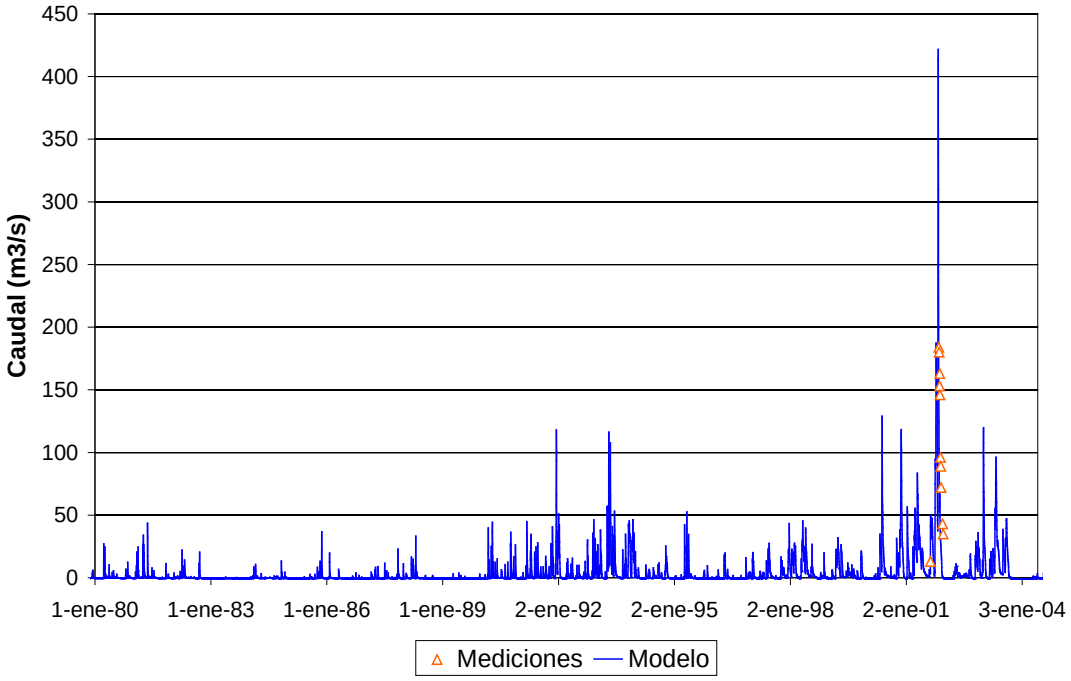
a) Río Salado – Ruta 7 – Junín (HE1010). Período 1980-2004.



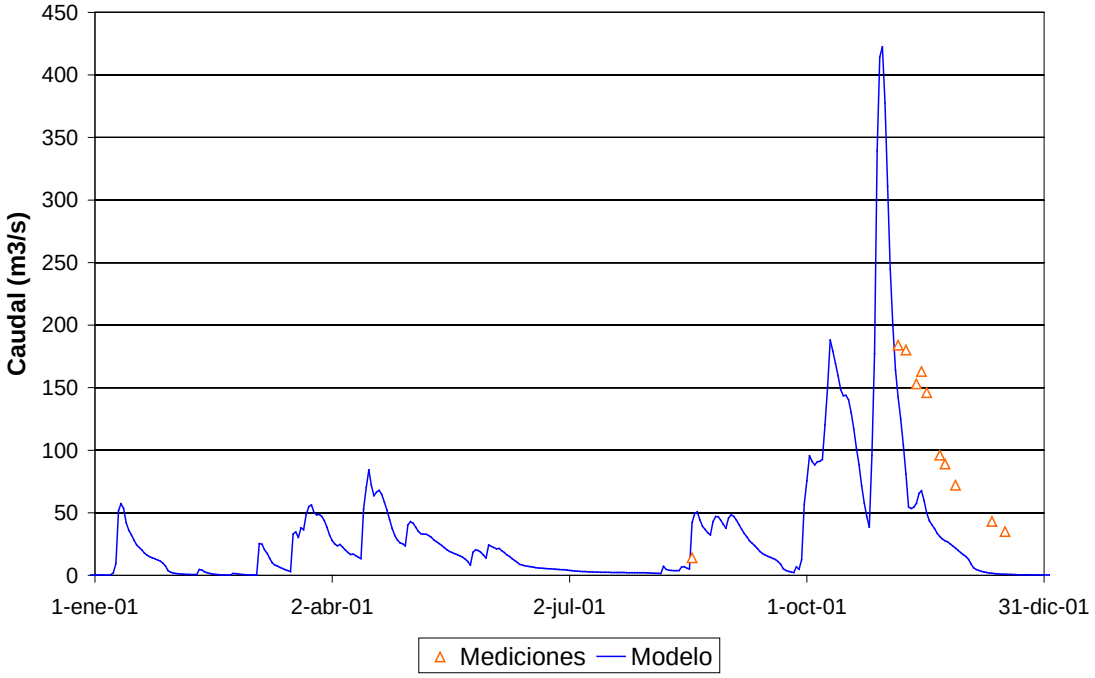
b) Río Salado – Ruta 7 – Junín (HE1010). Período 1980-1995.



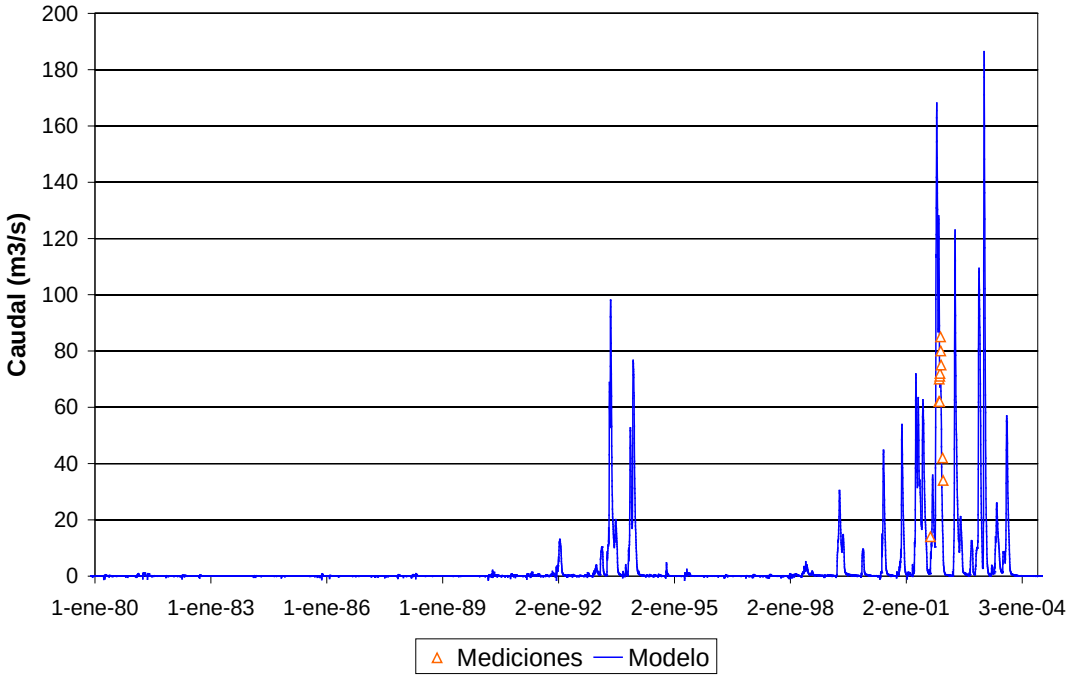
c) Río Salado – Ruta 7 – Junín (HE1010). Período 2001-2004.



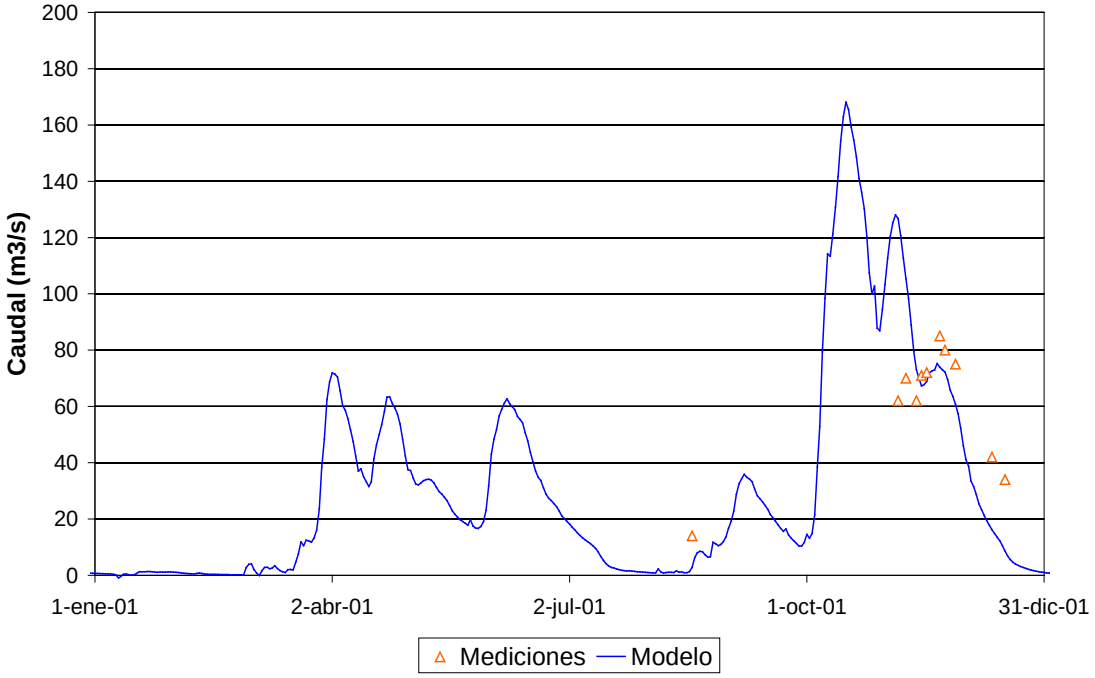
d) Aº Salado (Ruta 50). Período 1980-2004.



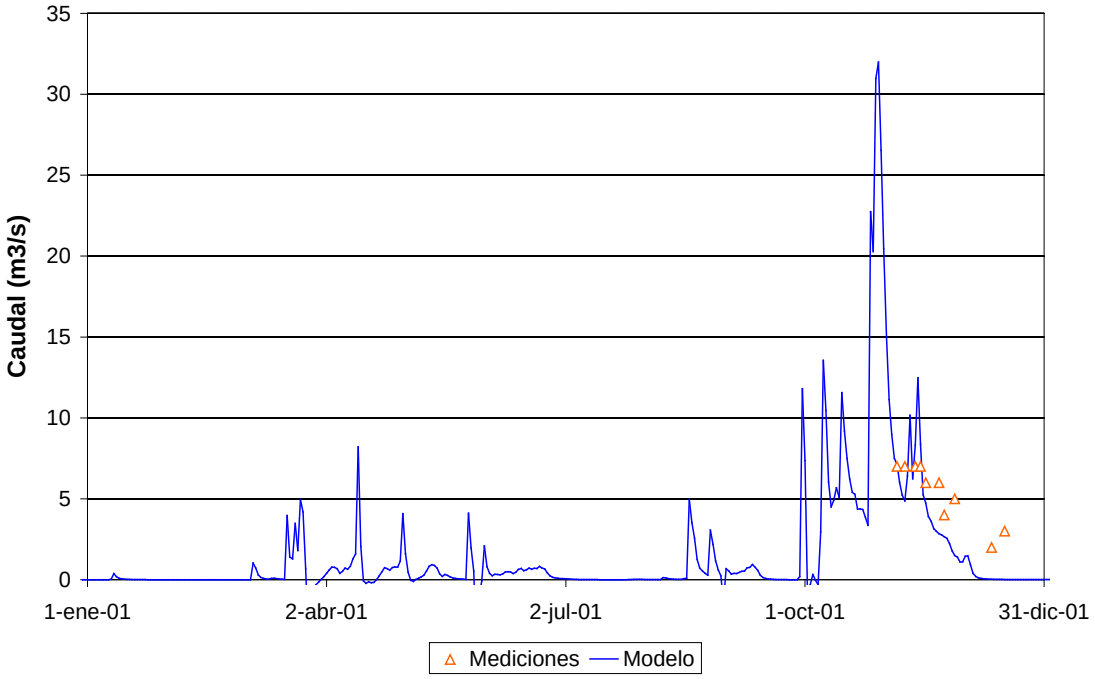
e) Aº Salado (Ruta 50). Año 2001



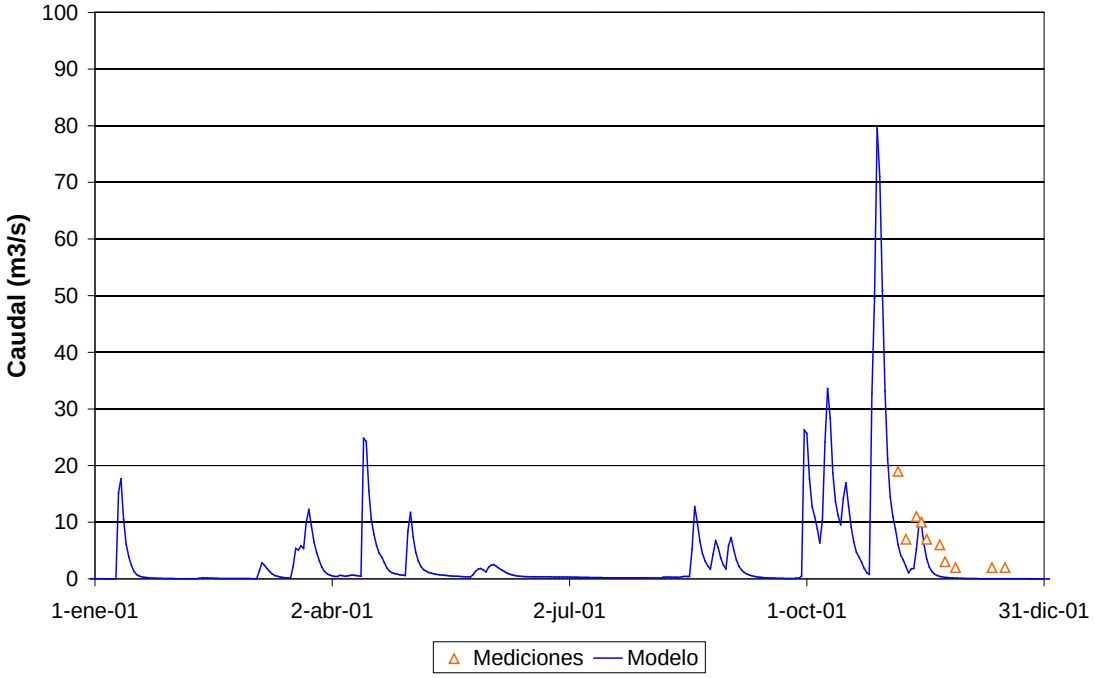
f) Cañada de las Horquetas (Ruta 50). Período 1980-2004.



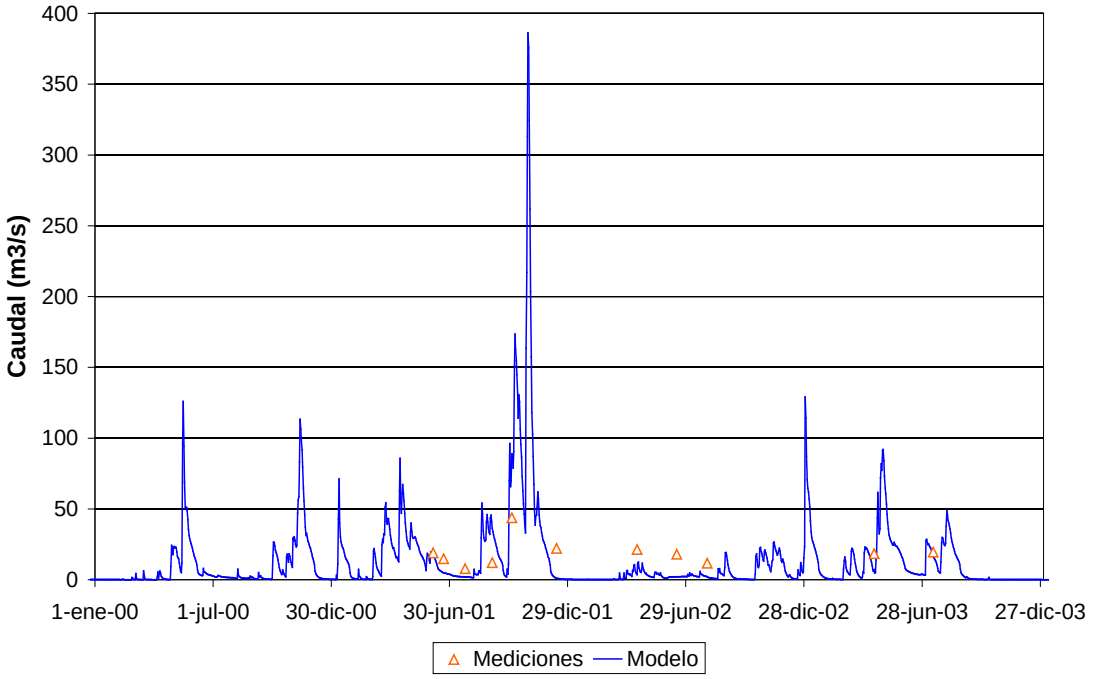
g) Cañada de las Horquetas (Ruta 50). Año 2001.



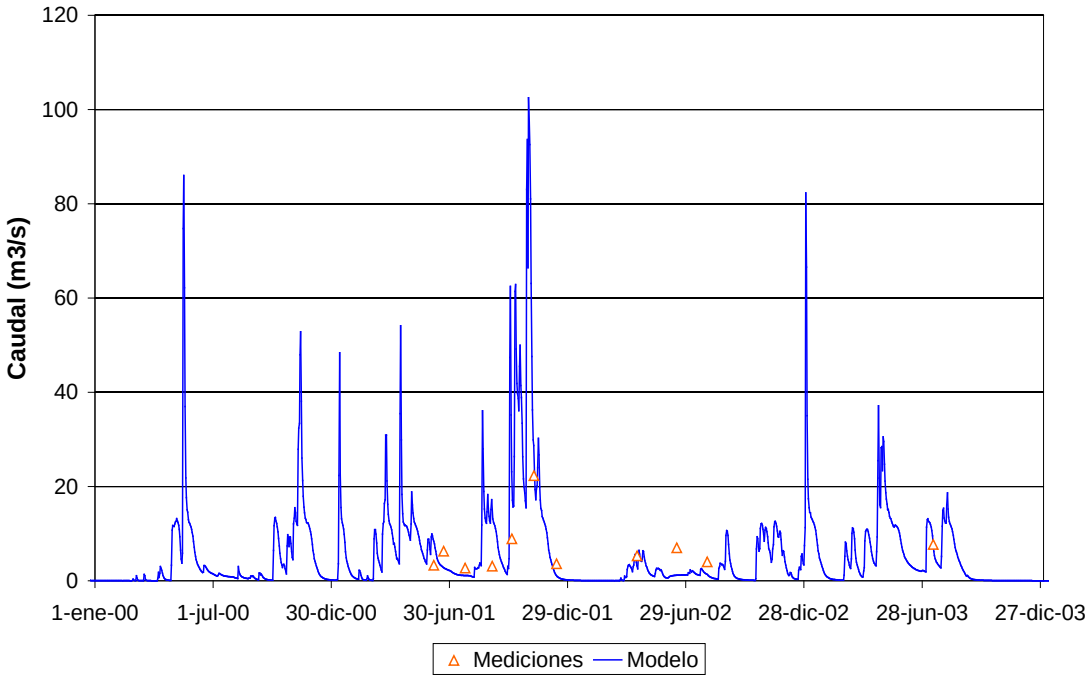
h) Canal Vedia (Ruta 50) - Ramal RA1_16. Año 2001.



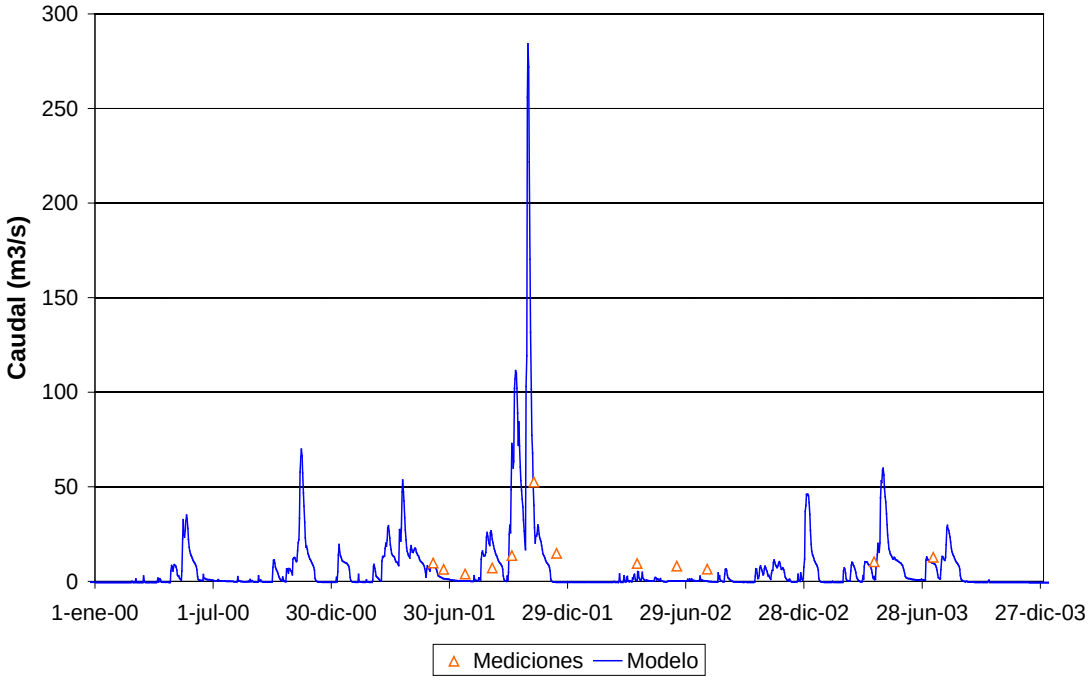
i) Canal Aliviador Piñeiro (Ruta 50) - Ramal RA1_14. Año 2001.



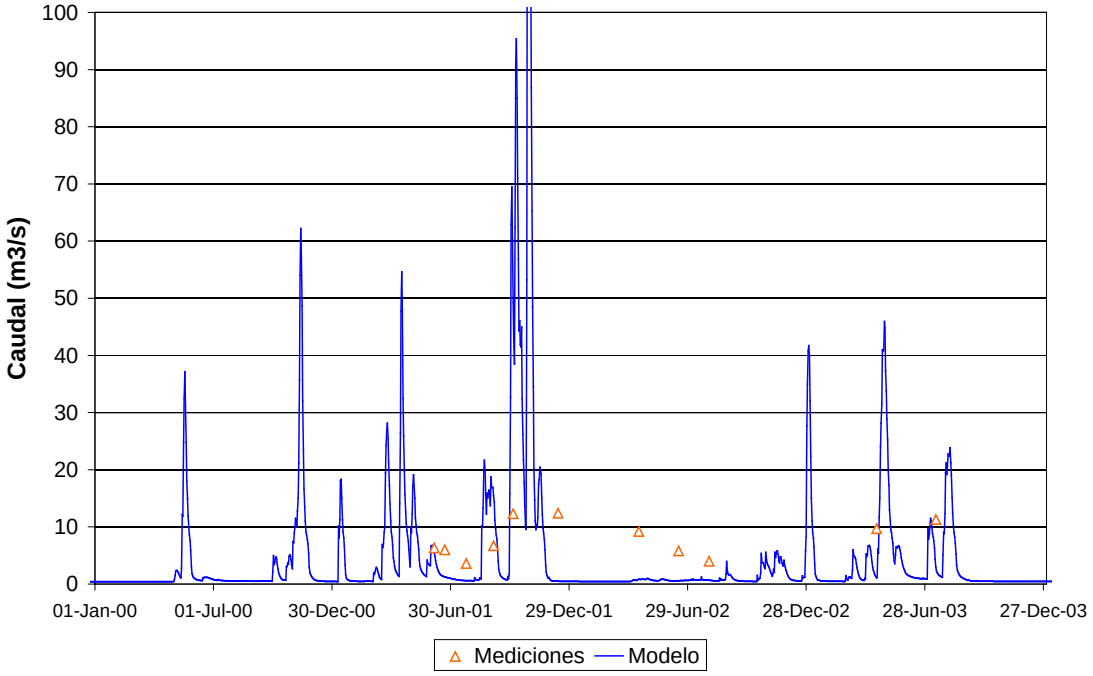
j) Aº Salado - Salida El Chañar. Período 2000-2003.



k) Encadenadas a El Chañar. Período 2000-2003.



l) Alt. Norte a El Chañar. Período 2000-2003.



m) La Pantanosa. Período 2000-2003.

Figura 4.2.2. Comparación entre aforos y series de caudales calculados en situación preoperacional para la subregión A1.

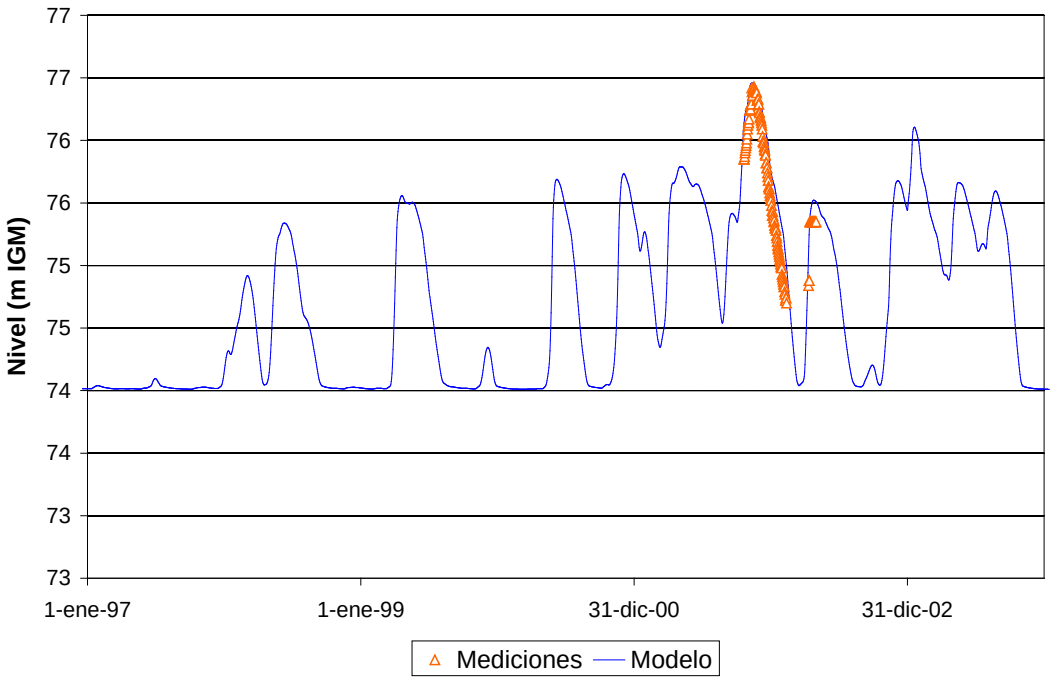


Figura 4.2.3. Comparación entre niveles registrados y serie de niveles calculados en situación preoperacional para la Laguna de Gómez.

La Figura 4.2.4 indica las estaciones donde se dispuso de niveles freáticos en la subregión A1. En la Figura 4.2.5 se muestra la comparación entre los registros y los niveles calculados para la situación preoperacional en esas estaciones. Dada la incertidumbre en el cero de referencia de las profundidades registradas de la freática, esos niveles se corrieron en hasta ± 2 m de modo de lograr el mejor acuerdo posible en cuanto a niveles medios con las series calculadas sobre el período de mediciones (Esto se hizo para todas las subregiones). En el caso de Junín (Figura 4.2.5a), los datos originales mostraban un brusco desplazamiento vertical en mayo de 1967, el cual fue corregido por ser considerado un error sistemático por corrimiento del pozo de medición o del cero de referencia. El acuerdo se considera muy satisfactorio en términos generales, ya que el modelo es capaz de reproducir la modulación temporal de los registros.

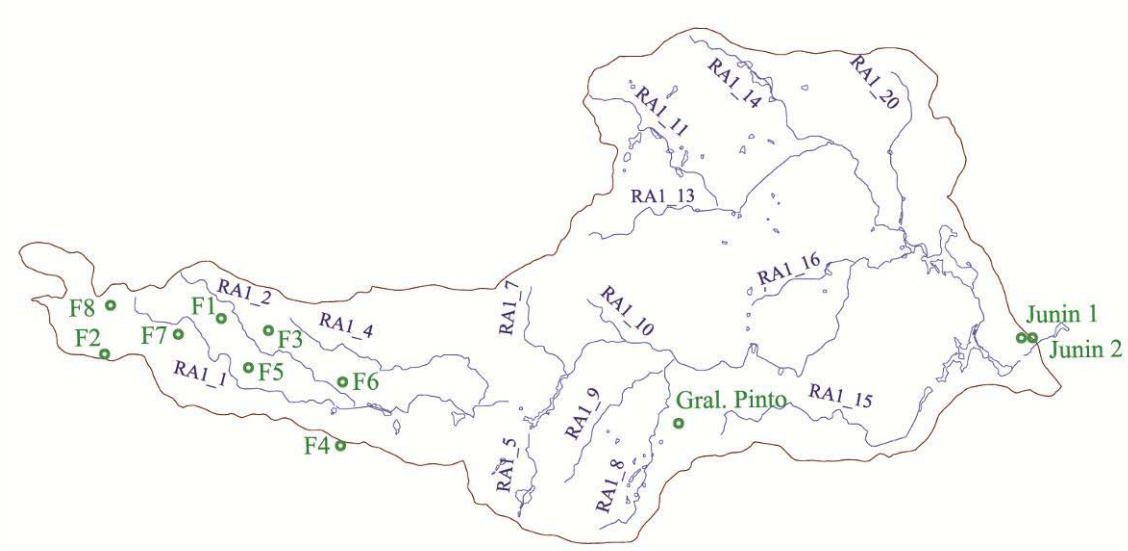
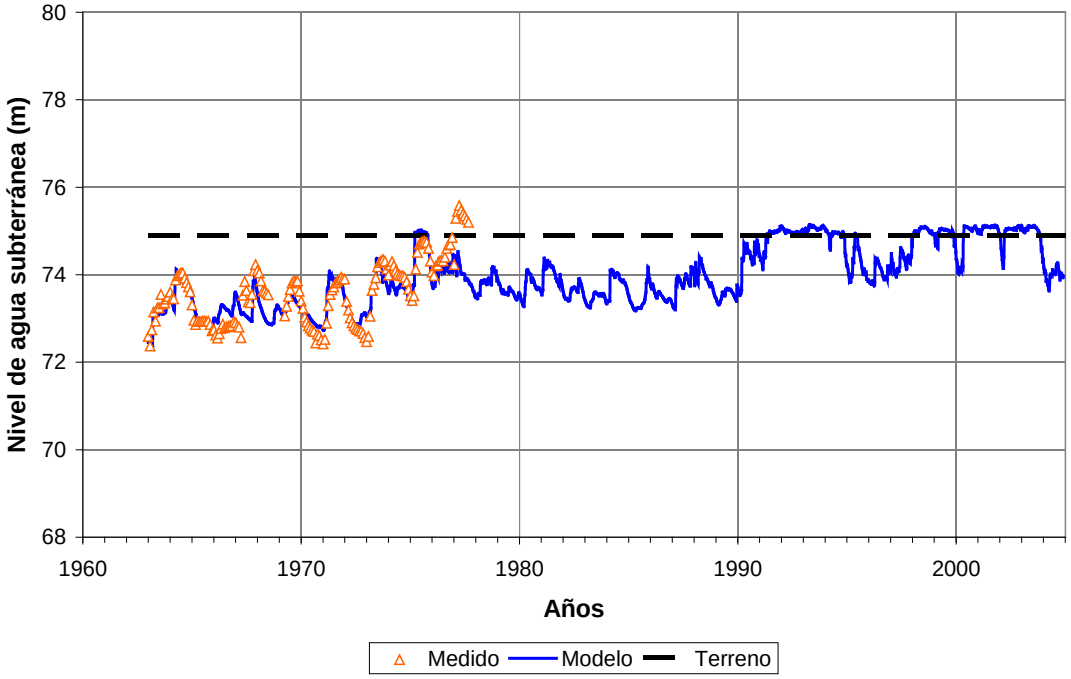
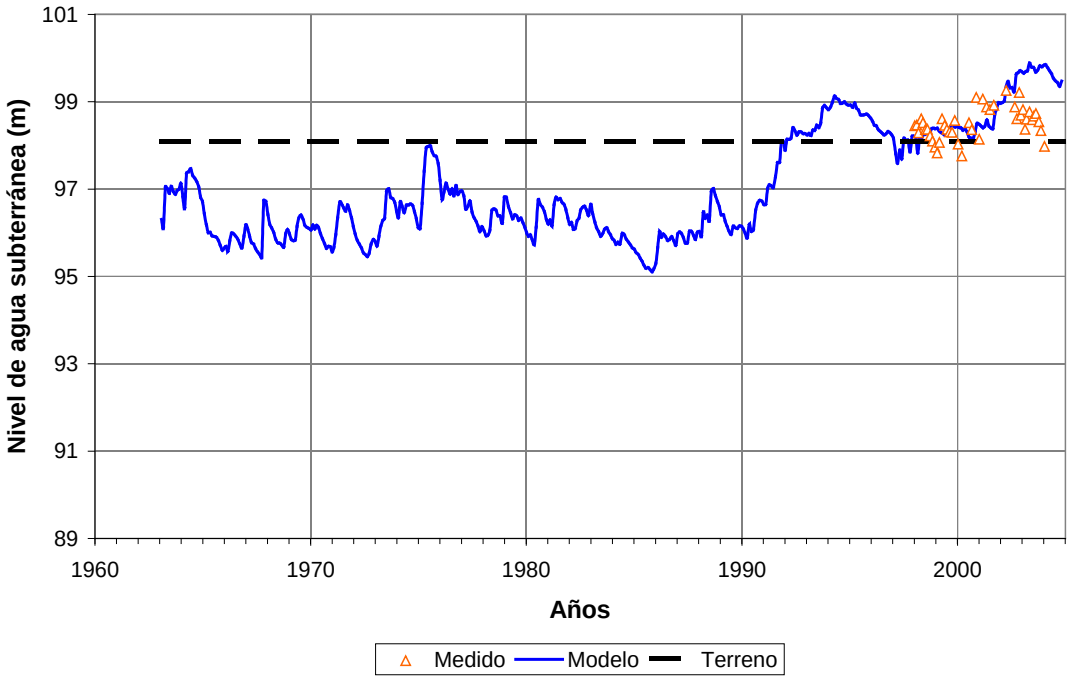


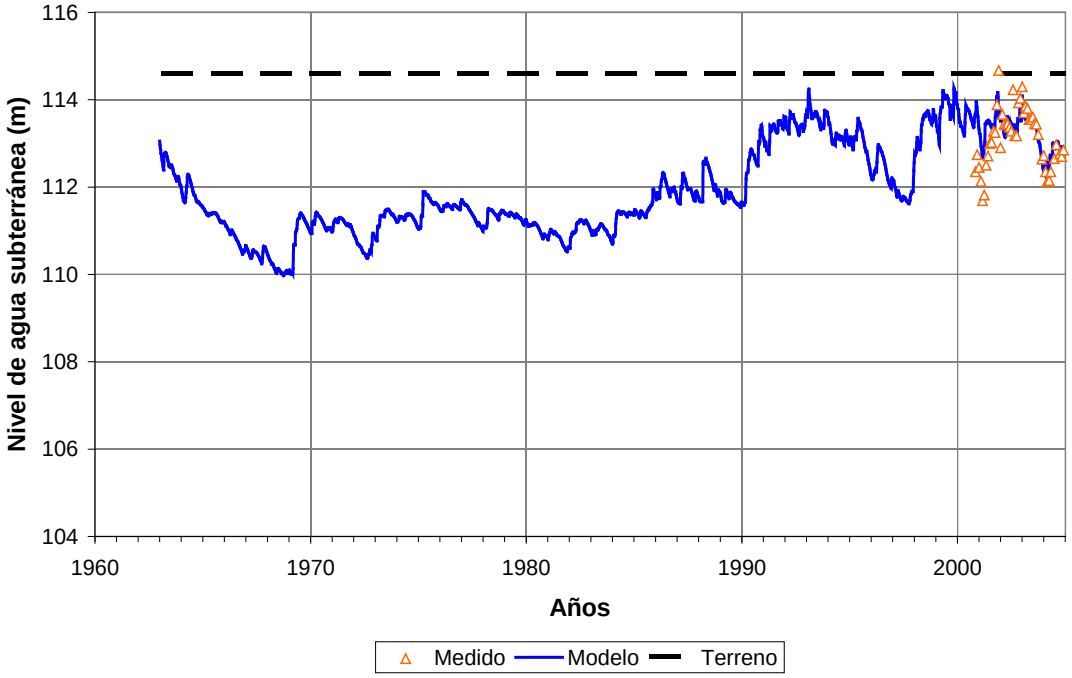
Figura 4.2.4. Estaciones de registro para aguas subterráneas en la subregión A1.



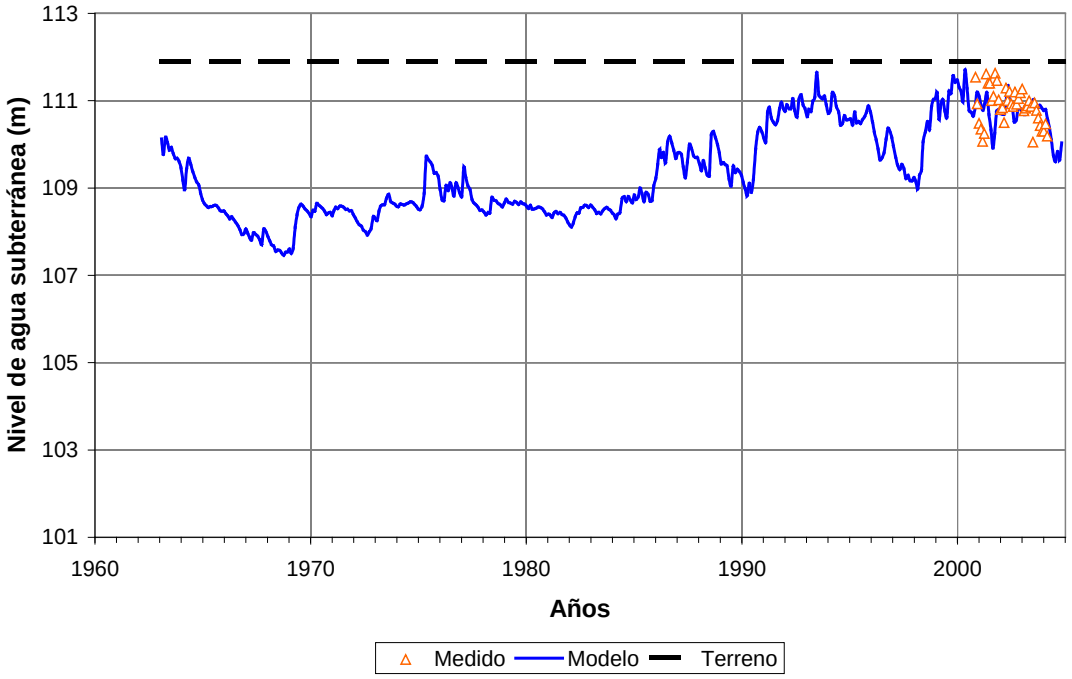
a) Junín



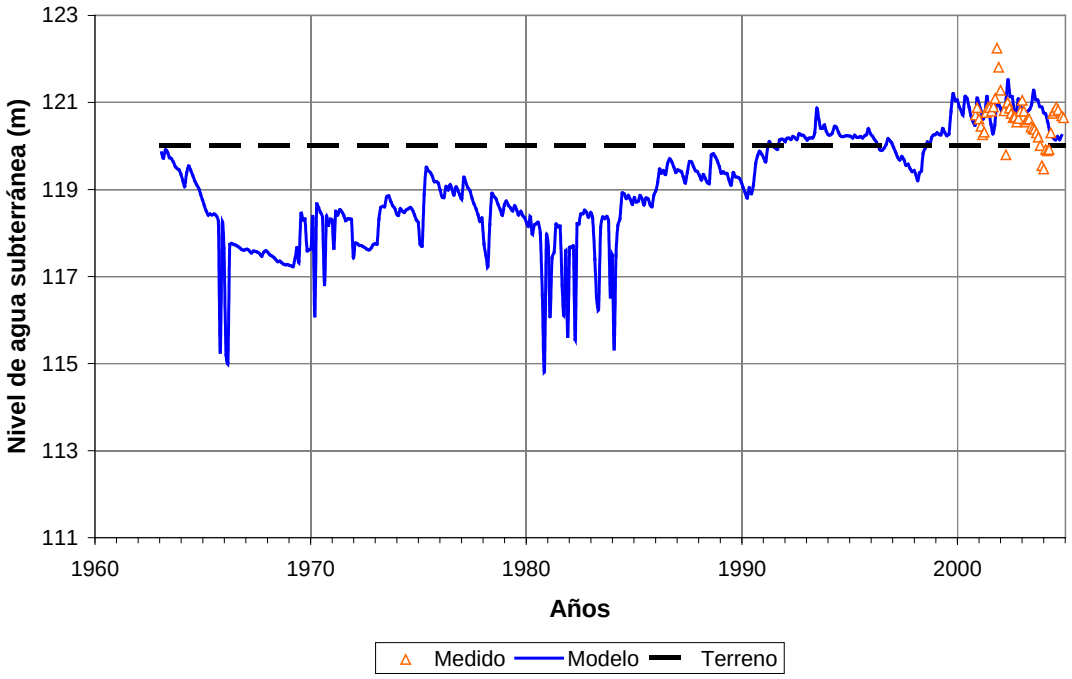
b) Gral. Pinto


116
114
112
110
108
106
104
Nivel de agua subterránea (m)
1960
1970
1980
1990
2000
Años
Medido
Modelo
Terreno

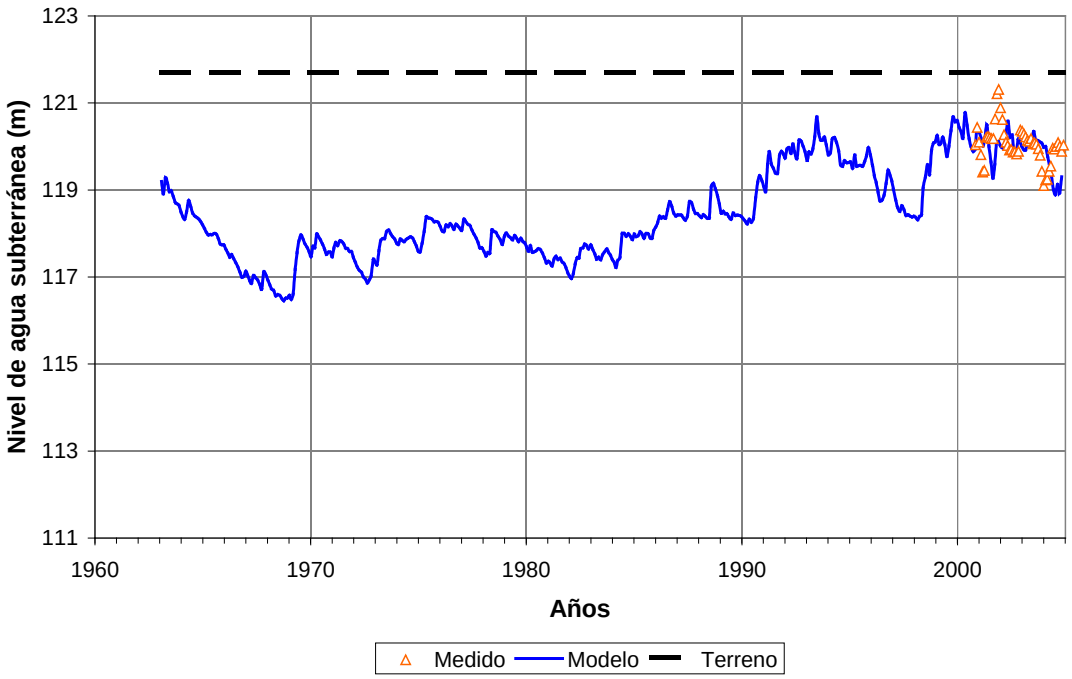
c) F4


113
111
109
107
105
103
101
Nivel de agua subterránea (m)
1960
1970
1980
1990
2000
Años
Medido
Modelo
Terreno

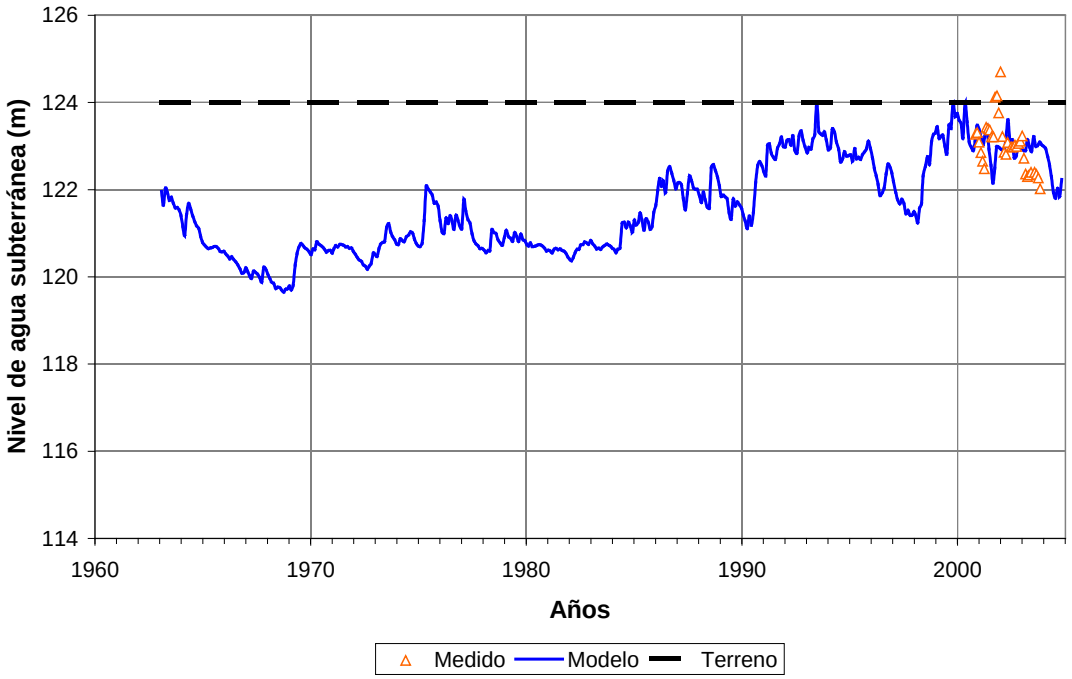
d) F6


123
121
119
117
115
113
111
Nivel de agua subterránea (m)
1960
1970
1980
1990
2000
Años
Medido
Modelo
Terreno

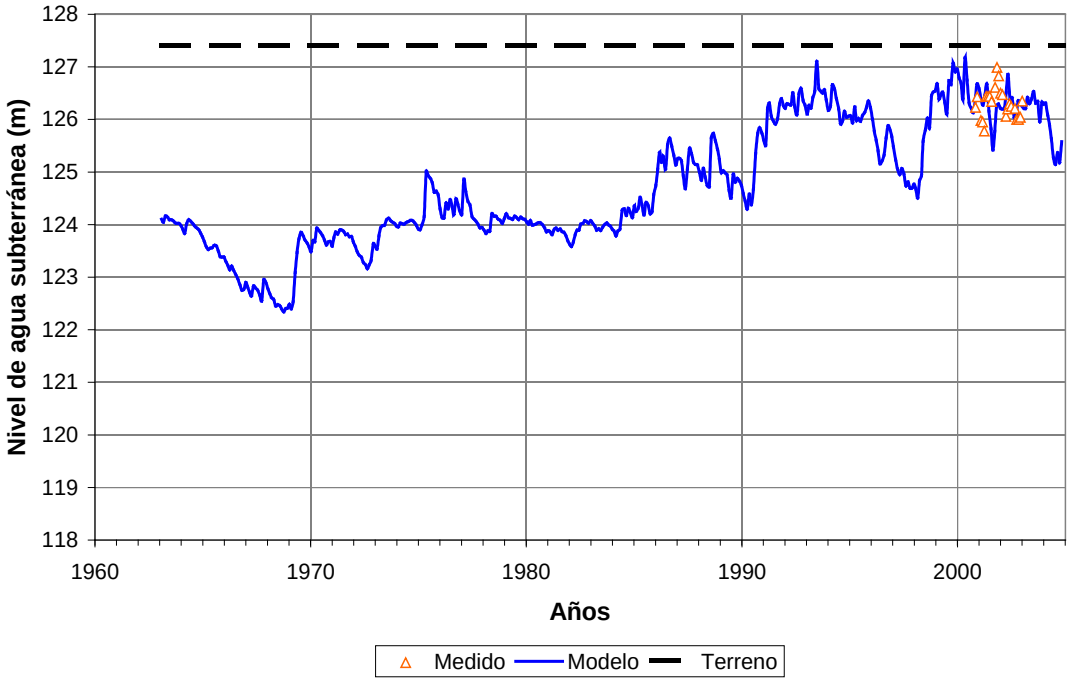
e) F3


123
121
119
117
115
113
111
Nivel de agua subterránea (m)
1960
1970
1980
1990
2000
Años
Medido
Modelo
Terreno

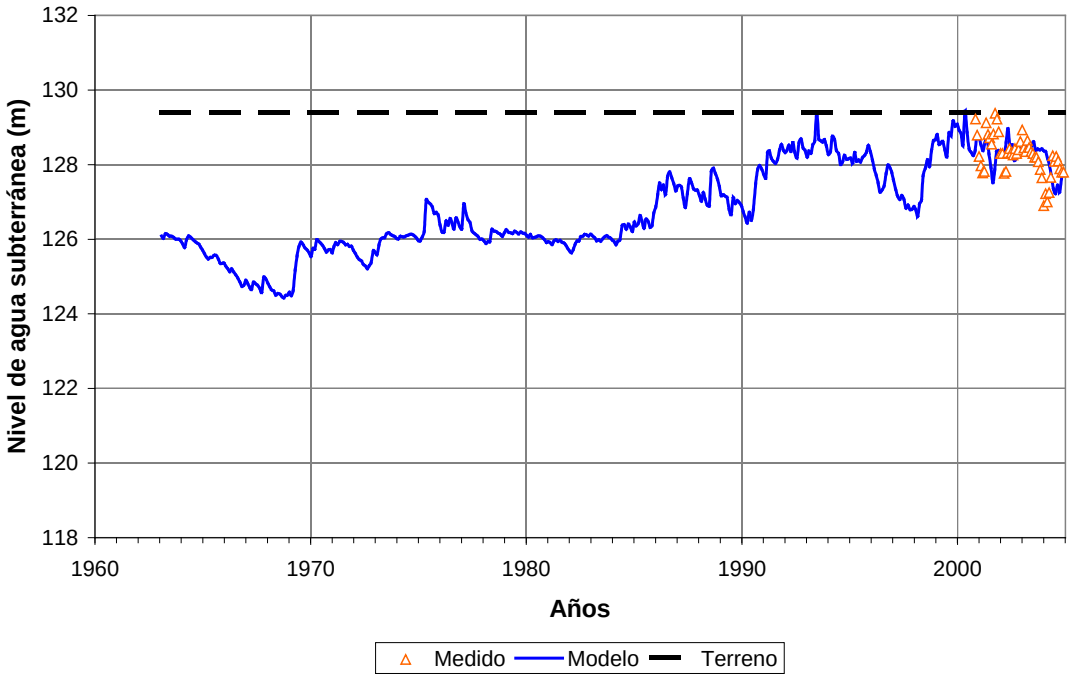
f) F5


126
124
122
120
118
116
114
Nivel de agua subterránea (m)
1960
1970
1980
1990
2000
Años
Medido
Modelo
Terreno

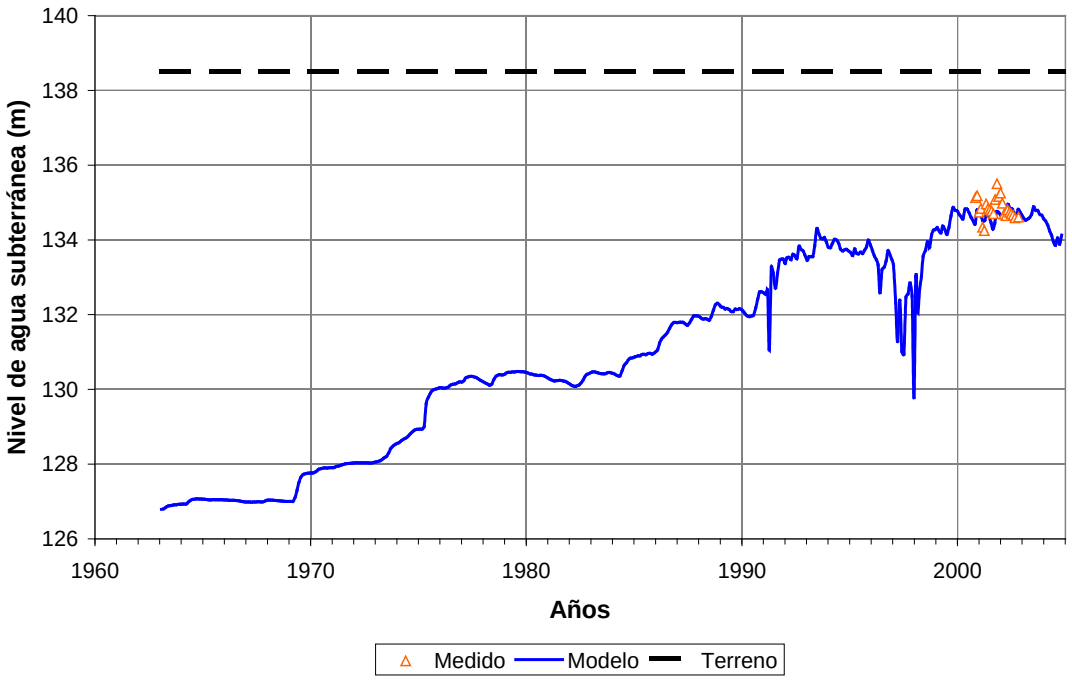
g) F1


128
127
126
125
124
123
122
121
120
119
118
Nivel de agua subterránea (m)
1960
1970
1980
1990
2000
Años
Medido
Modelo
Terreno

h) F7



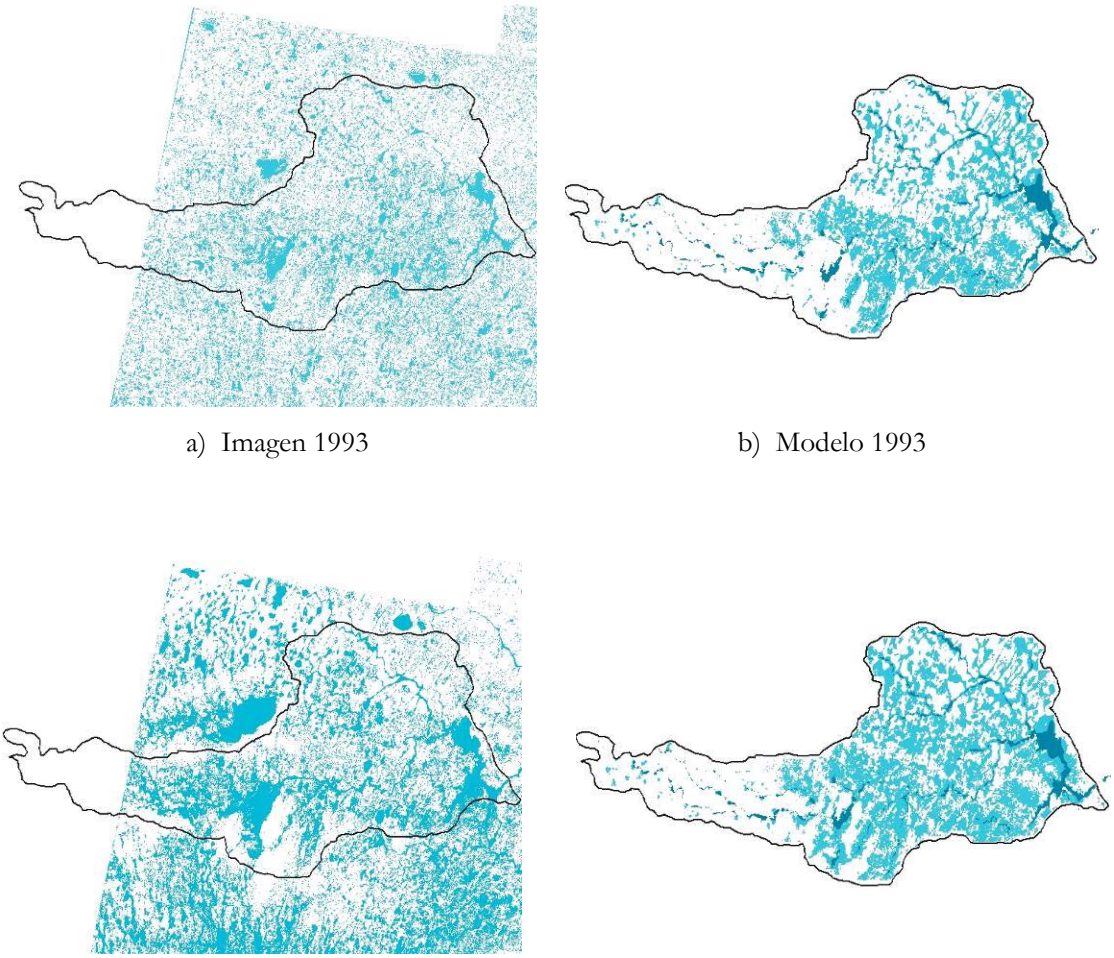
i) F2



j) F8

Figura 4.2.5. Comparación entre niveles freáticos registrados y serie de niveles calculados en situación preoperacional para la subregión A1.

La Figura 4.2.6 presenta la comparación entre las zonas inundadas de acuerdo a imágenes satelitales y al modelo (más abajo se explica el procedimiento para obtener este tipo de producto con el modelo), para los instantes de mayor inundación correspondientes a las crecidas de 1993 (mayo) y 2001 (noviembre). Se observa un acuerdo cualitativo satisfactorio.



a) Imagen 1993 b) Modelo 1993

c) Imagen 2001 d) Modelo 2001

Figura 4.2.6. Comparación entre zonas inundadas registradas y calculadas (celeste: bajos no drenados; rojo: conducciones) en situación preoperacional para la subregión A1.

Análisis de sensibilidad

Previo a la etapa de calibración, el modelo de la subregión A1 fue utilizado para efectuar análisis de sensibilidad de los resultados a distintos parámetros del modelo. Se utilizó como base de comparación el caudal calculado en la estación Junín. A continuación se describen y discuten esos ensayos.

Coeficiente de rugosidad de Manning del terreno: Se efectuó un ensayo de sensibilidad elevándolo desde 0,033 a 0,040, máximo valor correspondiente a las condiciones de uso de suelo de la zona (ver Tabla 3.3.1). En la Figura 4.2.7 se presenta la comparación de caudales en Junín, observándose que, si bien los caudales resultan menores para el caso de mayor

rugosidad (como era de esperarse, debido a la mayor resistencia hidráulica), las diferencias entre los resultados de ambas corridas son mínimas, y están incluidas dentro de la incertidumbre esperable. Es decir, la sensibilidad de los resultados es baja respecto de este parámetro.

Humedad del suelo en saturación: Se efectuaron dos ensayos, con valores de 0,38 y 0,50 (ver Tabla 3.3.5). En la Figura 4.2.8 se muestran los caudales en Junín. Se observa una variación relativamente significativa, lo cual indica que este es un parámetro que ameritaría algún tipo de medición en el futuro.

Humedad residual del suelo: Se efectuaron dos ensayos de sensibilidad con valores de 0,025 y 0,010 (ver Tabla 3.3.5). El caudal en Junín se muestra en la Figura 4.2.9. Se observa muy poca sensibilidad a este parámetro.

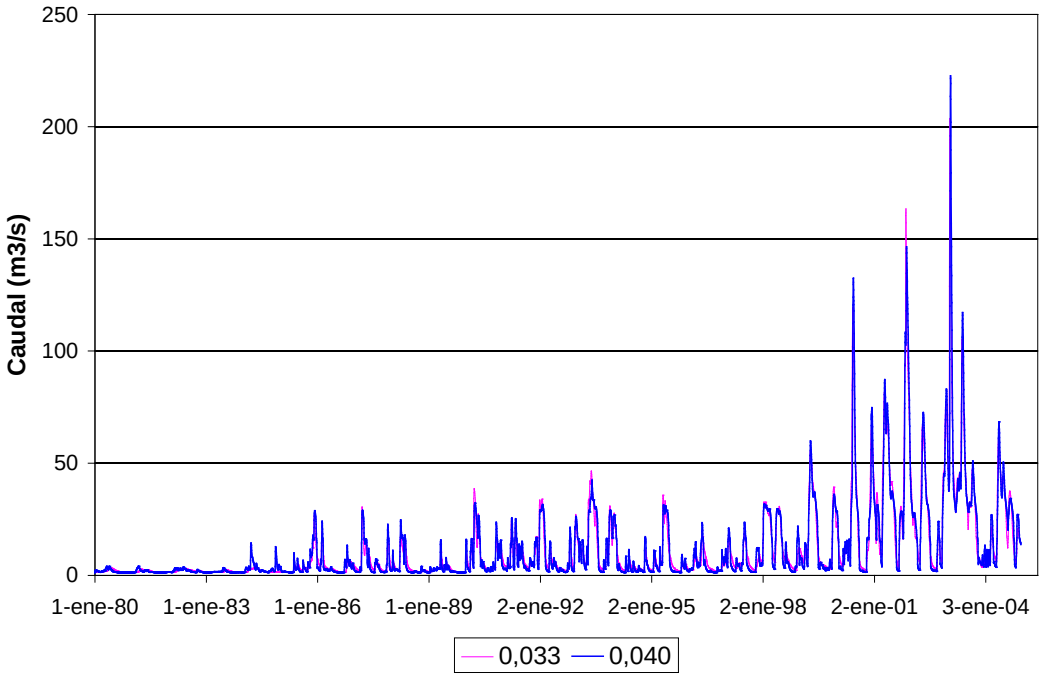


Figura 4.2.7. Caudal en Junín variando el coeficiente de Manning del terreno.

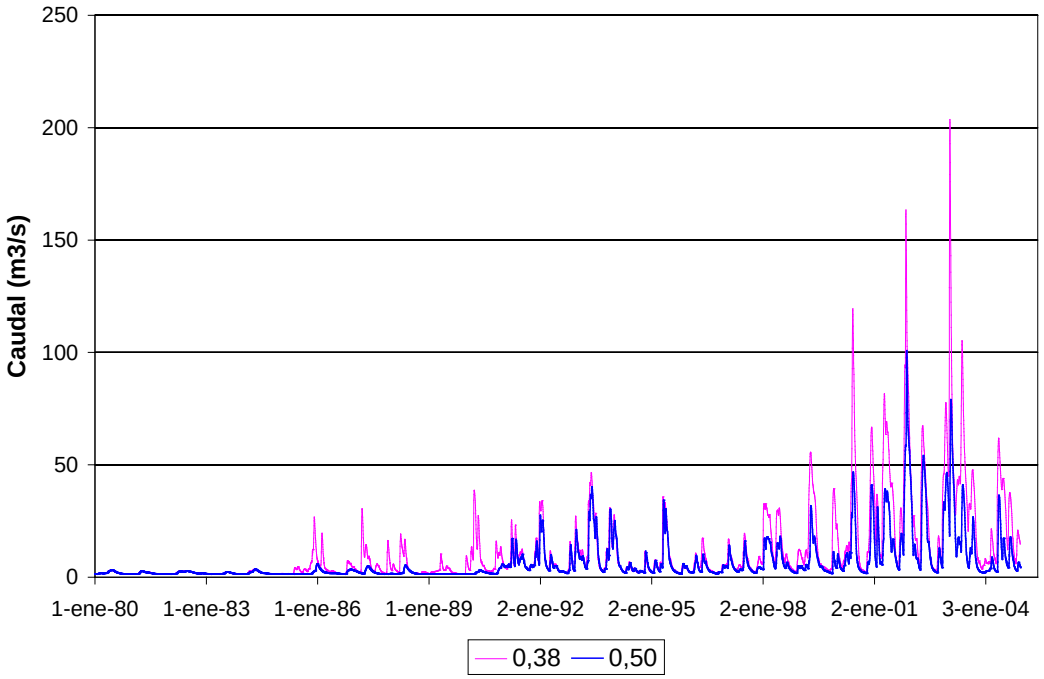


Figura 4.2.8. Caudal en Junín variando la humedad de suelo en saturación.

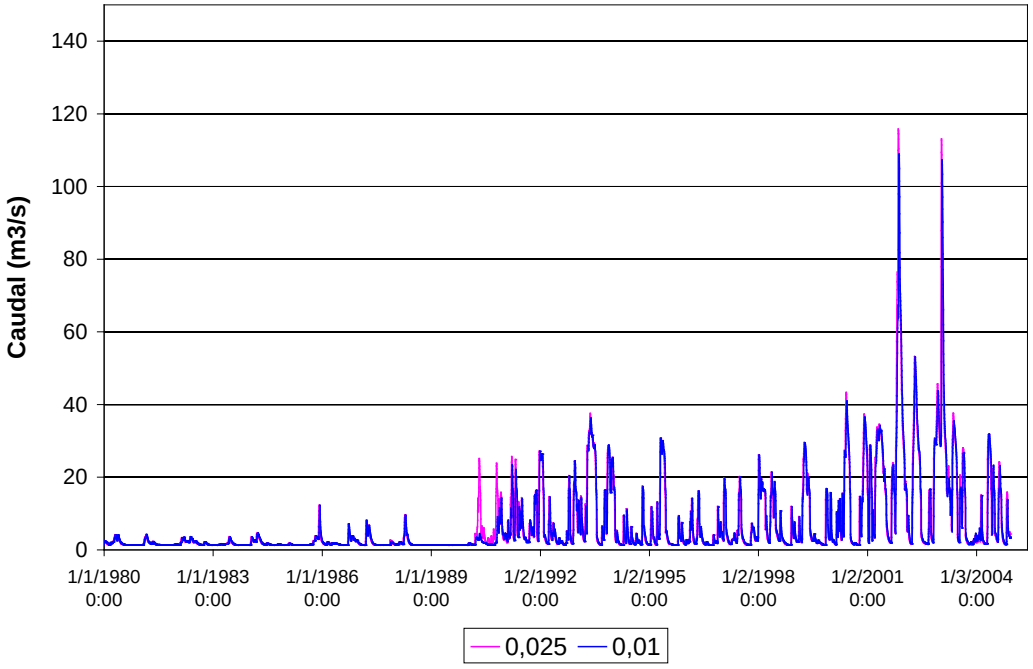


Figura 4.2.9. Caudal en Junín variando la humedad residual del suelo.

Conductividad hidráulica vertical:. Se efectuaron dos ensayos, con valores de 3 y 0,6 m/d. La Figura 4.2.10 muestra el caudal en Junín. Se observa que las variaciones son significativas, por lo que también constituye un parámetro que ameritaría algún tipo de medición en el futuro.

Conductividad hidráulica horizontal: Este parámetro fue fijado como el campo de valores utilizado en el PMI. Se efectuaron dos ensayos de sensibilidad, disminuyéndolo y aumentándolo en un factor 5, de modo de producir variaciones significativas, al límite de cambiar el orden de magnitud. No se observa alta sensibilidad a este parámetro, tal como ilustra la Figura 4.2.11 para el caudal en Junín.

Rendimiento específico: A este parámetro, que también fue fijado como el campo de valores utilizado en el PMI, se lo varió, similarmente al caso anterior, disminuyéndolo y aumentándolo en un factor 5, de modo de producir variaciones significativas, al límite de cambiar el orden de magnitud. Los resultados son poco sensibles a este parámetro, tal como ilustra la Figura 4.2.12.

Almacenamiento específico: Este parámetro, que condiciona el flujo de agua subterránea, fue fijado en 8 x 10^{-4} 1/m. Se efectuaron tres ensayos de sensibilidad, con valores de 40, 8 y 1,6 1/m. La Figura 4.2.13 muestra el caudal en Junín. Las variaciones son significativas, de modo que este parámetro también ameritaría algún tipo de medición en el futuro.

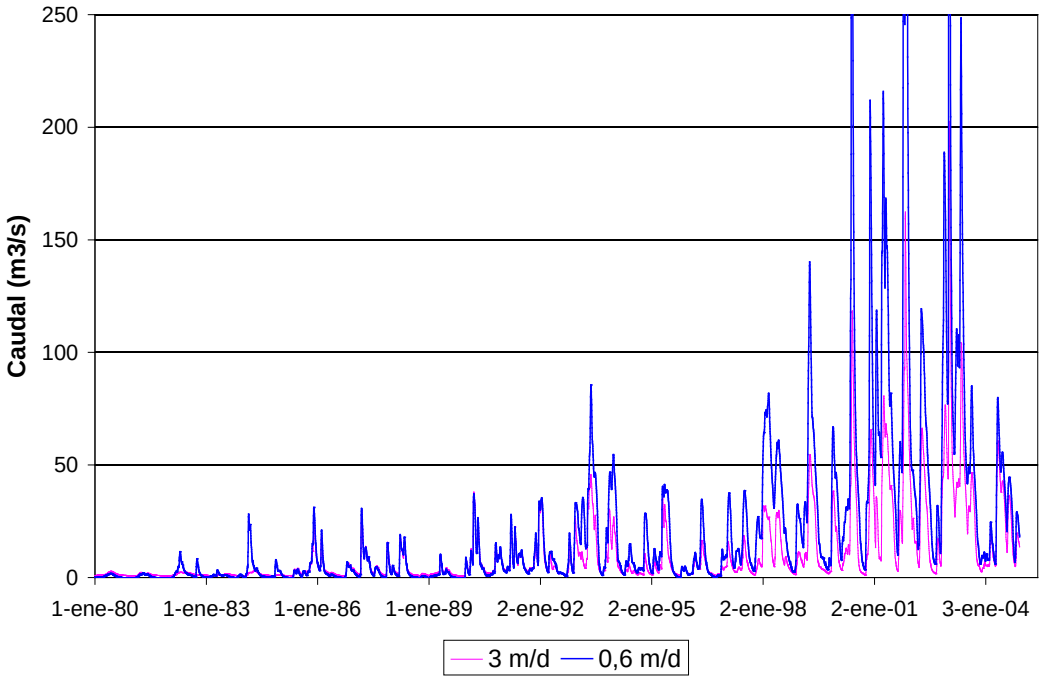


Figura 4.2.10. Caudal en Junín variando la conductividad vertical del suelo.

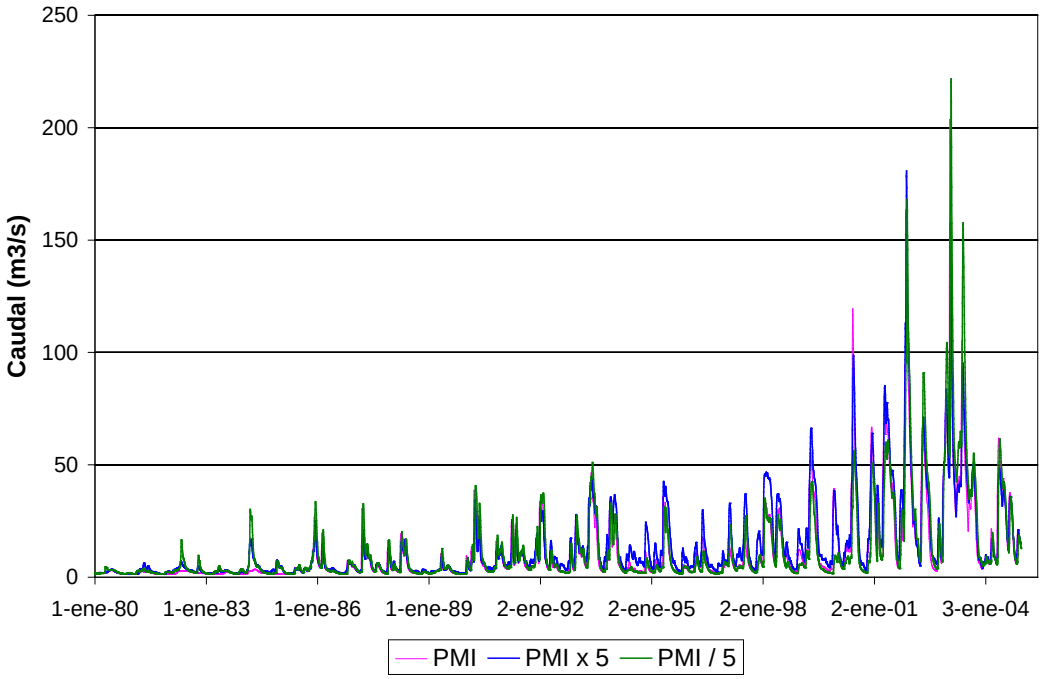


Figura 4.2.11. Caudal en Junín variando la conductividad horizontal del suelo.

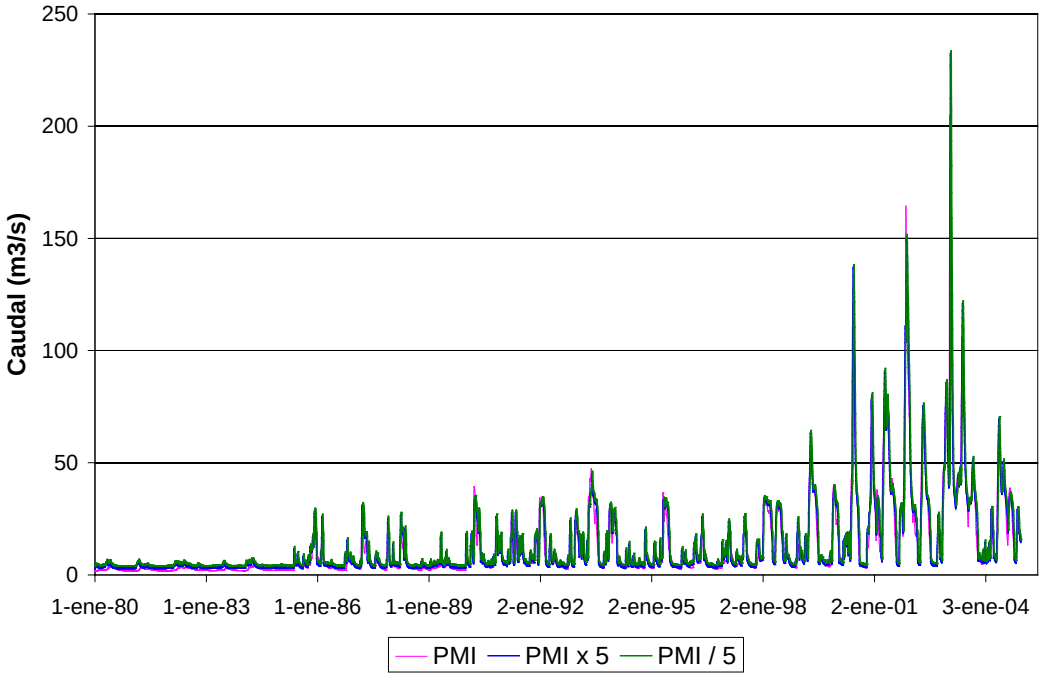


Figura 4.2.12. Caudal en Junín variando el rendimiento específico del acuífero.

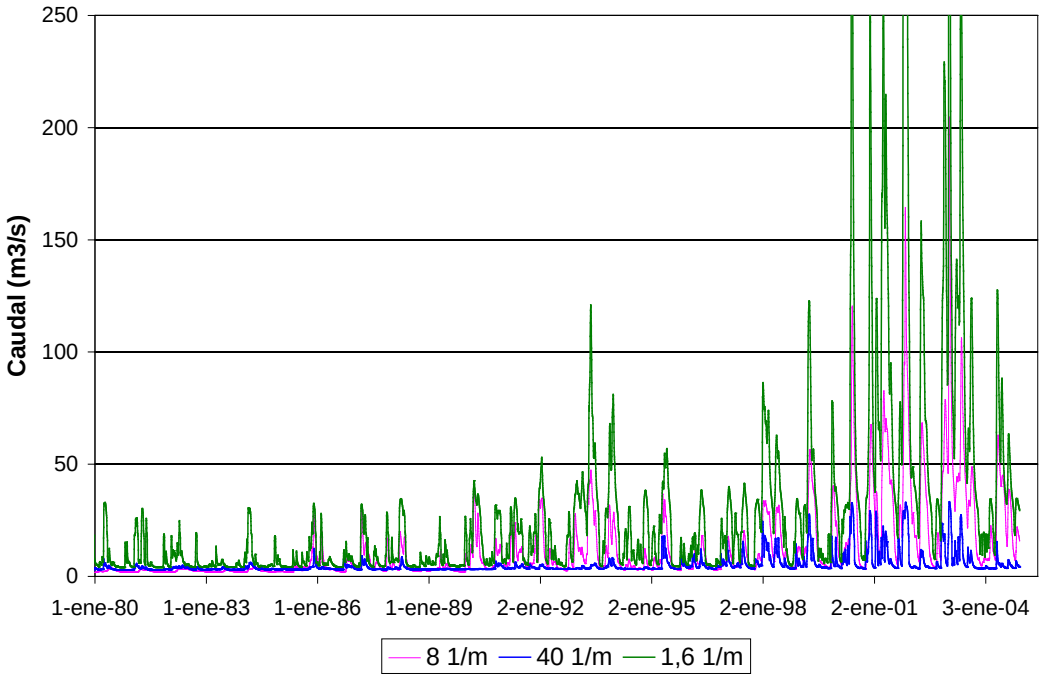


Figura 4.2.13. Caudal en Junín variando el almacenamiento específico del acuífero.

Espaciamiento entre secciones transversales: Para establecer la sensibilidad de los resultados al espaciamiento entre secciones, se compararon los correspondientes a un modelo con un espaciamiento medio de 2 km para las conducciones principales y 5 km para las secundarias, con los de un modelo con espaciamiento medio de 1 km para ambos tipos de conducciones. En la Figura 3.3.14 se muestra la comparación para el caudal en Junín. Se observa poca diferencia entre los resultados; el afinamiento del espaciamiento desde 2/5 a 1 km produce, en general, caudales pico algo menores, disminución que en general no alcanza el 10%. Esto muestra que no es necesario incluir en el modelo todas las secciones transversales relevadas para las conducciones primarias, lo que se explica porque el espaciamiento mínimo entre secciones es muy pequeño en relación a las escalas de movimiento resueltas por el modelo, por lo que resulta suficiente utilizar mucha menor información. Además, tampoco es conveniente utilizar todas las secciones, porque entonces se requiere un paso de cálculo temporal demasiado pequeño para calcular la traslación de las ondas en la conducción, tornando muy alto el tiempo de procesamiento.

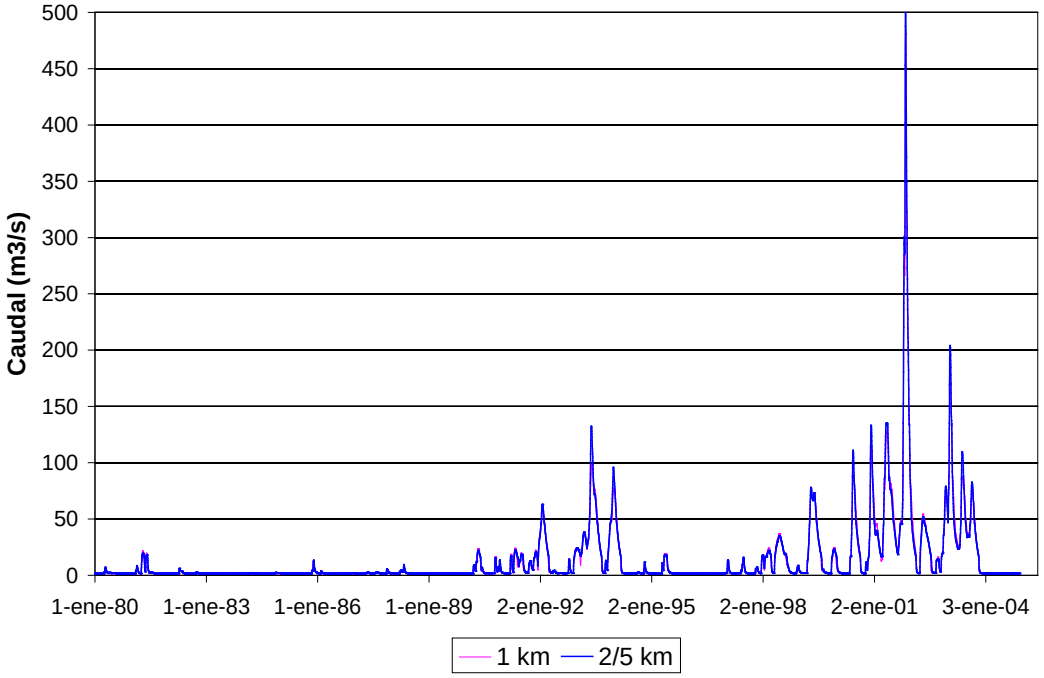


Figura 4.2.14. Caudal en Junín variando el espaciamiento entre secciones de las conducciones.

Paso espacial horizontal: La Figura 4.2.15 muestra la comparación entre los caudales calculados en Junín con el modelo original, de paso espacial horizontal de 2,5 km, y uno con el doble de paso, es decir, 5 km, pero ambos con el mismo MDT (de 5 km). Se observa poca variación entre ellos, indicando que la discretización adoptada no constituye una fuente de error considerable.

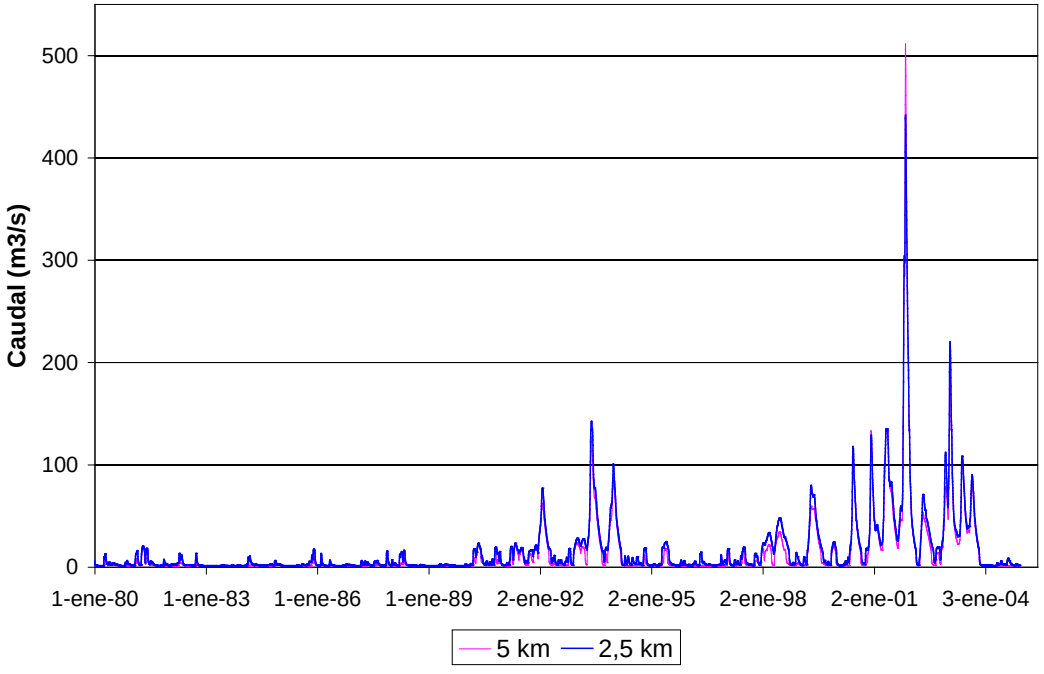


Figura 4.2.15. Caudal en Junín variando el paso espacial horizontal.

Captación de excedentes en ramales

Aunque el caudal en Junín constituye un indicador adecuado para analizar la performance del modelo en cuanto a su capacidad de representar los excedentes hídricos colectados en las conducciones principales, resta por analizar hasta qué punto el modelo es adecuado para determinar los excedentes colectados en las potenciales conducciones secundarias, es decir, en las representadas como ramales, donde el caudal es, en general, sensiblemente menor. Para ello, se procedió a implementar un modelo de mayor refinamiento para una zona. Específicamente, se seleccionó la zona constituida por las subcuencas A1S8 y A1S9 (ver Figuras 3.1.21 y 4.2.16) y se tomó un paso de grilla de 1 km y un MDT del mismo paso. Es decir, no se trata aquí de efectuar meramente una estimación del error numérico de discretización (como se hizo en el análisis de sensibilidad mostrado más arriba, entre pasos de grilla de 2,5 y 5 km), sino de incluir también una representación más detallada de la elevación del terreno.

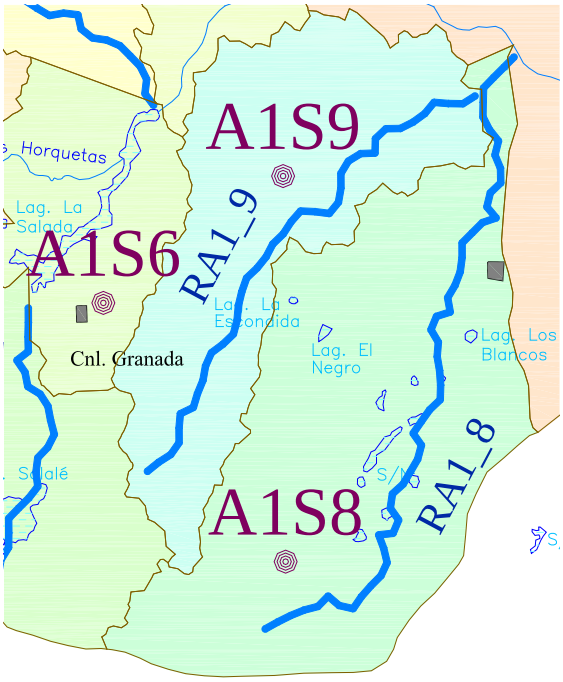


Figura 4.2.16. Subcuencas de la subregión A1 modeladas con paso de 1 km.

Son dos los indicadores de relevancia a comparar. En primer lugar, el volumen de agua colectado al pie de los ramales, ya que el volumen que desagotaría una eventual canalización constituye una medida del beneficio de esa obra. En segundo lugar, el caudal pico para el evento de diseño, ya que éste determina las dimensiones del canal y, en consecuencia, su costo.

La comparación entre los volúmenes de agua colectados al pie del ramal RA1_8 (es decir, luego de haber recibido el aporte del RA1_9), para el período completo de simulación (1963-2004), arroja como resultado que el modelo de 1 km colecta un 45% menos de agua que el de 2,5 km (esta disminución es similar para ambos ramales).

Dado lo relativamente excesivo de esta diferencia, se procedió a efectuar un análisis detallado del problema. Se detectó que el mecanismo claramente dominante de transferencia de agua hacia la conducción es la escorrentía y no el flujo de agua subterránea, ya que este último representa siempre menos del 1% del total. Ahora bien, la transferencia se efectúa sólo si la cota del terreno de la celda adyacente (del MIKE SHE) es superior a la cota de la margen de la sección (del MIKE 11). Esto induce a pensar que la explicación de la diferencia de captación observada se debe a que en ambos modelos son varias las celdas desde las cuales no se produce transferencia, y que esa cantidad resulta mayor en el modelo de 1 km, lo cual es razonable porque las cotas de terreno de las celdas adyacentes resultan menores que en el caso del modelo de 2,5 km al constituir un valor medio representativo de una parte más baja (justamente por acercarse a la conducción). Más, aún, es posible especular, entonces, con que, si se bajara la altitud de las secciones en relación al terreno, la transferencia debería aumentar hasta alcanzar un valor asintótico, representativo de la situación (hipotética) en la cual el nivel de la margen ya no limita la transferencia en ninguna celda.

Para demostrar esta hipótesis, se efectuaron ensayos con ambos modelos disminuyendo la altitud de las secciones (es decir, produciendo una 'bajada' rígida de las secciones). En la Figura 4.2.17 se muestra el volumen escurrido, relativo al correspondiente al modelo original de 2,5 km, para distintos valores de descenso de la altitud de la sección (aplicada uniformemente a lo largo de los dos ramales). Se observa que, efectivamente, tiende a alcanzarse un valor asintótico, de entre 1,3 y 1,4 (es decir, entre 30 y 40% superior al provisto por el modelo original de 2,5 km), independiente del paso de resolución. Para el modelo de 1 km, significa bajar la altitud en no menos de 2 m; se infiere que se necesitaría un descenso algo menor para el caso del modelo de 2,5 km.

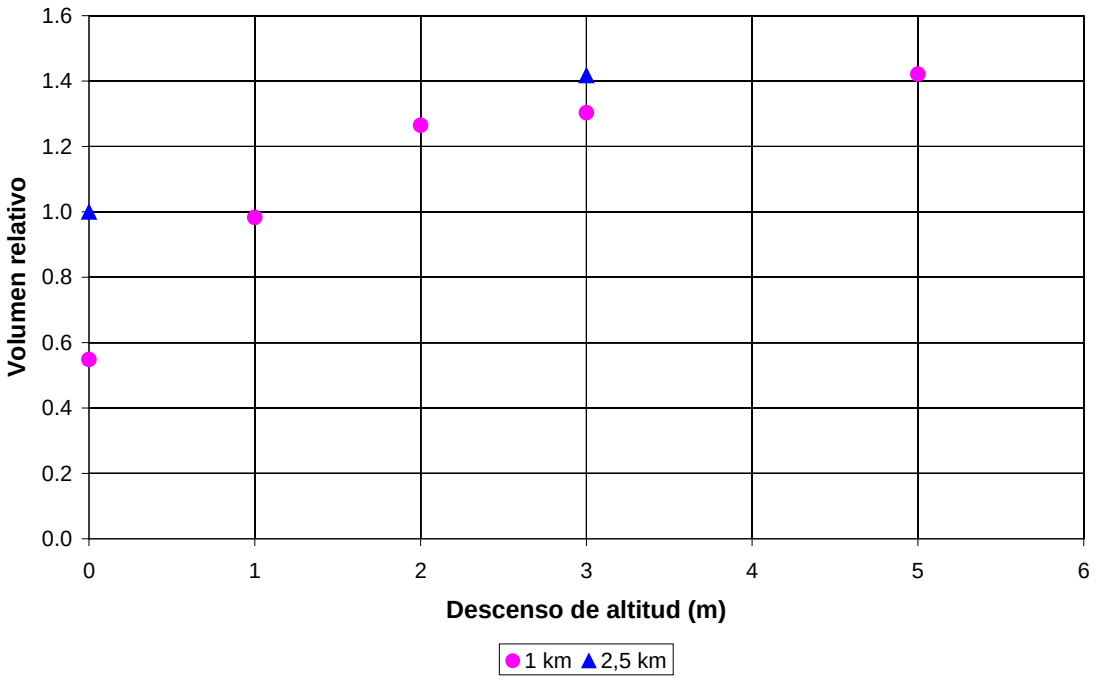


Figura 4.2.17. Volumen escurrido al pie del ramal RA1_S8 con modelos de distinto paso y para distintos descensos.

Si bien no es posible establecer cuál es el valor 'correcto' del volumen escurrido (es decir, el más representativo de lo que realmente se transfiere en el sistema físico) sin efectuar alguna medición directa o indirecta de ese volumen, el análisis precedente muestra que sí se puede conocer un valor máximo límite (valor asintótico), que no depende de la escala de resolución del modelo. Entonces, a los fines de la estimación de los beneficios que acarrea la construcción de un secundario, utilizar los resultados del modelo original de 2,5 km resulta posiblemente conservador (es decir, indica un beneficio menor), ya que es menor al valor asintótico, pero no tanto como si se usara el de 1 km, que resultaría demasiado conservador.

En relación al caudal pico para el evento de diseño, la Figura 4.2.18 presenta comparaciones de caudales al pie del ramal, para el evento de 10 años de recurrencia (correspondiente a esas subcuencas; específicamente, es el segundo pulso de la figura), de acuerdo al modelo de 2,5 km original y a dos modelos 'asintóticos': el de 2,5 km con un descenso de altitud de 3 m y el de 1 km con un descenso de 2 m. En primer lugar, comparando los resultados de los dos modelos asintóticos, se observa que el modelo de 1 km muestra una respuesta más laminada, que se manifiesta, en particular, en un valor pico sensiblemente menor que el correspondiente al modelo de 2,5 km. Debería esperarse que ese caudal pico resulte aún menor para modelos más afinados, aunque la disminución debería ser mucho menor que la observada entre los ensayados. Ahora bien, si se comparan los picos asociados al modelo de 2,5 km original y al de 1 km asintótico, se observa que ellos resultan relativamente similares (la diferencia es del orden del 15%). En consecuencia, se concluye que utilizar el modelo original de 2,5 km para diseñar secundarios también resulta seguramente conservador (indicaría mayor costo), pero no en grado exagerado.

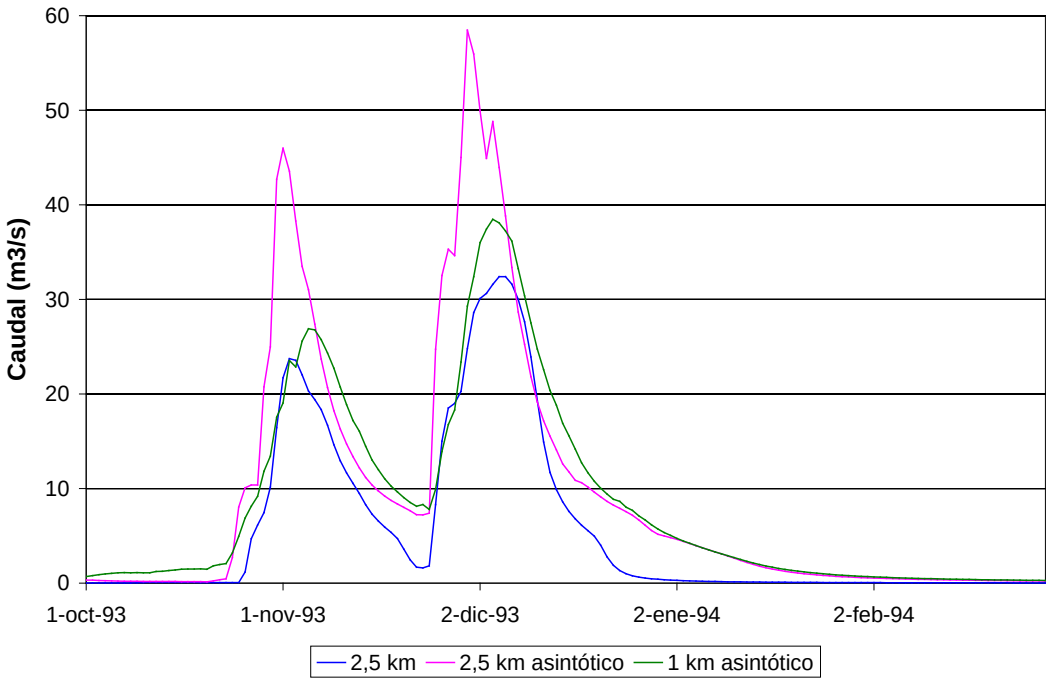


Figura 4.2.18. Serie de caudales al pie del ramal RA1_S8 con modelos de distinto paso y para distintos descensos.

En conclusión, se considera que diseñar los canales secundarios con el modelo de mayor paso (2,5 km) resulta aceptable tanto desde el punto de vista de la estimación del beneficio que produce, como de su dimensionamiento.

4.3 Subregión A2

En la Figura 4.3.1 se indica la única estación donde se dispuso de aforos líquidos en la subregión A2. La Figura 4.3.2 muestra la comparación entre esos aforos y los caudales calculados para la situación preoperacional en esa estación. Se observa que el modelo reproduce adecuadamente el pico de 1993. También se observa consistencia para 2001, aunque las mediciones no captaron las situaciones pico.

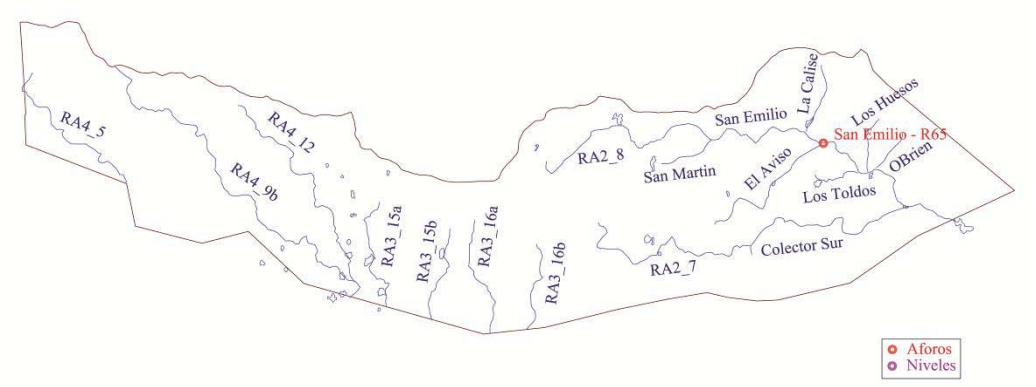


Figura 4.3.1. Estaciones de registro para aguas superficiales en la subregión A2.

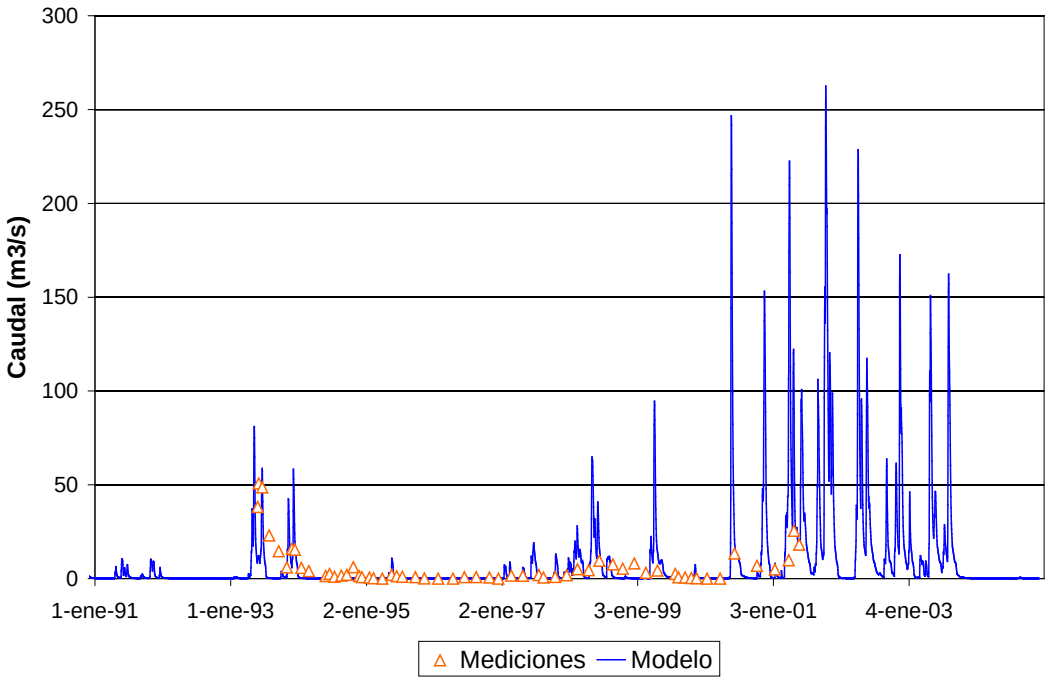


Figura 4.3.2. Comparación entre aforos y serie de caudales calculados en situación preoperacional para la estación San Emilio (Ruta 65); subregión A2.

La Figura 4.3.3 indica las estaciones donde se dispuso de niveles freáticos en la subregión A2. En la Figura 4.3.4 se muestra la comparación entre los registros y los niveles calculados para la situación preoperacional en las estaciones de la subregión A2. Al igual que para la subregión A1, se observa que el modelo es capaz de reproducir la modulación temporal de los registros, por lo que el acuerdo se considera satisfactorio.

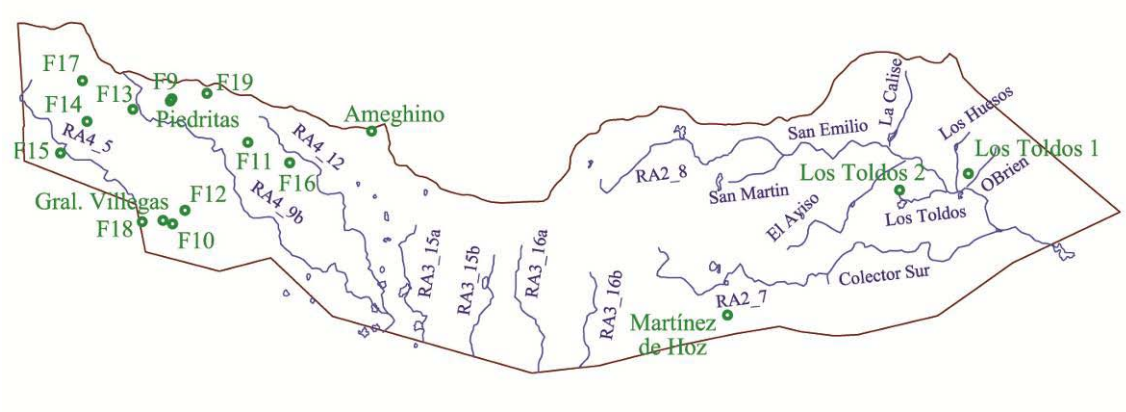
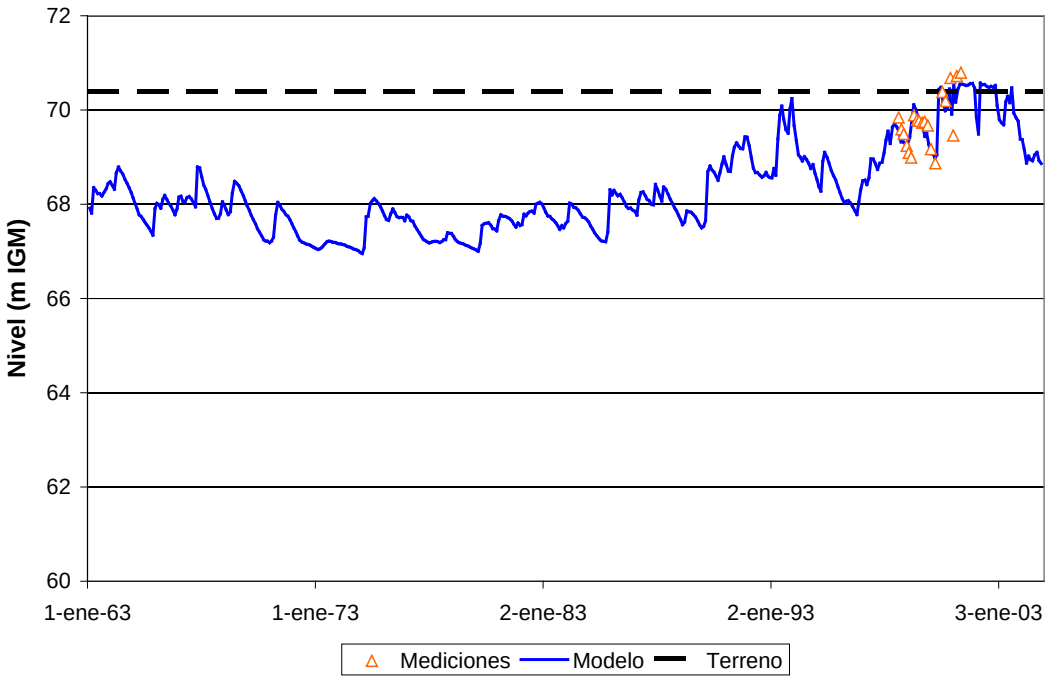
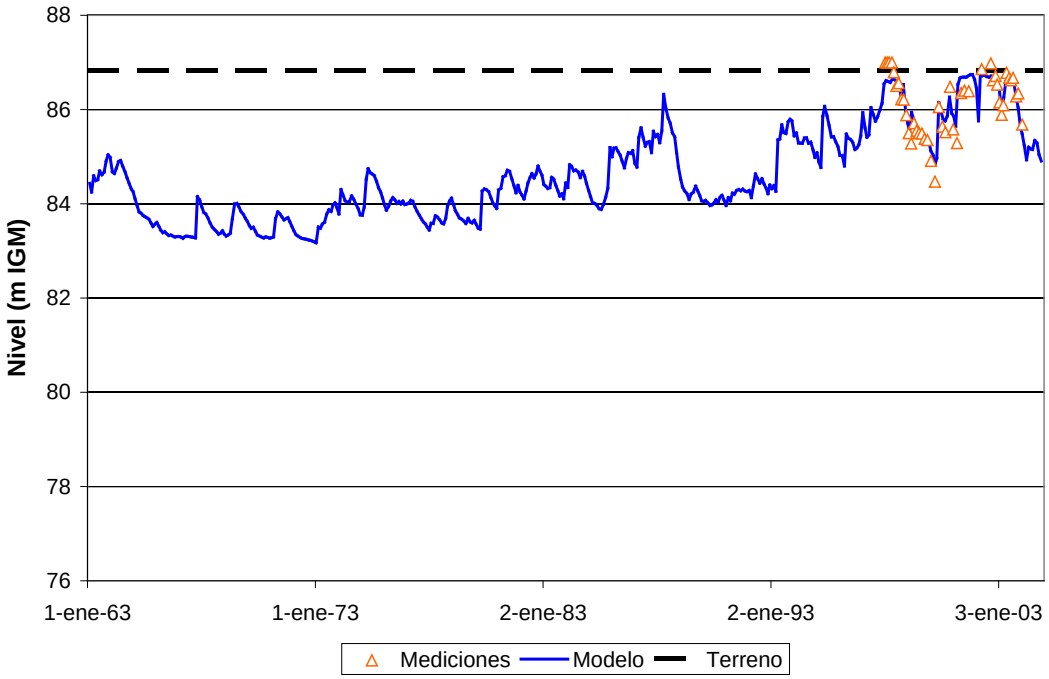


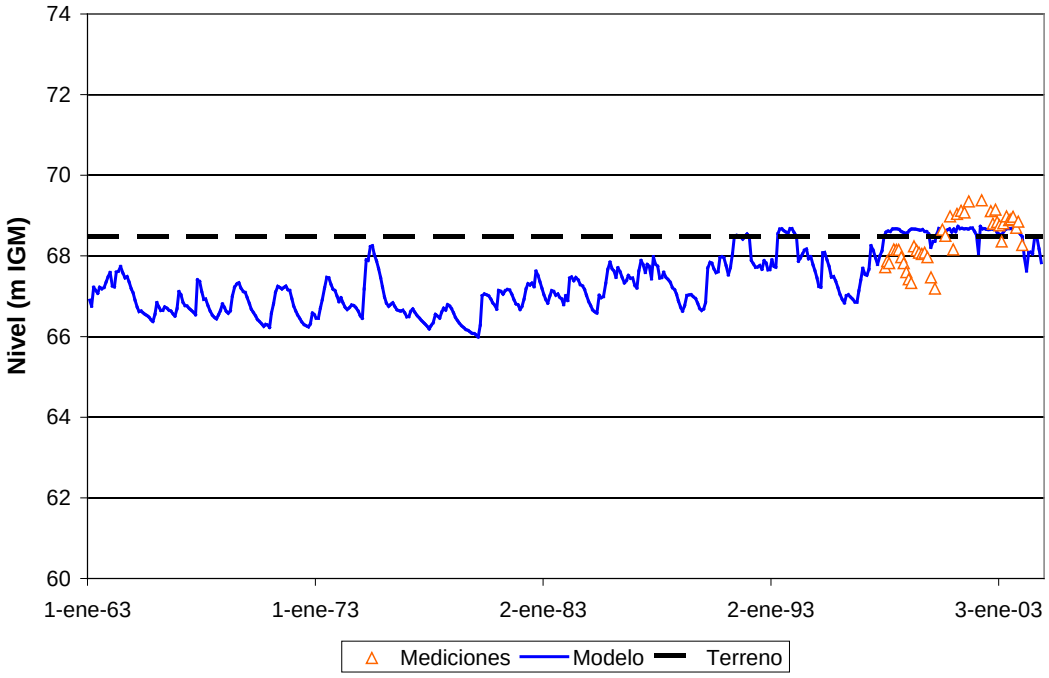
Figura 4.3.3. Estaciones de registro para aguas subterráneas en la subregión A2.



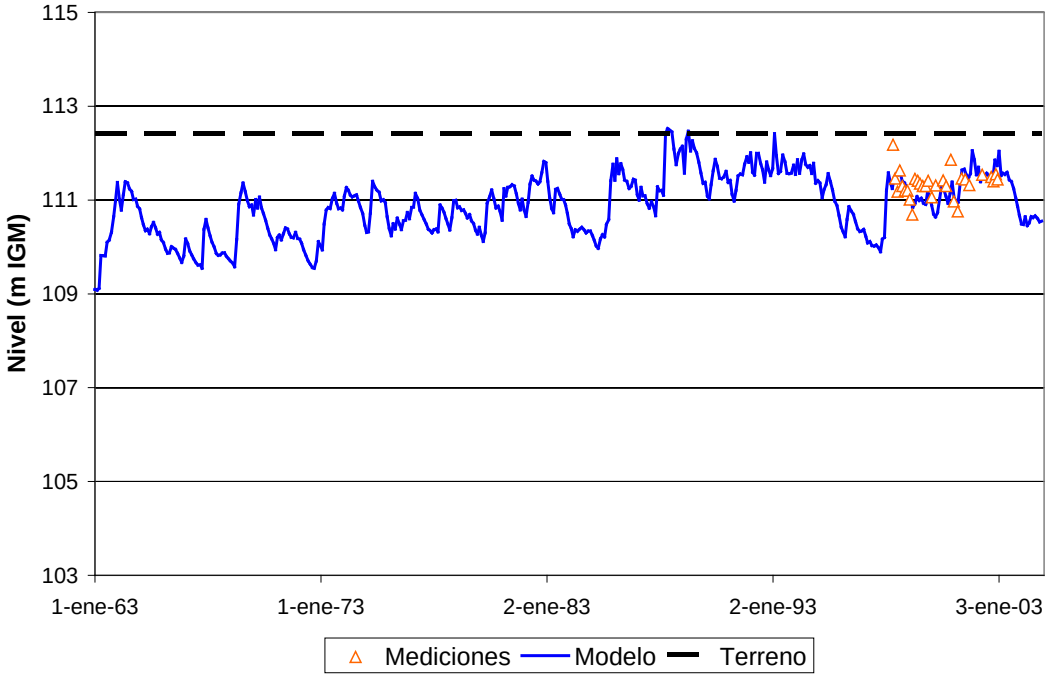
a) Los Toldos



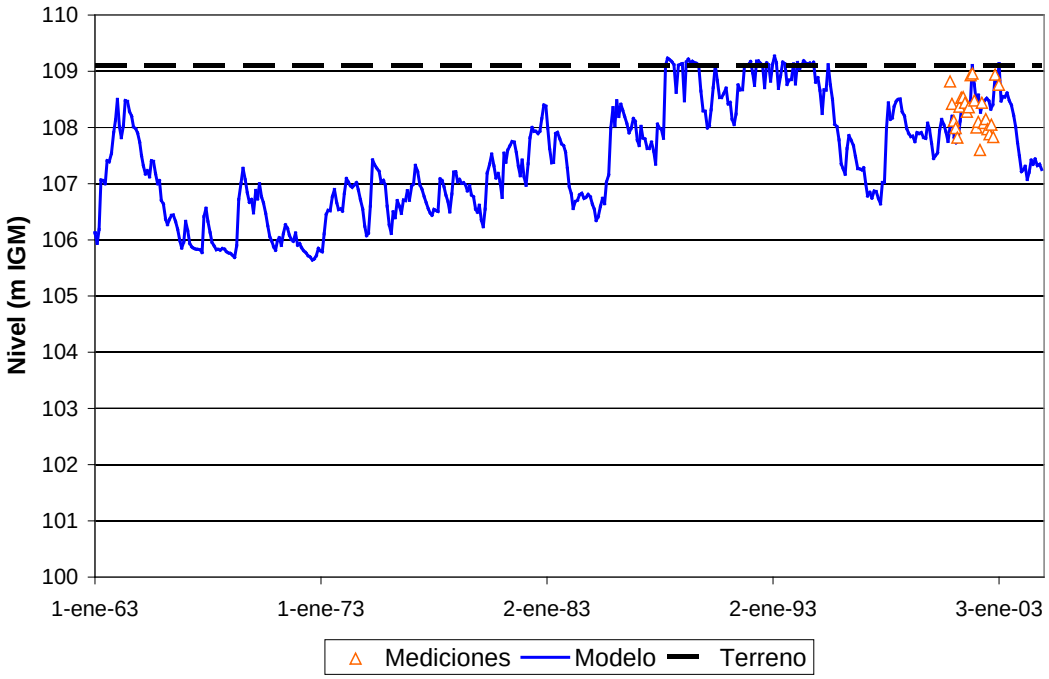
b) Martínez de Hoz



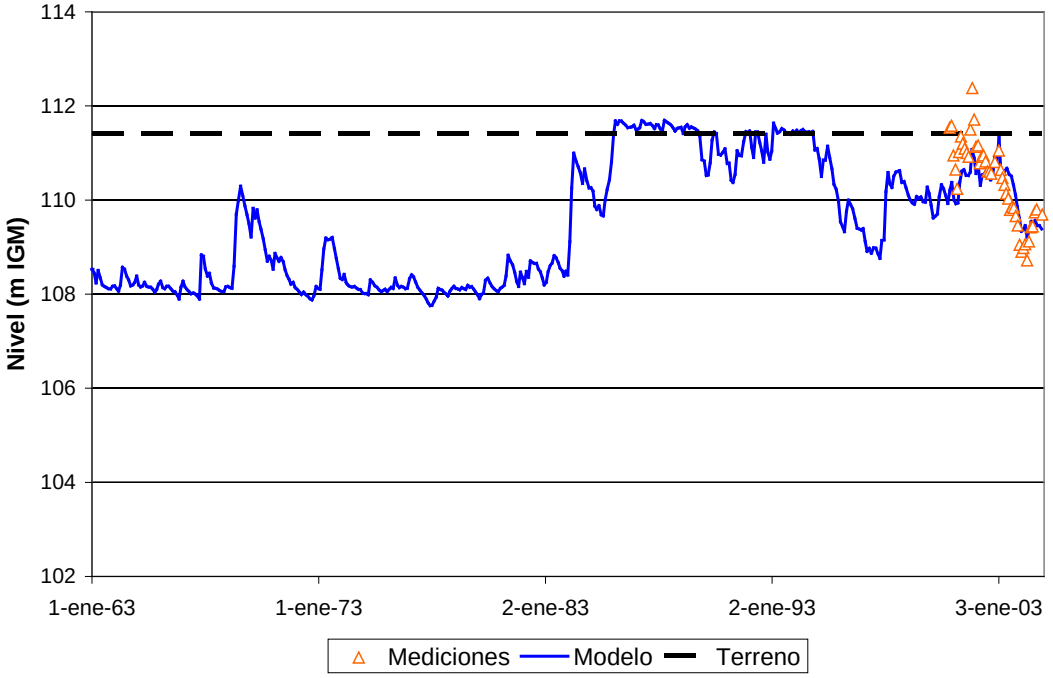
c) Los Toldos 2



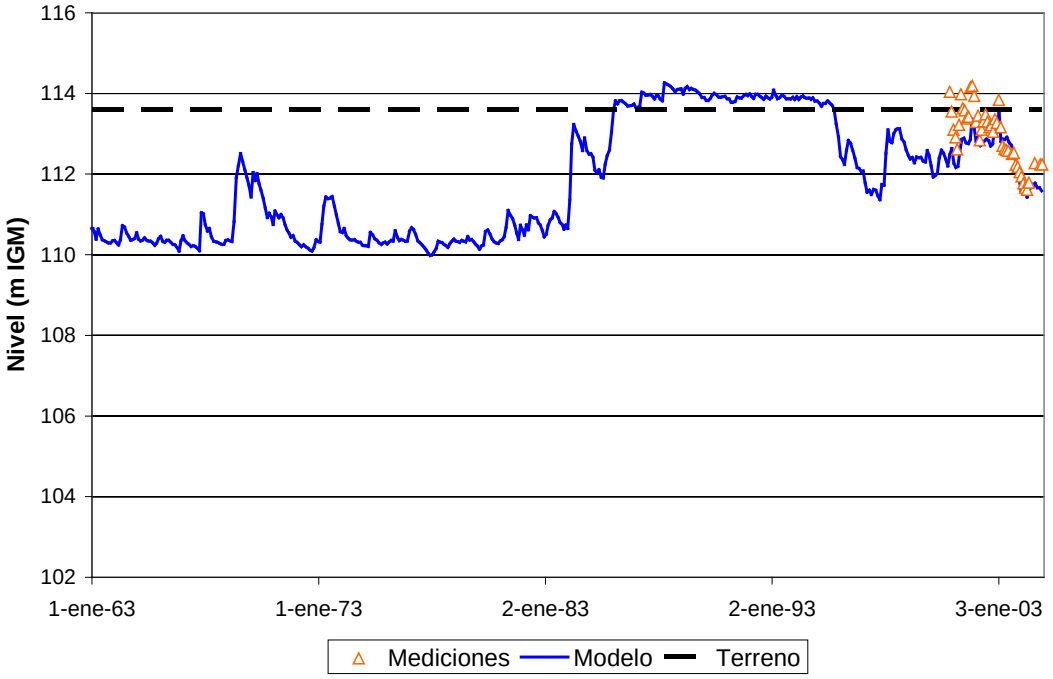
d) Ameghino



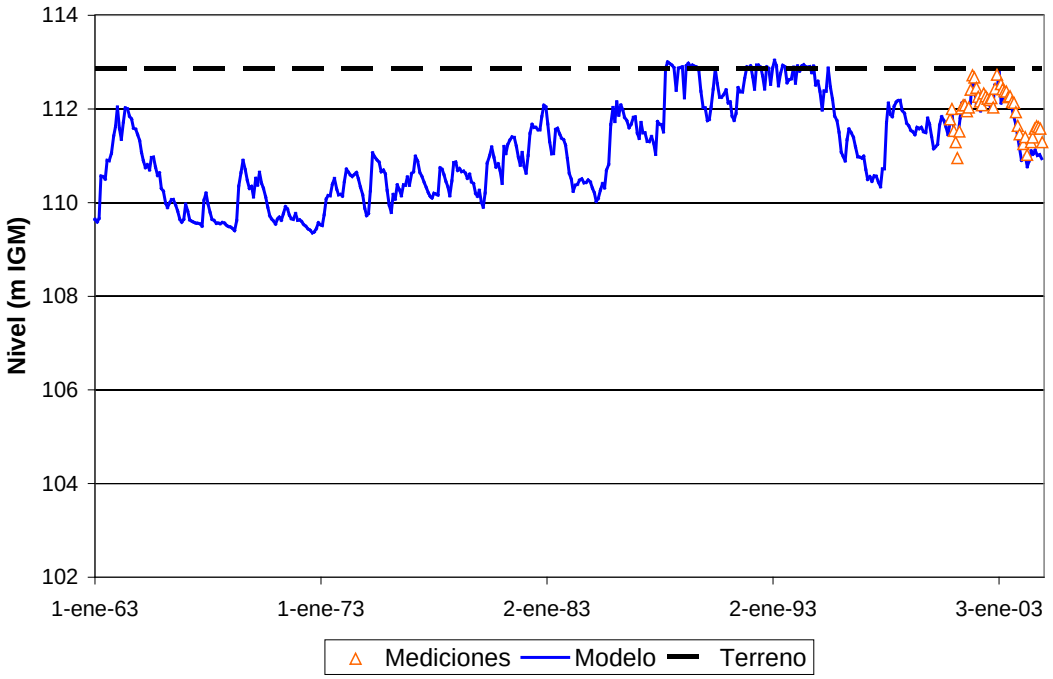
e) F16


114
112
110
108
106
104
102
Nivel (m IGM)
1-ene-63
1-ene-73
2-ene-83
2-ene-93
3-ene-03
Mediciones
Modelo
Terreno

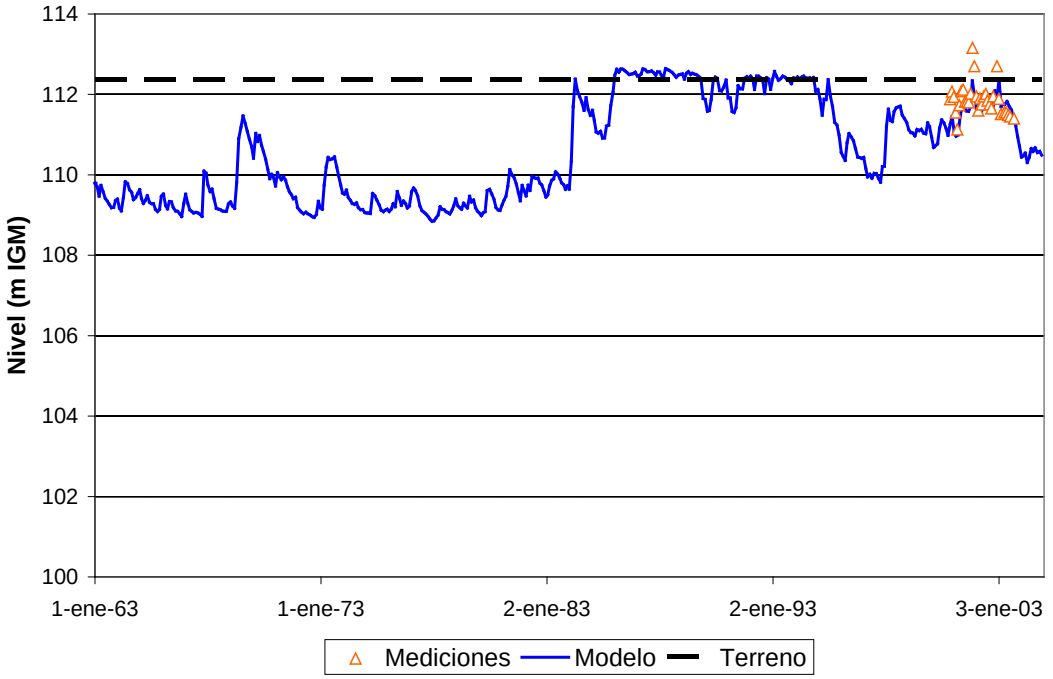
f) F10


116
114
112
110
108
106
104
102
Nivel (m IGM)
1-ene-63
1-ene-73
2-ene-83
2-ene-93
3-ene-03
Mediciones
Modelo
Terreno

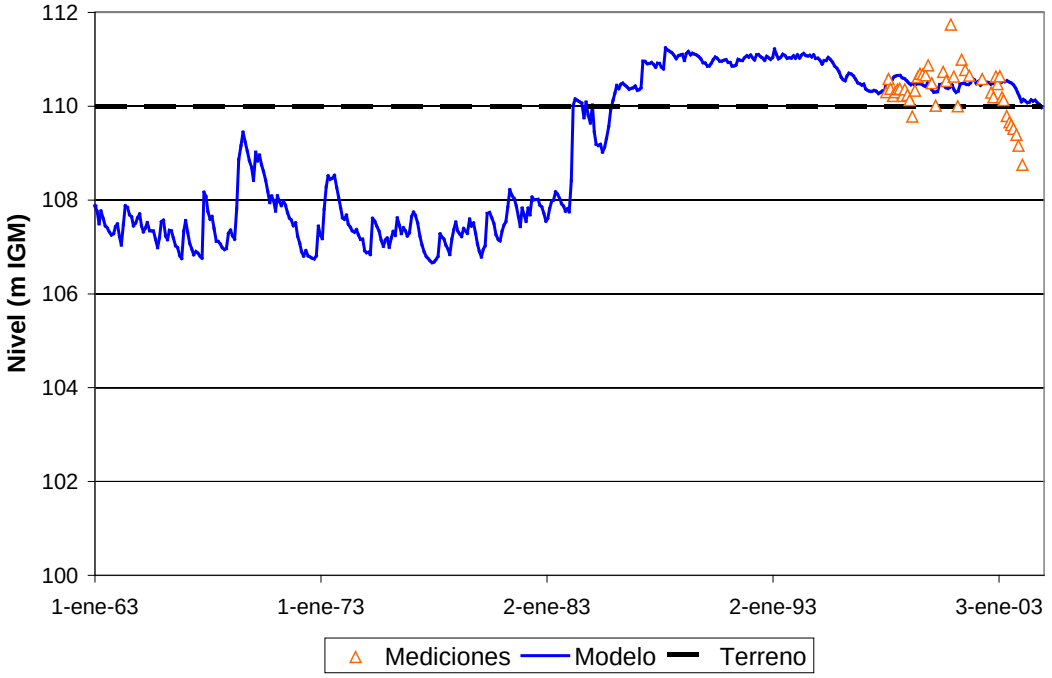
g) F12


114
112
110
108
106
104
102
Nivel (m IGM)
1-ene-63
1-ene-73
2-ene-83
2-ene-93
3-ene-03
Mediciones
Modelo
Terreno

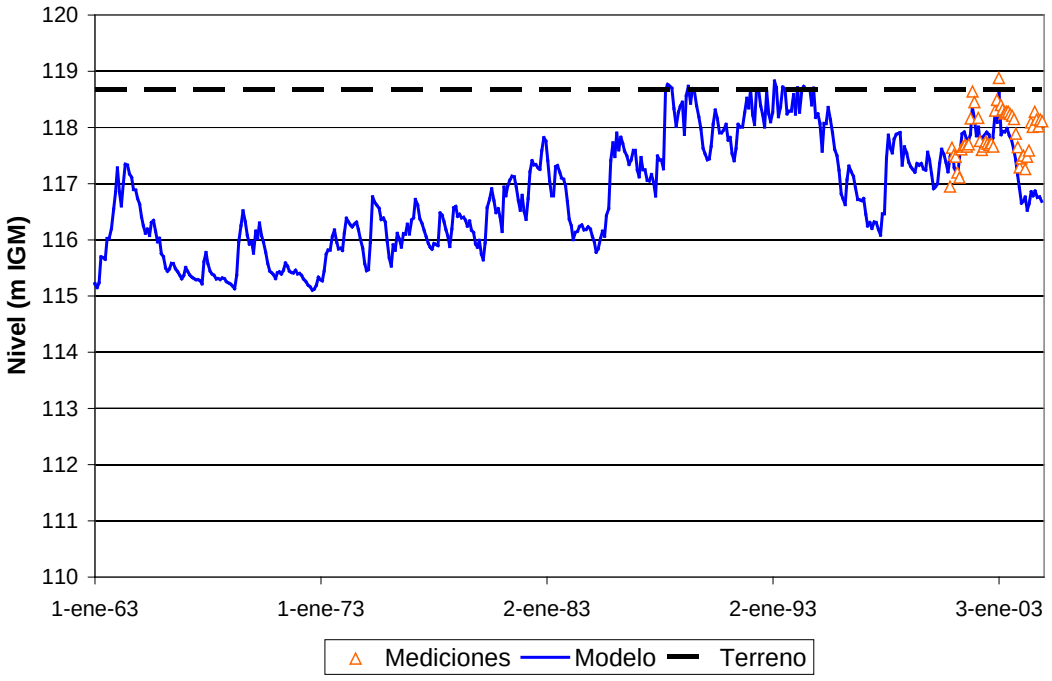
h) F11


114
112
110
108
106
104
102
100
Nivel (m IGM)
1-ene-63
1-ene-73
2-ene-83
2-ene-93
3-ene-03
Mediciones
Modelo
Terreno

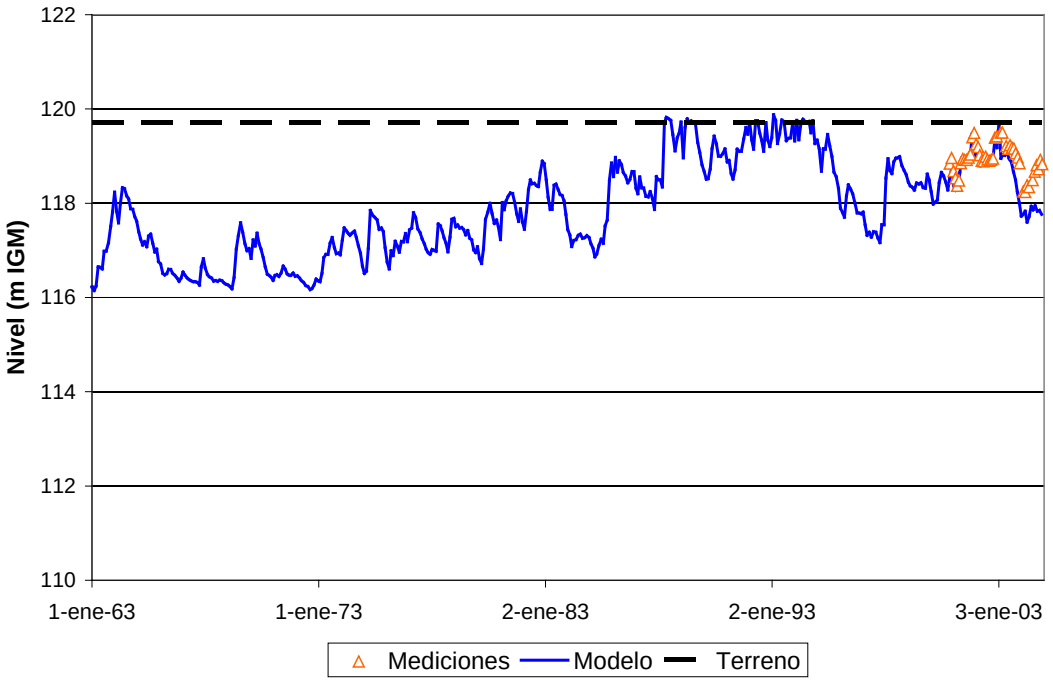
i) F18



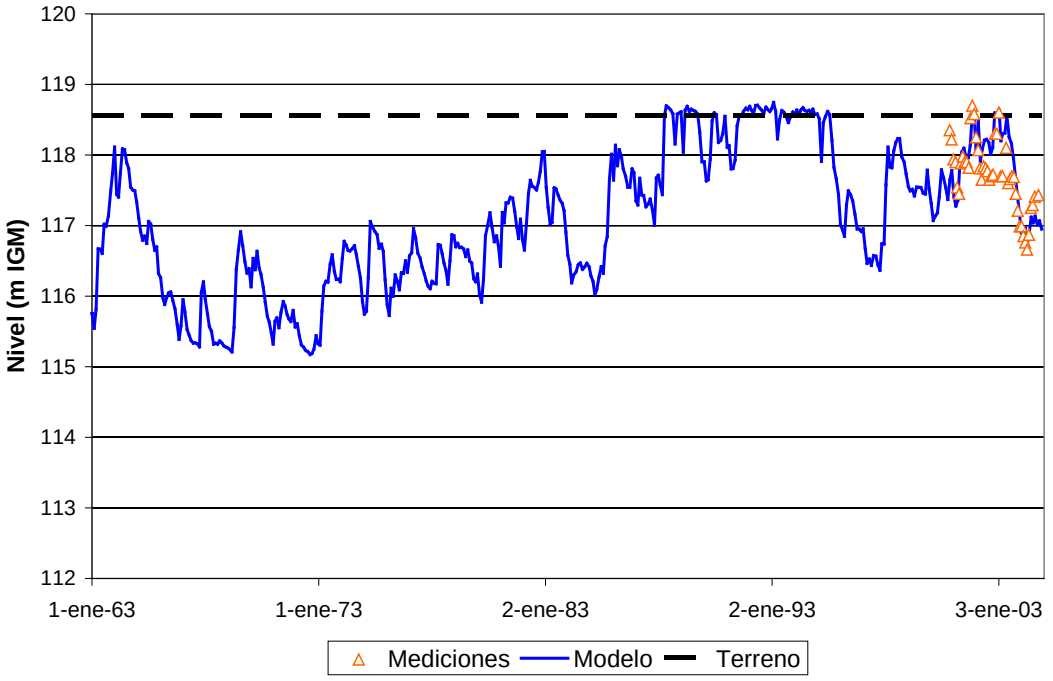
j) Gral. Villegas



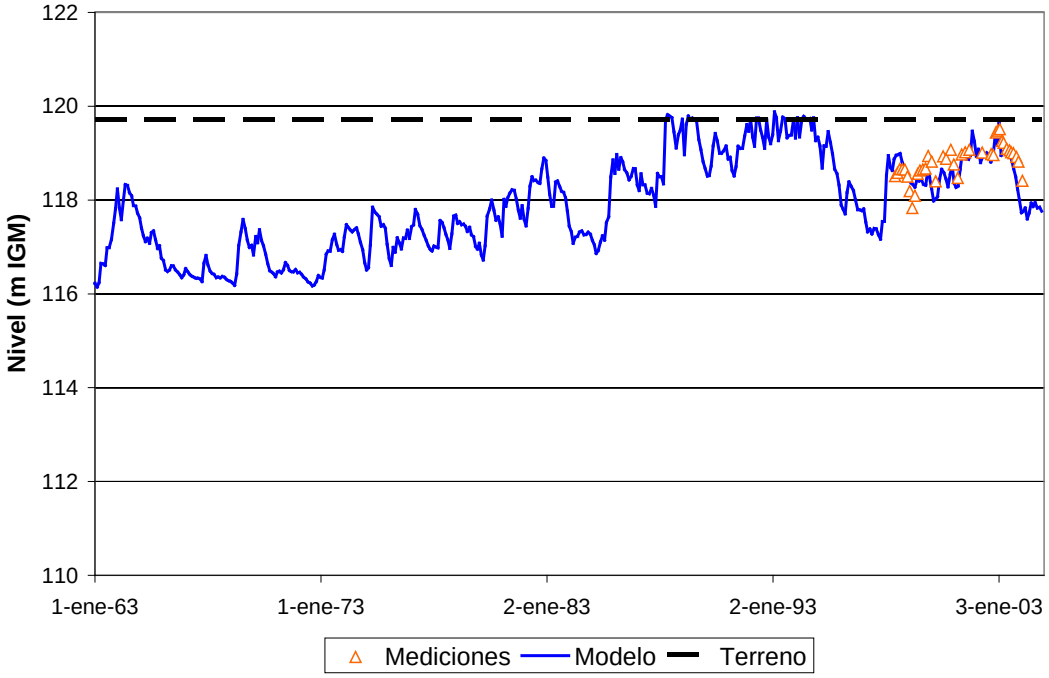
k) F19


122
120
118
116
114
112
110
Nivel (m IGM)
1-ene-63
1-ene-73
2-ene-83
2-ene-93
3-ene-03
Mediciones
Modelo
Terreno

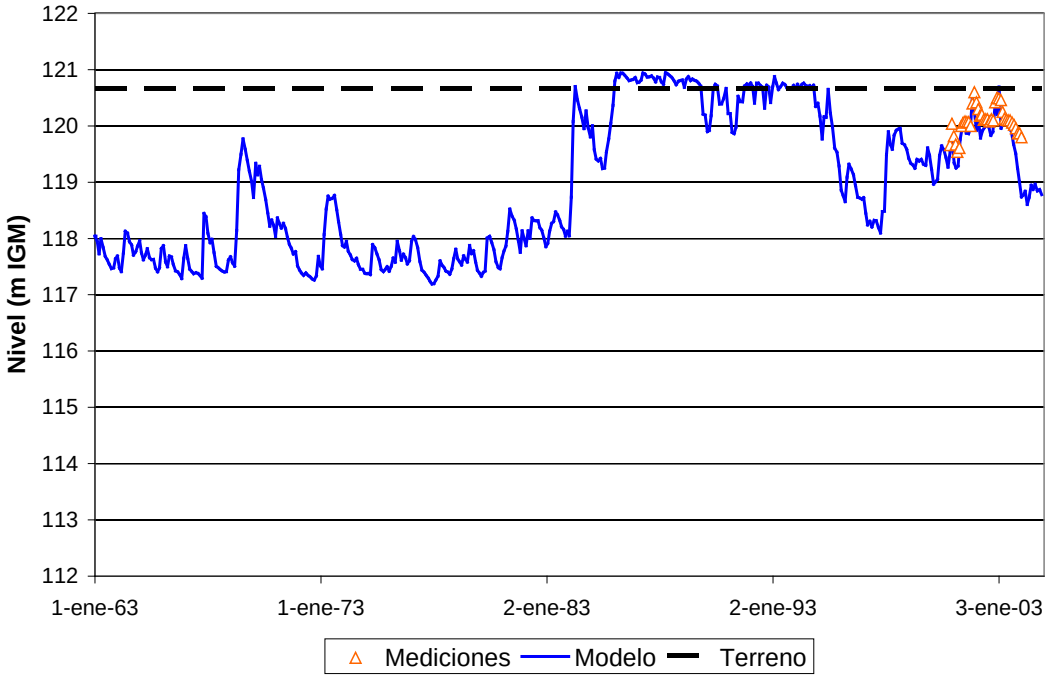
l) F9


120
119
118
117
116
115
114
113
112
Nivel (m IGM)
1-ene-63
1-ene-73
2-ene-83
2-ene-93
3-ene-03
Mediciones
Modelo
Terreno

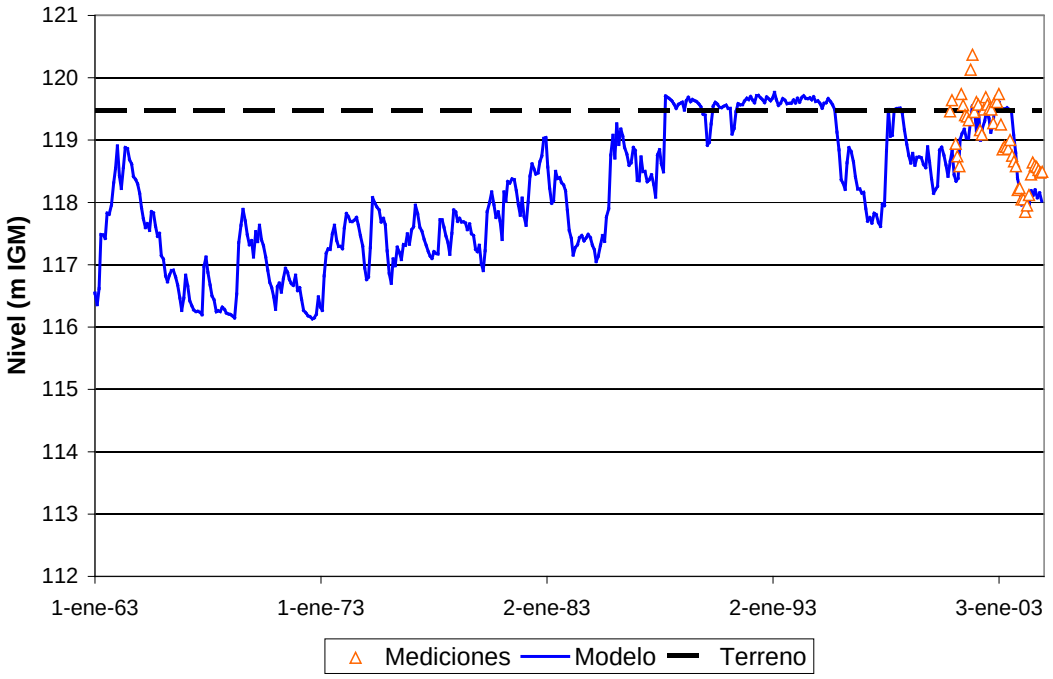
m) F13



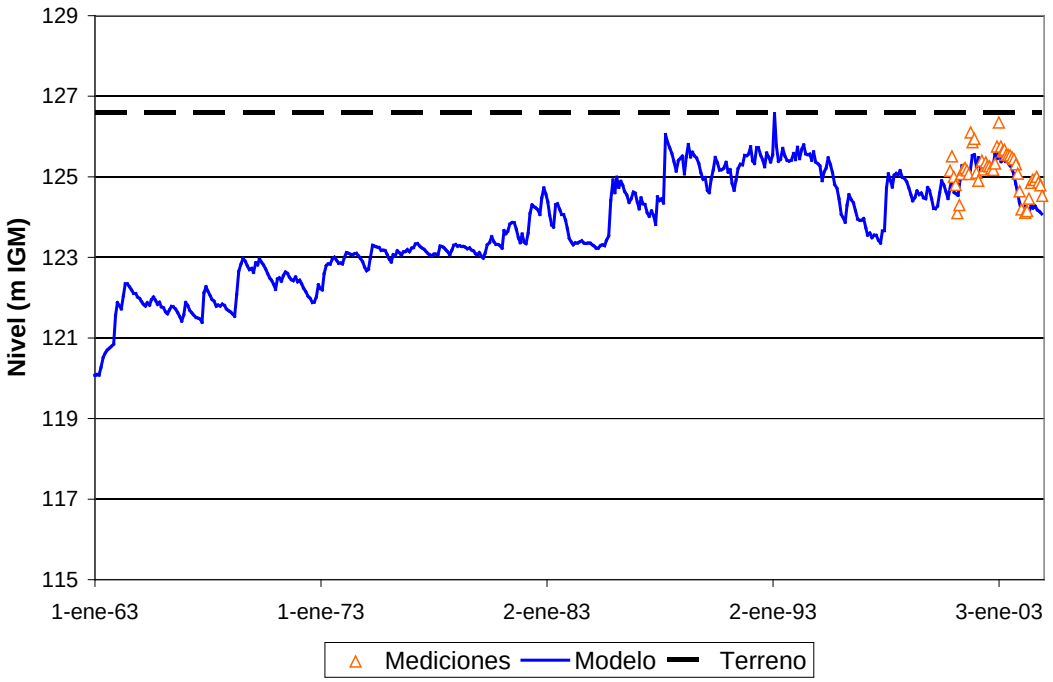
n) Piedritas



ñ) F15



o) F14



p) F17

Figura 4.3.4. Comparación entre niveles freatimétricos registrados y serie de niveles calculados en situación preoperacional para la subregión A2.

4.4 Subregión A3/A4

Debe tenerse en cuenta que durante el período de ensayo del modelo (1963-2004) se construyó el Canal Jauretche-Mercante-República de Italia (en adelante, Canal JMI), de modo que fueron cambiando las condiciones de escurrimiento. Específicamente, el tramo República de Italia se comenzó a construir, desde Bragado, a principios de 1987; en 1990 finalizó la construcción del tramo Mercante; el Jauretche llegó a Hinojo-Las Tunas en 1993. Además, se produjeron trasvases desde la Provincia de La Pampa. Entonces, se definieron tres escenarios preoperacionales, a saber:

- *Preoperacional/Base:* Con el Canal JMI construido y sin trasvase desde La Pampa.
- *Preoperacional/Trasvase:* Con el JMI construido y con trasvase histórico desde La Pampa.
- *Preoperacional/Antiguo:* Sin el Canal JMI y con trasvase histórico desde La Pampa.
- *Preoperacional/Arreico:* Sin el Canal JMI y sin trasvase histórico desde La Pampa.

El segundo y el tercero se utilizan para validar los resultados del modelo con los registros históricos; específicamente, se usa el escenario Preoperacional/Antiguo al menos hasta la crecida de 1987, y el escenario Preoperacional/Trasvase desde 1994. El primer escenario se usa como referencia para determinar el efecto de las obras. Finalmente, el cuarto escenario apunta a establecer cuál hubiera sido el comportamiento del sistema de permanecer genuinamente arreico, es decir, sin entradas desde La Pampa ni salidas hacia el mar.

Ahora bien, aunque se sabe que se produjeron trasvases desde La Pampa durante las grandes crecidas de 1986-87 y 1999-2002, no se conoce su magnitud. En consecuencia, esos trasvases fueron estimados a través del propio modelo mediante prueba y error, tratando de reproducir los caudales y niveles registrados, es decir, trabajando con el paradigma del "problema inverso". De esta manera, se llegó a un volumen de 1680 hm^3 para 1986-87, distribuidos de acuerdo a lo mostrado en la Figura 4.4.1. La contribución estimada para el período de la crecidas con epicentro en el 2001 fue representada como un aporte constante de 10 m^3/s desde comienzos de 1999 hasta fines de 2002 (1260 hm^3).

En la Figura 4.4.2 se indican las estaciones donde se dispuso de aforos líquidos y de registros de niveles en la subregión A3/A4. La Figura 4.4.3 muestra los datos de nivel registrados en el Complejo Hinojo-Las Tunas. Se observa que los niveles en las tres lagunas aforadas son distintos a comienzos de la crecida del 86-87, pero que se igualan cuando se supera aproximadamente los 83 m IGM. En la misma Figura 4.4.3 se presentan los resultados para los escenarios Preoperacional/Antiguo y Preoperacional/Trasvase. Se observa que, efectivamente, los resultados para el escenario Preoperacional/Antiguo representan satisfactoriamente la elevación del nivel debido a la crecida de 1987. Se sabe que, como resultado del trasvase de agua desde el complejo Hinojo-Las Tunas hacia "aguas abajo" (que se dio, por primera vez en la historia registrada, al alcanzarse la cota 86 m IGM), a partir de 1988 se desarrolló una canalización natural en esa zona receptora (que se denominó "río del Oeste"), que es lo que explica los menores niveles registrados en relación a los provistos por el modelo en el período que se extiende hasta la puesta en funcionamiento del Canal JMI. Por otro lado, se observa que el escenario Preoperacional/Trasvase reproduce muy satisfactoriamente la historia de niveles posteriores a 1994.

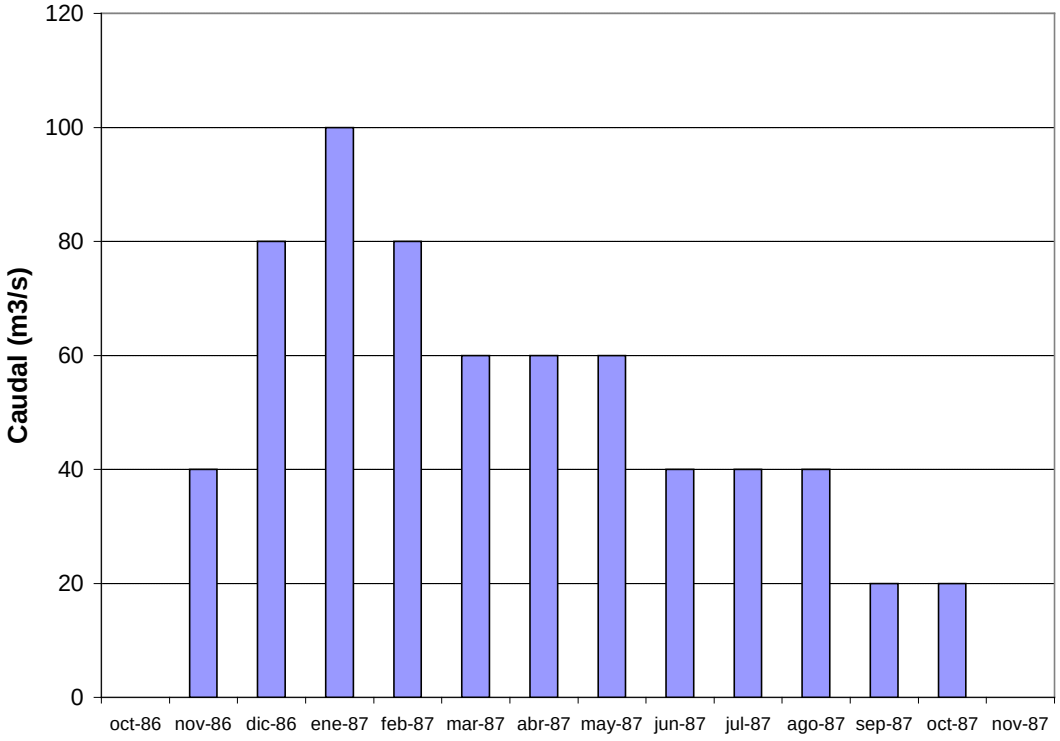


Figura 4.4.1. Hidrograma mensual de aporte desde La Pampa estimado para la crecida de 1987.

En la Figura 4.4.4 se presenta la comparación entre los aforos y los caudales calculados para la situación Preoperacional/Trasvase en esas estaciones. El acuerdo para las estaciones ubicadas a lo largo de la traza del Canal JMI se considera satisfactorio para la crecida del 2001. La sobrestimación de caudales respecto de los aforos para el período previo a 1994 (Figura 4.4.4a) se debe a que aún no se encontraba operativa la conexión del complejo Hinojo-Las Tunas con el Canal JMI. En el caso del Canal Cuero del Zorro (Figura 4.4.4d) los aforos no llegan a registrar los picos que da el modelo, lo cual se interpreta como una falencia de las mediciones.

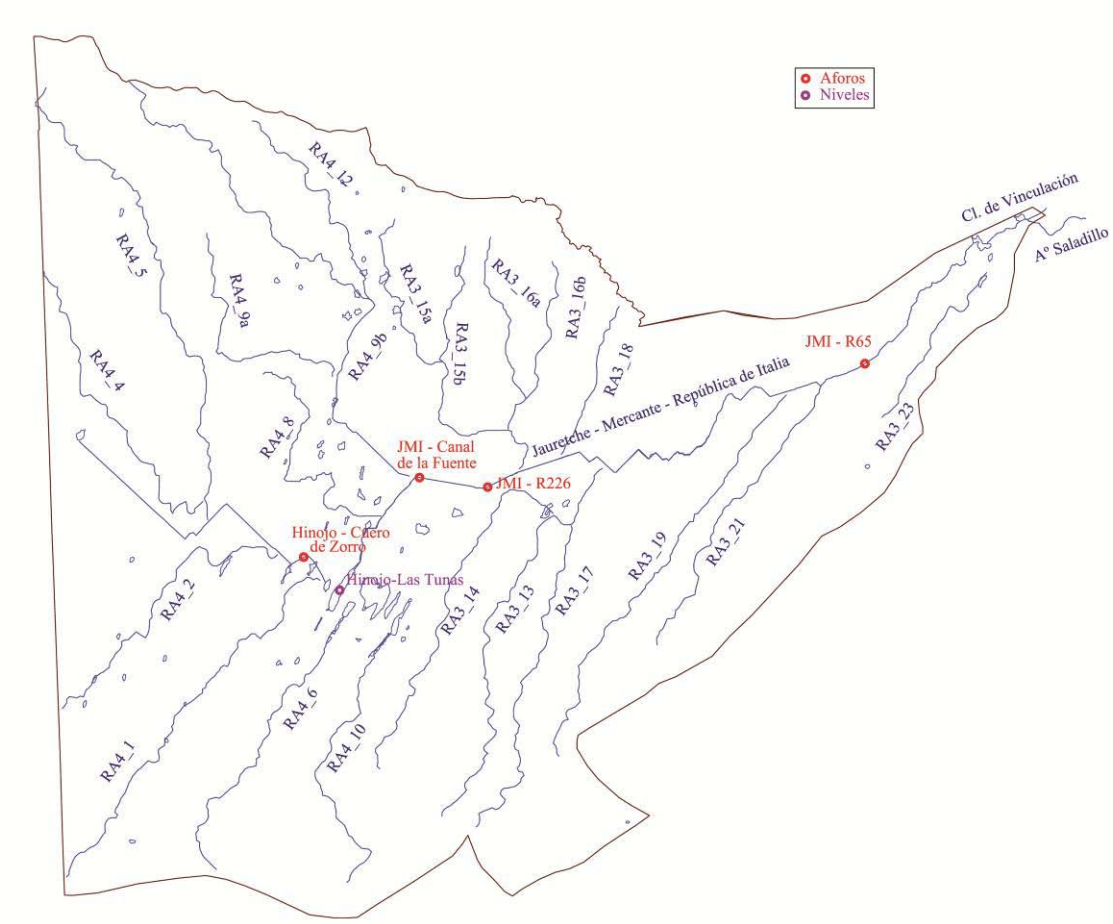


Figura 4.4.2. Estaciones de registro para aguas superficiales en la subregión A3/A4.

La Figura 4.4.5 muestra los caudales calculados para el escenario Preoperacional/Base, que es la situación de referencia para analizar el efecto de las obras; se incluyen los resultados del escenario Preoperacional/Trasvase (y los aforos) para comparación. Como era de esperarse, los caudales resultan consistentemente menores al eliminarse el trasvase desde La Pampa.

Por su parte, en la Figura 4.4.6 se presentan los niveles en el complejo Hinojo-Las Tunas para el escenario Preoperacional/Base, incluyendo también los resultados del escenario Preoperacional/Trasvase (y los registros) para comparación. Se observa que el nivel resulta inferior durante las dos épocas de trasvase, como era de esperarse.

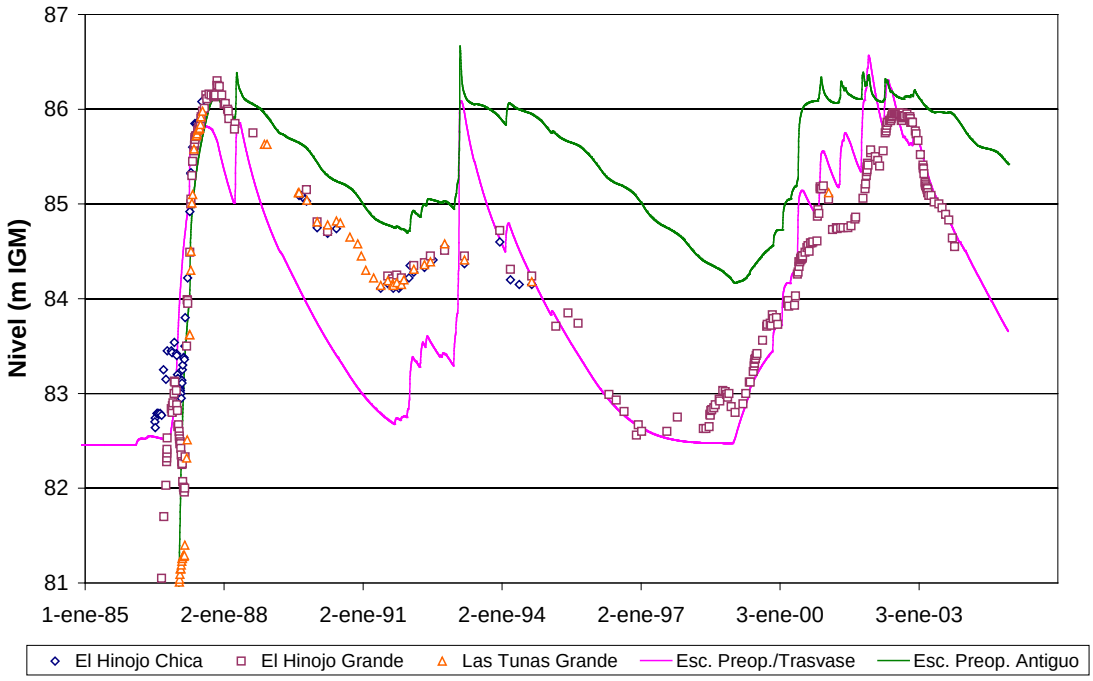
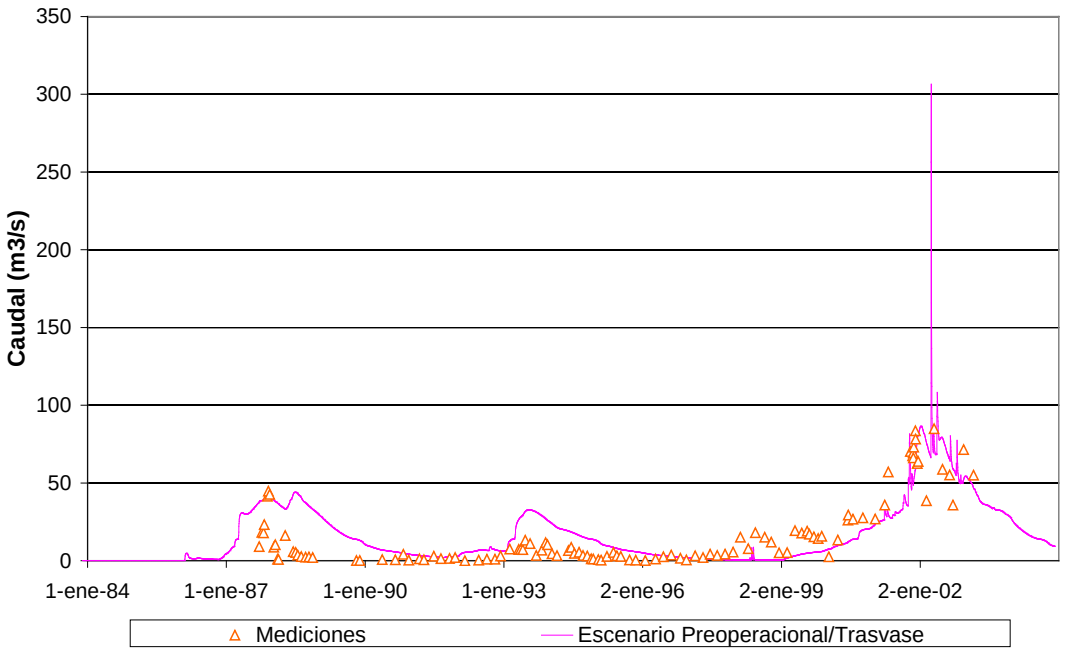
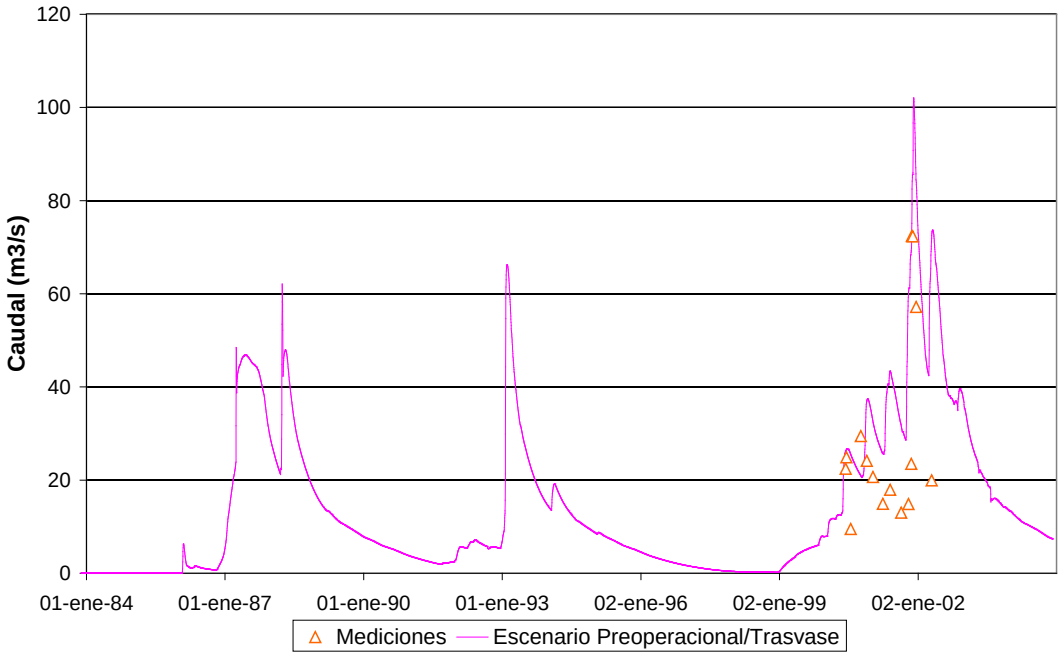


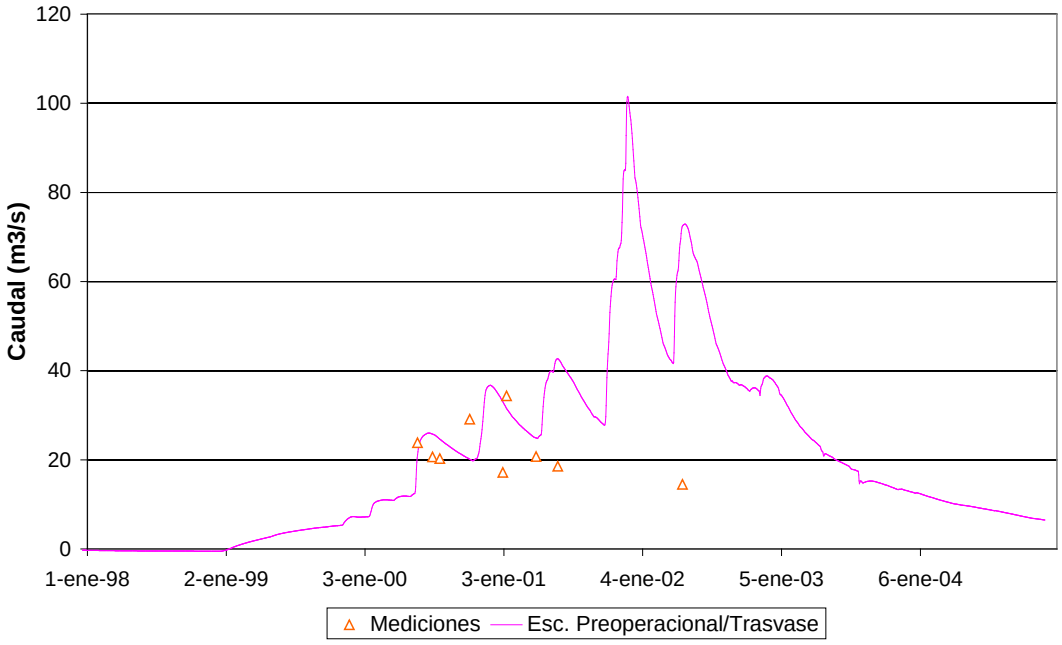
Figura 4.4.3. Comparación entre niveles registrados y serie de niveles calculados en escenarios preoperacionales para el Complejo Hinojo-Las Tunas.



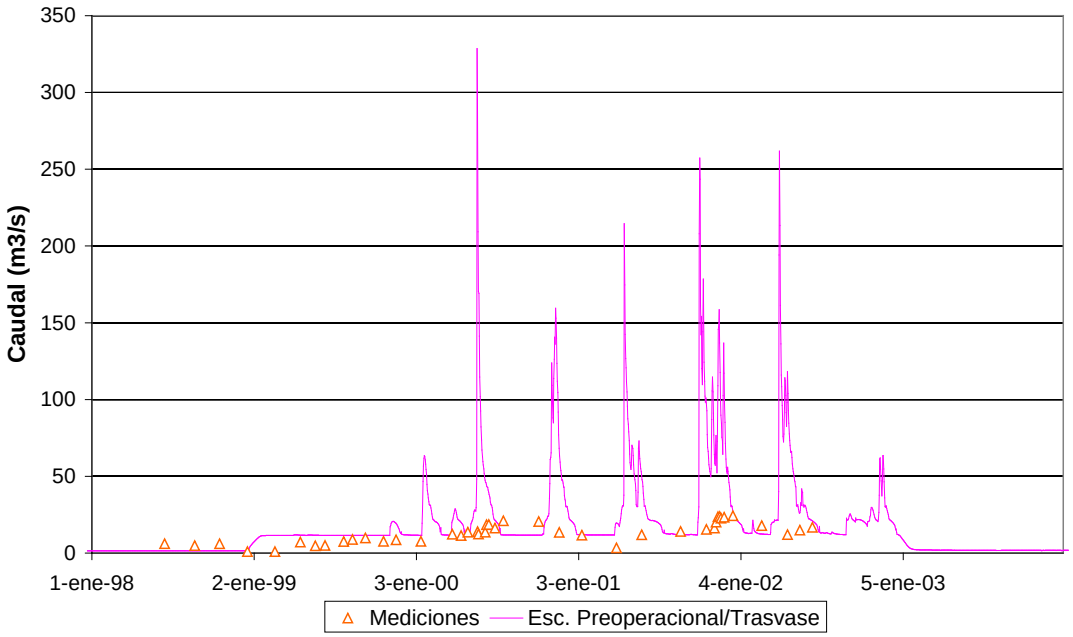
a) Canal JMI – Ruta 65 (JMI-R65). Período 1984-2004.



b) Canal JMI – Ruta 226 (JMI-R226). Período 1984-2004.

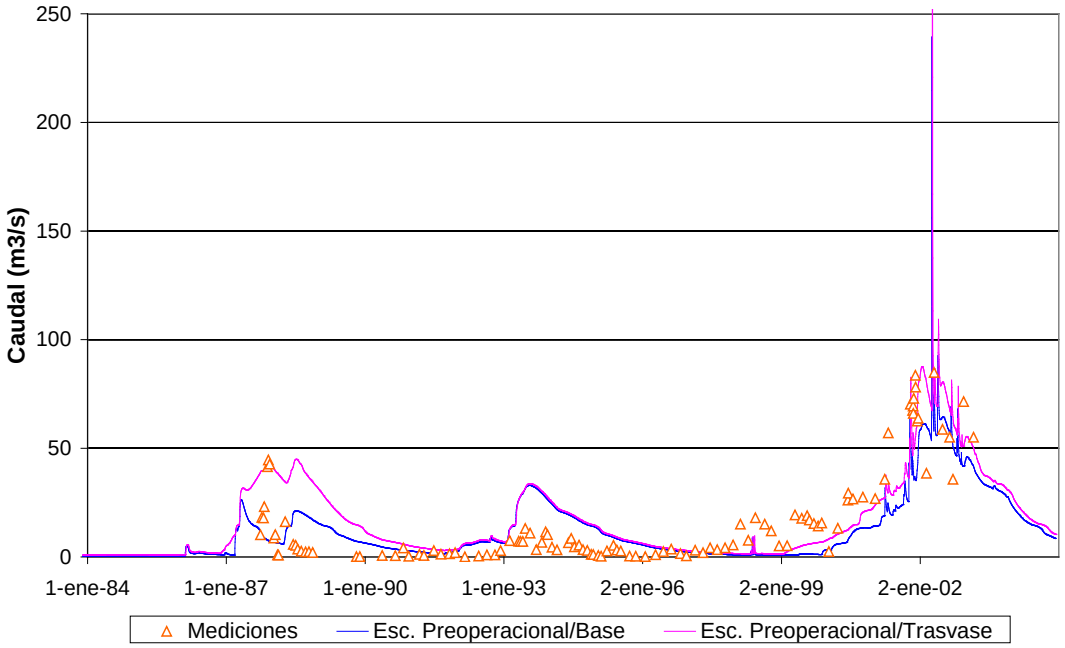


c) Canal de la Fuente. Período 1998-2004.

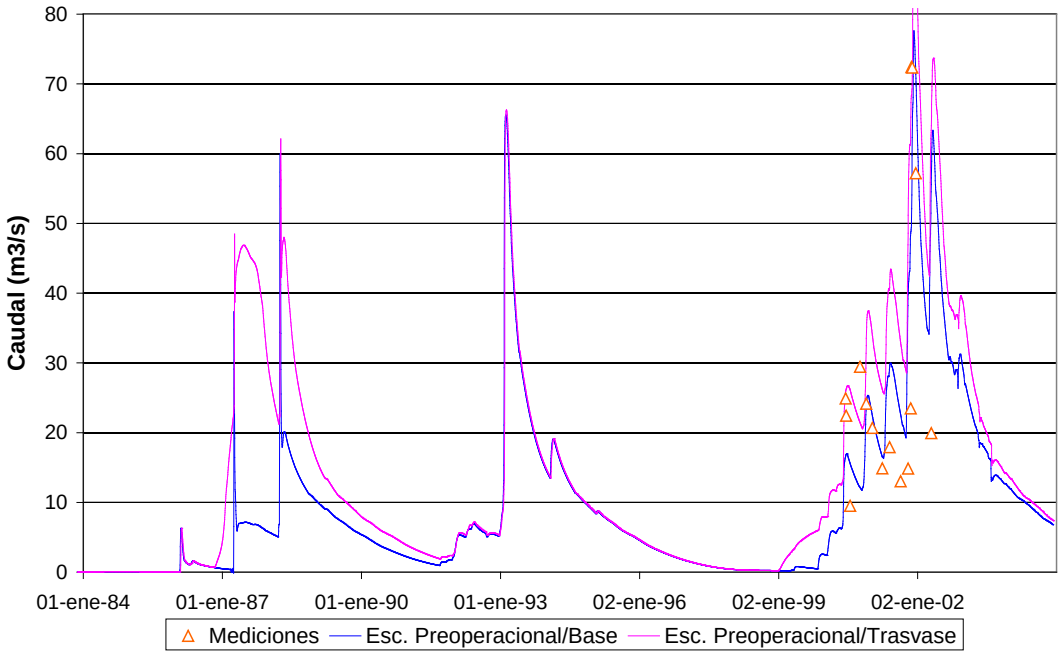


d) Canal Cuero del Zorro (R5). Período 1998-2004.

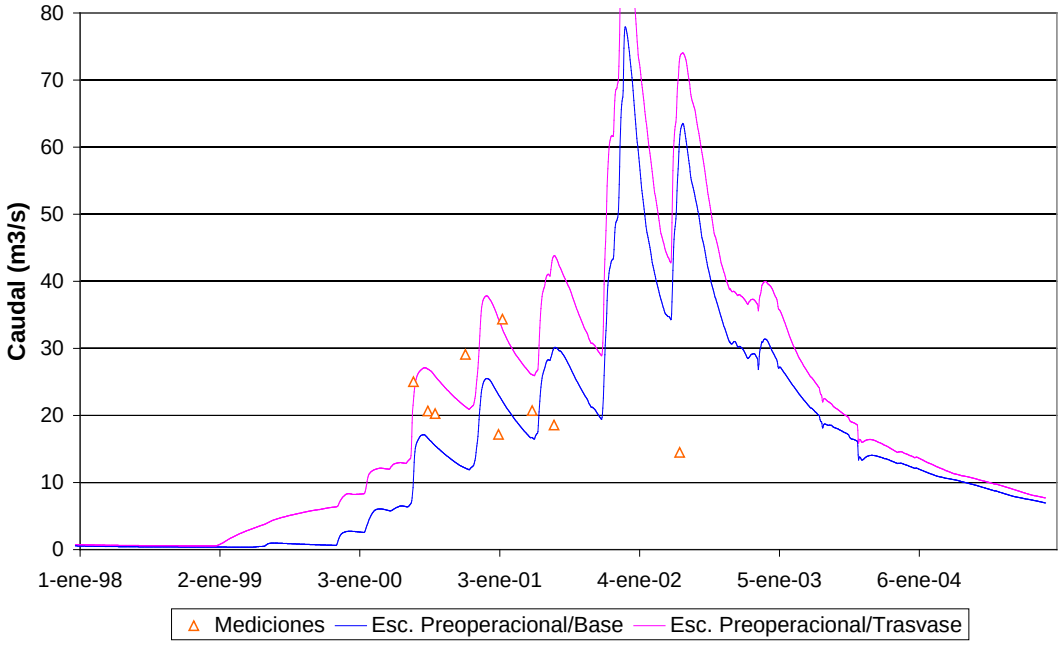
Figura 4.4.4. Comparación entre aforos y series de caudales calculados correspondientes al escenario Preoperacional/Trasvase para la subregión A3/A4.



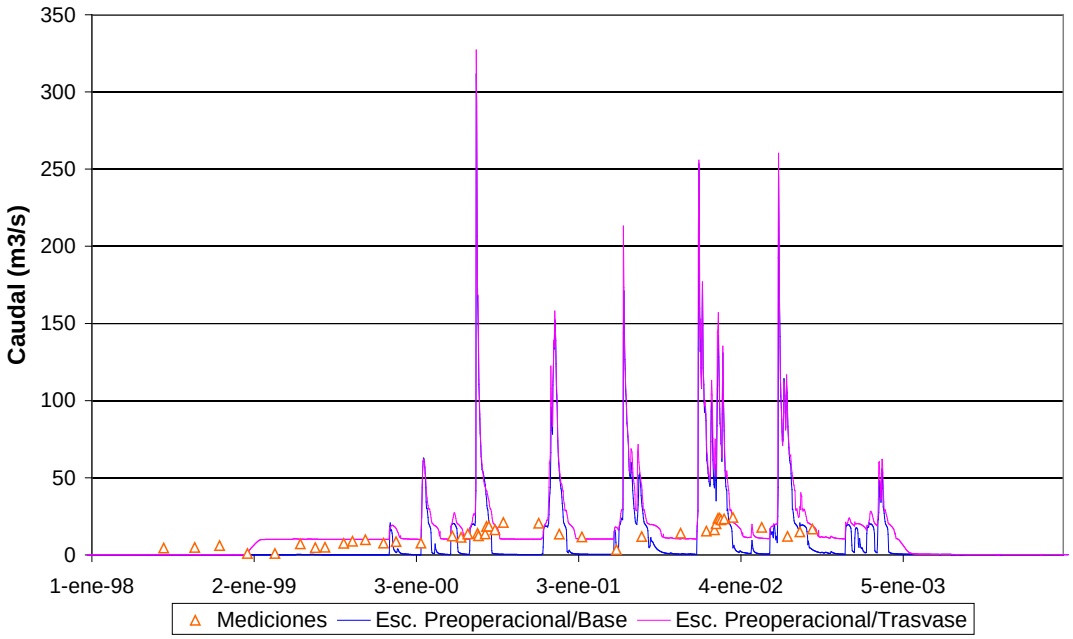
a) Canal JMI – Ruta 65 (JMI-R65). Período 1984-2004.



b) Canal JMI – Ruta 226 (JMI-R226). Período 1984-2004.



c) Canal de la Fuente. Período 1998-2004.



d) Canal Cuero del Zorro (R5). Período 1998-2004.

Figura 4.4.5. Series de caudales calculados correspondientes al escenario Preoperacional/Base para la subregión A3/A4.

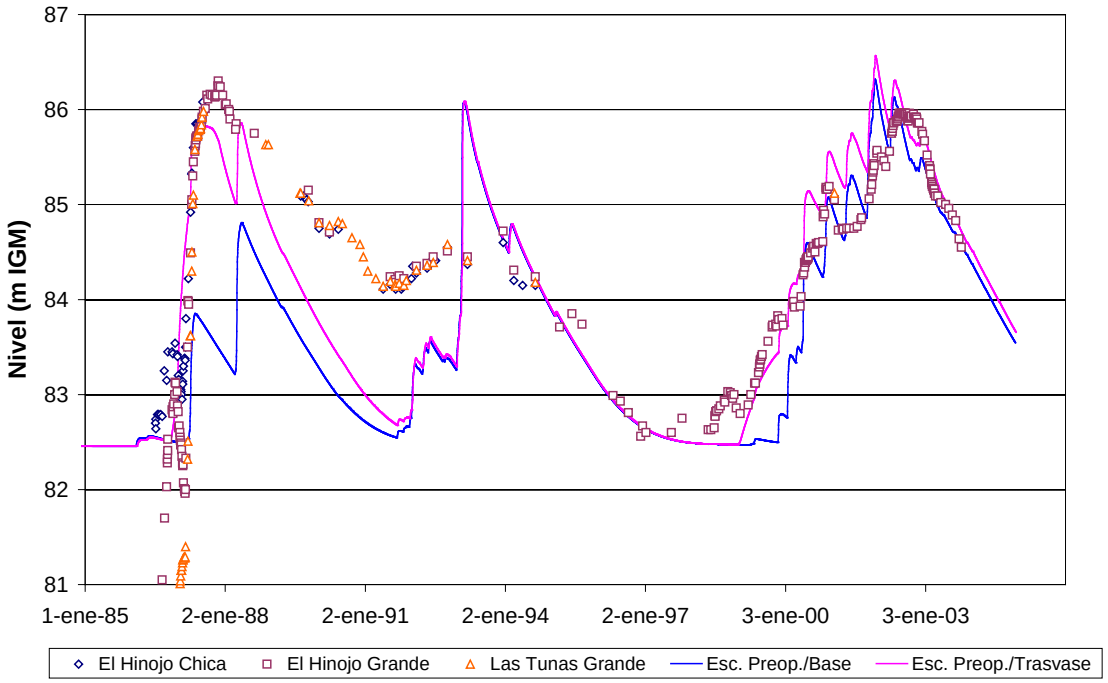


Figura 4.4.6. Serie de niveles calculados en escenario Preoperacional/Base para el Complejo Hinojo-Las Tunas.

La Figura 4.4.7 muestra los niveles en el complejo Hinojo-Las Tunas para el escenario Preoperacional/Arreico, junto con los resultados del escenario Preoperacional/Antiguo (y los registros) para comparación. Como era de esperarse, el nivel en la situación arreica permanece por debajo del correspondiente al escenario Preoperacional/Antiguo para las ventanas de tiempo en que hubo trasvase desde La Pampa. Para el resto del tiempo no se observan diferencias significativas.

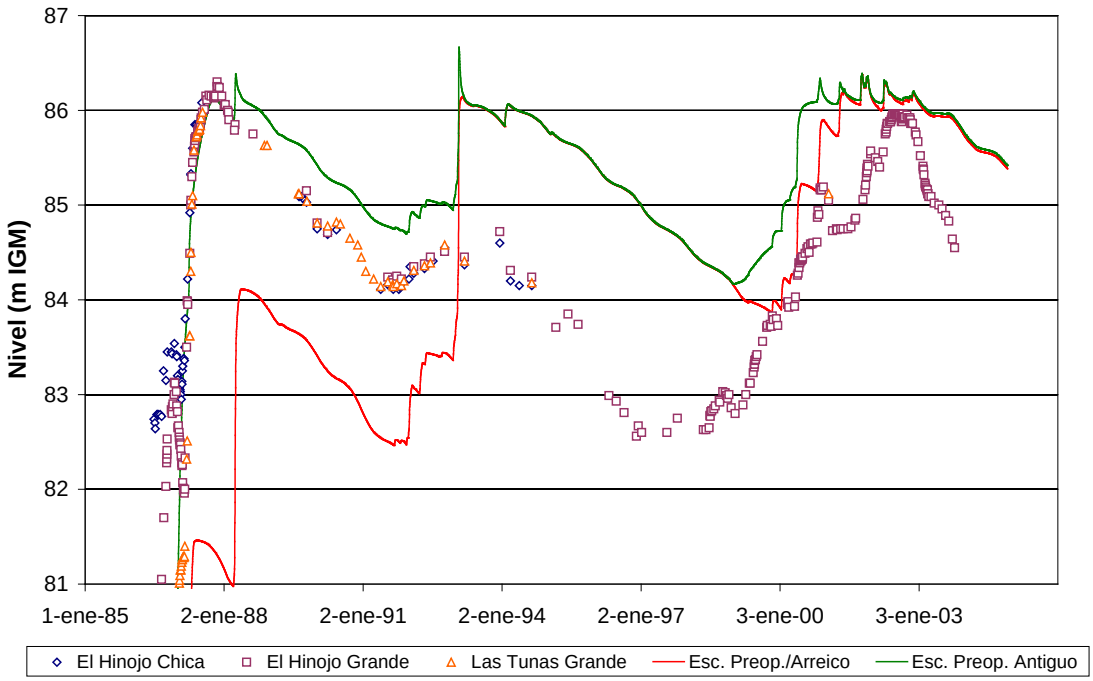


Figura 4.4.7. Serie de niveles calculados en escenario Preoperacional/Arreico para el Complejo Hinojo-Las Tunas.

La Figura 4.4.8 indica las estaciones donde se dispuso de niveles freáticos en la subregión A3/A4. En la Figura 4.4.9 se muestra la comparación entre los registros y los niveles calculados para el escenario Preoperacional/Base en esas estaciones (prácticamente, no se observan diferencias con los otros escenarios preoperacionales). El acuerdo se considera muy satisfactorio en términos generales, ya que el modelo es capaz de reproducir la modulación temporal de los registros.

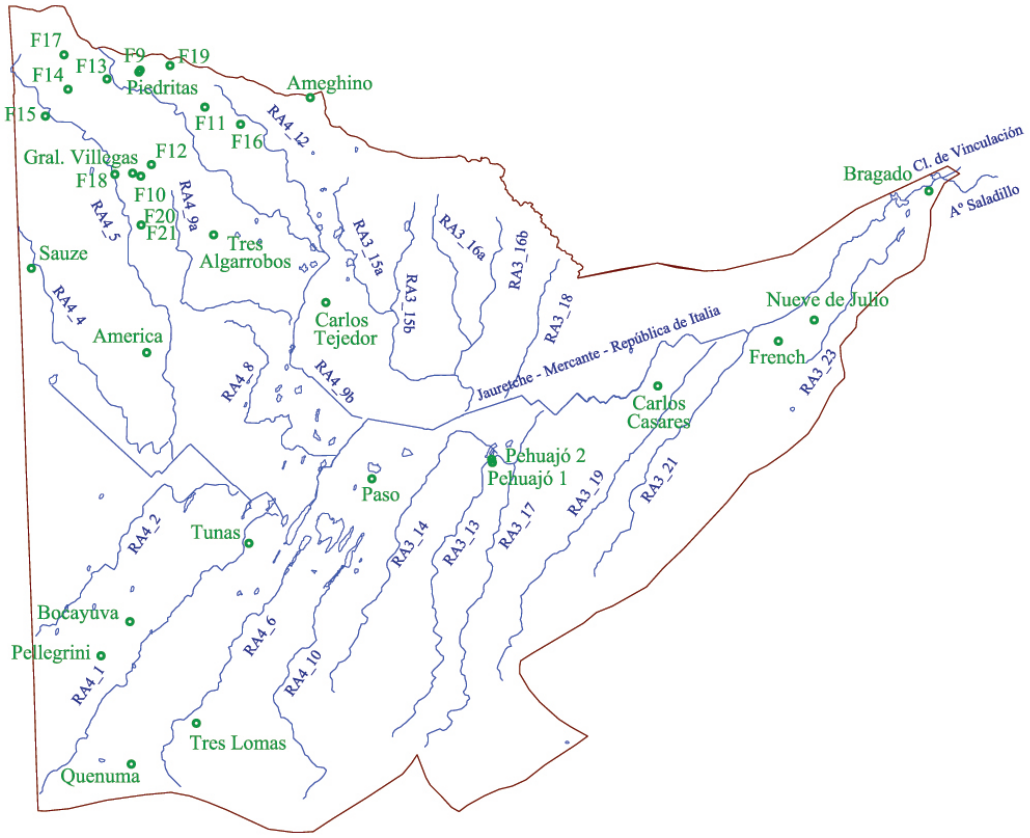
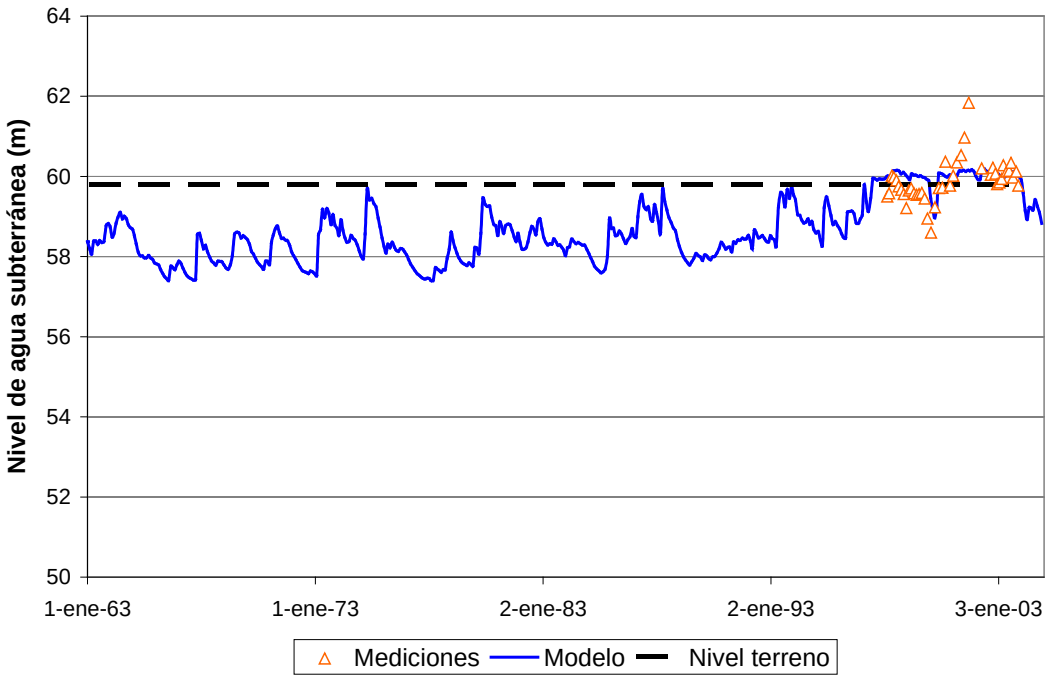
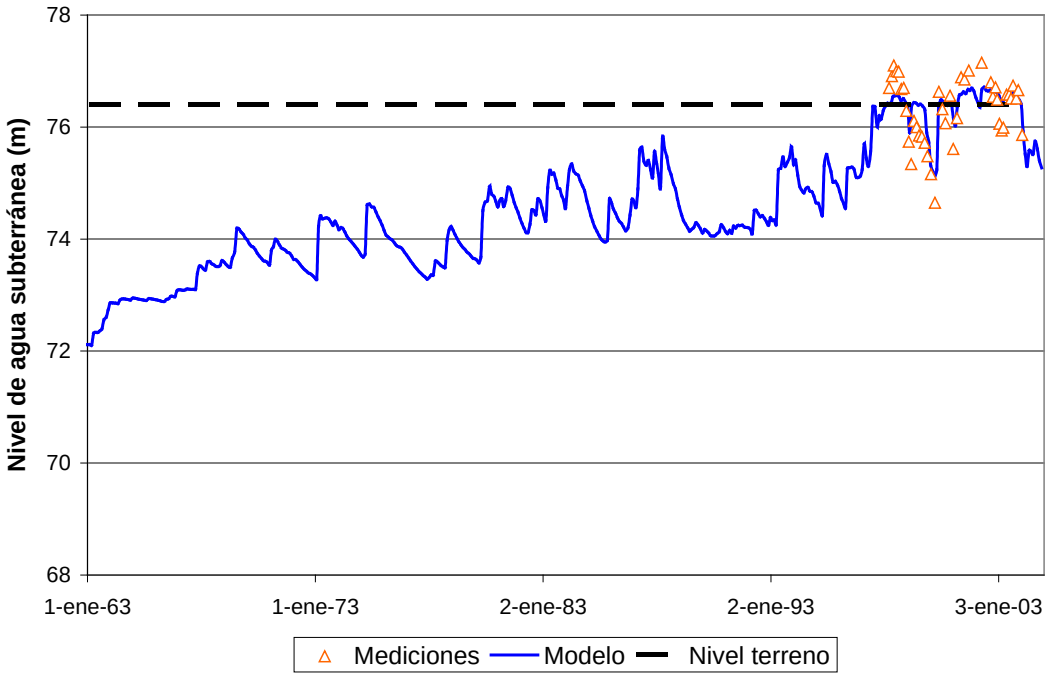


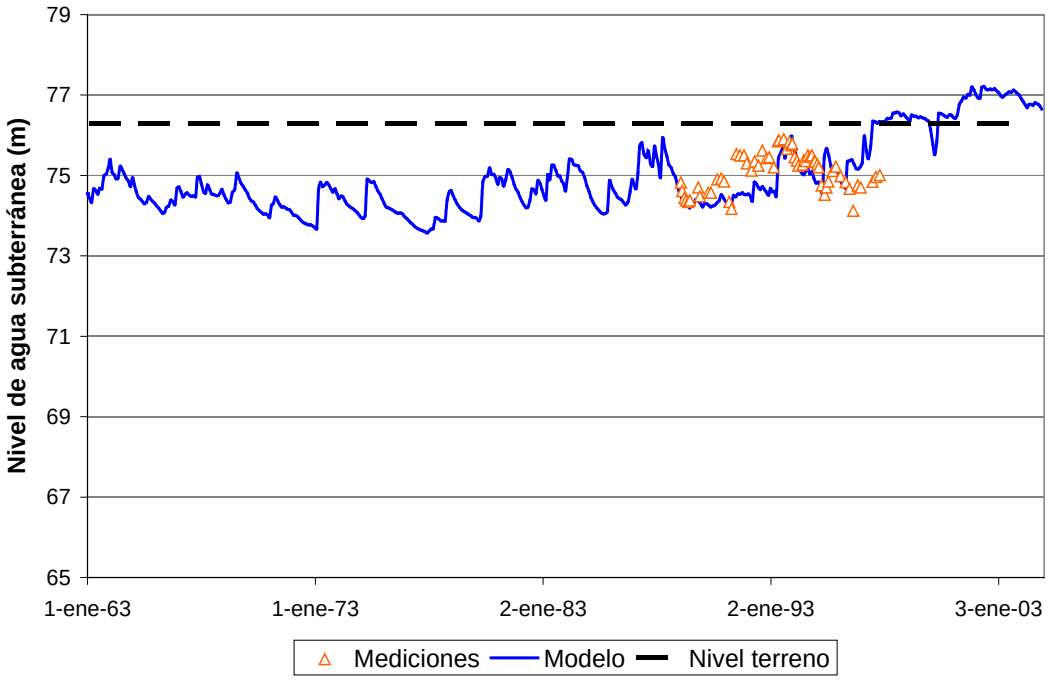
Figura 4.4.8. Estaciones de registro para aguas subterráneas en la subregión A3/A4.



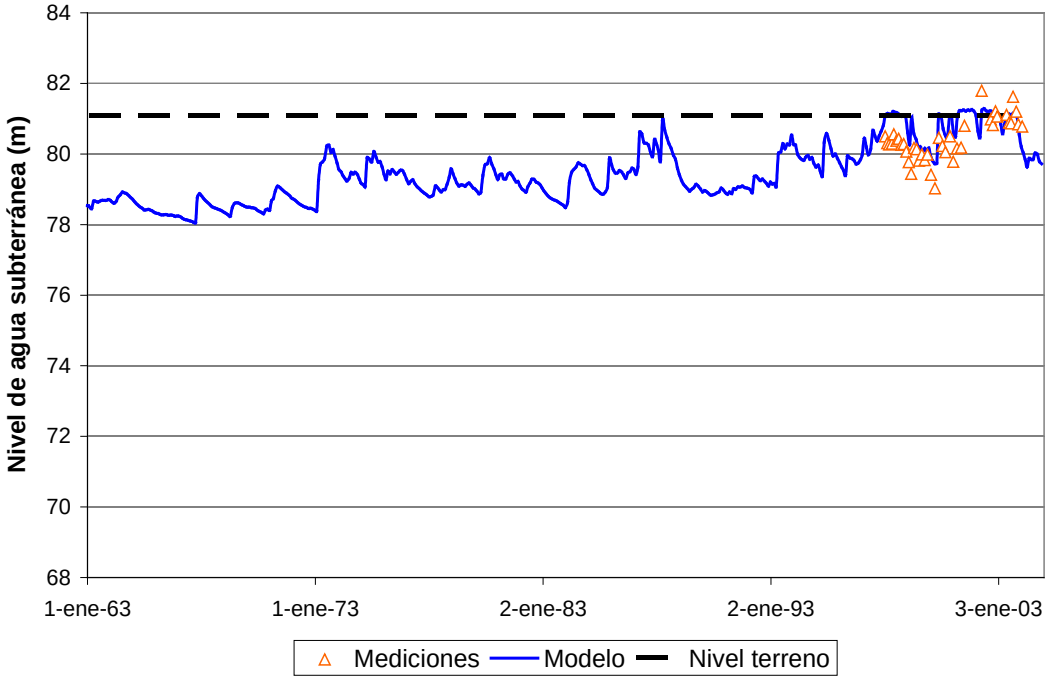
a) Bragado



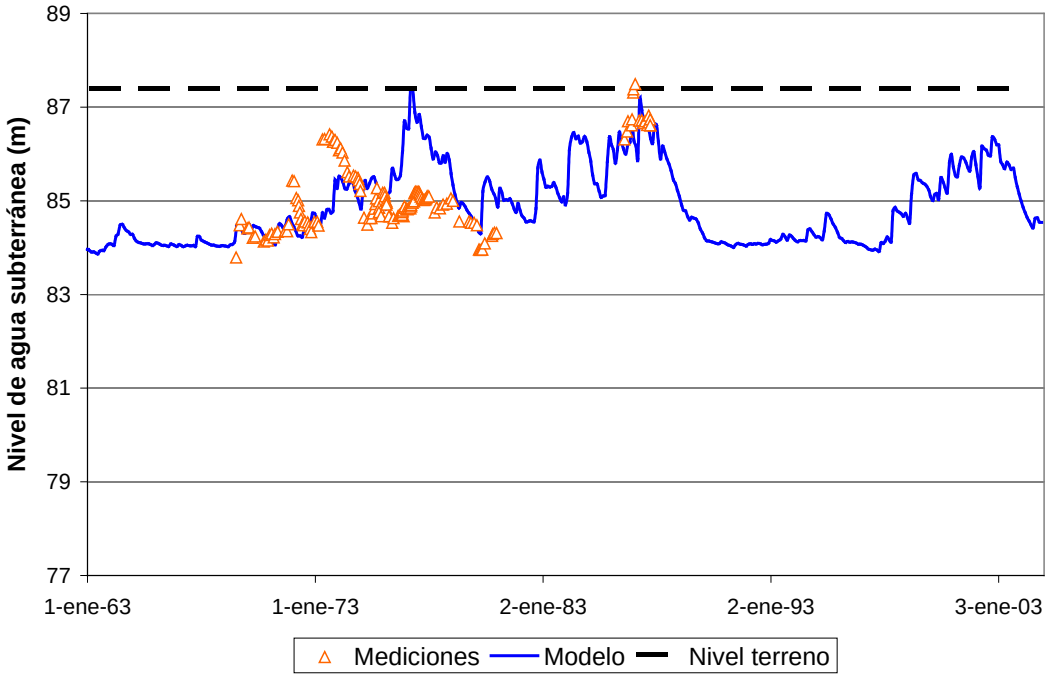
b) 9 de Julio



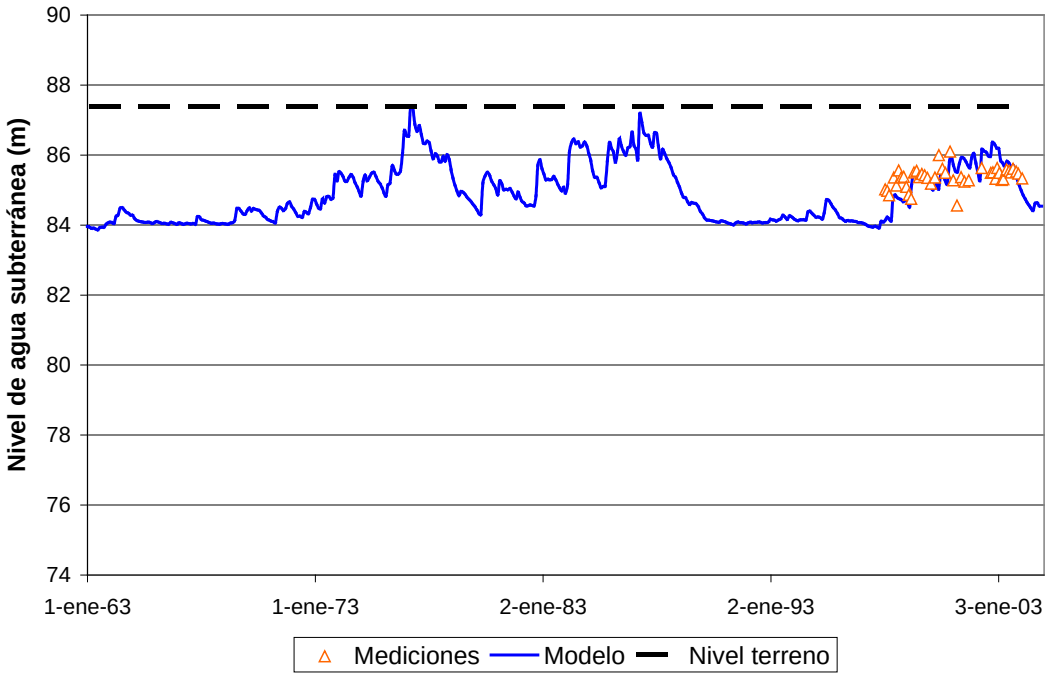
c) French



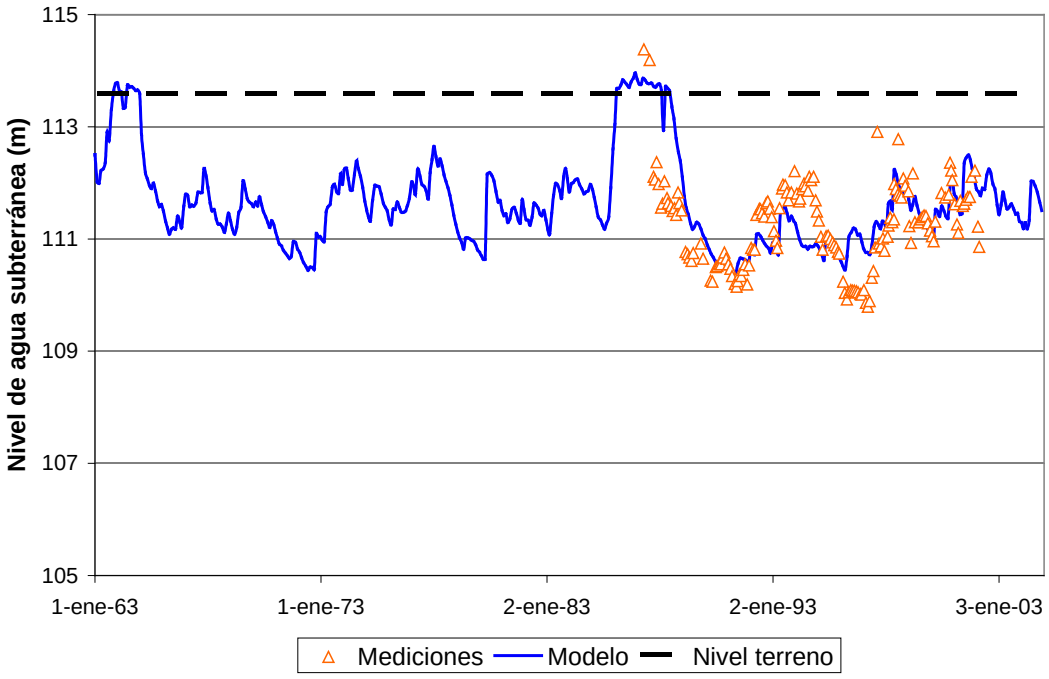
d) Carlos Casares



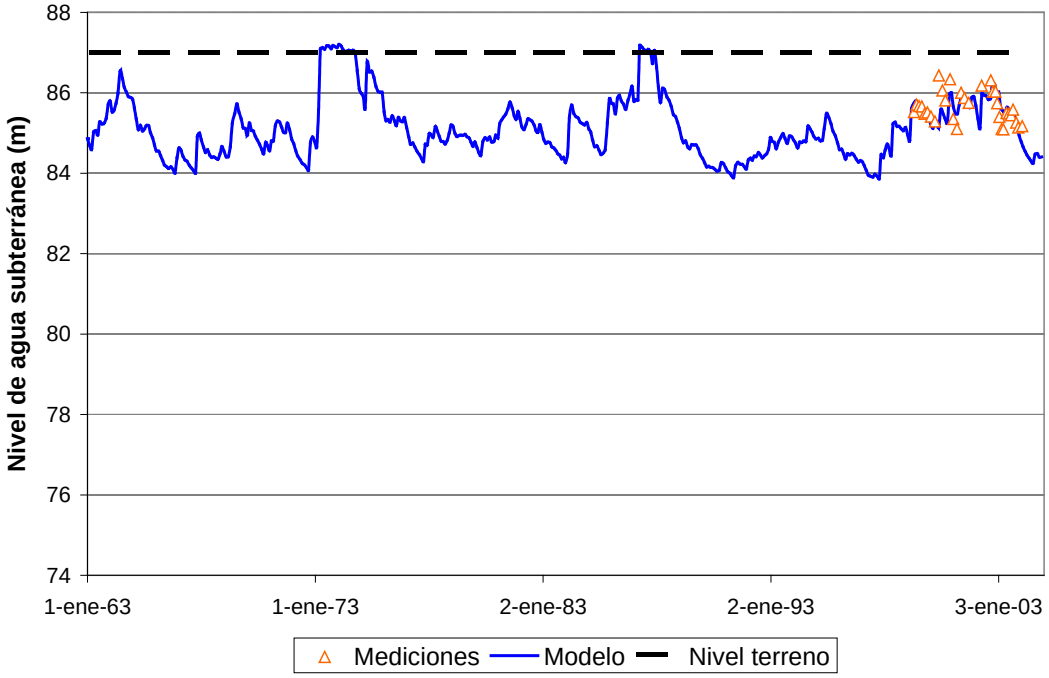
e) Pehuajó



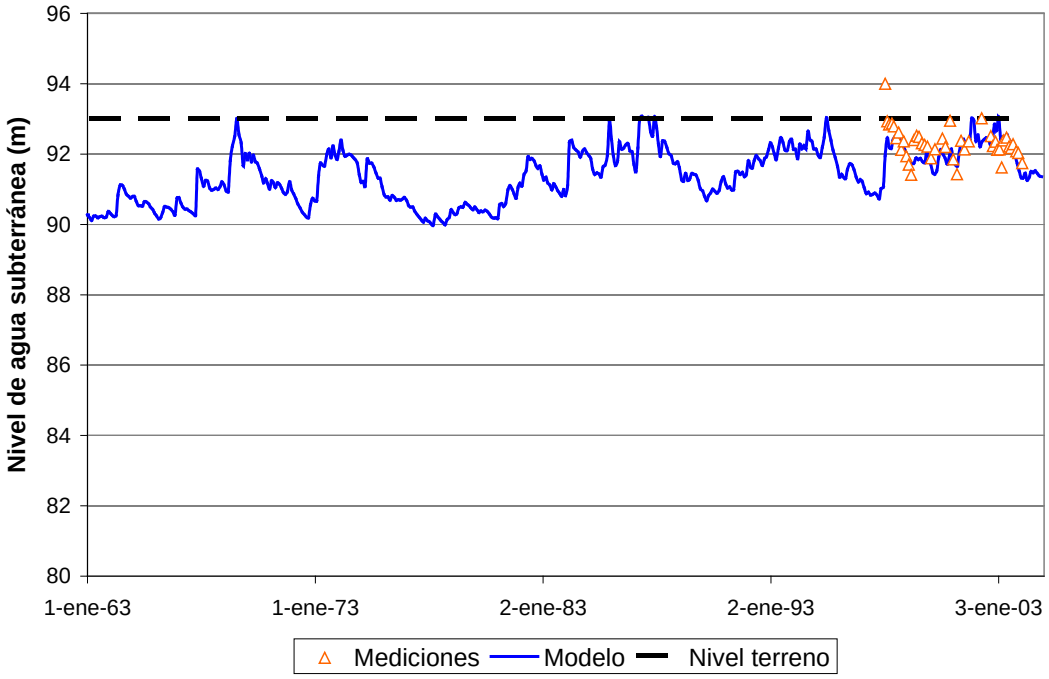
f) Pehuajó 2



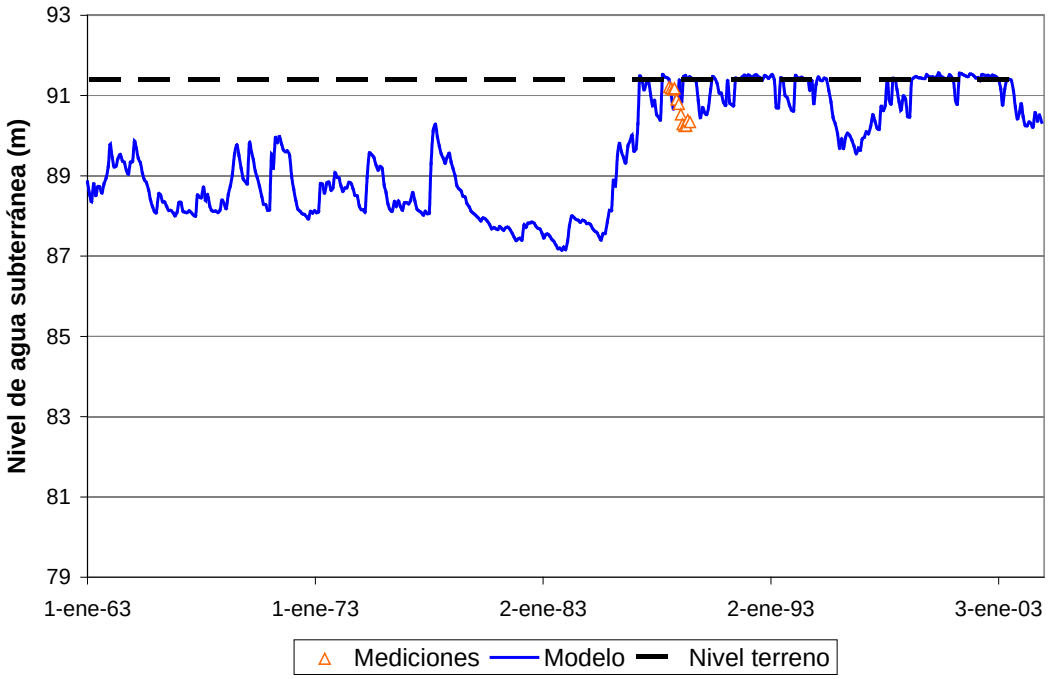
g) Marimar



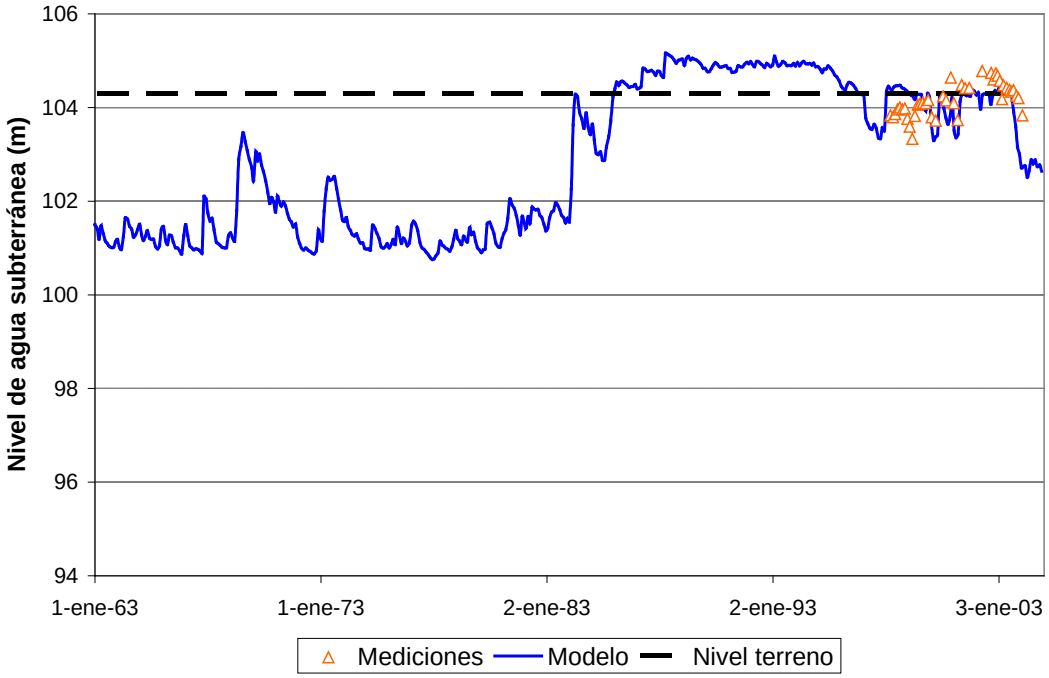
h) Juan José Paso



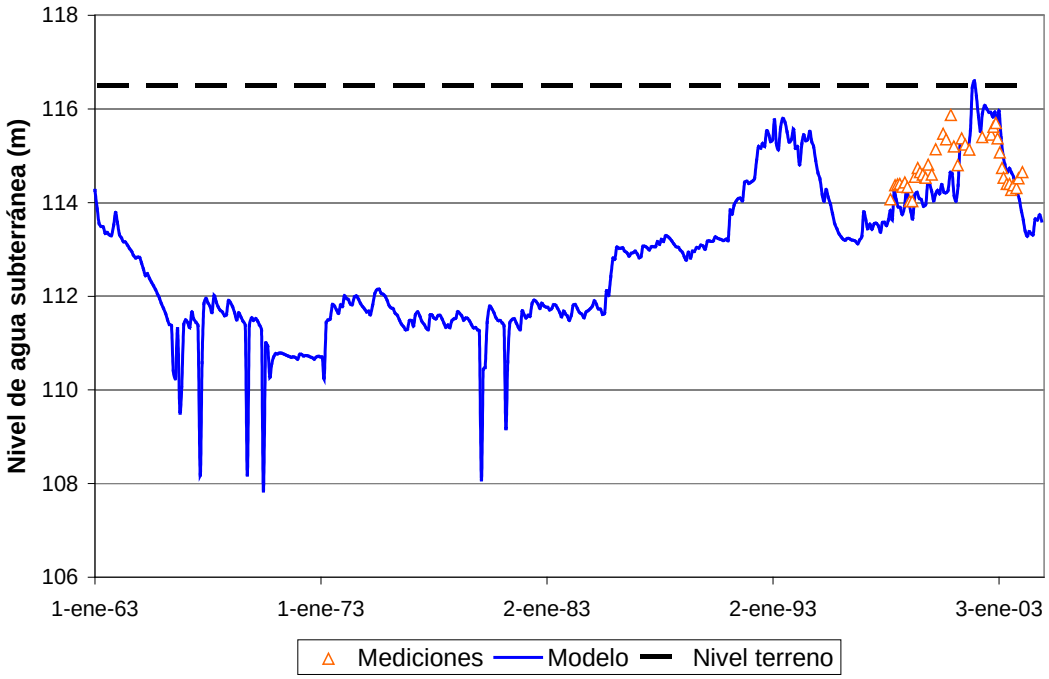
i) Carlos Tejedor



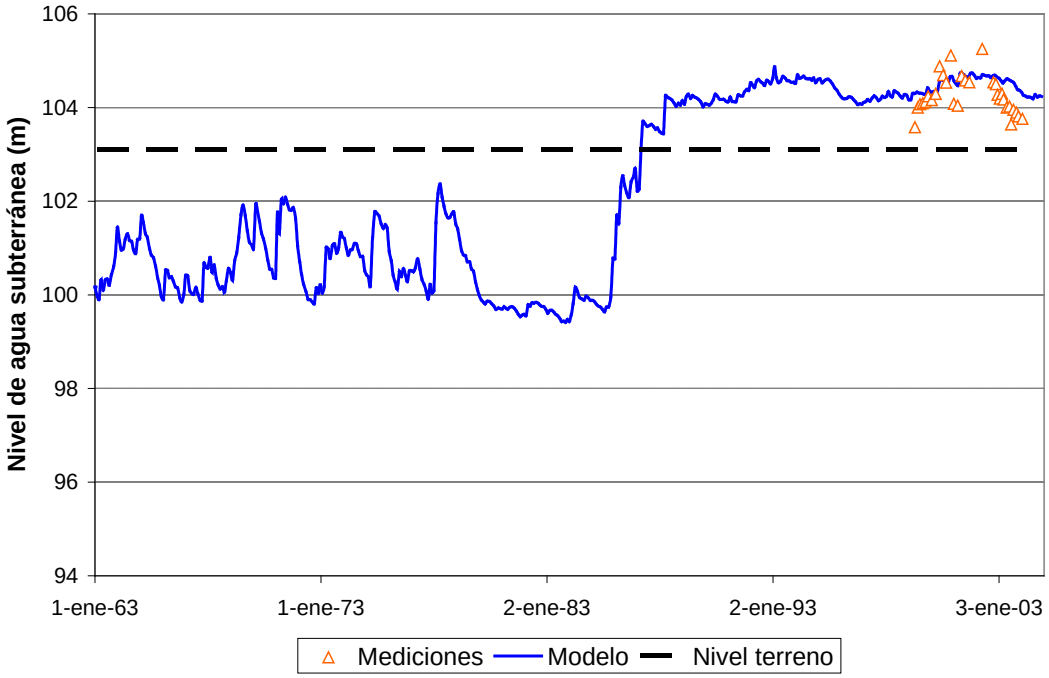
j) Tunas



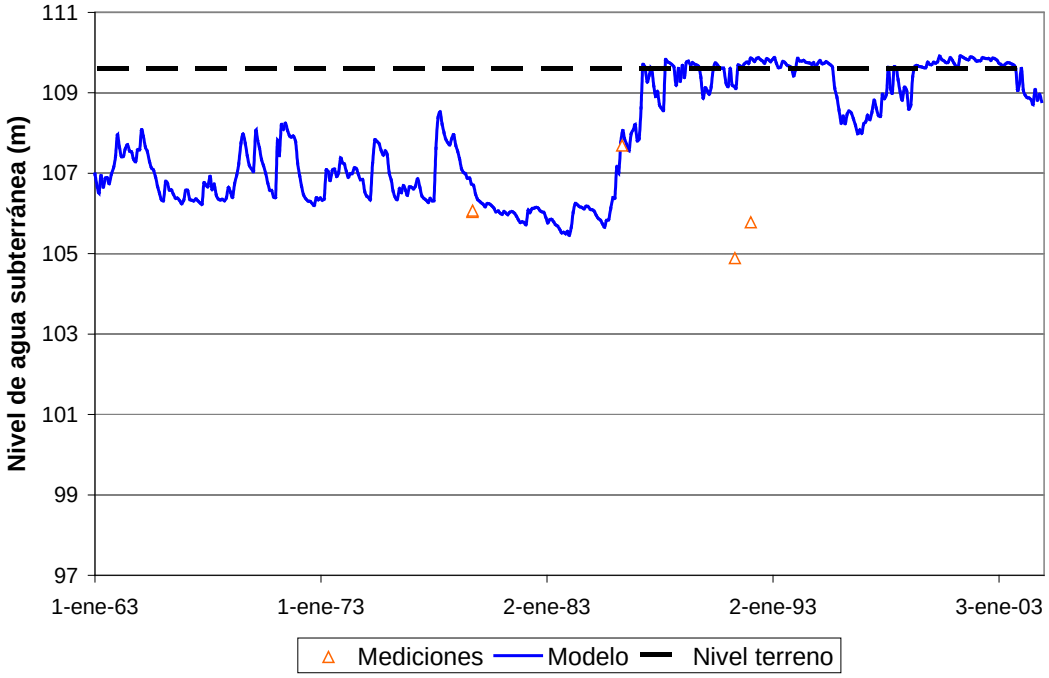
k) Tres Algarrobos



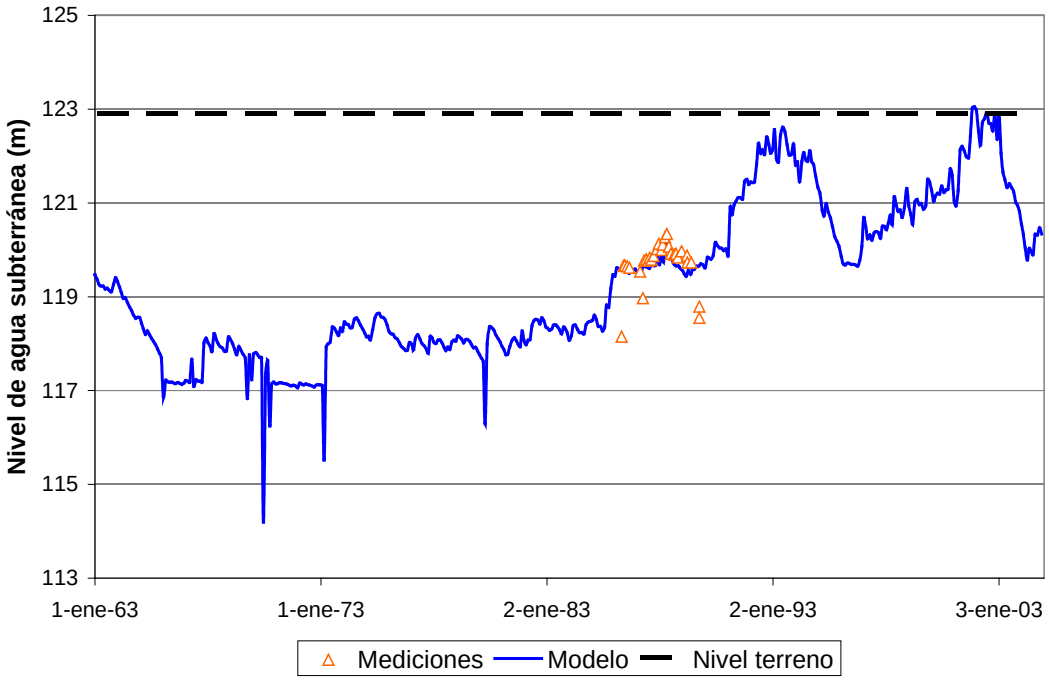
l) Tres Lomas



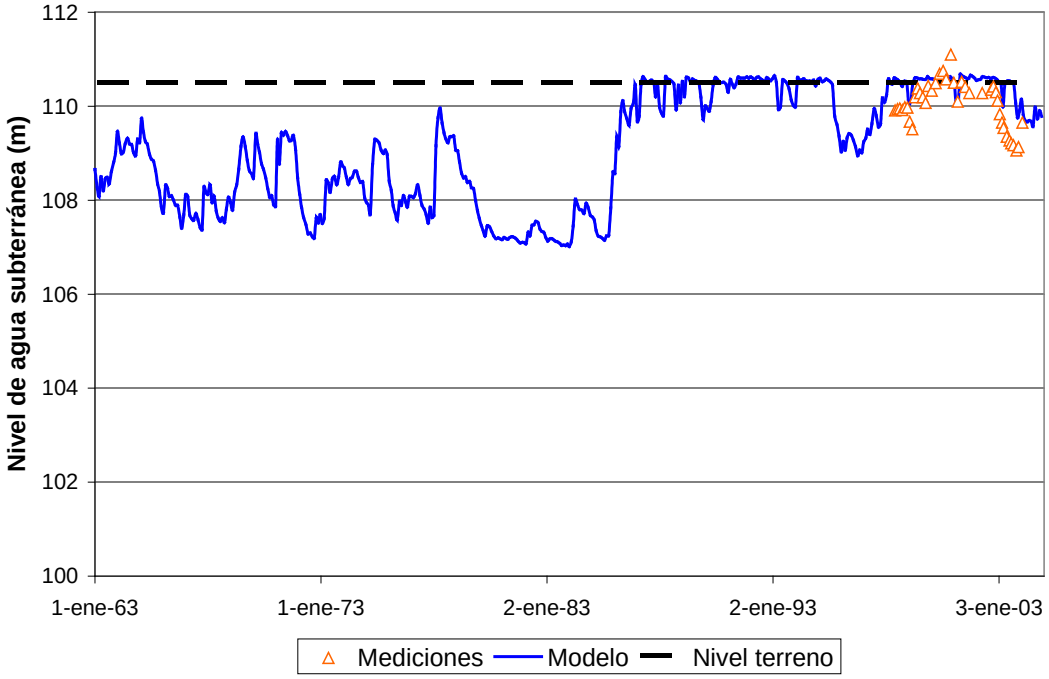
m) América



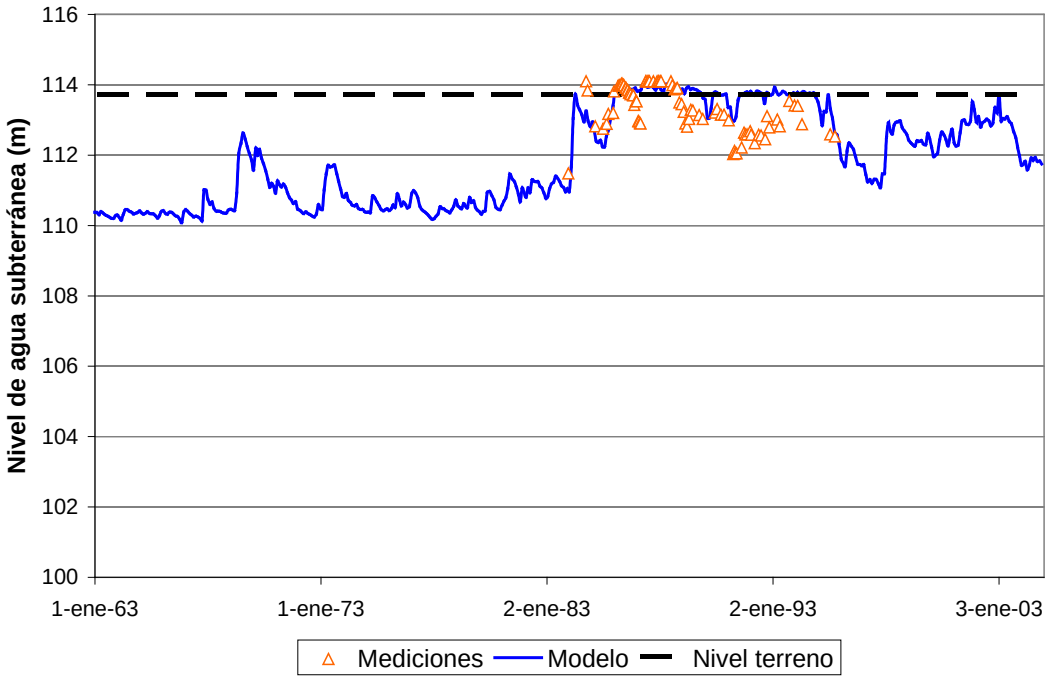
n) Bocayuva



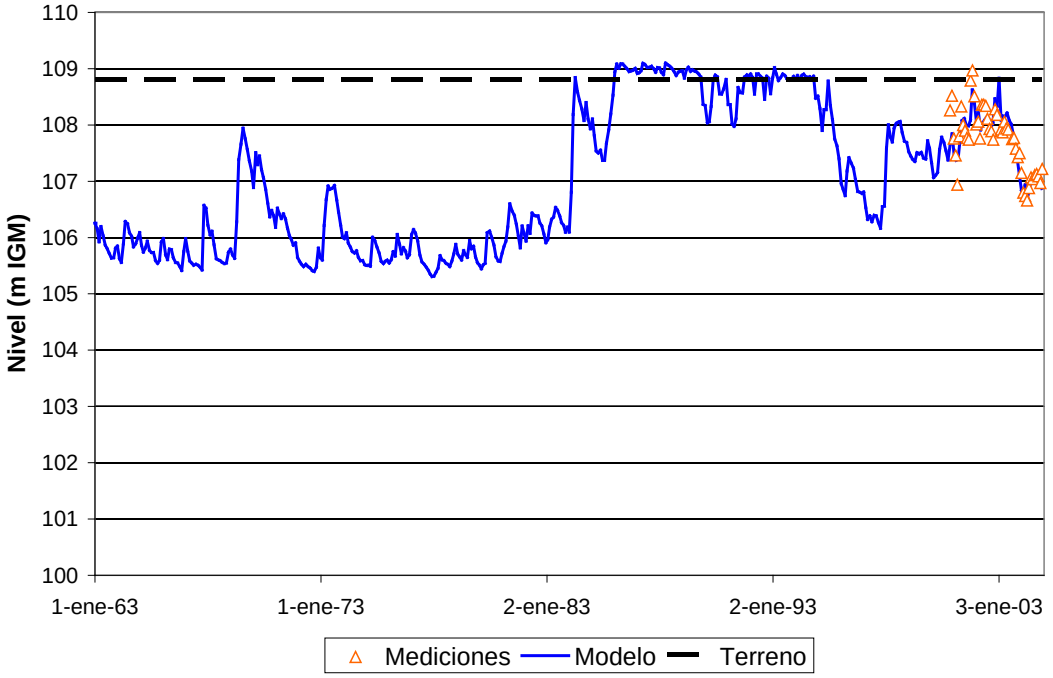
o) Quenuma



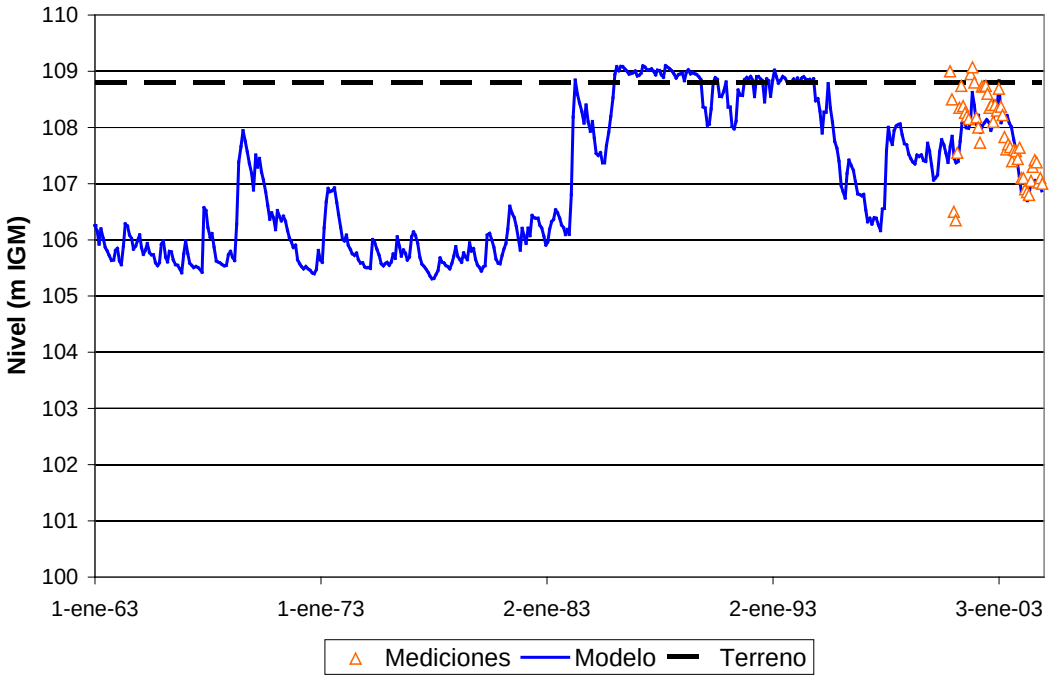
p) Pellegrini



q) Sauze



r) F20



s) F21

Figura 4.4.9. Comparación entre niveles freatimétricos registrados y series de niveles calculados en situación preoperacional para la subregión A3/A4.

4.5 Subregión B1

La subregión B1 recibe aportes desde toda la región A, de modo que su situación preoperacional está influenciada por las de las subregiones de A. Se definieron dos escenarios preoperacionales, a saber:

- *Preoperacional/Base:* Escenario Preoperacional de A1 + Escenario Preoperacional de A2 + Escenario Preoperacional/Base de A3A4.
- *Preoperacional/Trasvase:* Escenario Preoperacional de A1 + Escenario Preoperacional de A2 + Escenario Preoperacional/Trasvase de A3A4.

El segundo se utiliza para validar los resultados del modelo con los registros históricos, mientras que el primero se usa como referencia para determinar el efecto de las obras.

En la Figura 4.5.1 se indican las estaciones donde se dispuso de aforos líquidos y de registros de niveles en la subregión B1. La Figura 4.5.2 muestra la comparación entre los aforos y los caudales calculados para el escenario Preoperacional/Trasvase en esas estaciones. El acuerdo se considera muy satisfactorio En particular, se observa que incluso se reproduce el pico singular aforado en noviembre de 1985 a la altura de la Ruta 205 (Figura 4.5.2b).

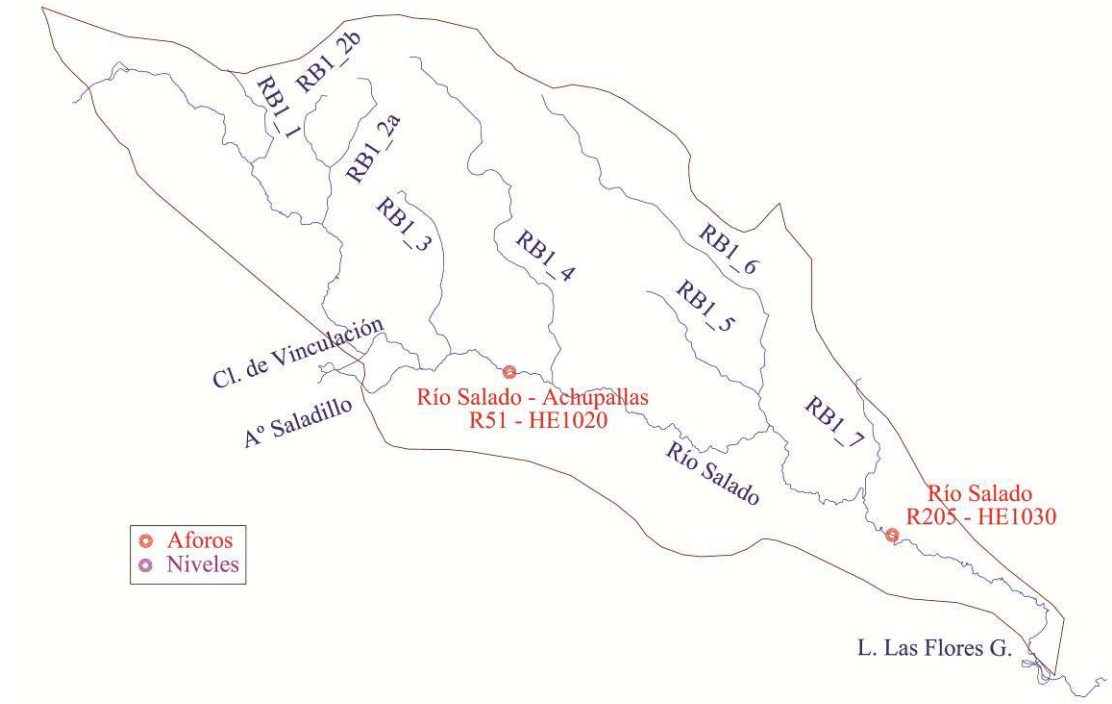
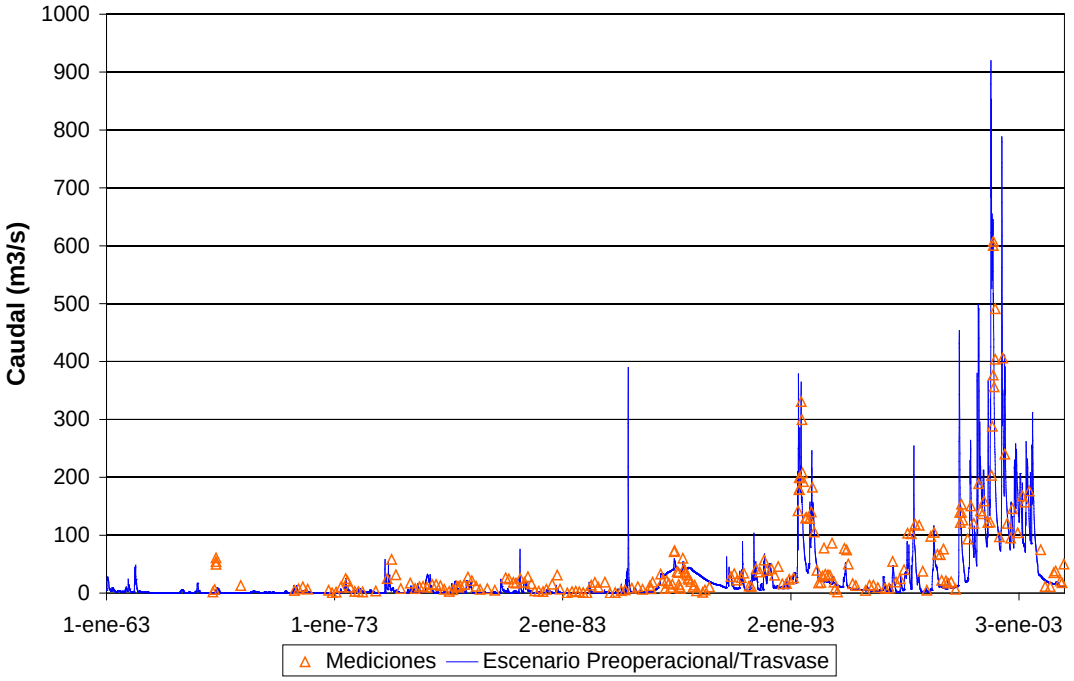
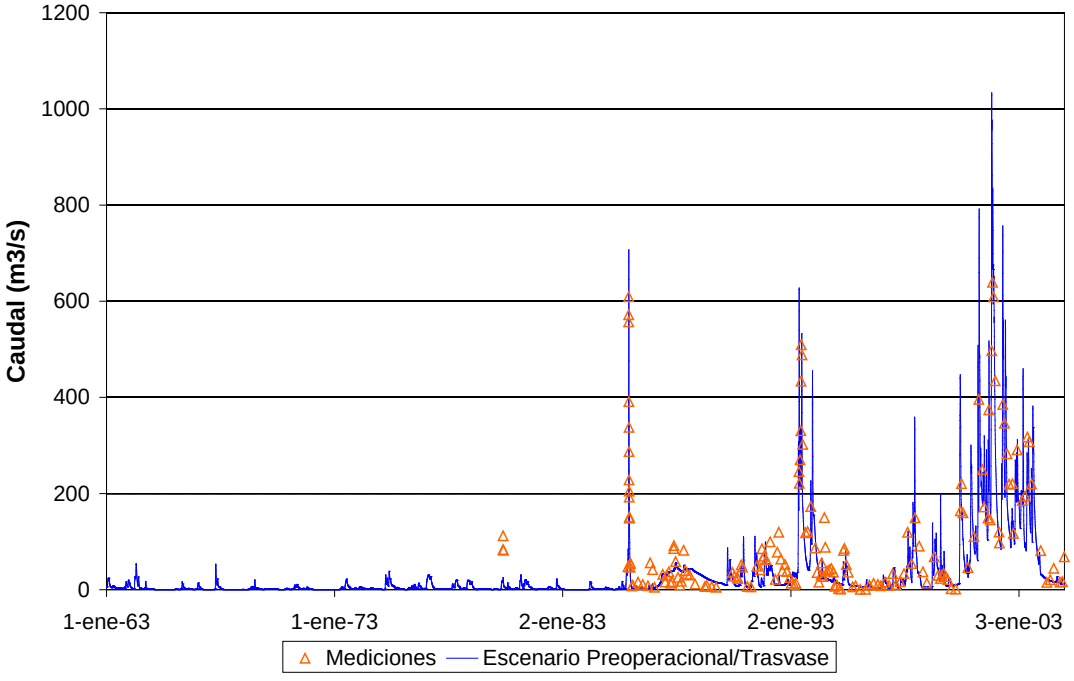


Figura 4.5.1. Estaciones de registro para aguas superficiales en la subregión B1.



a) Río Salado – Achupallas (R51 – HE1020).



b) Río Salado - Ruta 205 (R205 – HE1030).

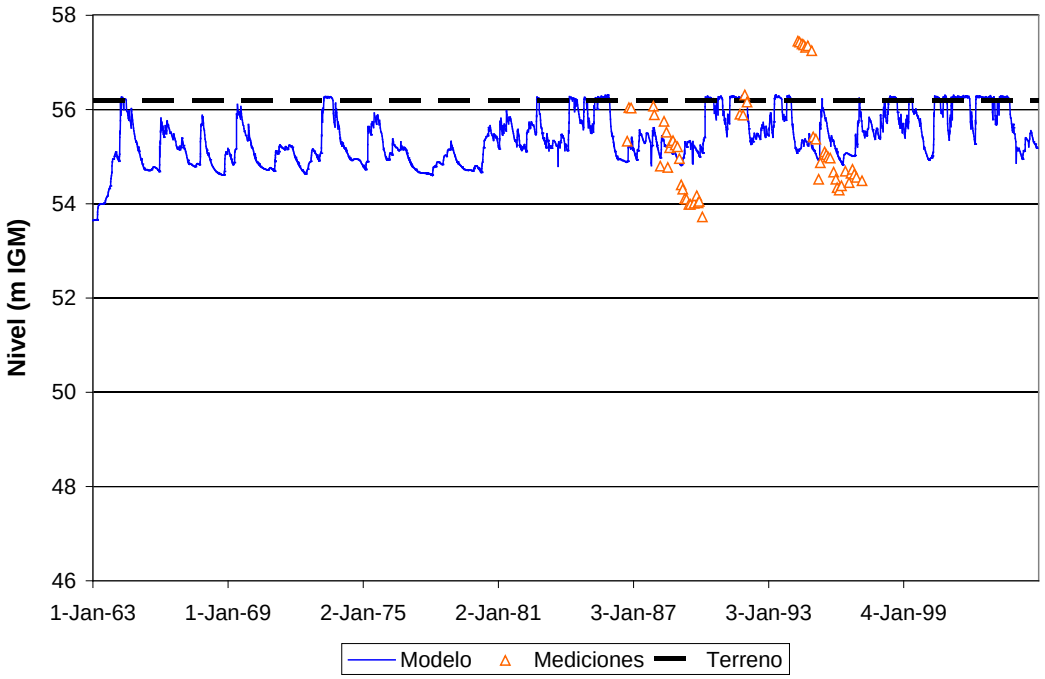
Figura 4.5.2. Comparación entre aforos y series de caudales correspondientes al escenario Preoperacional/Trasvase, para la subregión B1.

La Figura 4.5.3 indica las estaciones donde se dispuso de niveles freáticos en la subregión B1. En la Figura 4.5.4 se muestra la comparación entre los registros y los niveles calculados para el escenario Preoperacional/Trasvase en esas estaciones. El acuerdo se considera satisfactorio en términos generales, aunque con un grado de acuerdo algo menor al logrado para la subregión A.

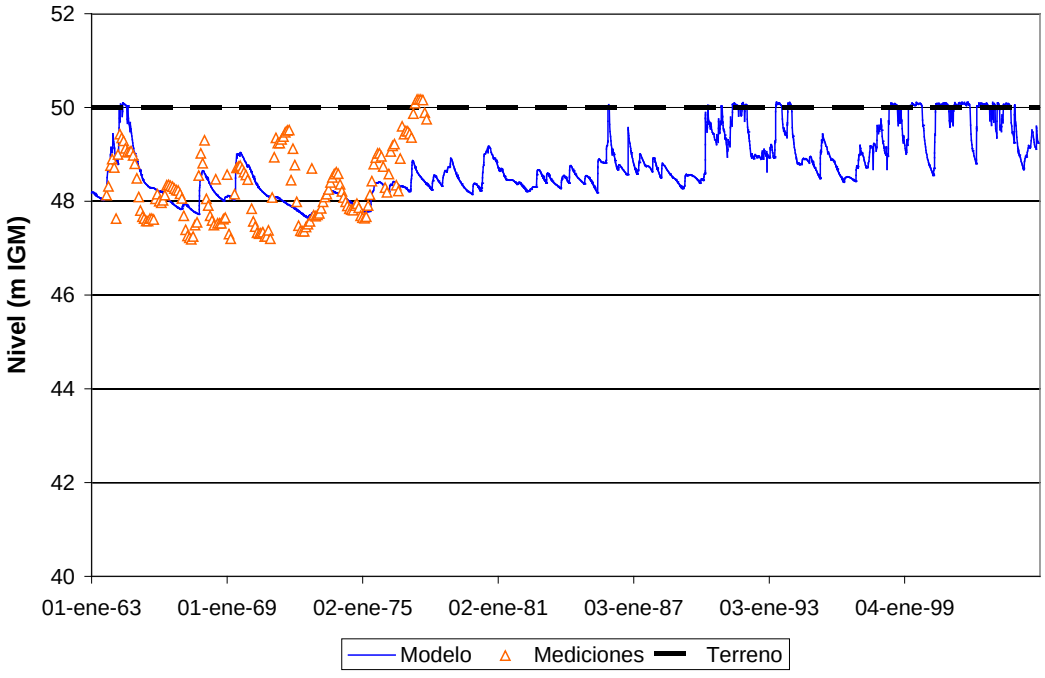
La Figura 4.5.5 presenta los resultados para los caudales correspondientes al escenario Preoperacional/Base, y los del escenario Preoperacional/Trasvase como referencia. Se observa que los cambios son muy leves para el trasvase de 2001, pero más significativos para 1987.



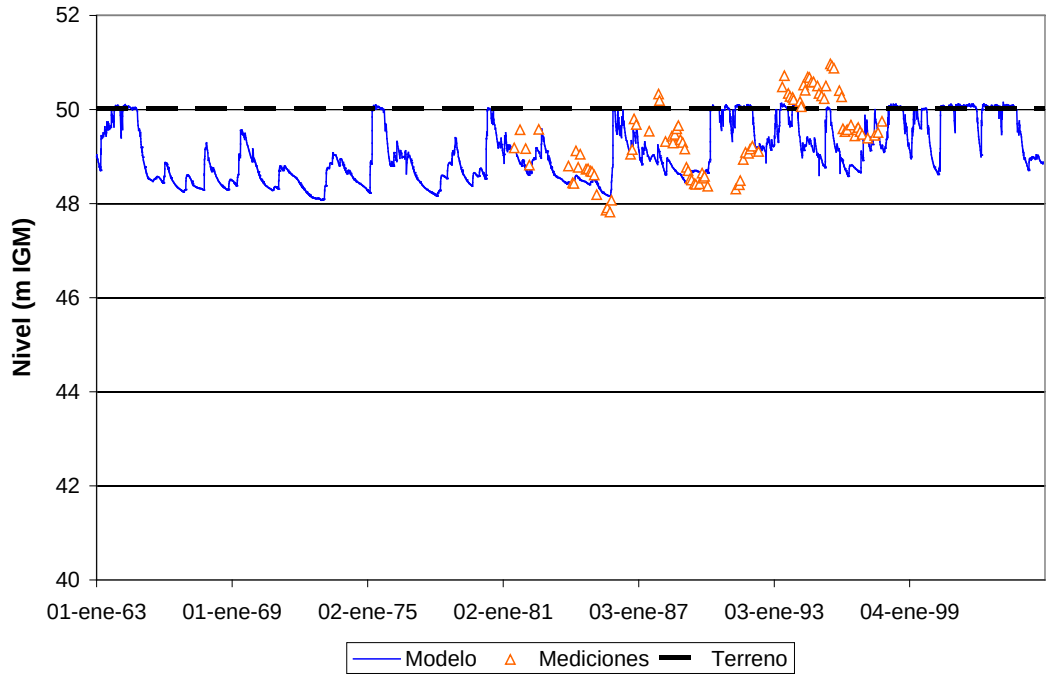
Figura 4.5.3. Estaciones de registro para aguas subterráneas en la subregión B1.



a) Ruta 51

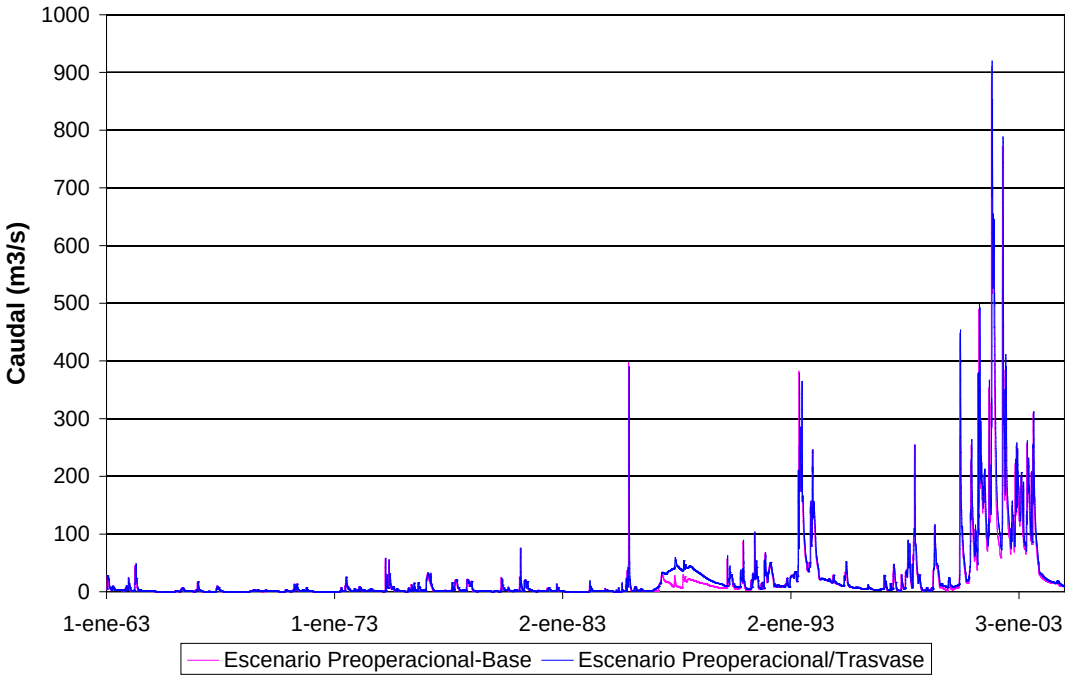


b) Chivilcoy

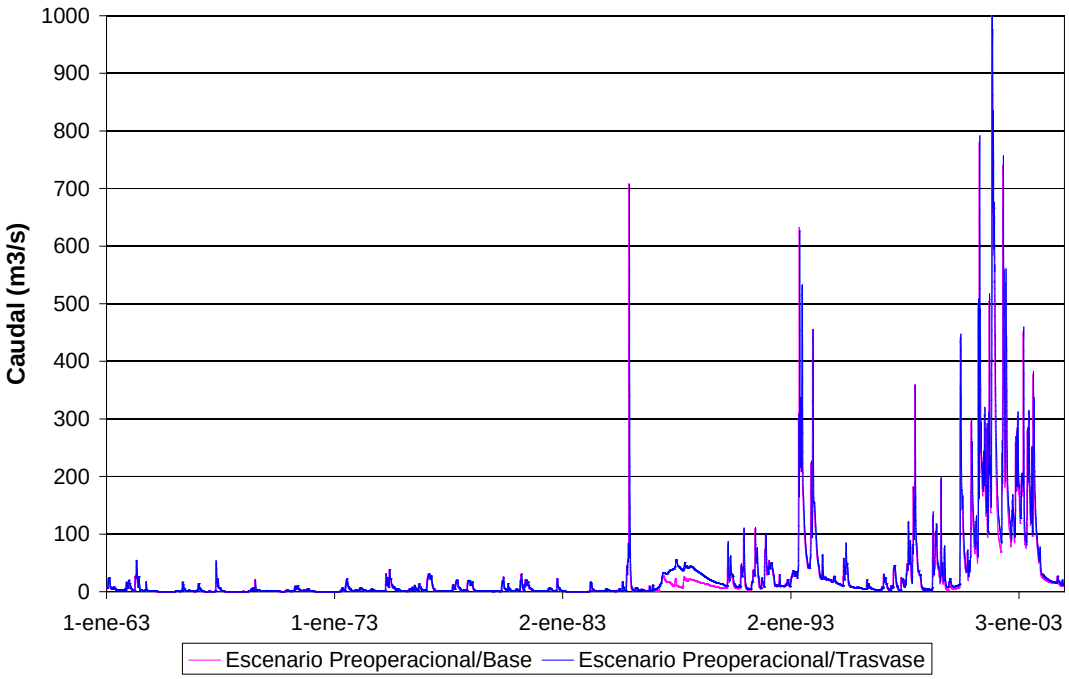


c) La Rica

Figura 4.5.4. Comparación entre niveles freáticos registrados y series de niveles calculados correspondientes al escenario Preoperacional/Trasvase para la subregión B1.



a) Río Salado – Achupallas (R51 – HE1020).



b) Río Salado - Ruta 205 (R205 – HE1030).

Figura 4.5.2. Comparación entre aforos y series de caudales correspondientes al escenario Preoperacional/Base, para la subregión B1.

4.6 Subregión C

Se plantearon dos escenarios preoperacionales, a saber:

- *Preoperacional/Base:* Supone que el Canal Ameghino se encuentra construido.
- *Preoperacional/Antiguo:* Supone que no existe el Canal Ameghino.
-

El primero se considera representativo de la situación histórica. El segundo escenario apunta a comprender la incidencia de la construcción del Canal Ameghino sobre la inundación de la ciudad de Epecuén en 1985.

En la Figura 4.6.1 se indican las estaciones donde se dispuso de aforos líquidos y de registros de niveles en la subregión C.

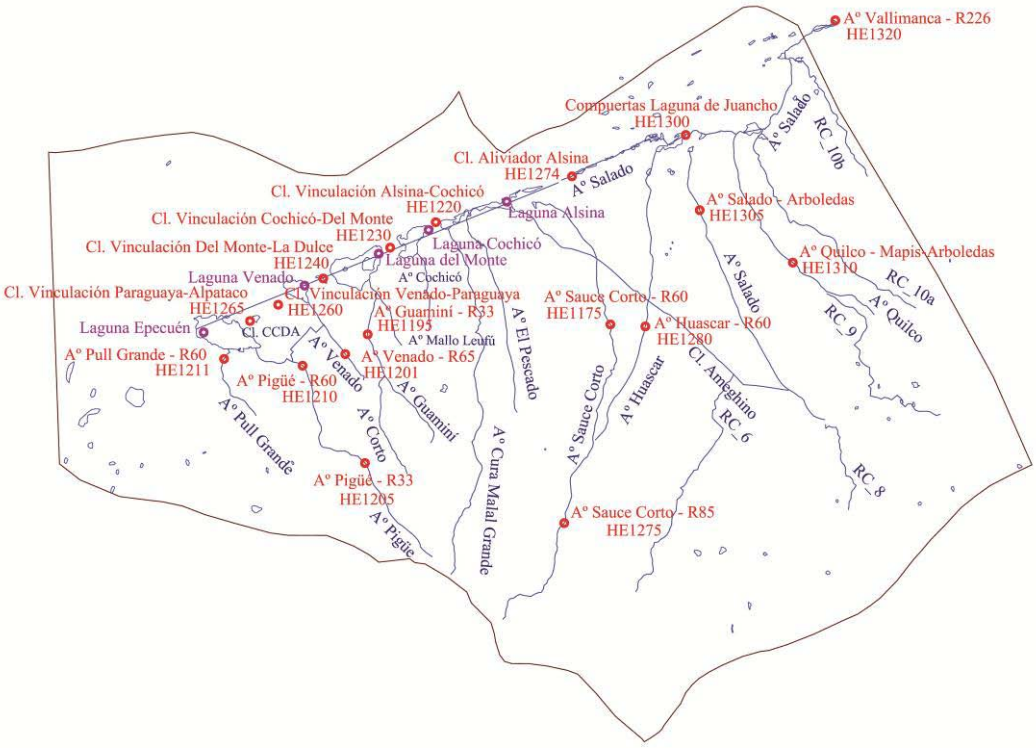
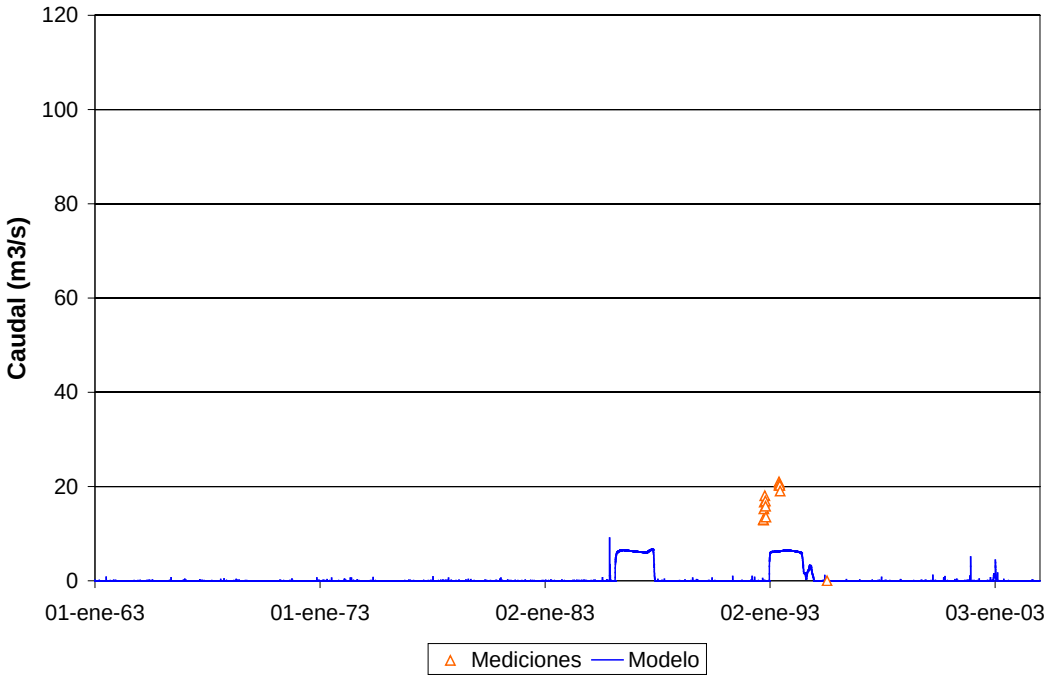


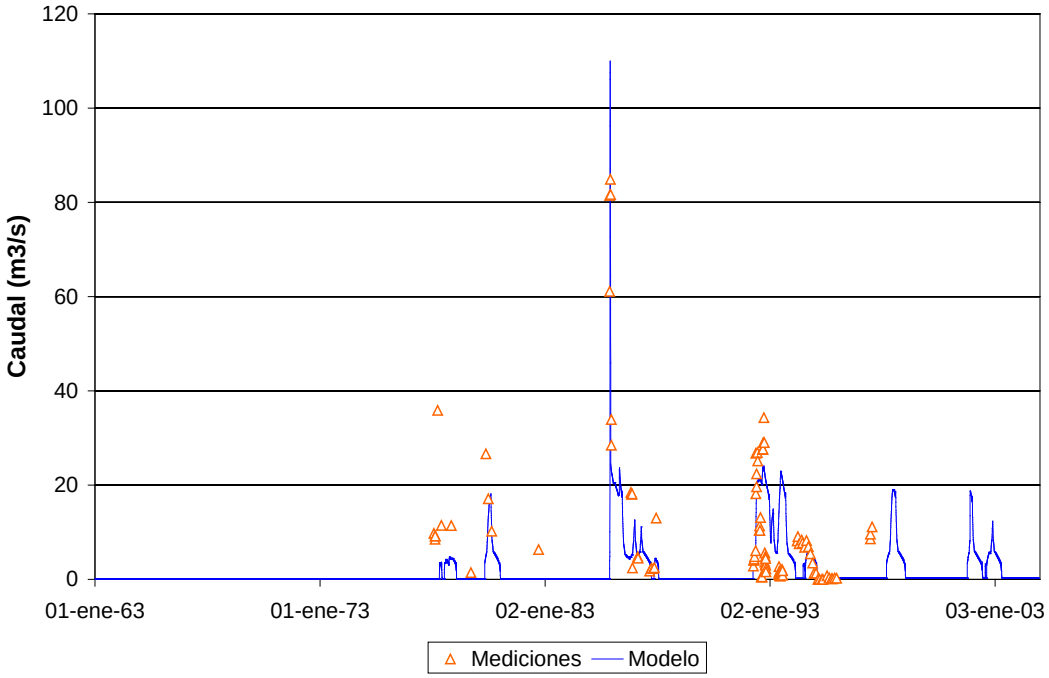
Figura 4.6.1. Estaciones de registro para aguas superficiales en la subregión C.

En esta subregión surgió la necesidad de efectuar ajustes en la asignación de series de precipitación, ya que se detectaron respuestas del sistema no compatibles con la señal de precipitación utilizada. Específicamente, para poder representar el caudal sobre el Aº Vallimanca (Ruta 205) y los registros freatimétricos en Huascar (ver más abajo), la serie de la estación Quilco fue reemplazada, desde principios de 1977, por la correspondiente a la estación Olavarría. Adicionalmente, para reproducir el nivel observado en la Laguna de Epecuén entre los años 77 y 84, la serie de la estación Carhué fue reemplazada para el año 1977 por la de la estación Pigüé, y entre 1978 y 1984 por la de la estación Olavarría.

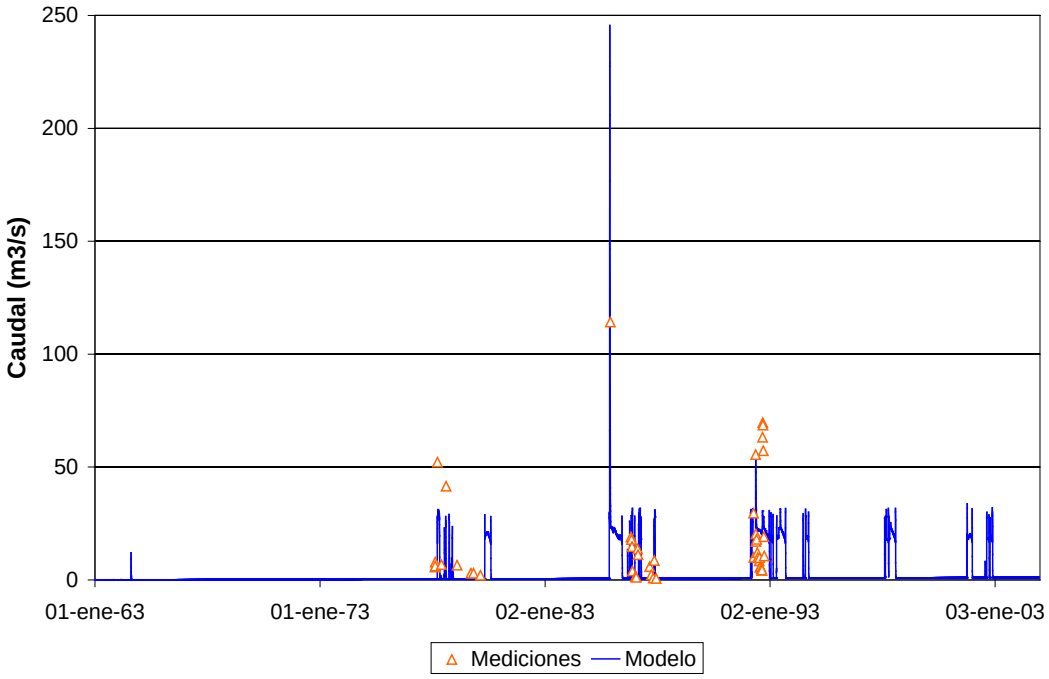
La Figura 4.6.2 muestra la comparación entre los aforos y los caudales calculados para el escenario Preoperacional/Base. El acuerdo se considera satisfactorio en términos generales. Es mejor para los canales de vinculación entre lagunas (Figuras 4.6.2a a c), para los cuales el caudal está controlado por la diferencia de niveles entre las lagunas vinculadas. Es aceptable para los arroyos (Figuras 4.6.2d a n), teniendo en cuenta que se trata de una zona con respuestas mucho más rápidas que las de la región A. Es particularmente bueno para el Aº Vallimanca (Figura 4.6.2n), que constituye la salida de caudal desde la subregión C.



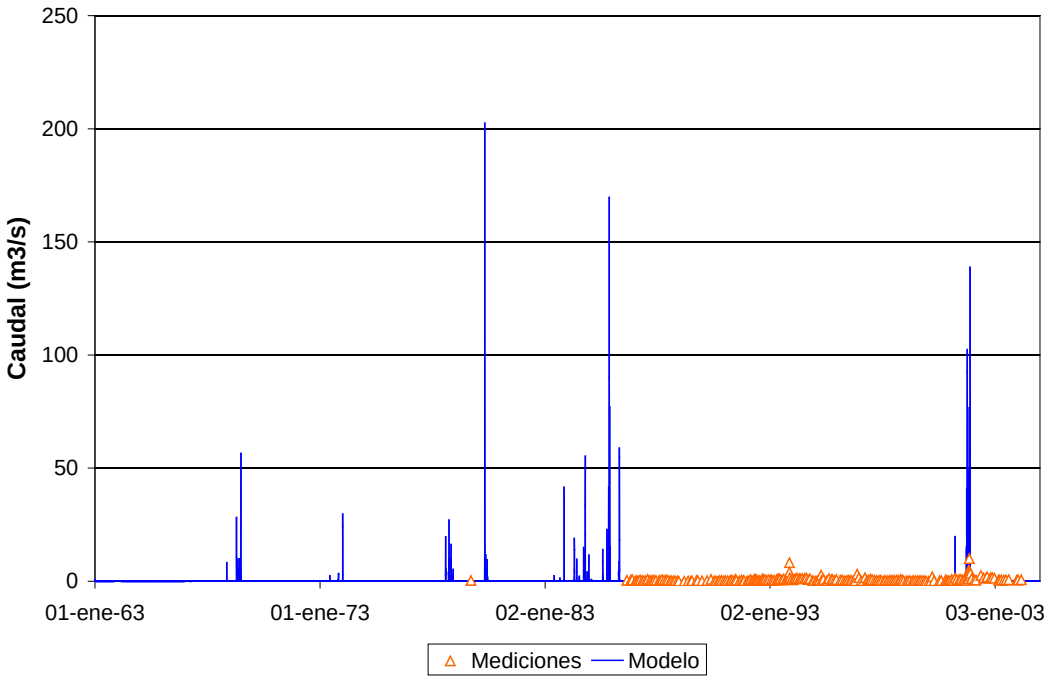
a) Cl. Vinculación Venado – Paraguaya (HE1260)



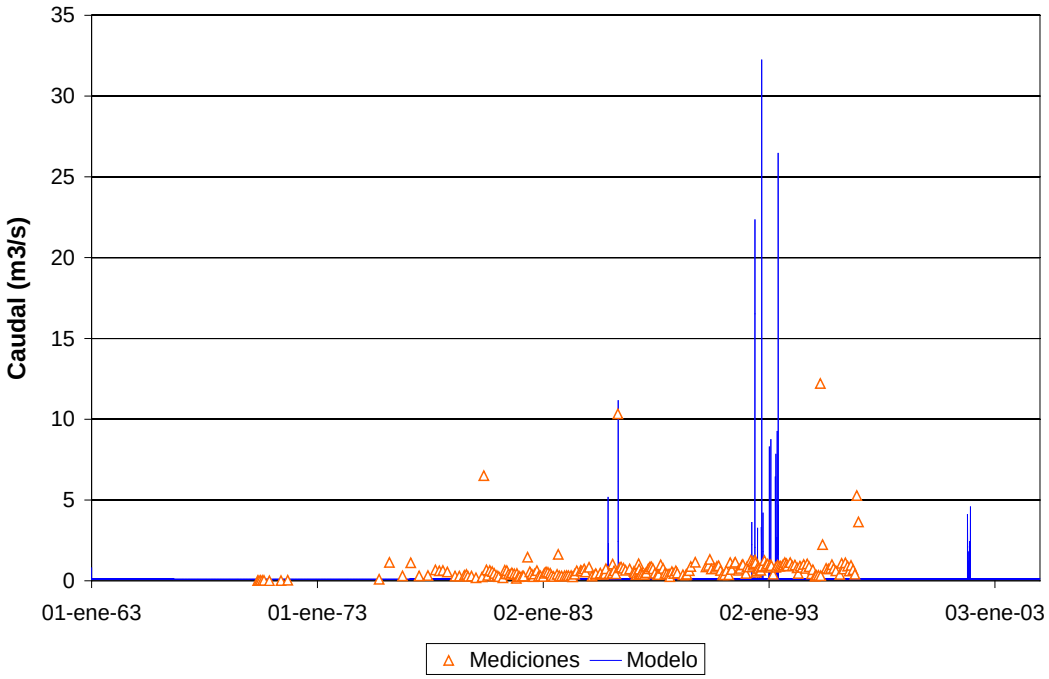
b) Cl. Vinculación Cochicó – del Monte (HE1230)



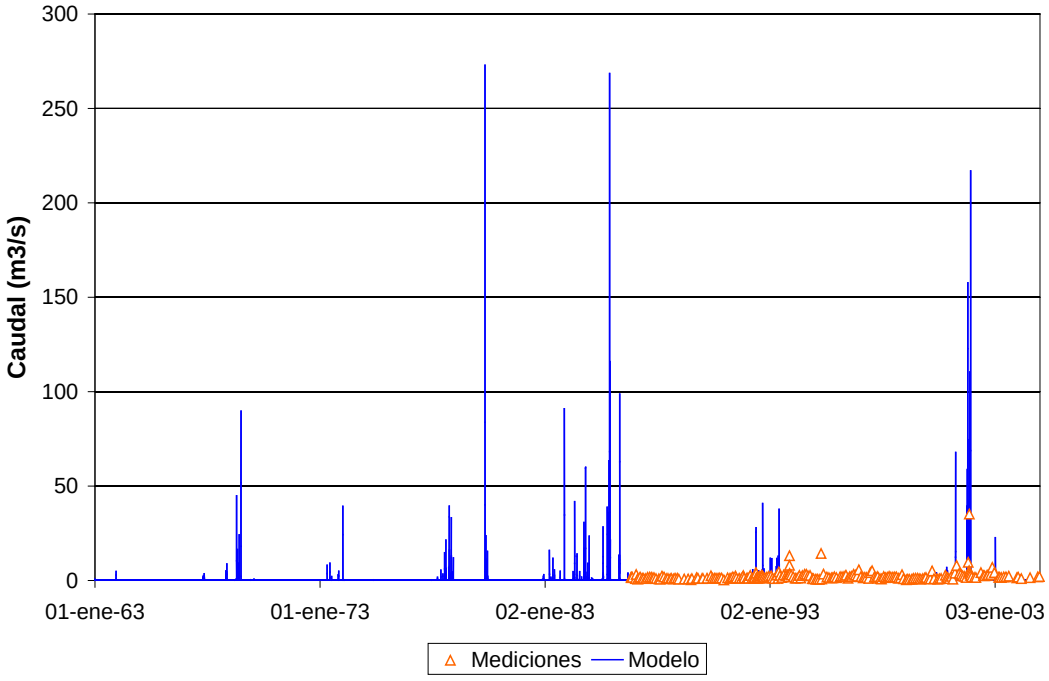
c) Cl. Vinculación Alsina – Cochicó (HE1220)



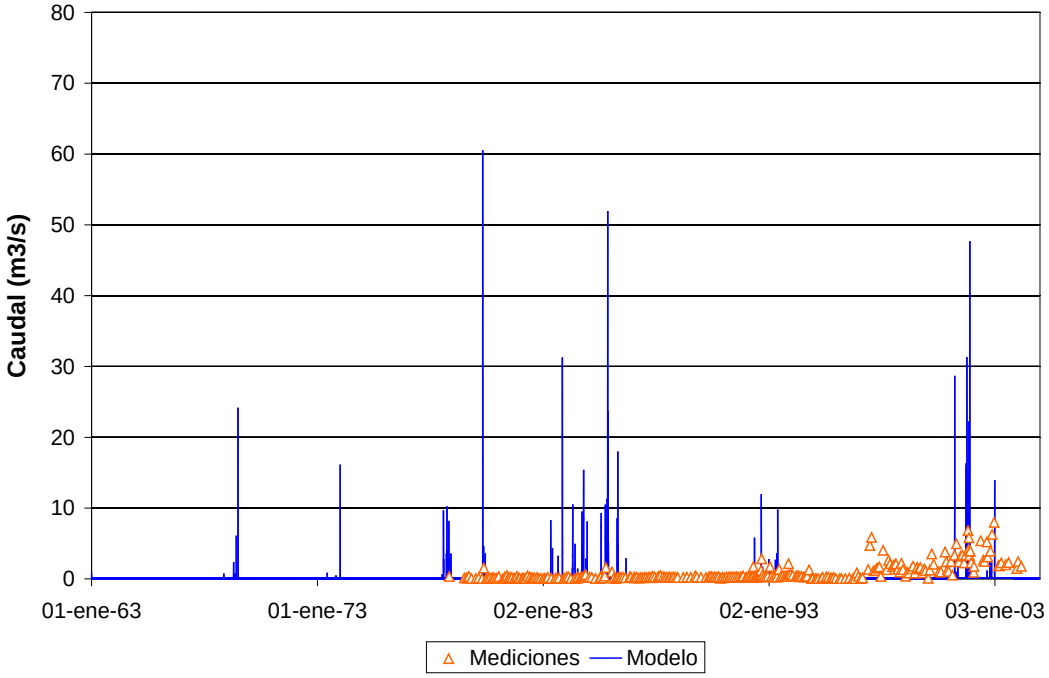
d) Aº Pull Grande – Ruta 60 (HE1211)



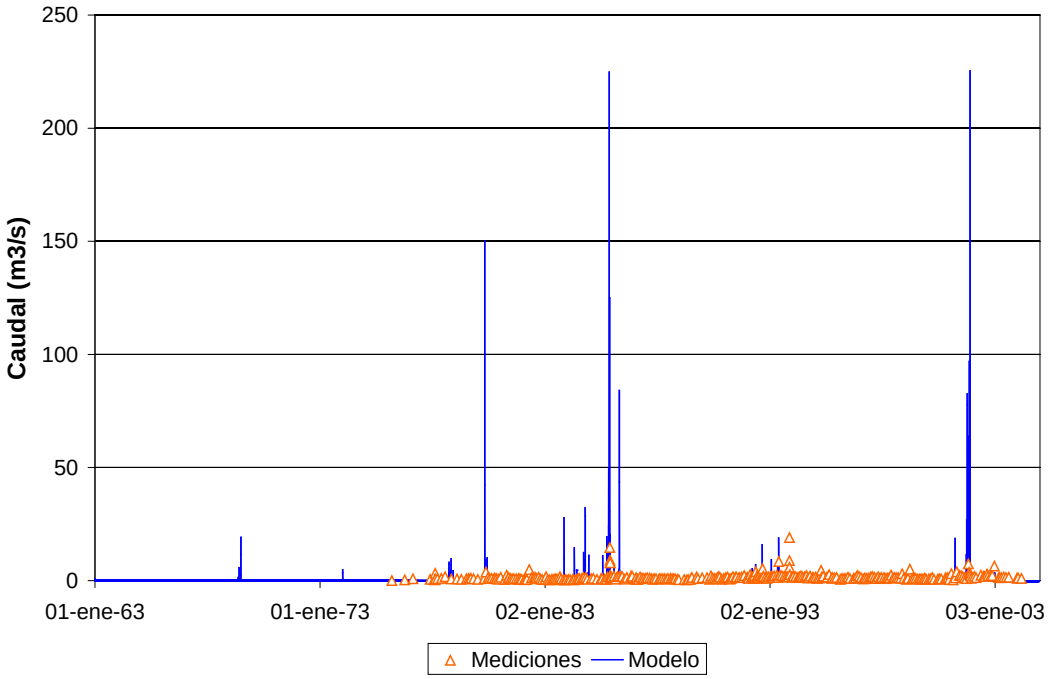
e) Aº Pigüé – Ruta 33 (HE1205)



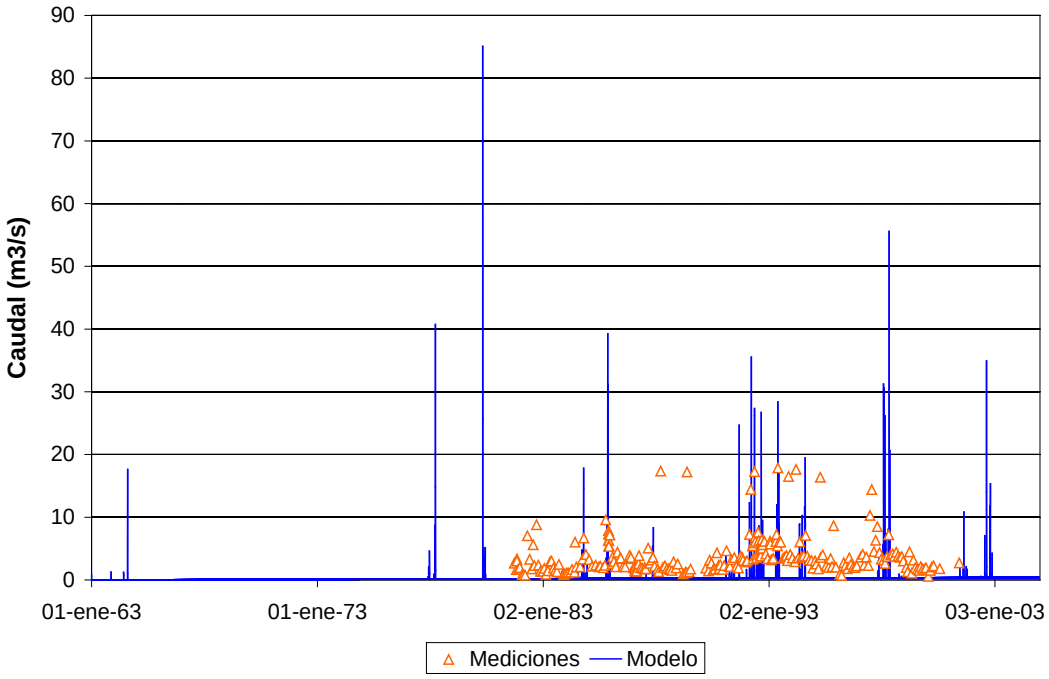
f) Aº Pigüé – Ruta 60 (HE1210)



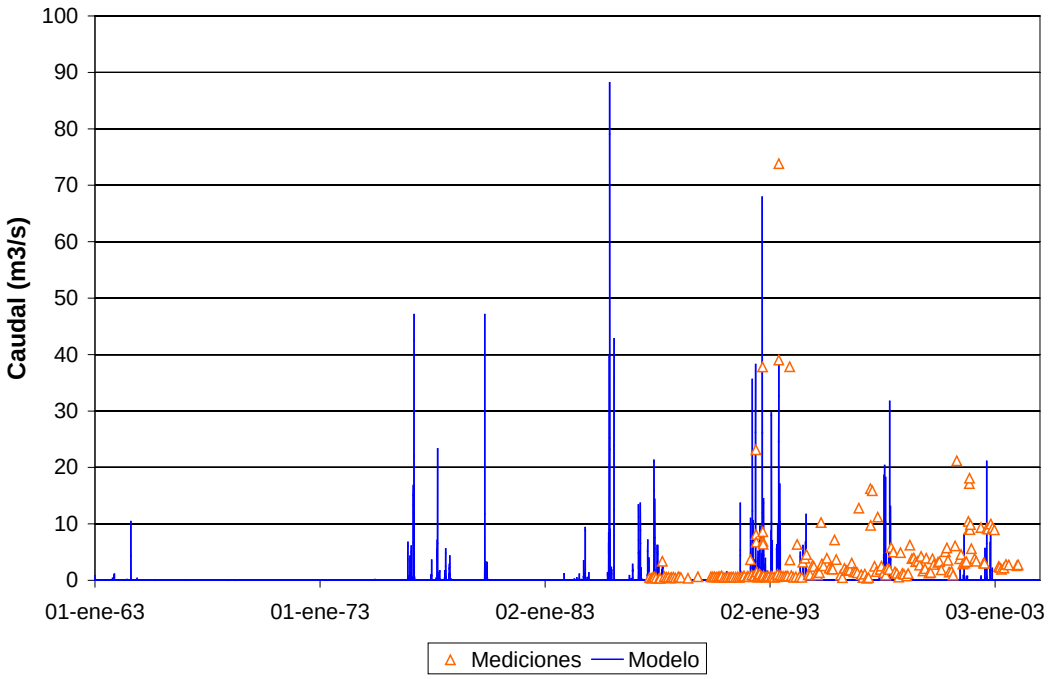
g) Aº Venado – Ruta 65 (HE1201)



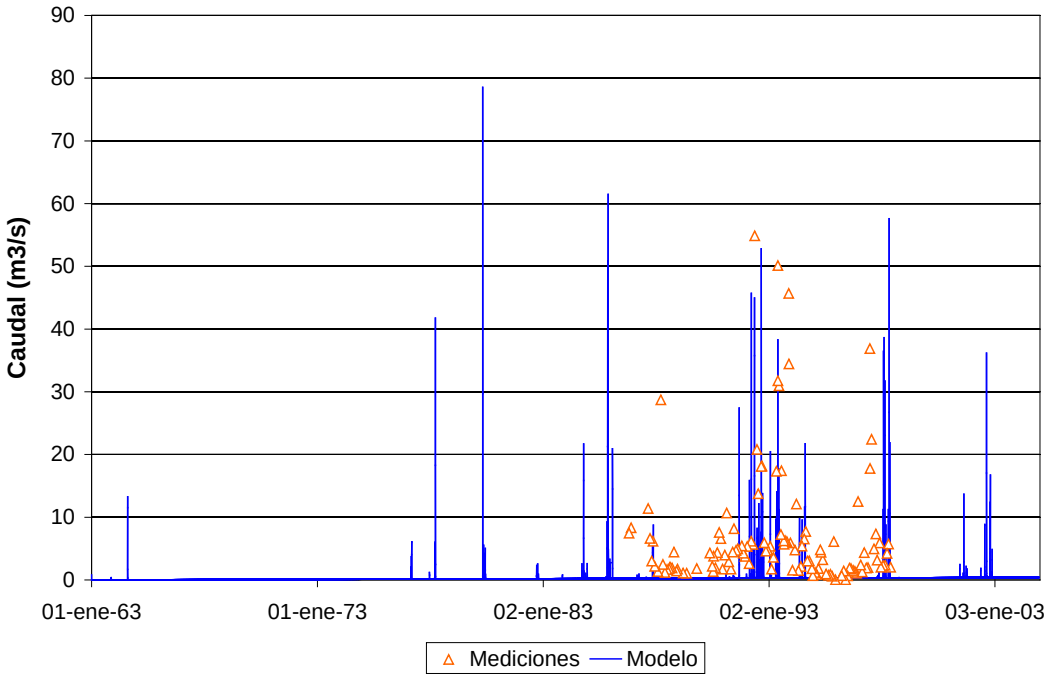
h) Aº Guaminí – Ruta 33 (HE1195)



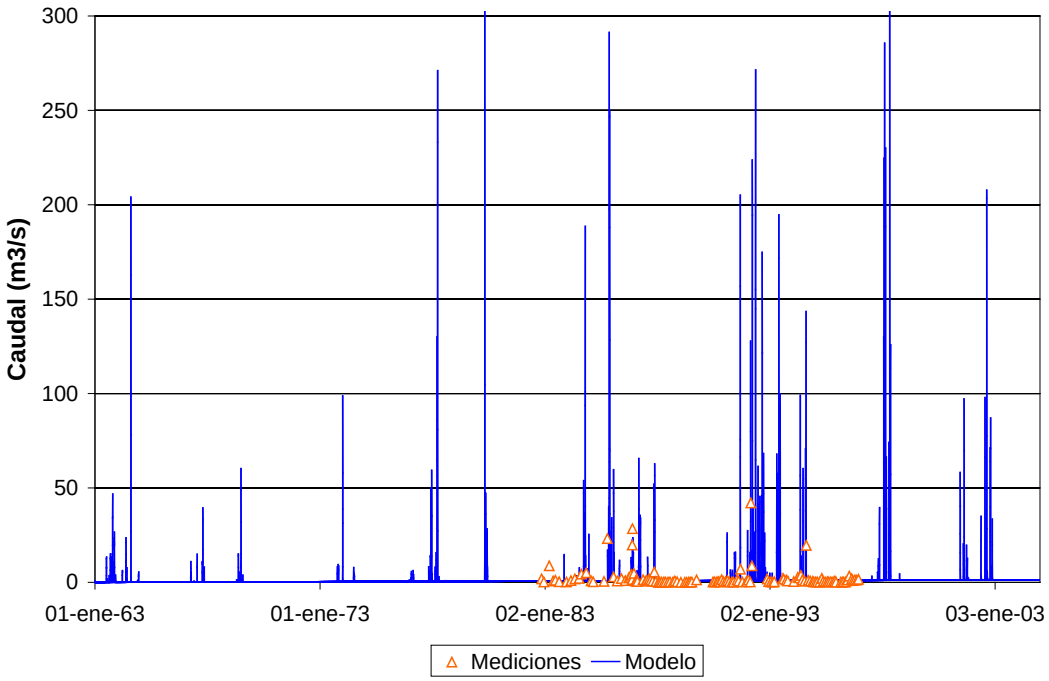
i) Aº Sauce Corto – Ruta 85 (HE1275)



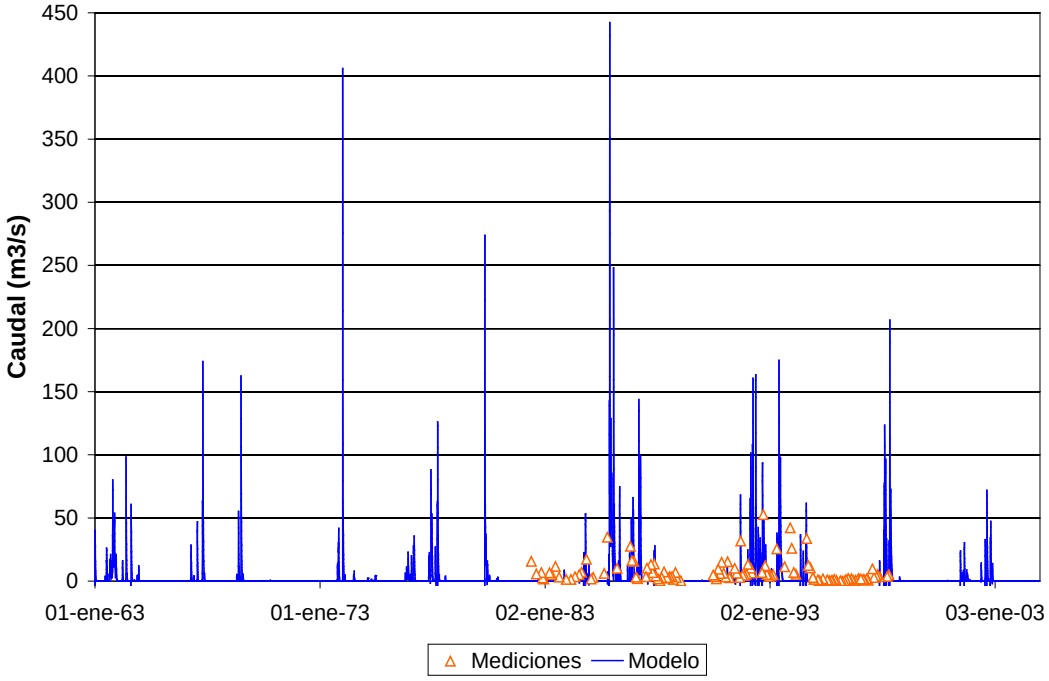
j) Aº Sauce Corto – Ruta 60 (HE1175)



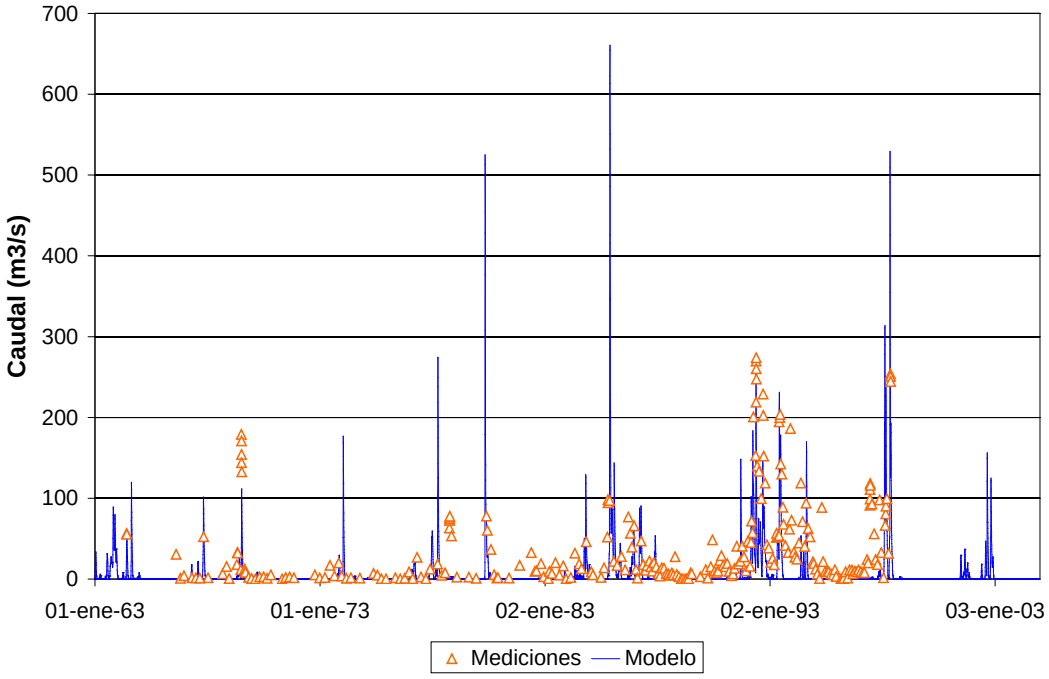
k) Aº Huáscar – Ruta 60 (HE1280)



l) Aº Quilco – Mapis – Arboledas (HE1310)



m) Compuertas Laguna de Juancho (HE1300)



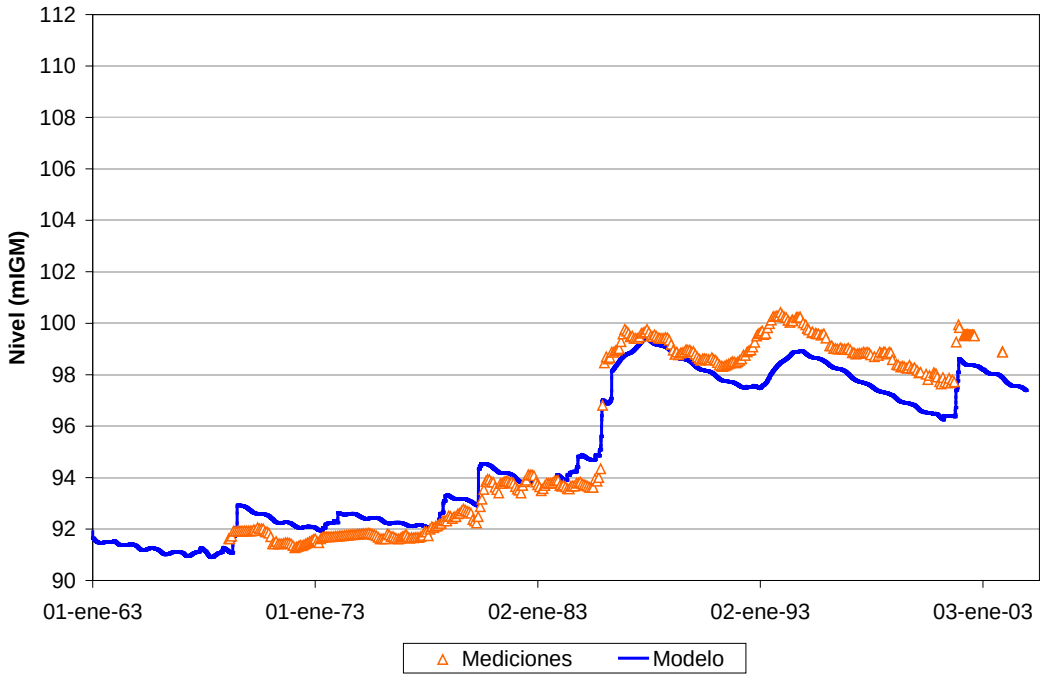
n) Aº Vallimanca – Ruta 226 (HE1320)

Figura 4.6.2. Comparación entre aforos y series de caudales calculados para el escenario Preoperacional/Base, para la subregión C.

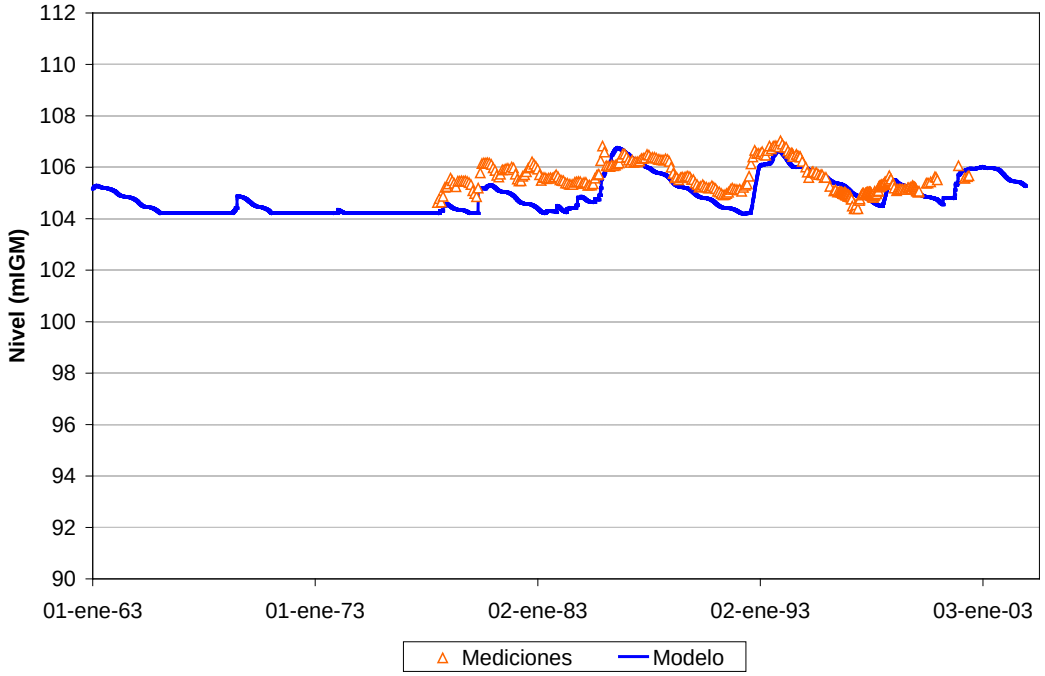
En la Figura 4.6.3 se presenta la comparación entre niveles medidos y calculados para el escenario Preoperacional/Base en las distintas lagunas. El acuerdo se considera satisfactorio, indicando que el balance general de agua representado en el modelo es esencialmente correcto.

La Figura 4.6.4 indica las estaciones donde se dispuso de niveles freáticos en la subregión C. En la Figura 4.6.5 se muestra la comparación entre los registros y los niveles calculados para el escenario Preoperacional/Base en esas estaciones. El acuerdo se considera muy satisfactorio.

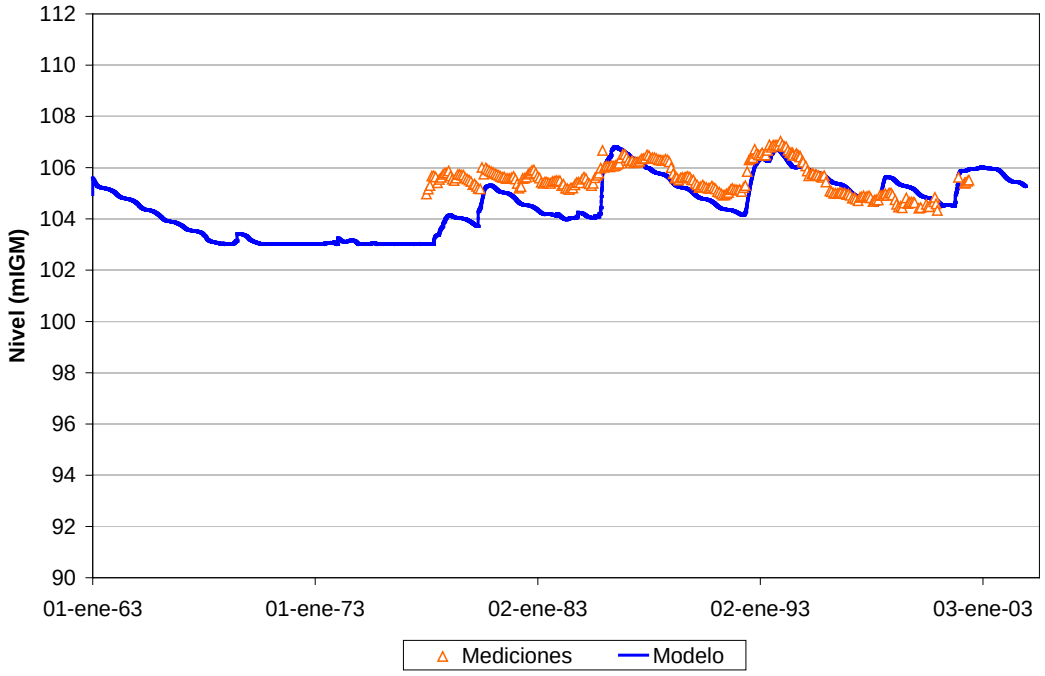
En la Figura 4.6.6 se presenta el nivel de la laguna de Epecuén para el escenario Preoperacional/Antiguo, y se lo compara con el correspondiente al escenario Preoperacional/Base. Se observa que las respuestas se diferencian claramente a partir de diciembre de 1985, indicando que el exceso de caudal aportado a la zona provino del Canal Ameghino. Obviamente, el caudal del Aº Vallimanca resulta mayor para el escenario Preoperacional/Antiguo (Figura 4.6.7), aunque ese incremento es relativamente débil.



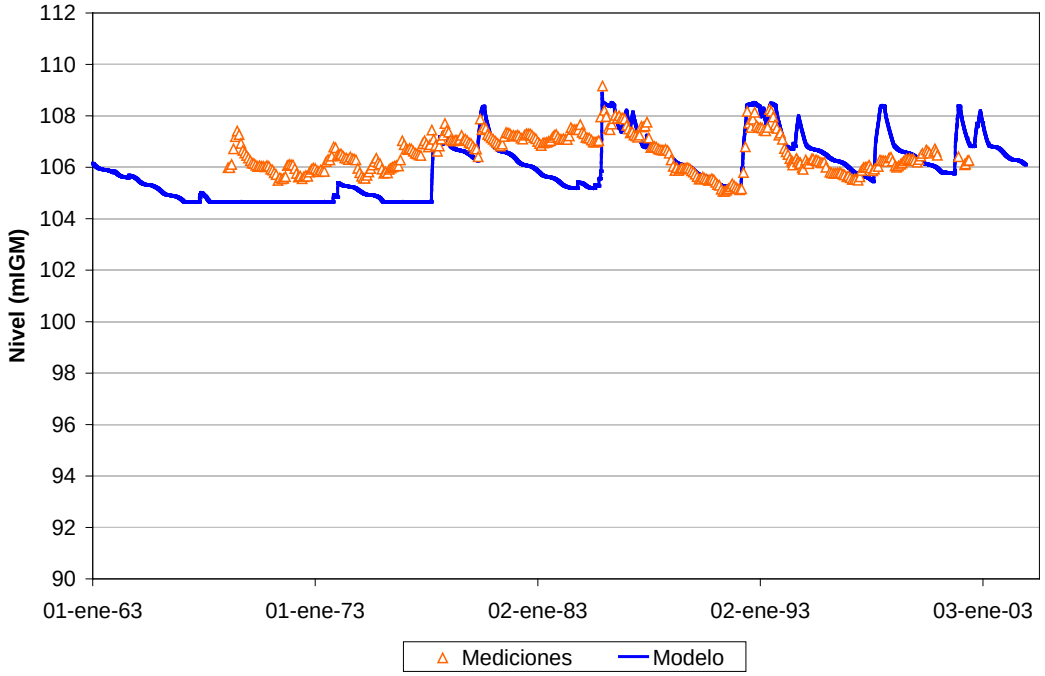
a) Epecuén



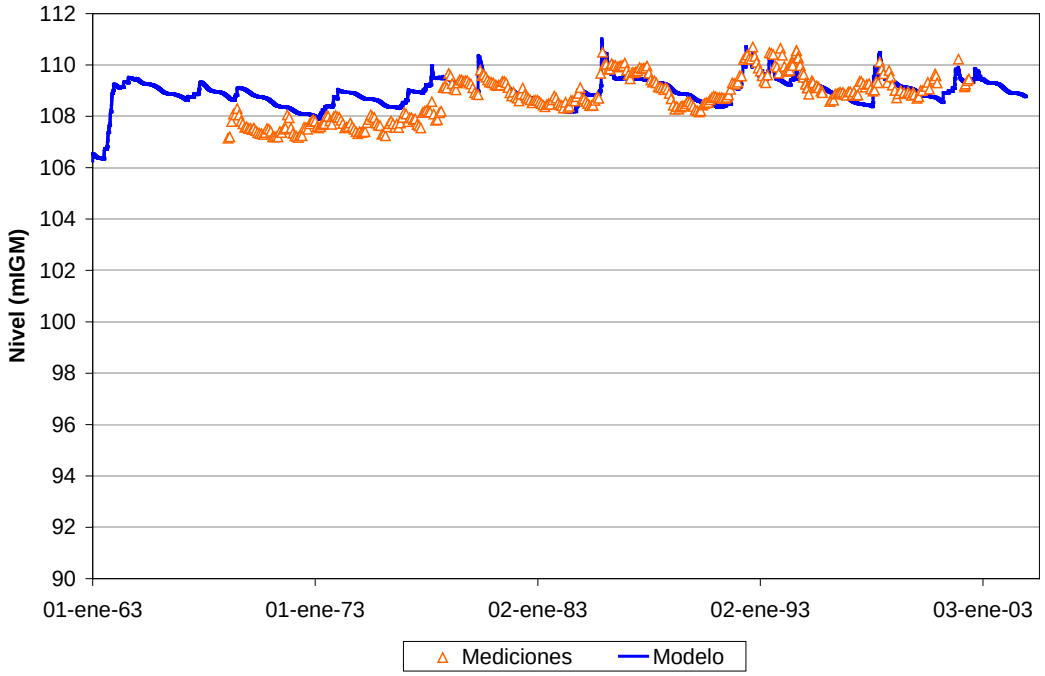
b) Venado



c) Monte



d) Cochicó



e) Alsina

Figura 4.6.3. Comparación entre niveles de agua medidos y serie de niveles calculados correspondientes al escenario Preoperacional/Base para las lagunas.

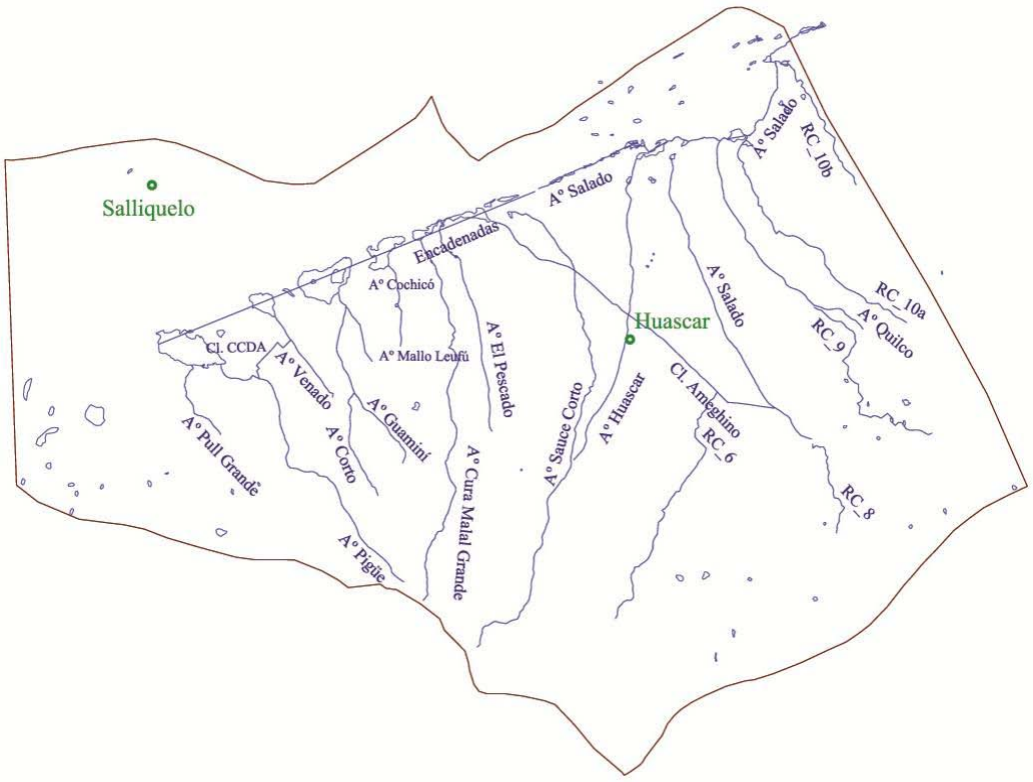
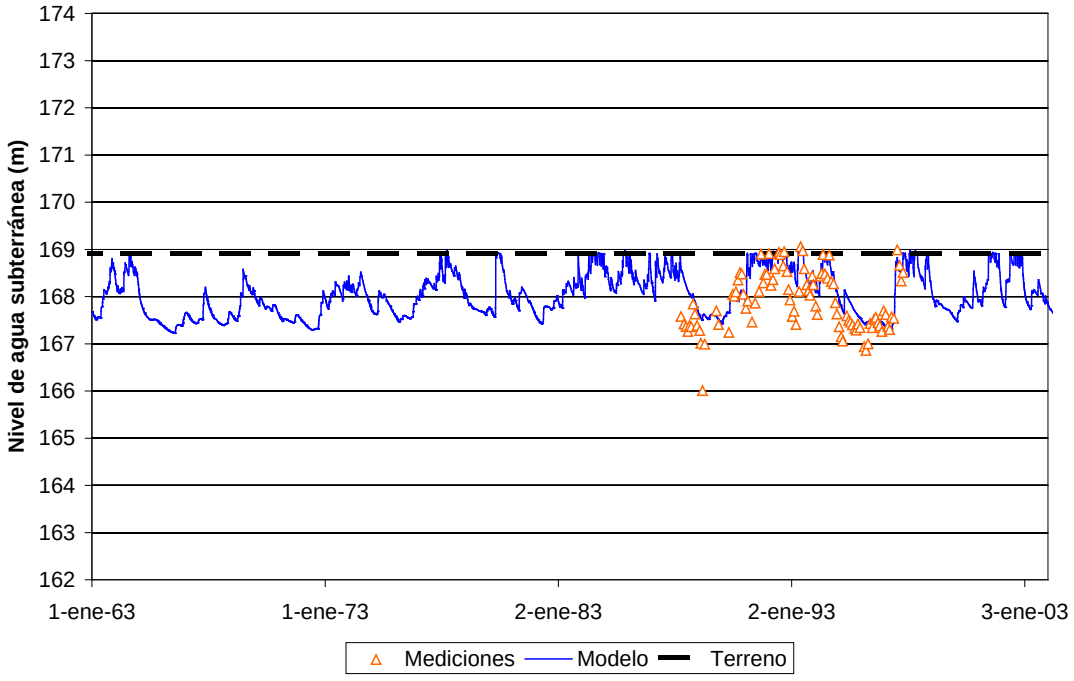
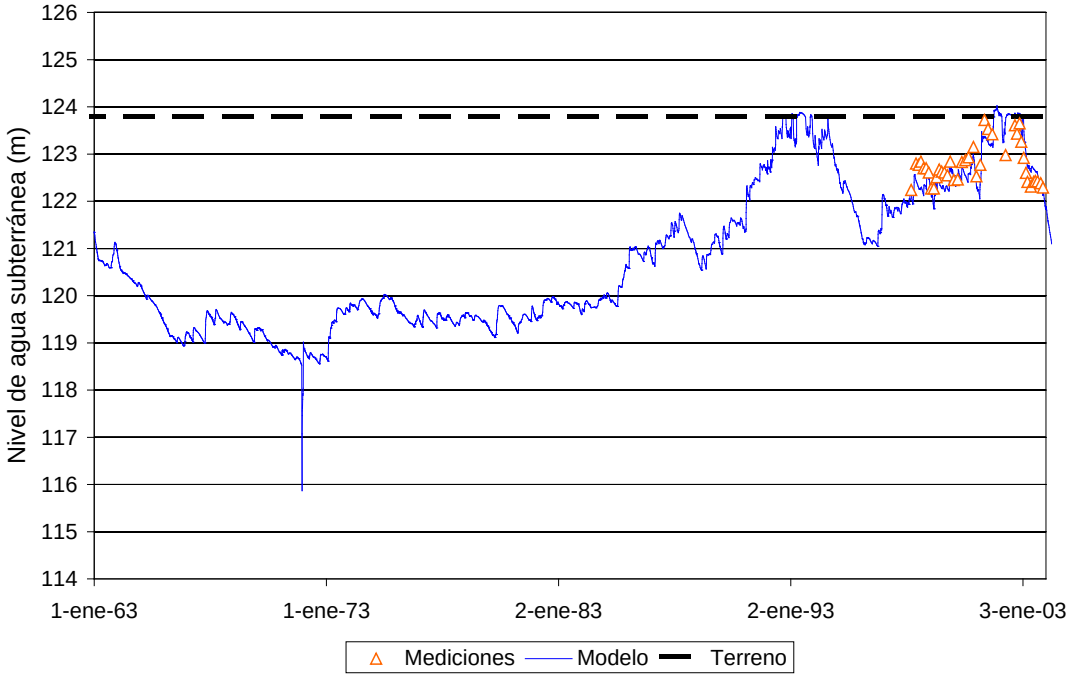


Figura 4.6.4. Estaciones de registro para aguas subterráneas en la subregión C.



a) Huascar



b) Salliquelo

Figura 4.6.5. Comparación entre niveles freáticos registrados y serie de niveles calculados para el escenario Preoperacional/Base, para la subregión C.

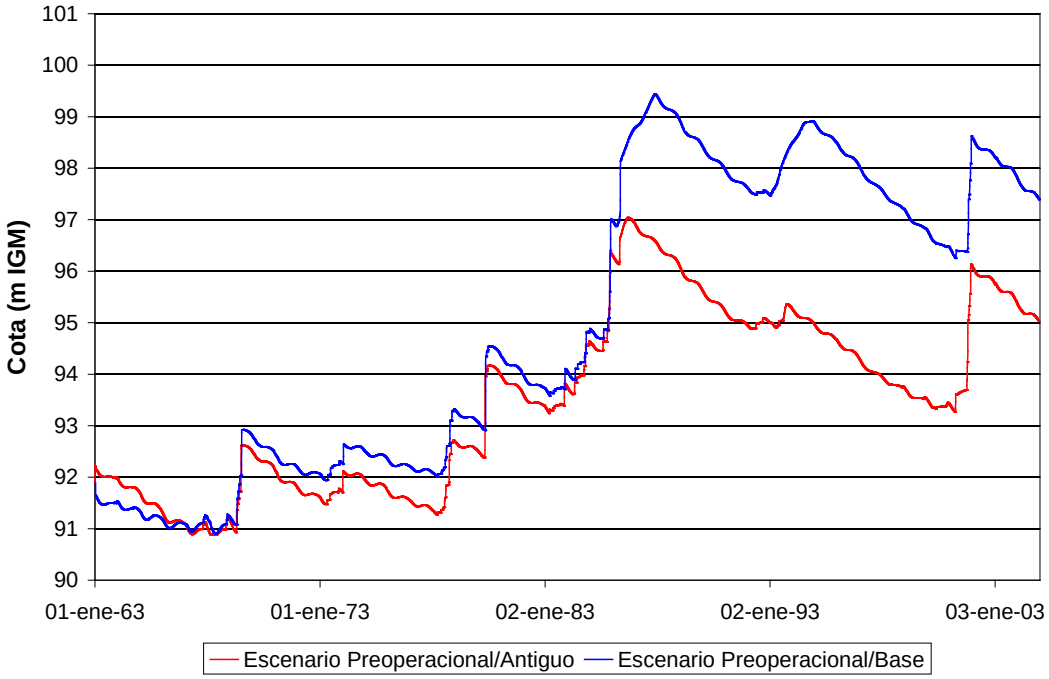


Figura 4.6.6. Nivel de agua de la laguna de Epecuén para el escenario Preoperacional/Antiguo.

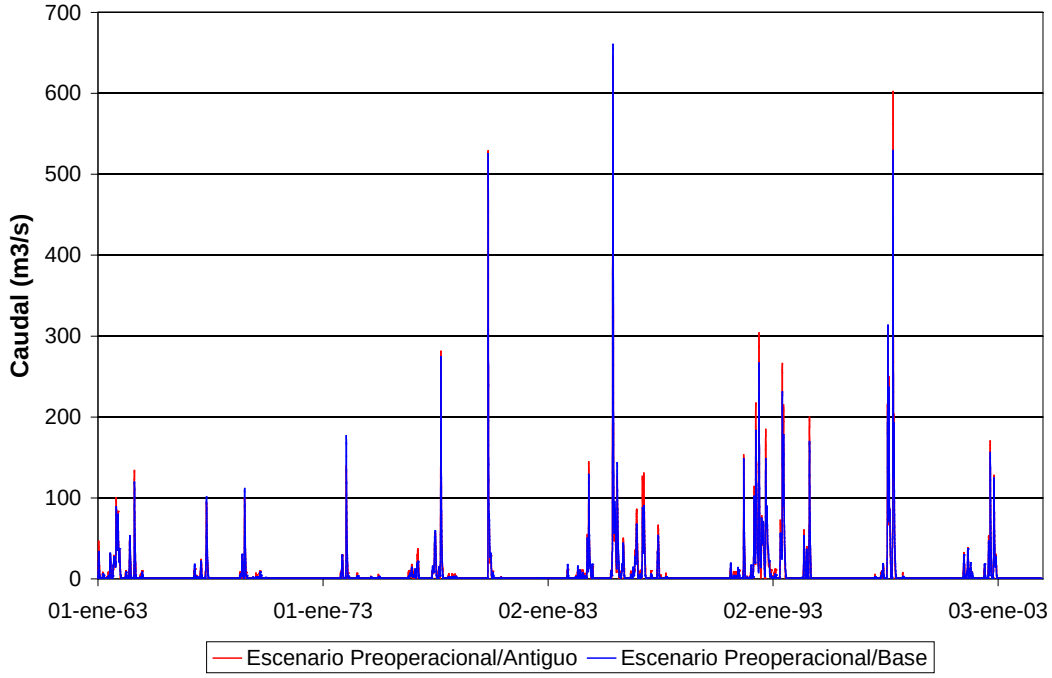


Figura 4.6.7. Caudal en el Aº Vallimanca – Ruta 226 (HE1320) para el escenario Preoperacional/Cierre.

4.7 Subregión B3

Como situación preoperacional se planteó el escenario *Preoperacional/Base*, que recibe el aporte de la subregión C correspondiente a su propio escenario Preoperacional/Base.

La Figura 4.7.1 muestra la ubicación de las estaciones donde se dispuso de aforos líquidos en la subregión B3.

La Figura 4.7.2 muestra la comparación entre los aforos y los caudales calculados para el Escenario Preoperacional/Base en esas estaciones. El acuerdo general se considera satisfactorio.

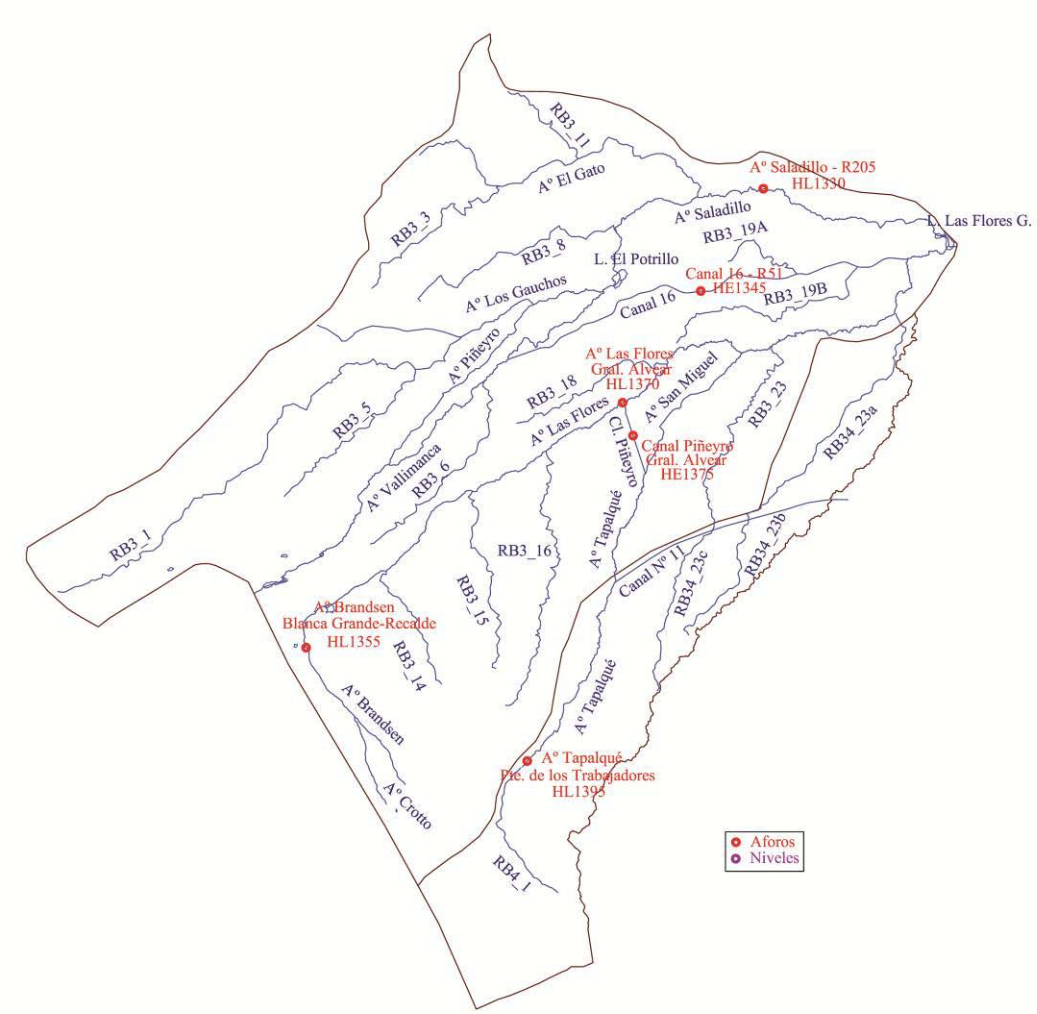
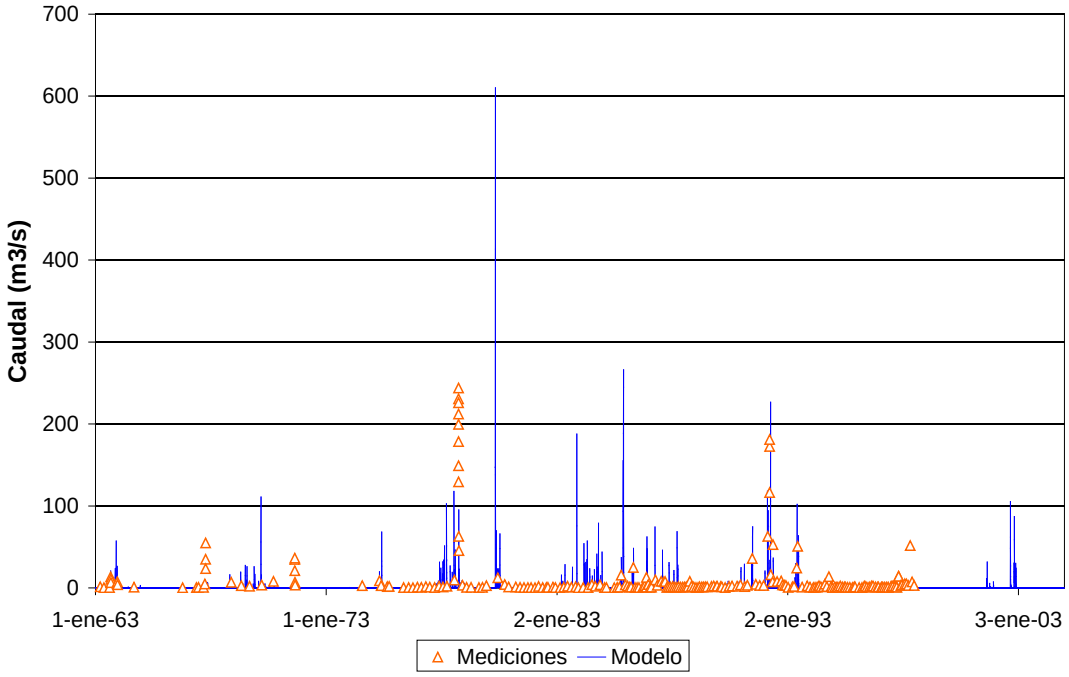
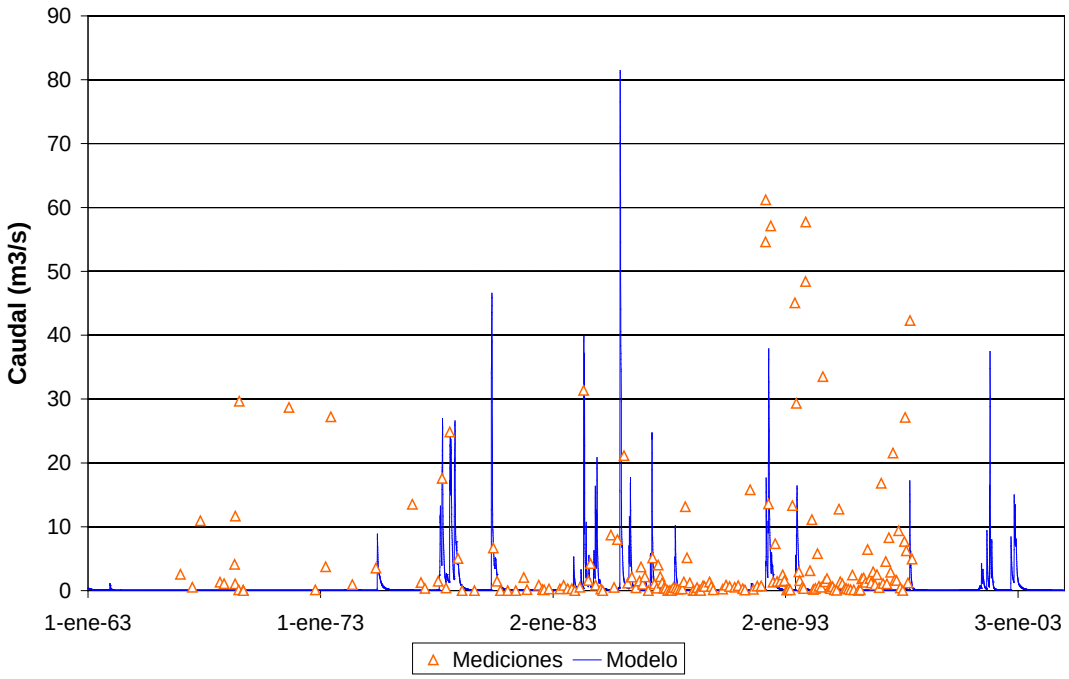


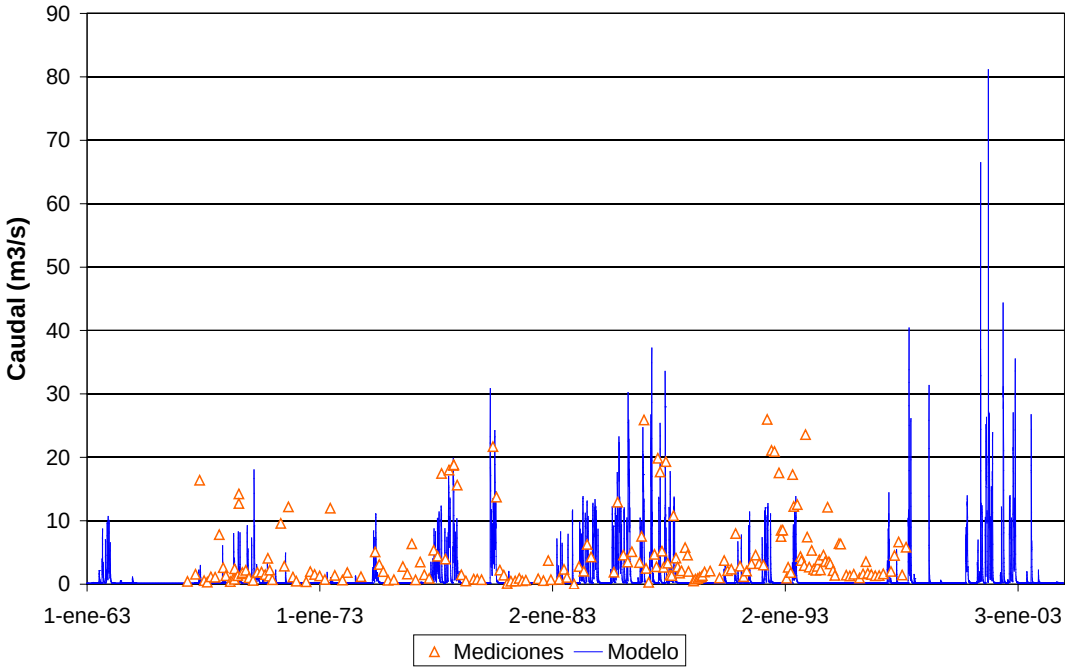
Figura 4.7.1. Estaciones de registro para aguas superficiales en la subregión B3.



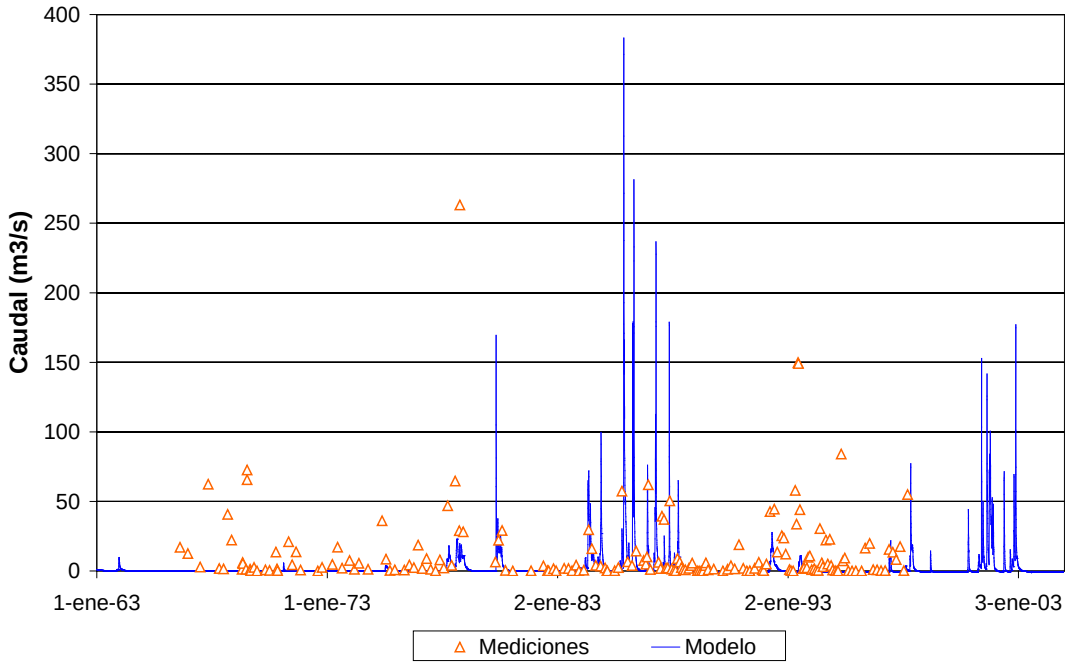
a) Aº Tapalqué– Pte. de los Trabajadores (HL1395)



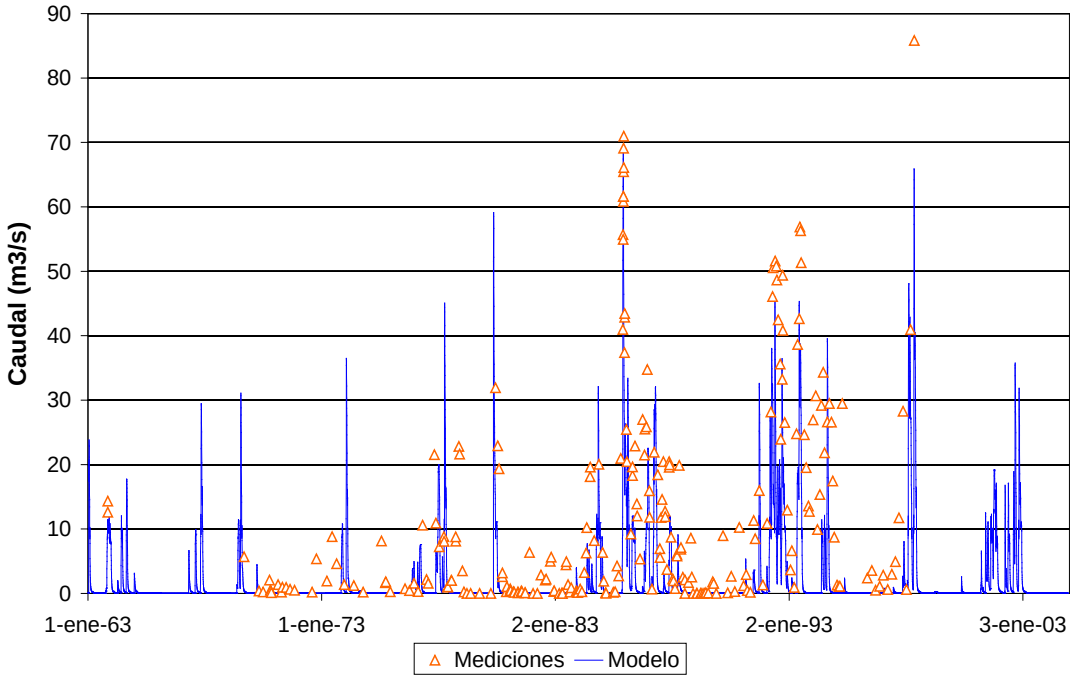
b) Aº Brandsen– Blanca Grande-Recalde (HL1355)



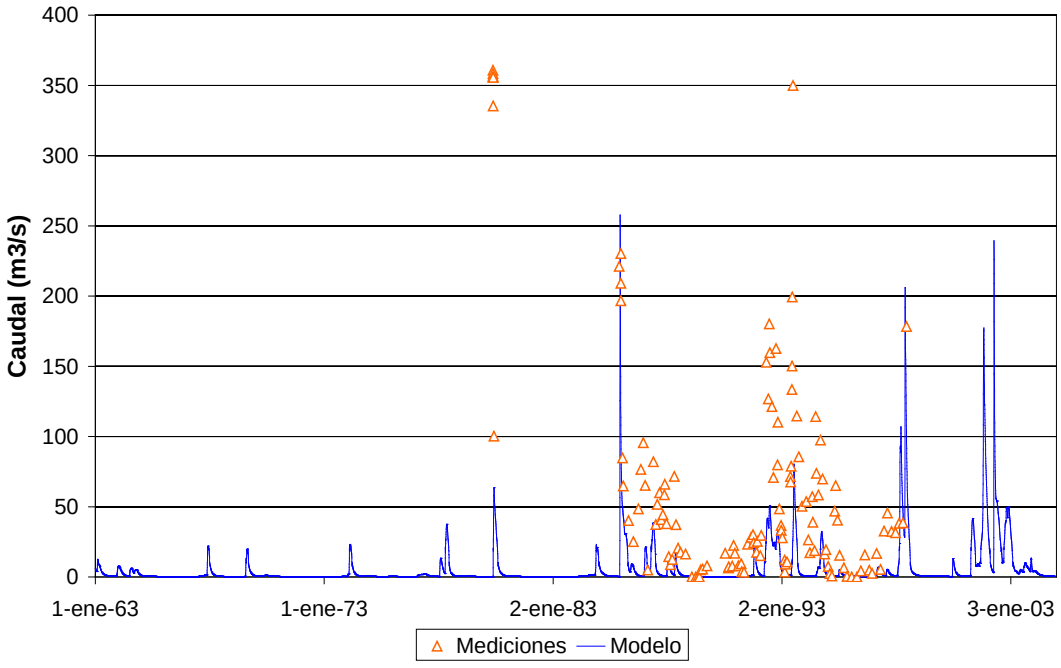
c) Canal Piñeyro– Gral. Alvear (HL1375)



d) Aº Las Flores – Gral. Alvear (HL1370)



e) Canal 16– Ruta 51 (HE1345)



f) Aº Saladillo– Ruta 205 (HL1330).

Figura 4.7.2. Comparación entre aforos y series de caudales calculados correspondientes al escenario Preoperacional/Base para la subregión B3.

La Figura 4.7.3 indica las estaciones donde se dispuso de niveles freáticos en la subregión B3. En la Figura 4.7.4 se muestra la comparación entre los registros y los niveles calculados para la situación preoperacional en esas estaciones. El acuerdo se considera muy satisfactorio en términos generales, ya que el modelo es capaz de reproducir la modulación temporal de los registros.

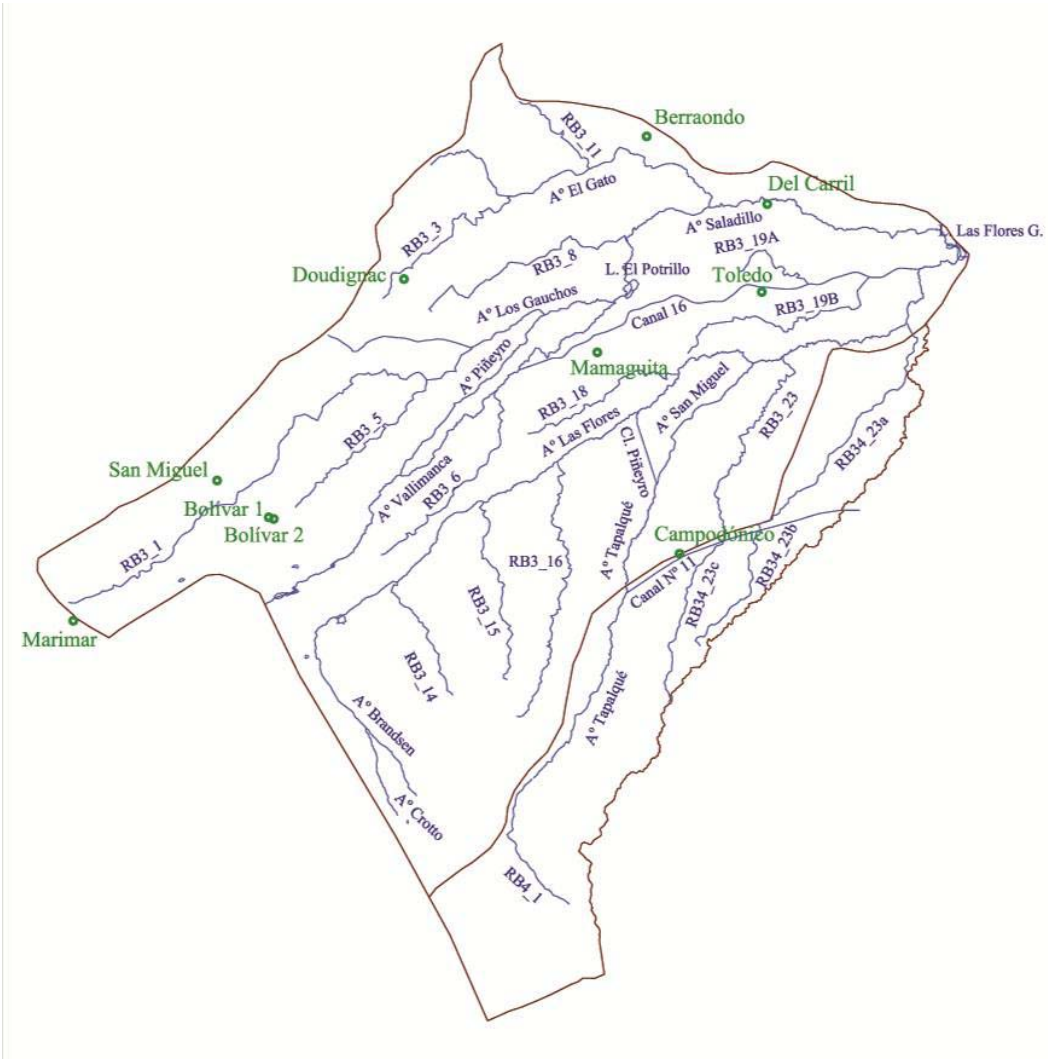
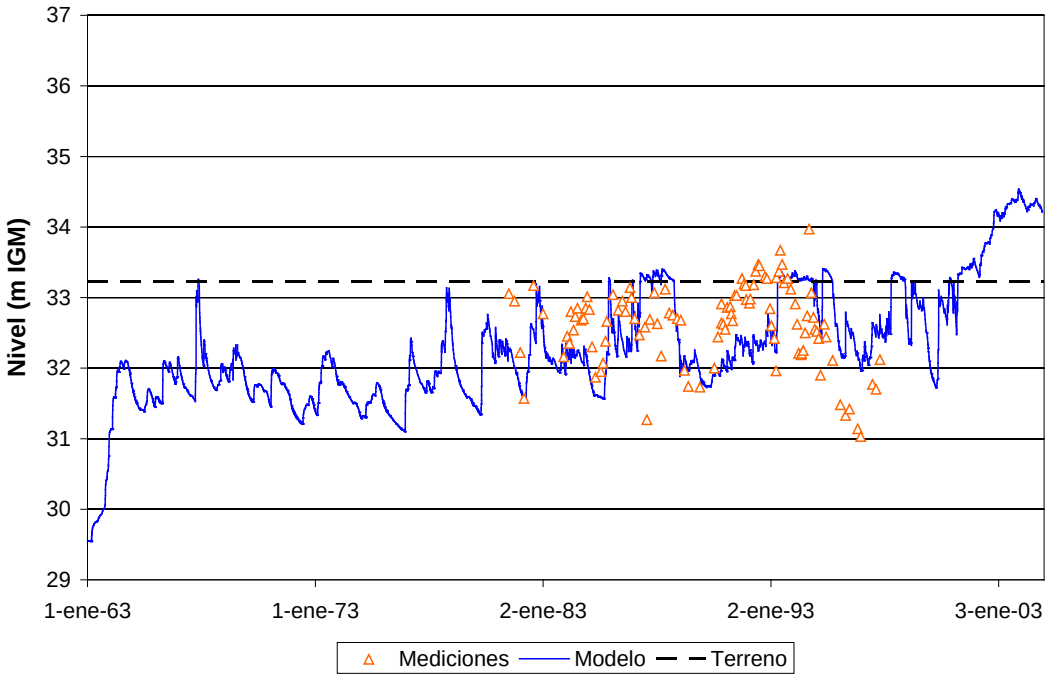
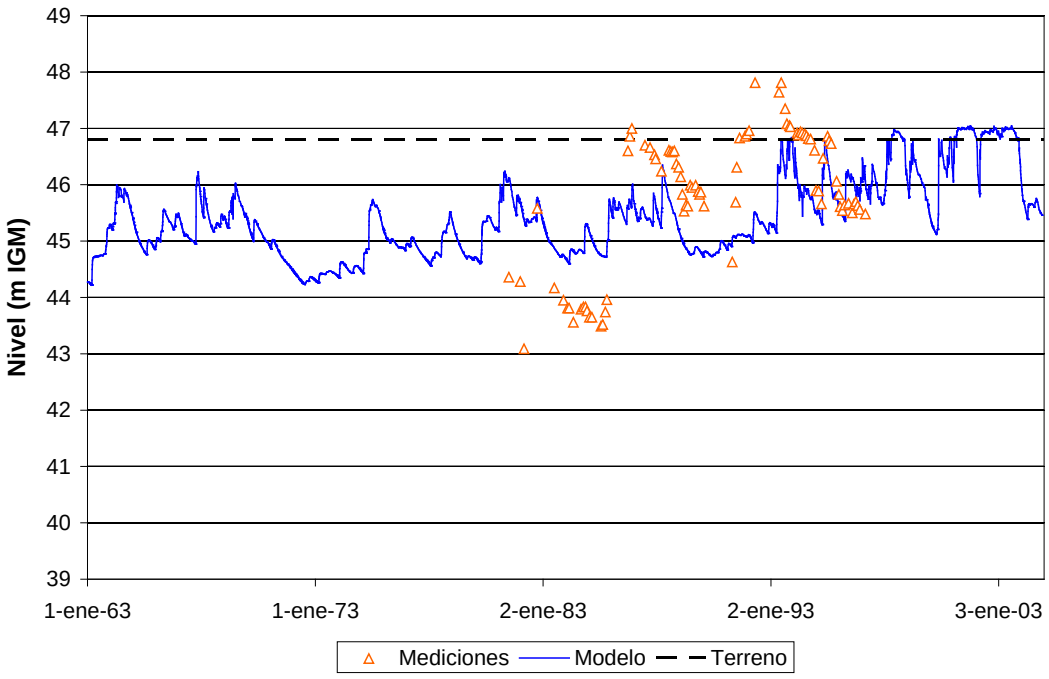


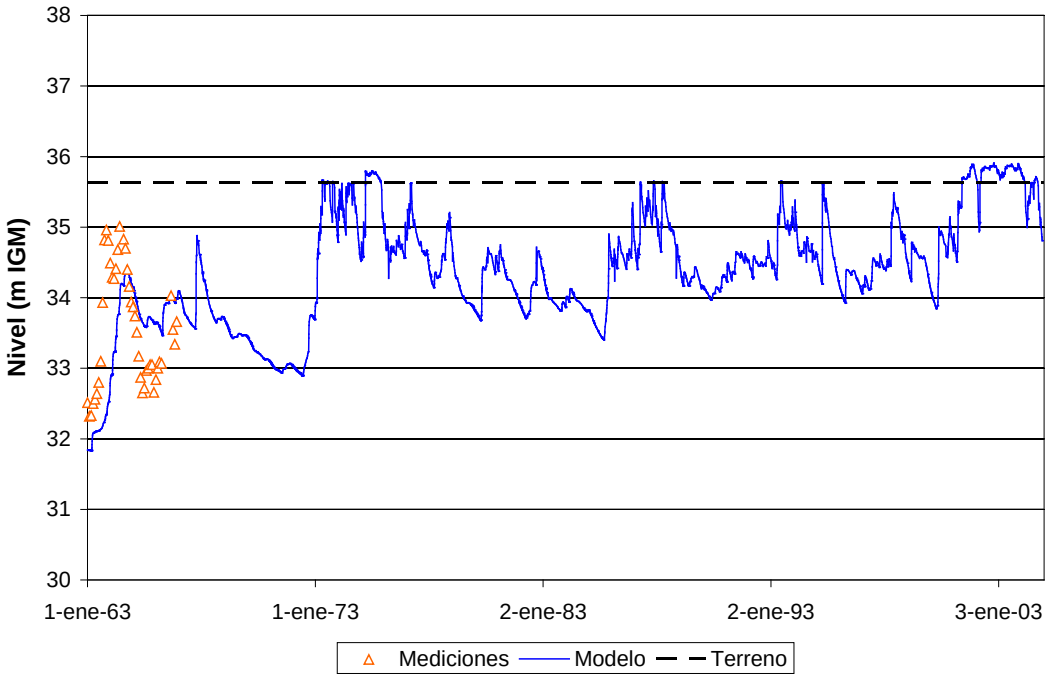
Figura 4.7.3. Estaciones de registro para aguas subterráneas en la subregión B3.



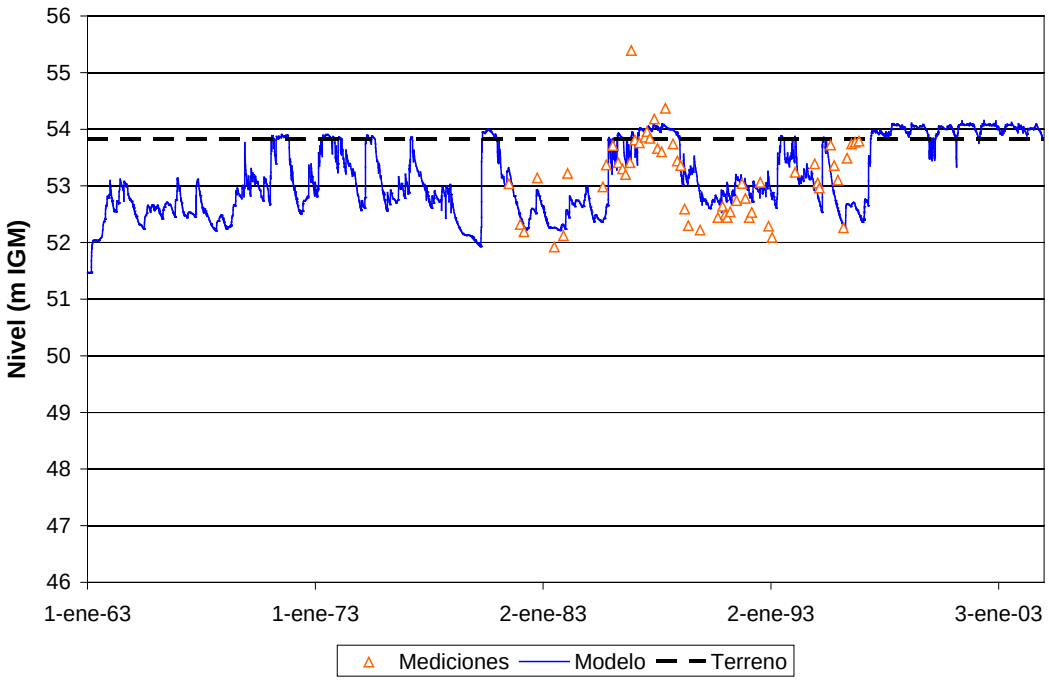
a) Del Carril



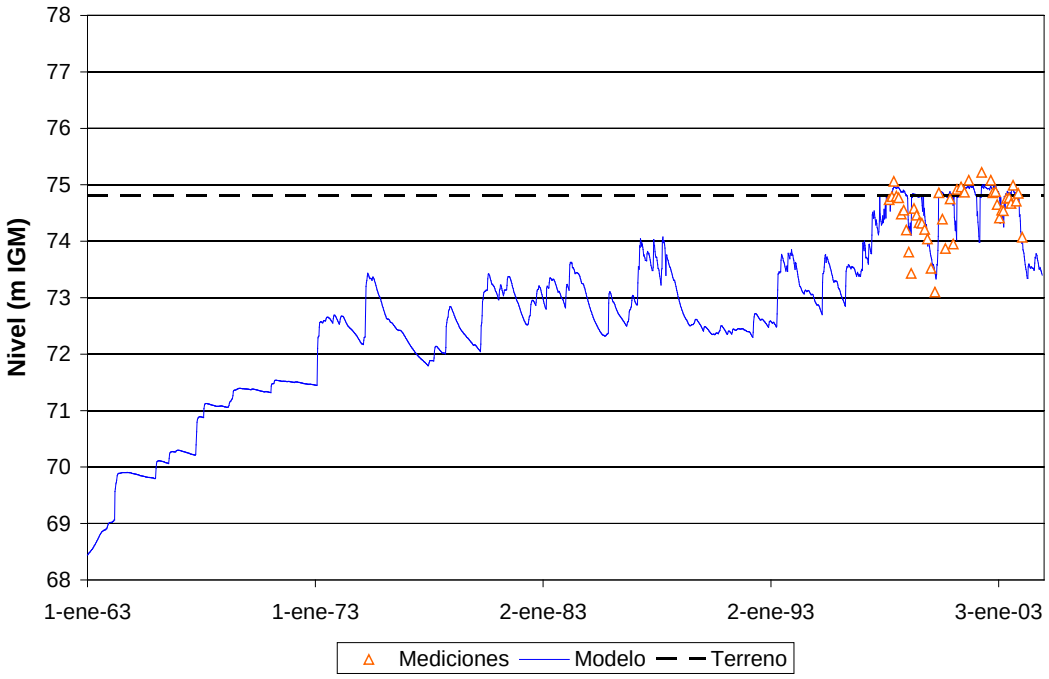
b) Berraondo



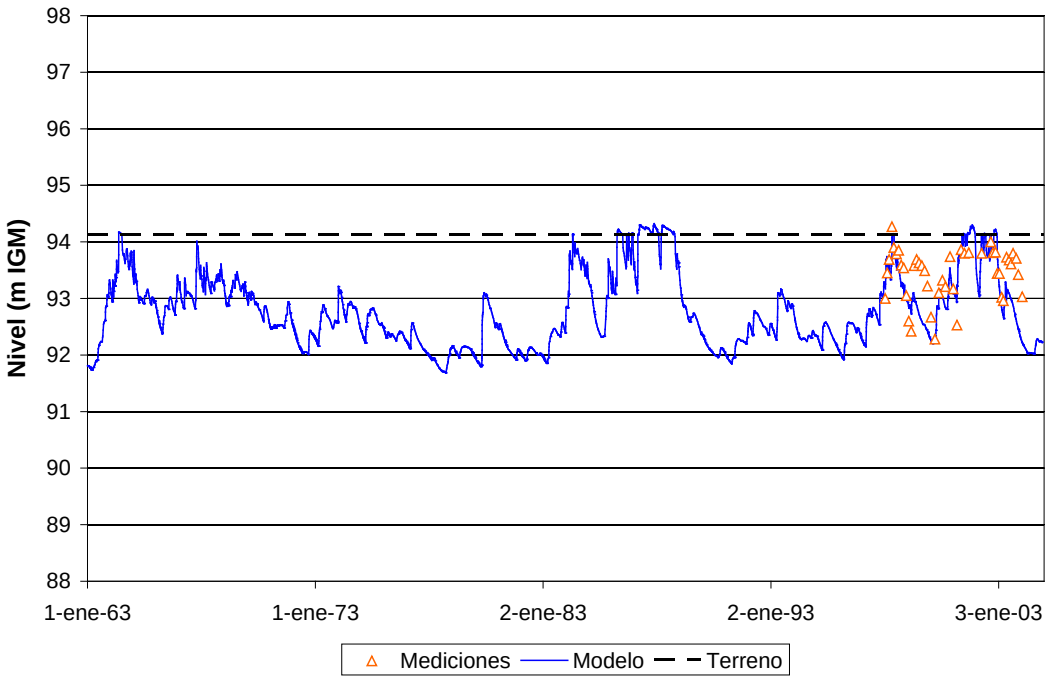
c) Toledo



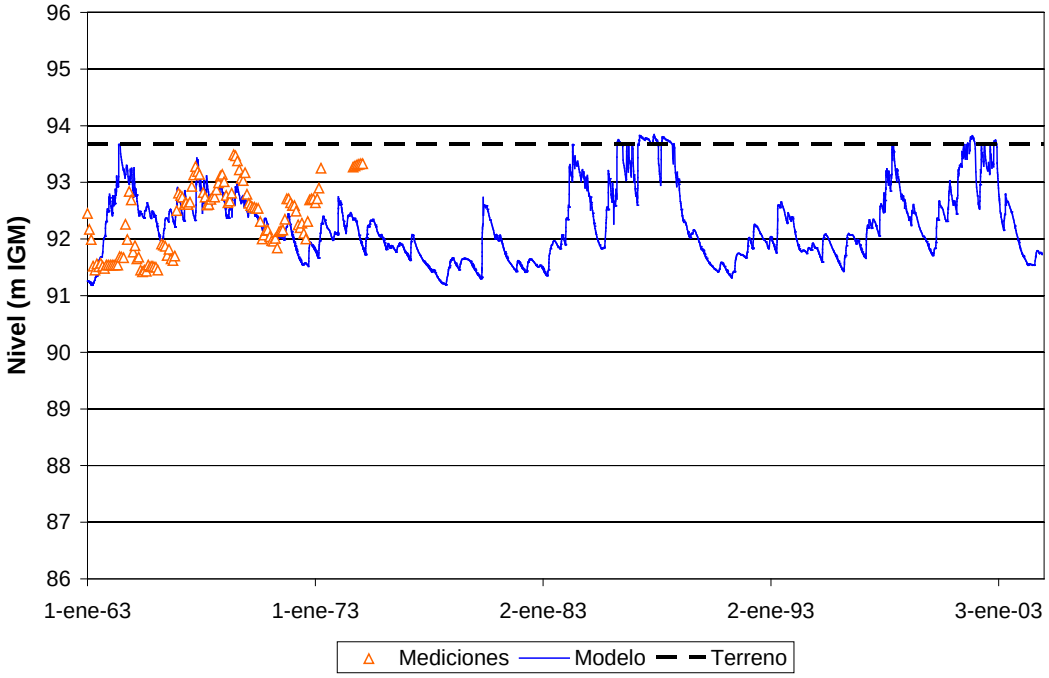
d) Mamaguita



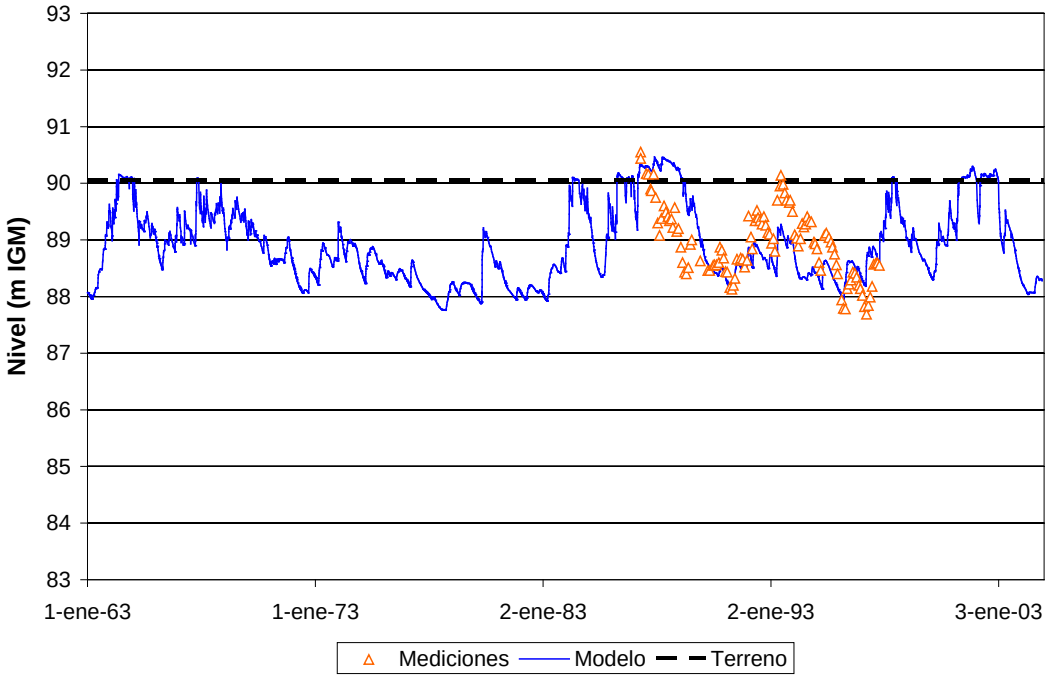
e) Doudignac



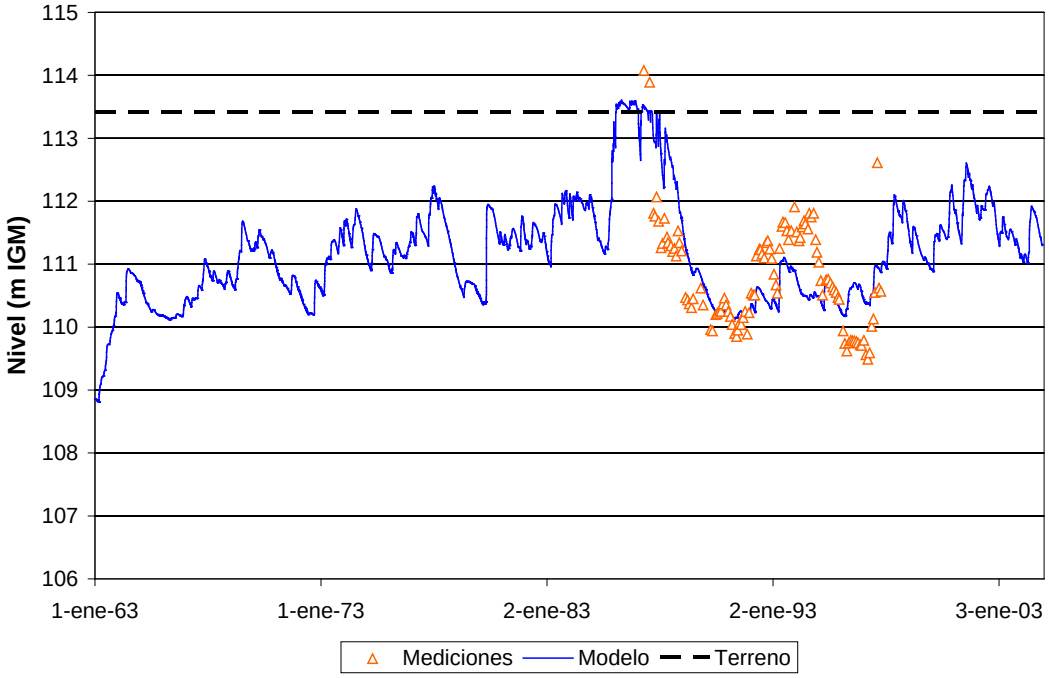
f) Bolívar 1



g) Bolívar 2



h) San Miguel



i) Marimar

Figura 4.7.4. Comparación entre niveles freáticos registrados y serie de niveles calculados correspondientes al escenario Preoperacional/Base para la subregión B3.

4.8 Subregión B2

La subregión B2 recibe aportes desde las subregiones B1, que colecta toda la región A, y B3, que colecta la subregión C. Se definieron, entonces, dos escenarios preoperacionales, a saber:

- *Preoperacional/Base:* Preoperacional de A1 + Preoperacional de A2 + Preoperacional/Base de A3A4 + Preoperacional/Base de B1 + Preoperacional/Base de C + Preoperacional/Base de B3.
- *Preoperacional/Trasvase:* Preoperacional de A1 + Preoperacional de A2 + Preoperacional/Trasvase de A3A4+ Preoperacional/Trasvase de B1 + Preoperacional/Base de C + Preoperacional/Base de B3.

El segundo se utiliza para validar los resultados del modelo con los registros históricos, mientras que el primero se usa como referencia para determinar el efecto de las obras.

En la Figura 4.8.1 se indican las estaciones donde se dispuso de aforos líquidos y de registros de niveles en la subregión B2. La Figura 4.8.2 muestra la comparación entre los aforos y los caudales calculados para el escenario Preoperacional/Trasvase en esas estaciones, mientras que la Figura 4.8.3 presenta comparaciones entre niveles medidos y calculados. El acuerdo se considera satisfactorio.

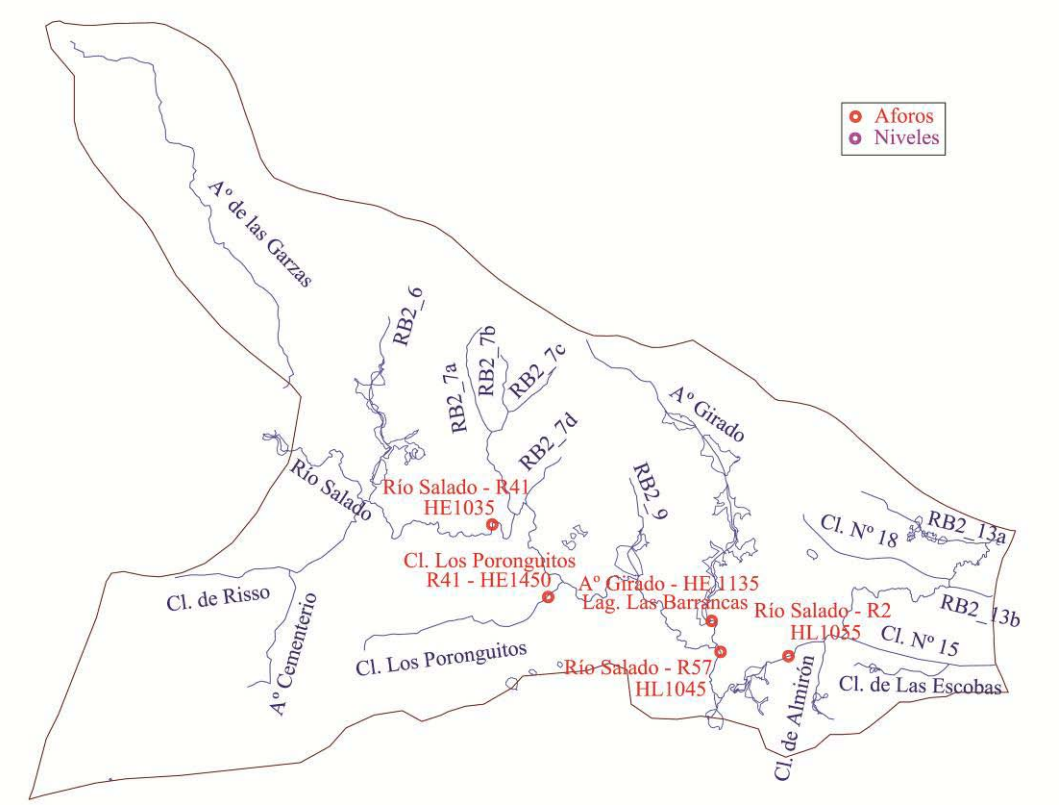
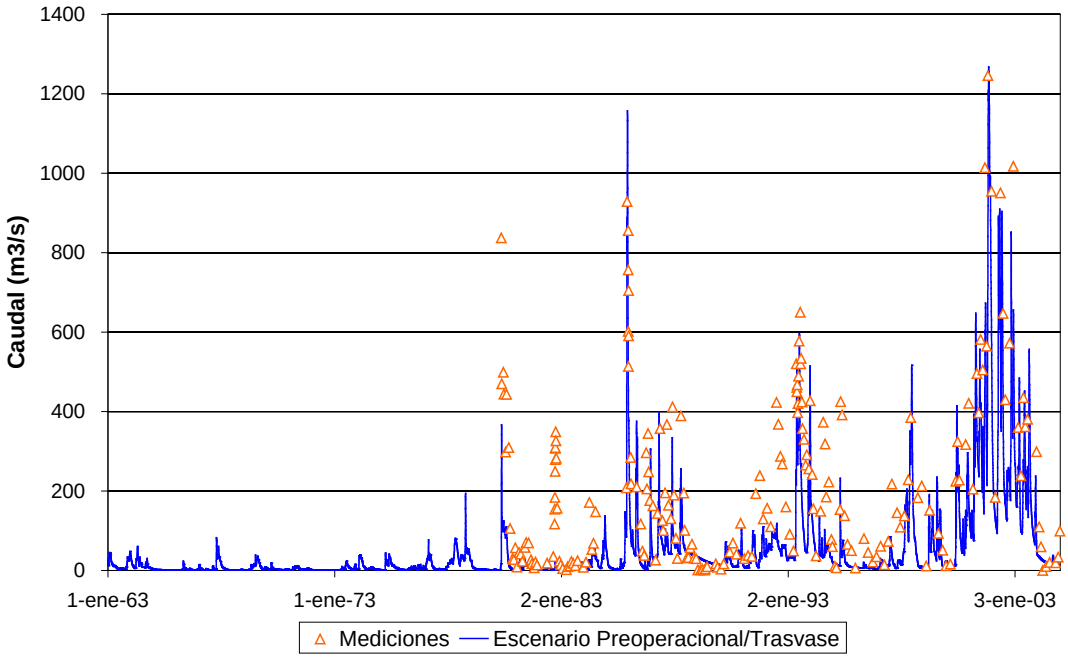


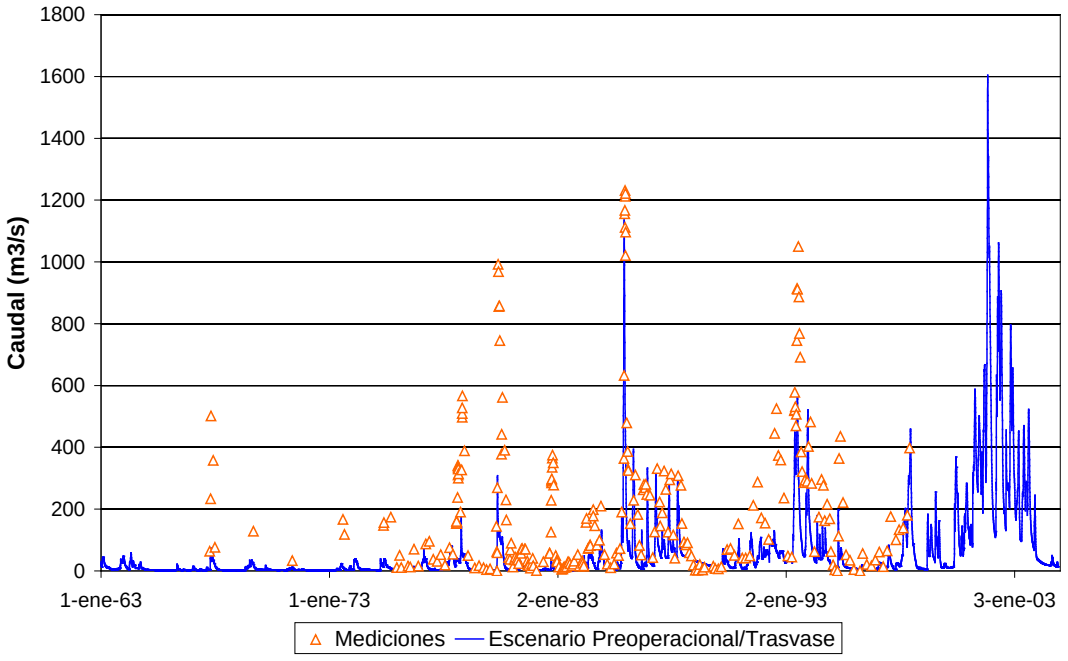
Figura 4.8.1. Estaciones de registro para aguas superficiales en la subregión B2.

La Figura 4.8.4 indica las estaciones donde se dispuso de niveles freáticos en la subregión B2. En la Figura 4.8.5 se muestra la comparación entre los registros y los niveles calculados para la situación preoperacional en esas estaciones. El acuerdo se considera satisfactorio en términos generales.

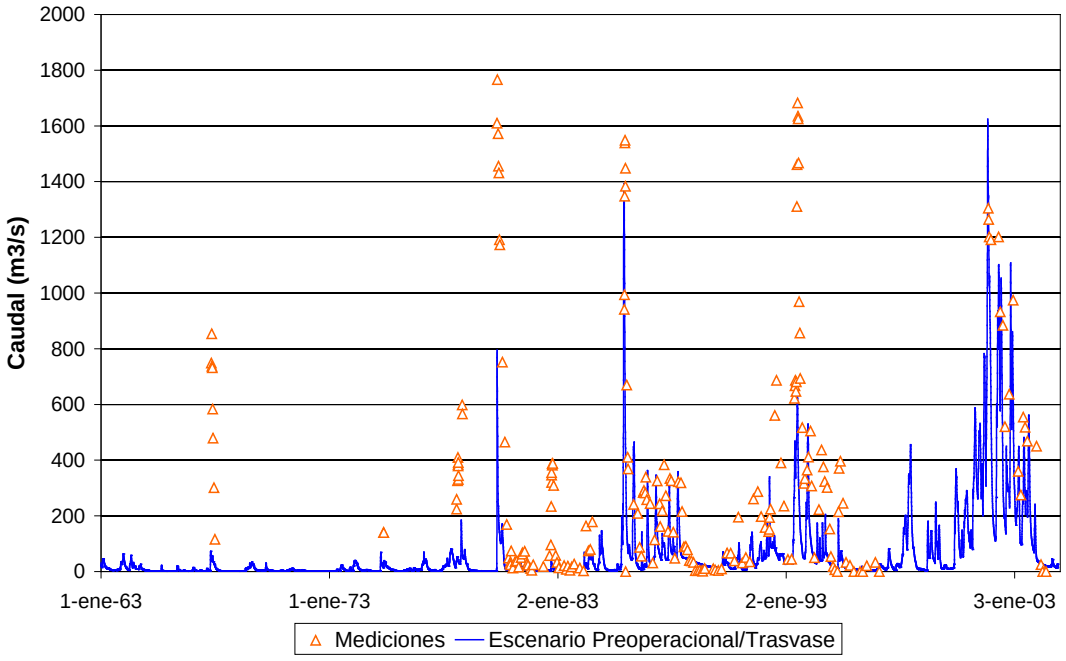
La Figura 4.8.6 presenta los resultados para los caudales correspondientes al escenario Preoperacional/Base, y los del escenario Preoperacional/Trasvase como referencia. Se observa que los cambios son muy leves para el trasvase de 2001, pero más significativos para 1987.



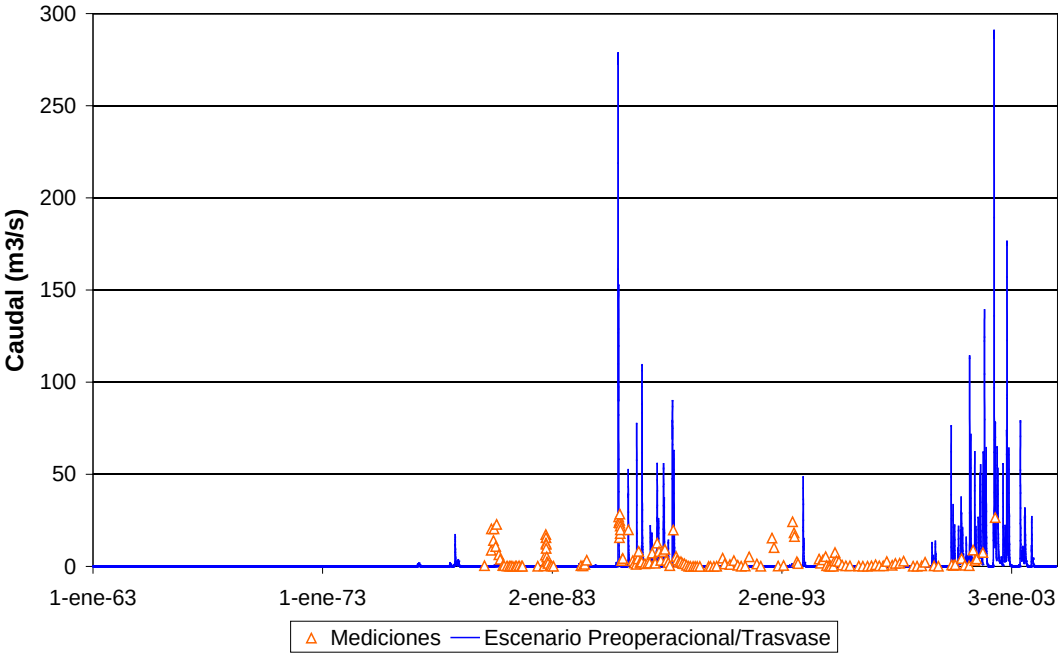
a) Río Salado - Ruta 41 (HE1035)



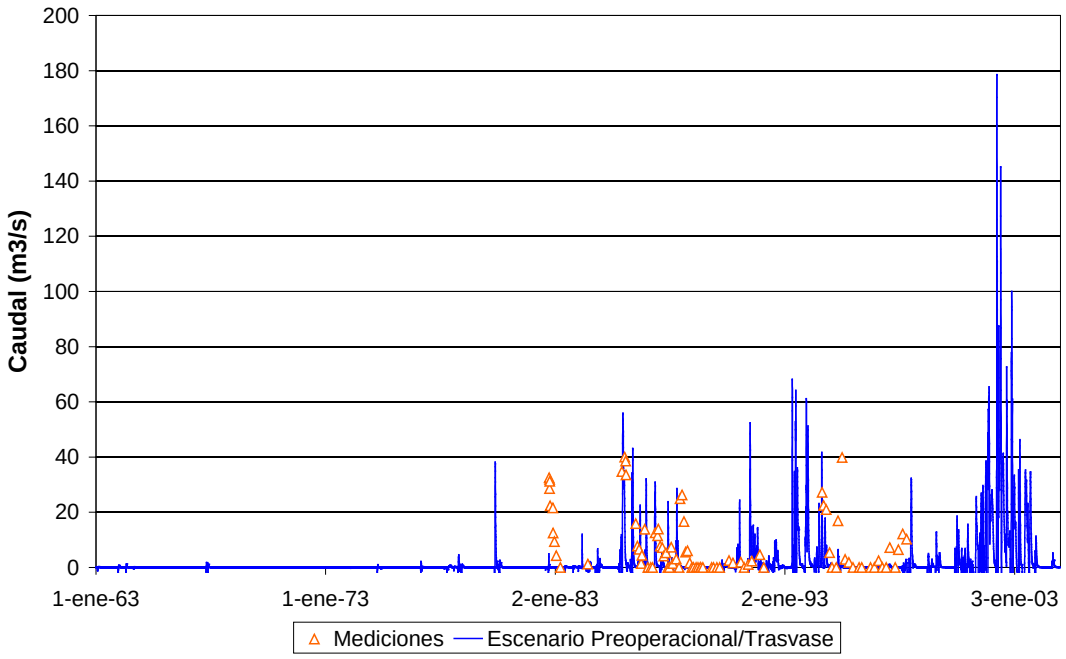
b) Río Salado - Ruta 57 (HL1045)



c) Río Salado - Ruta 2 (HL1055)

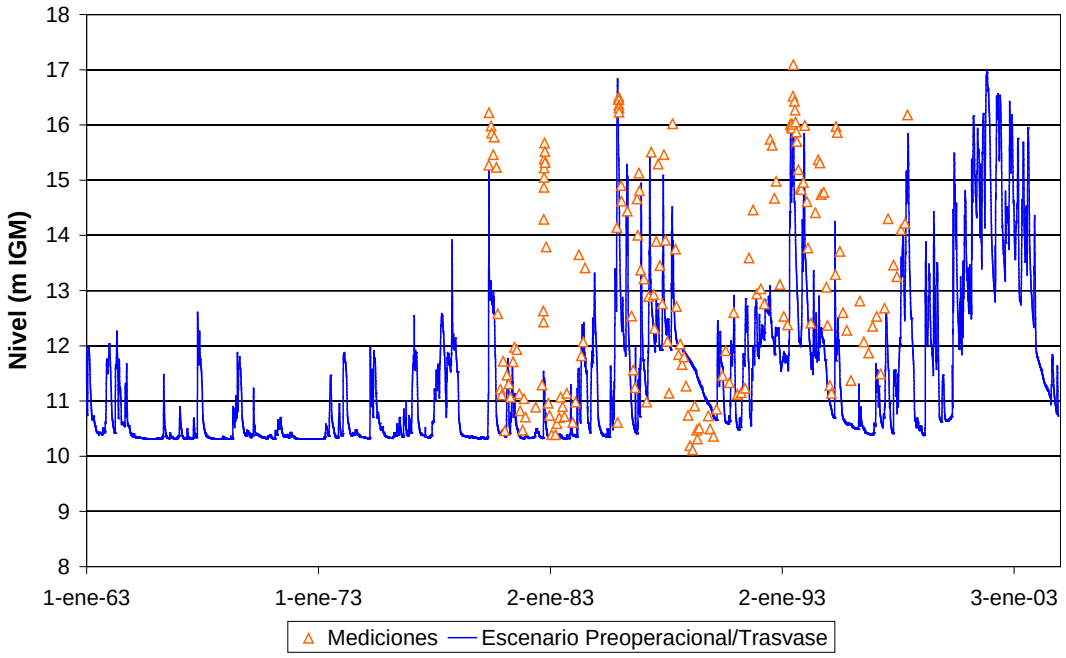


d) Cl. Los Poronguitos – Ruta 41 (HL1450)

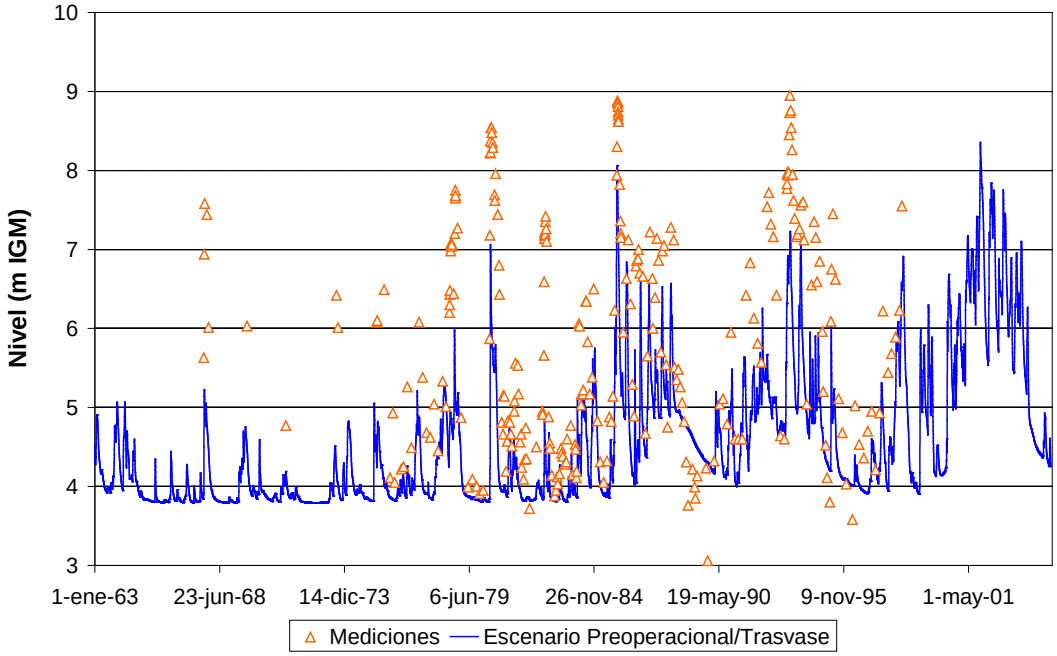


e) Aº Girado

Figura 4.8.2. Comparación entre aforos y series de caudales calculados en el escenario Preoperacional/Trasvase para la subregión B2.



a) Río Salado - Ruta 41 (HE1035)



b) Río Salado - Ruta 57 (HL1045)

Figura 4.8.3. Comparación entre niveles registrados y serie de niveles calculados en situación preoperacional para la subregión B2.

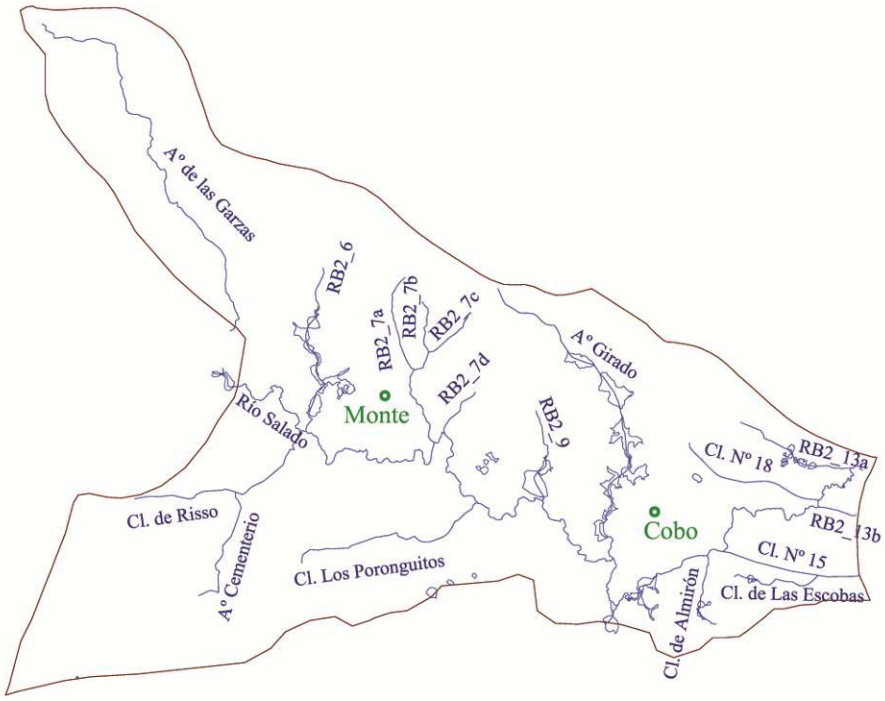
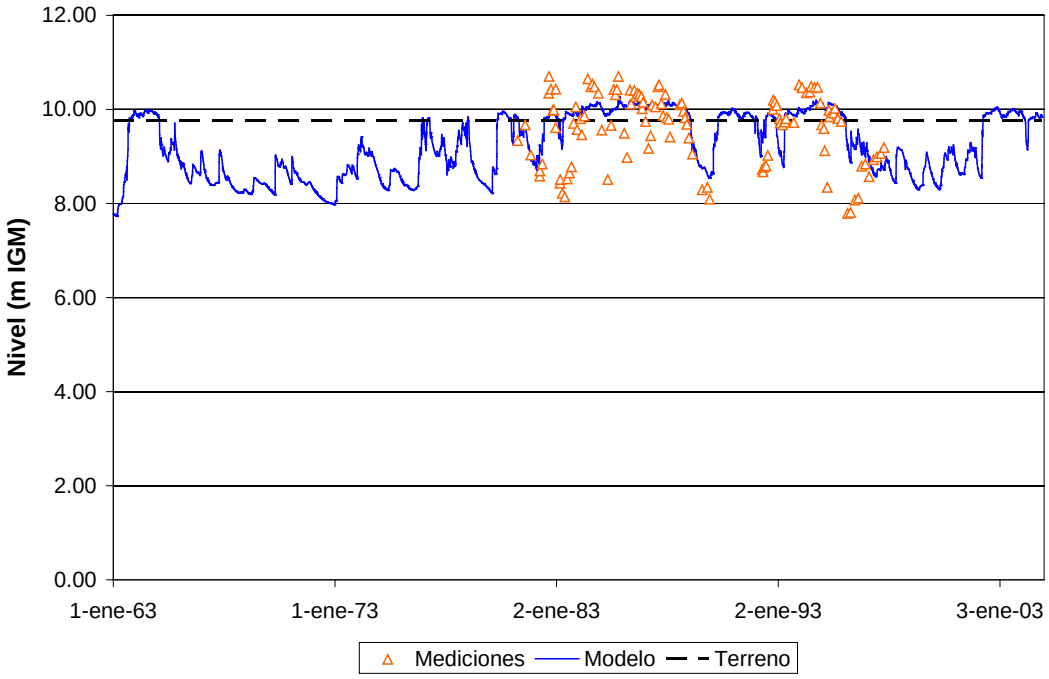
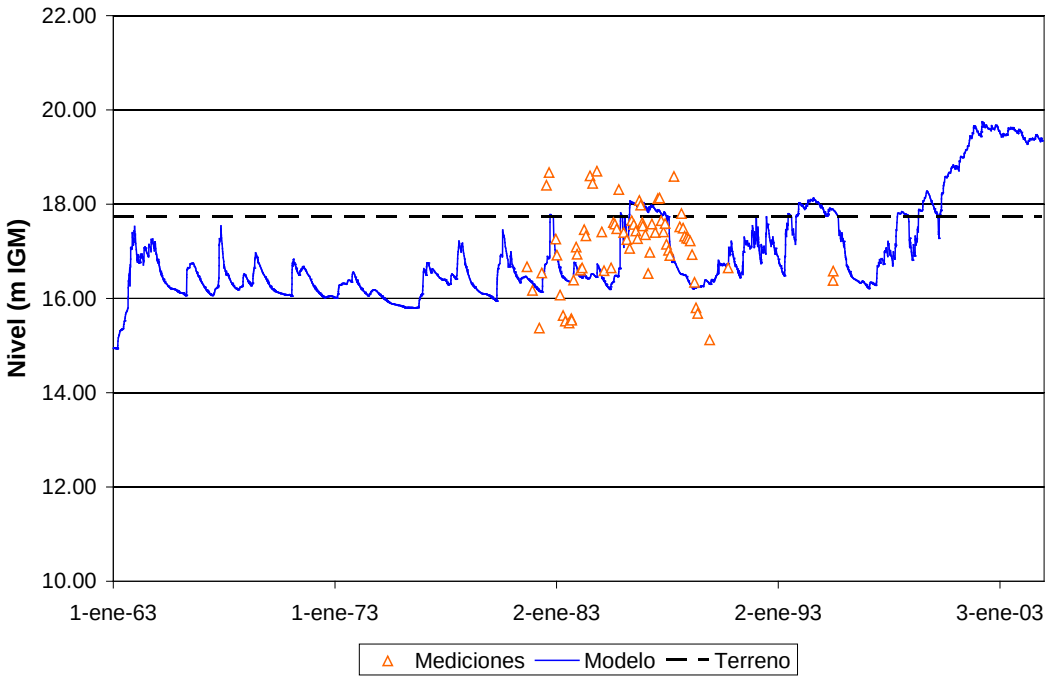


Figura 4.8.4. Estaciones de registro para aguas subterráneas en la subregión B2.

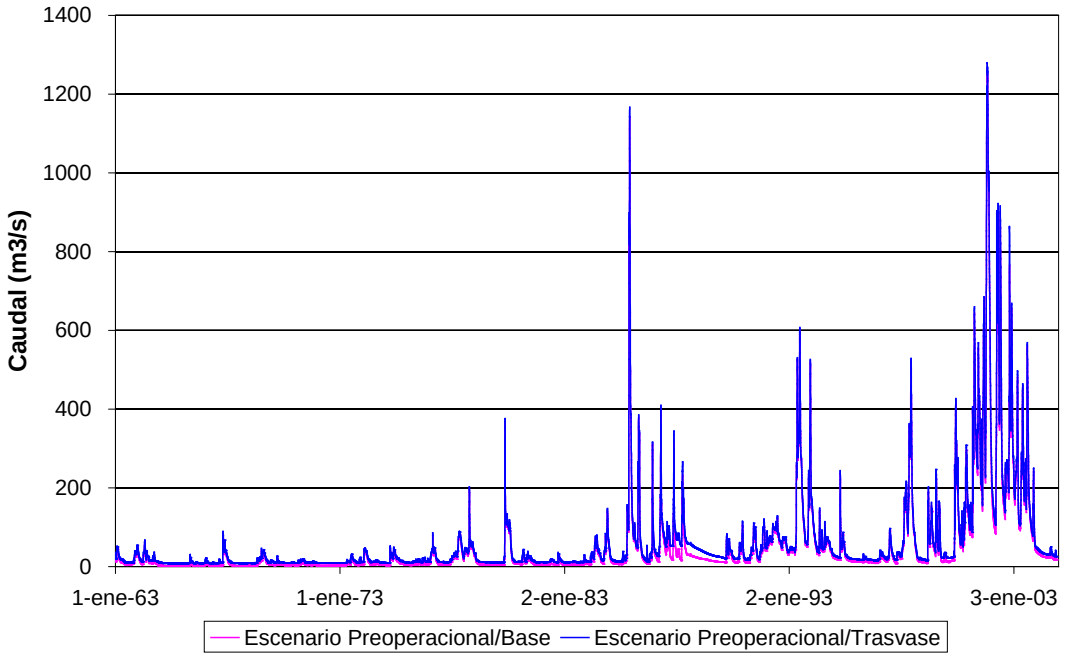


a) Cobo

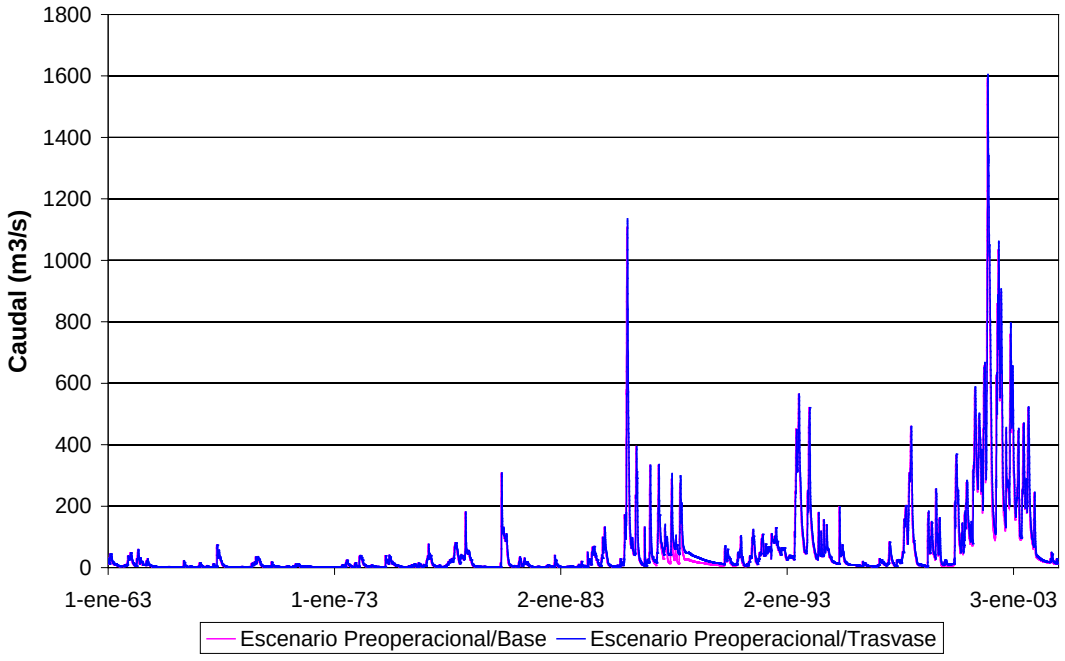


b) Monte

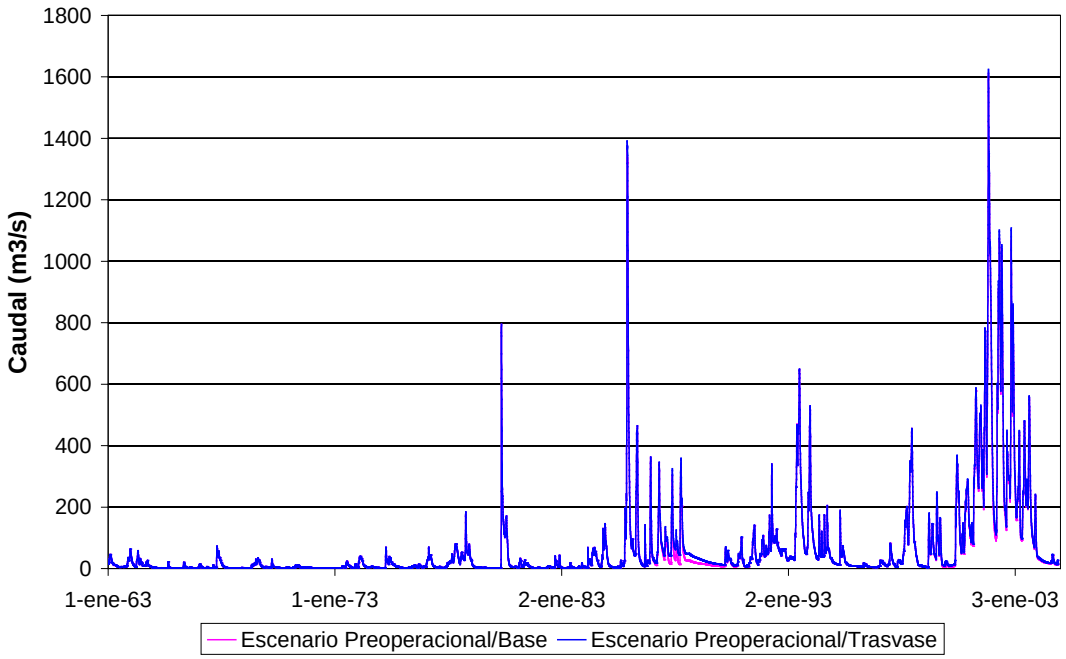
Figura 4.8.5. Comparación entre niveles freáticos registrados y serie de niveles calculados en situación preoperacional para la subregión B2.



a) Río Salado - Ruta 41 (HE1035)



b) Río Salado - Ruta 57 (HL1045)



c) Río Salado - Ruta 2 (HL1055)

Figura 4.8.6. Comparación entre aforos y series de caudales calculados correspondientes al escenario Preoperacional/Base para la subregión B2

4.9 Subregión B4

En la Figura 4.9.1 se indican las estaciones donde se dispuso de aforos líquidos y de registros de niveles en la subregión B4. La Figura 4.9.2 muestra la comparación entre los aforos y los caudales calculados para la situación preoperacional en esas estaciones. El acuerdo se considera satisfactorio, en el sentido de que se logra, en general, reproducir los pulsos de caudal en las (relativamente escasas) situaciones en que fueron aforados.

La Figura 4.9.3 indica las estaciones donde se dispuso de niveles freáticos en la subregión B4. En la Figura 4.9.4 se muestra la comparación entre los registros y los niveles calculados para la situación preoperacional en esas estaciones. El acuerdo se considera satisfactorio en términos generales, aunque el modelo muestra una modulación temporal menos intensa que la de los registros.

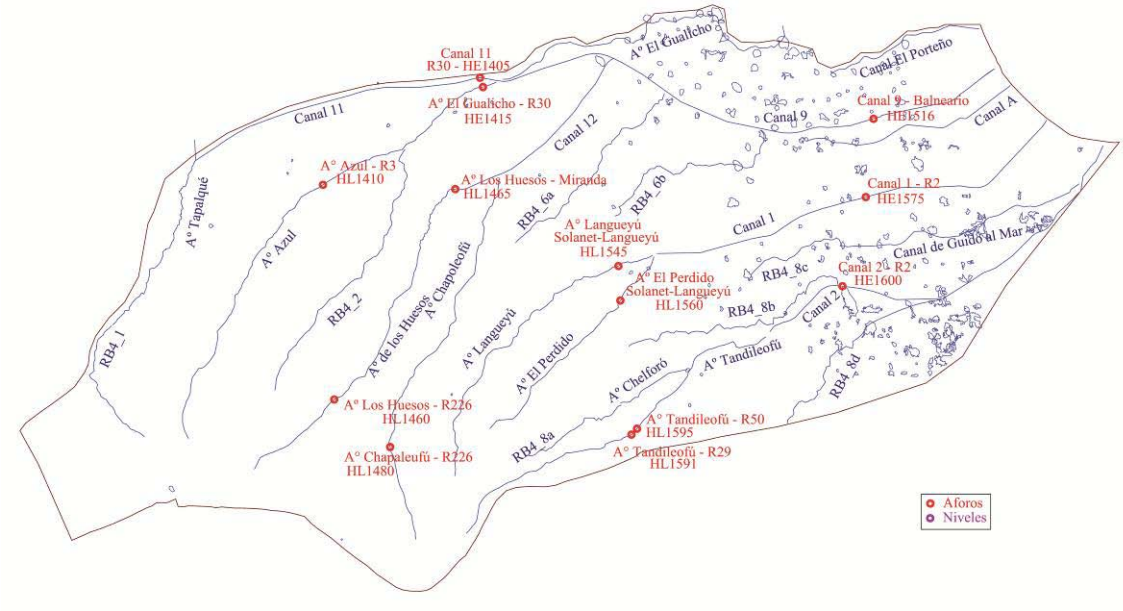
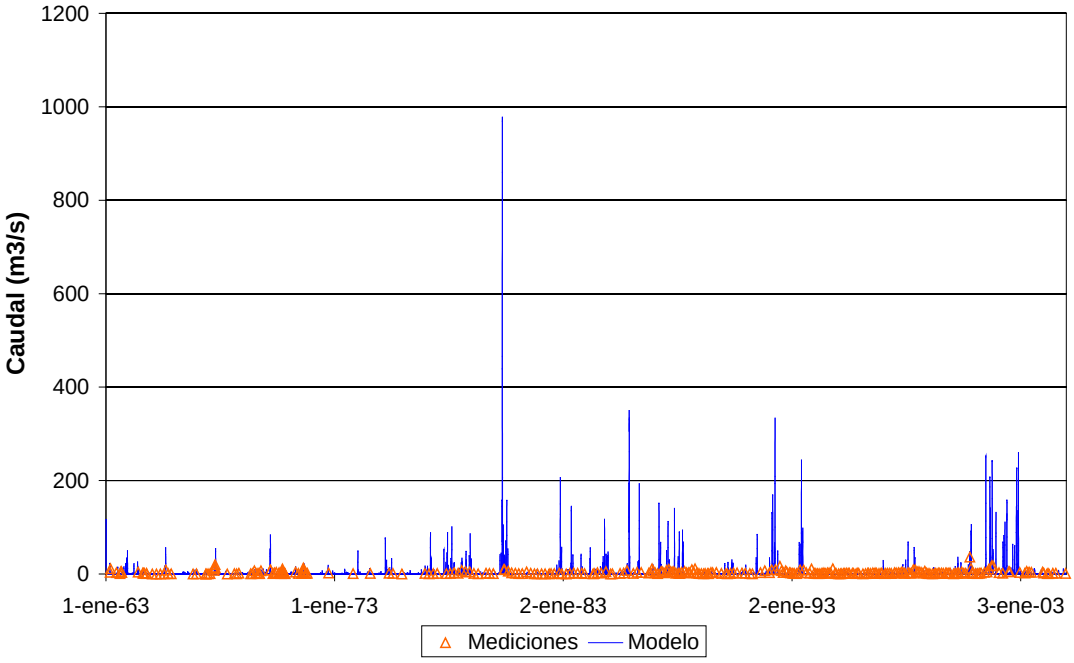
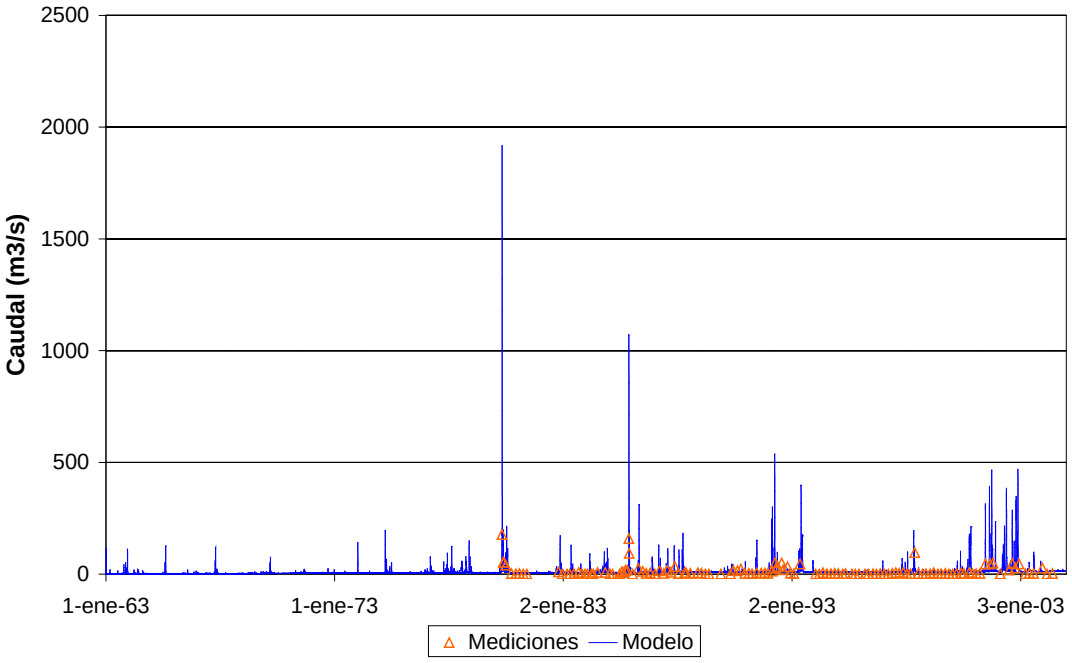


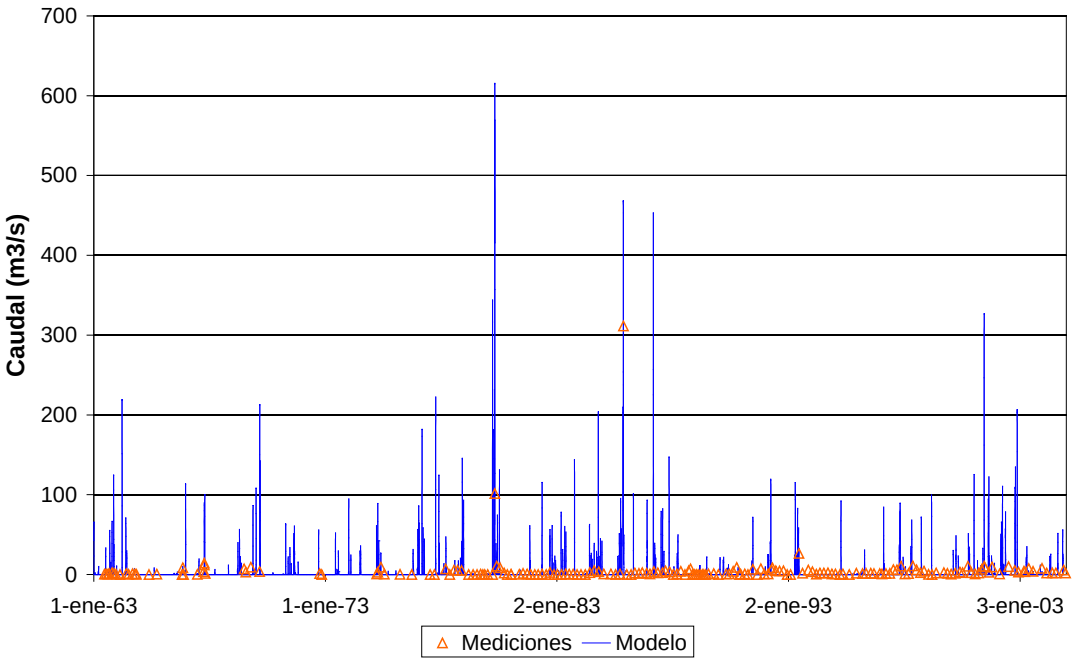
Figura 4.9.1. Estaciones de registro para aguas superficiales en la subregión B4.



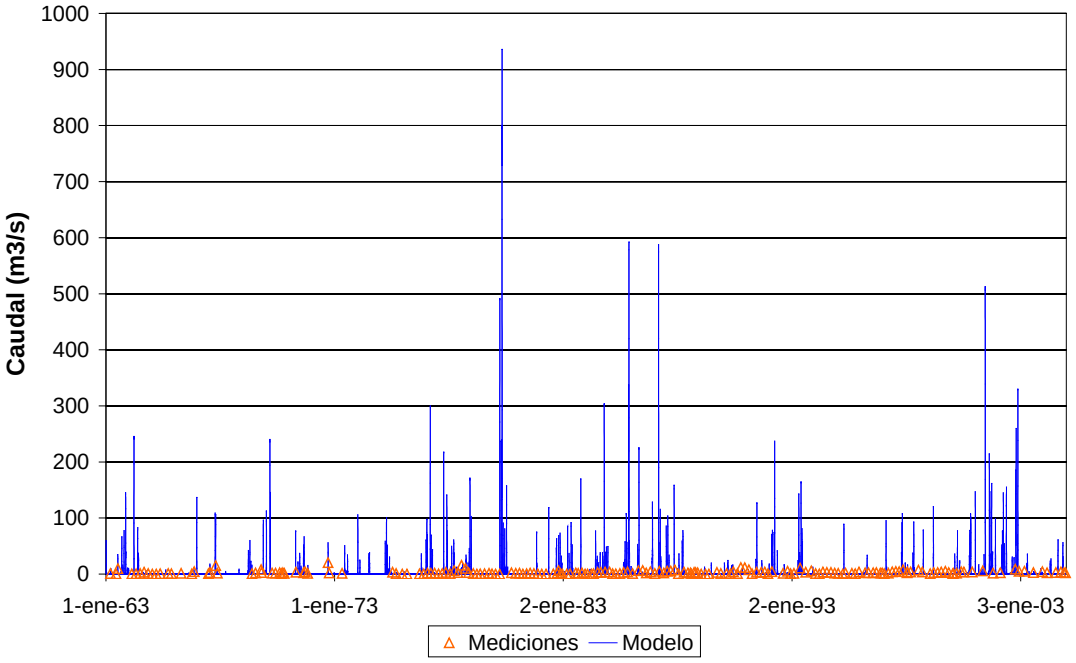
a) Aº Azul – Ruta 3 (HL1410)



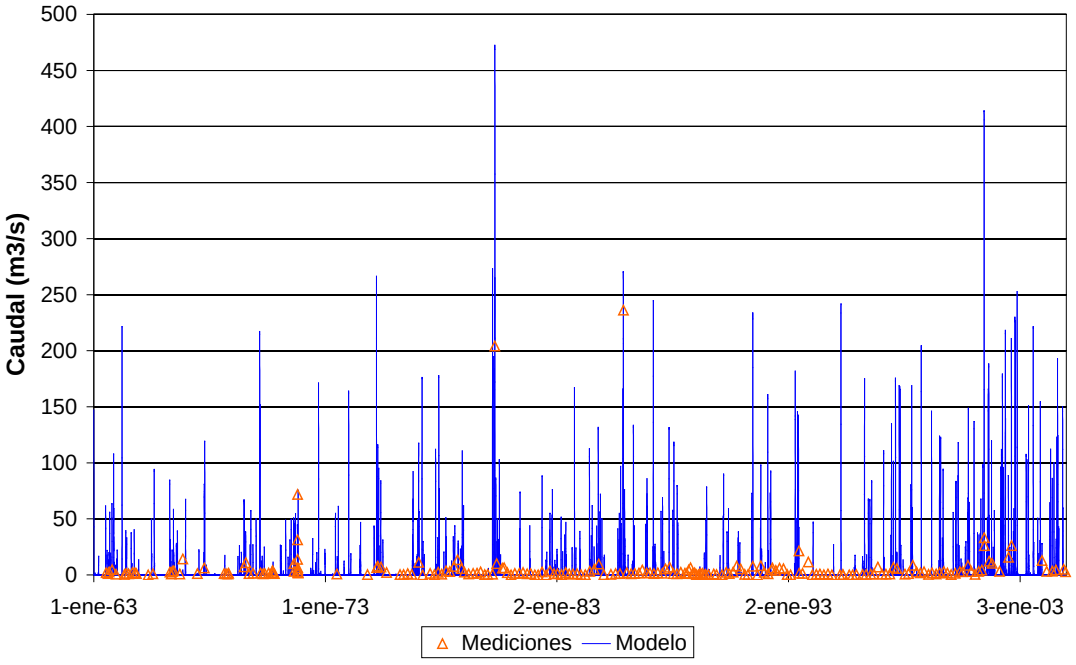
b) Aº El Gualicho – Ruta 30 (HE1415)



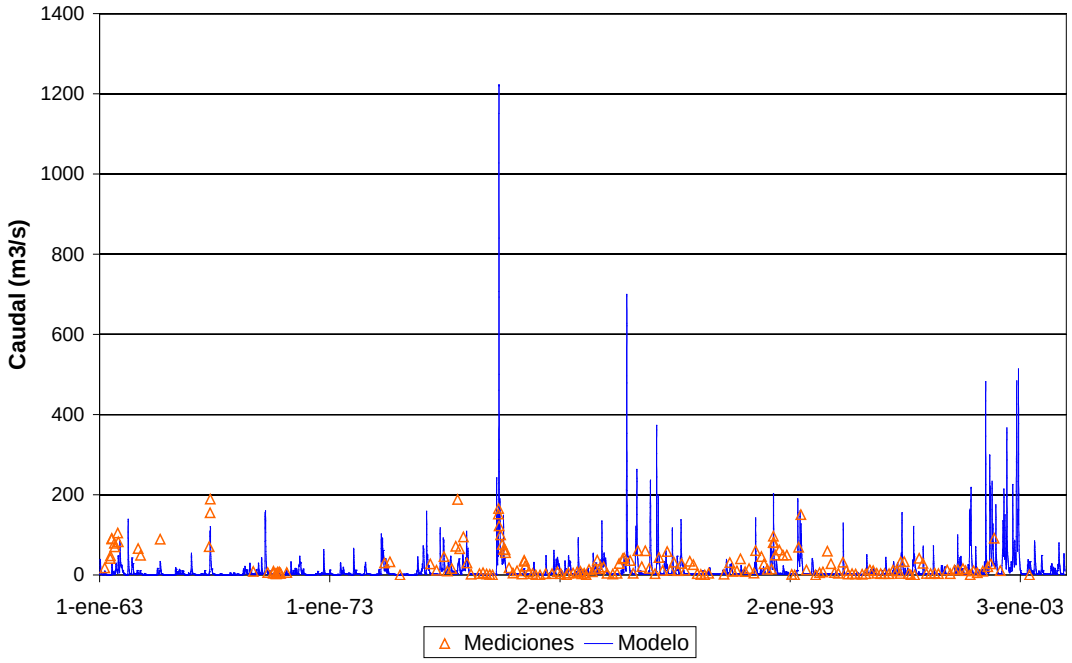
c) Aº de los Huesos – Ruta 226 (HL1460)



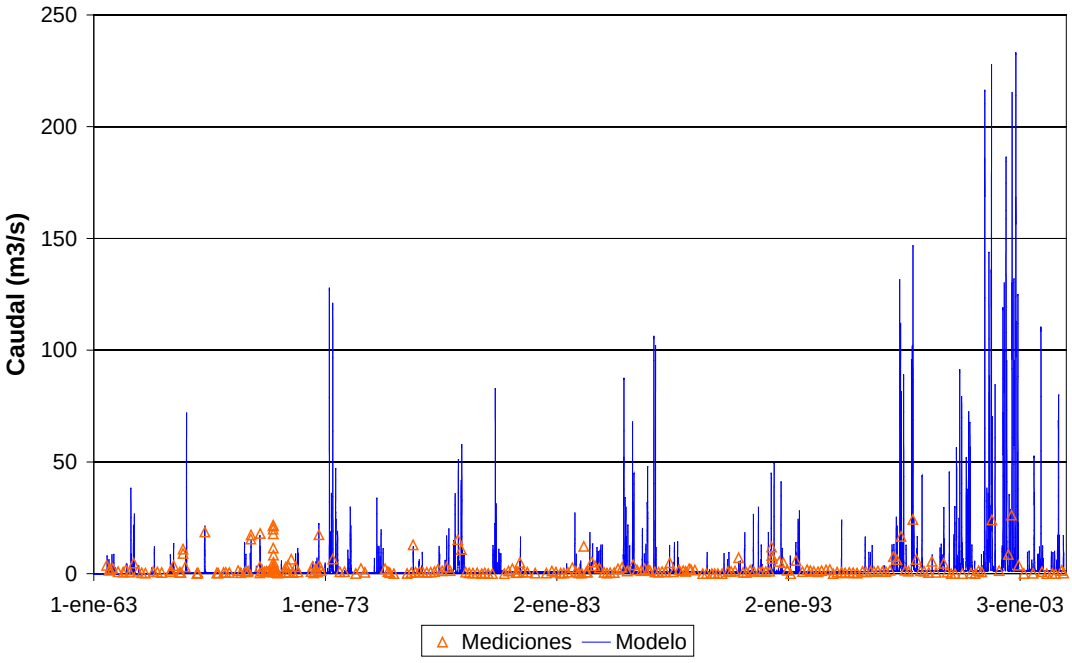
d) Aº de los Huesos – Miranda (HL1465)



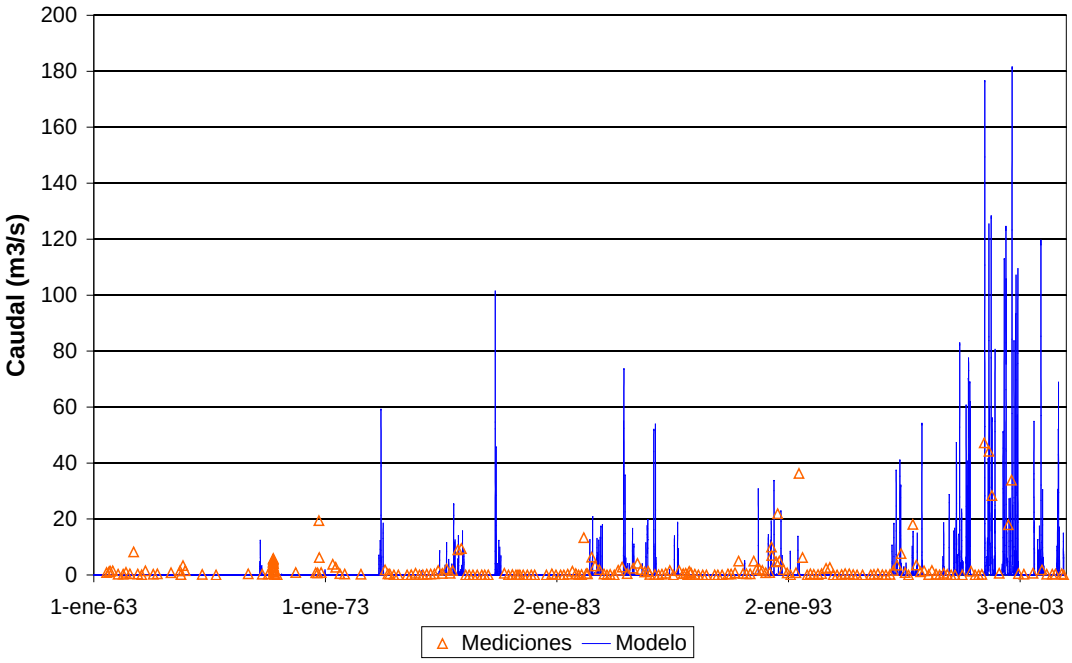
e) Aº Chapaleufú – Ruta 226 (HL1480)



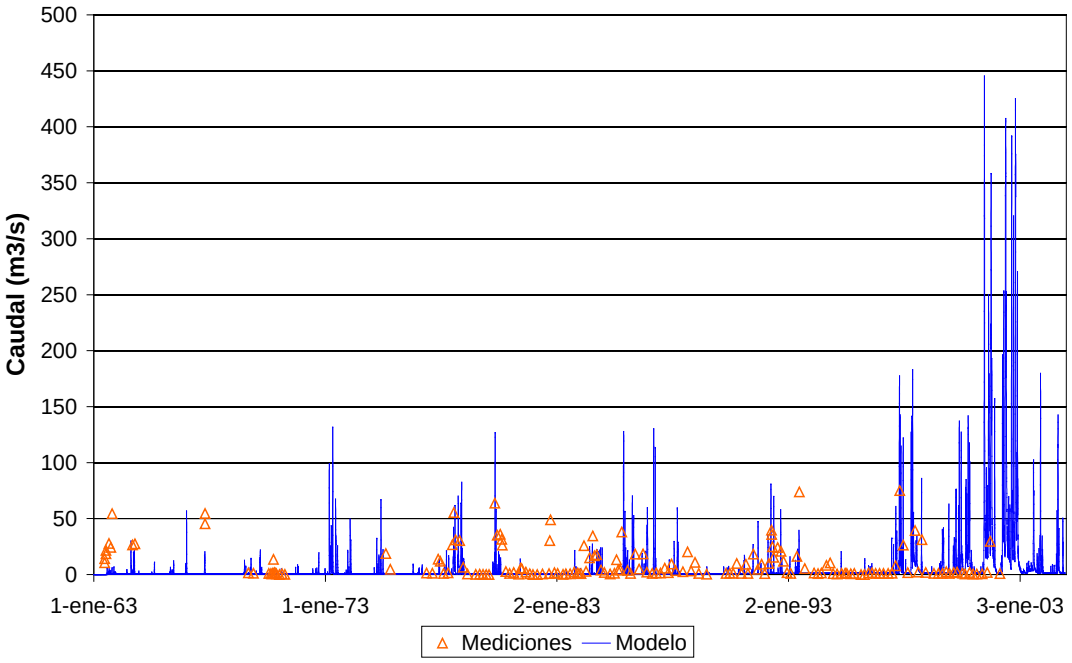
f) Canal 9 – Balneario (HE1516)



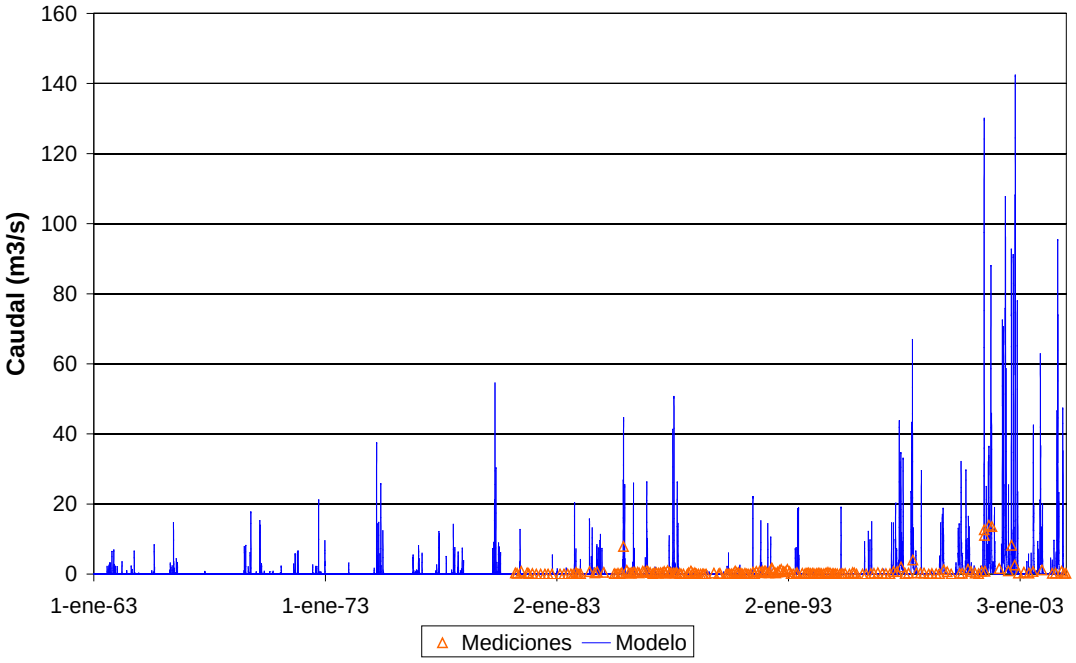
g) Aº Langueyú – Solanet-Langueyú (HL1545)



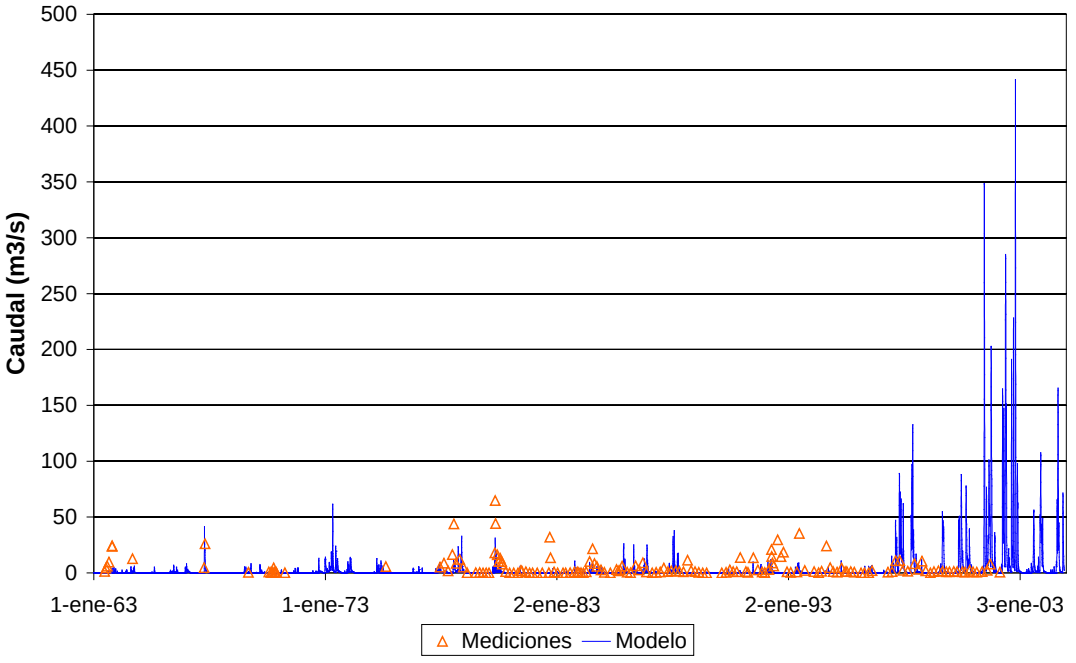
h) Aº El Perdido – Solanet-Langueyú (HL1560)



i) Canal 1 – Ruta 2 (HE1575)



j) Aº Tandileufú – Ruta 29 (HL1591)



k) Canal 2 – Ruta 2 (HE1600)

Figura 4.9.2. Comparación entre aforos y series de caudales calculados en situación preoperacional para la subregión B4.

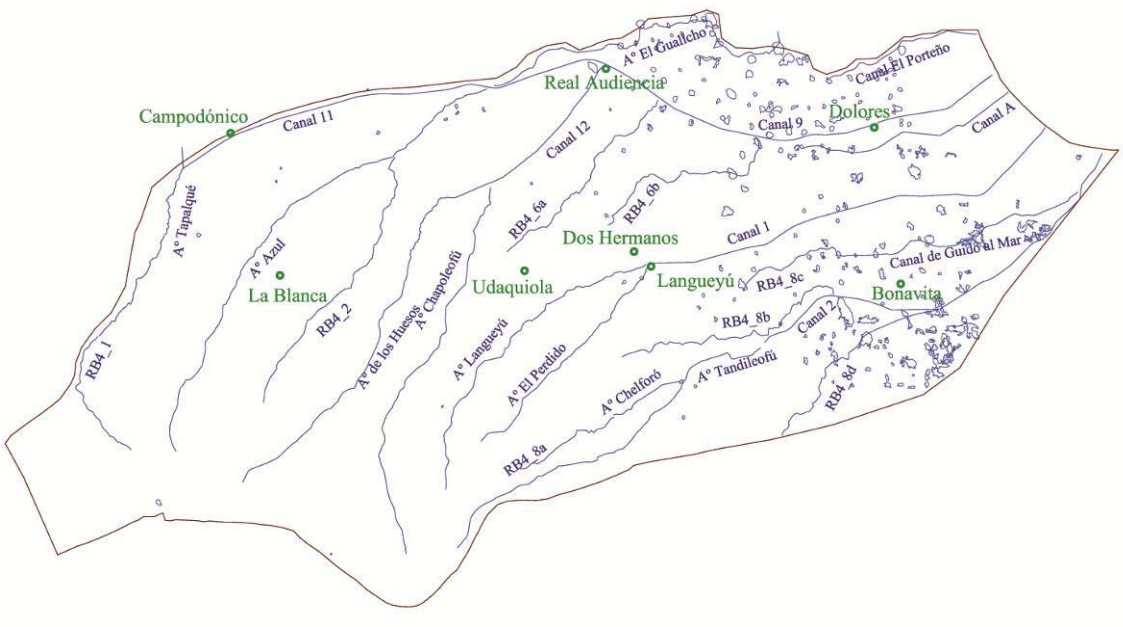
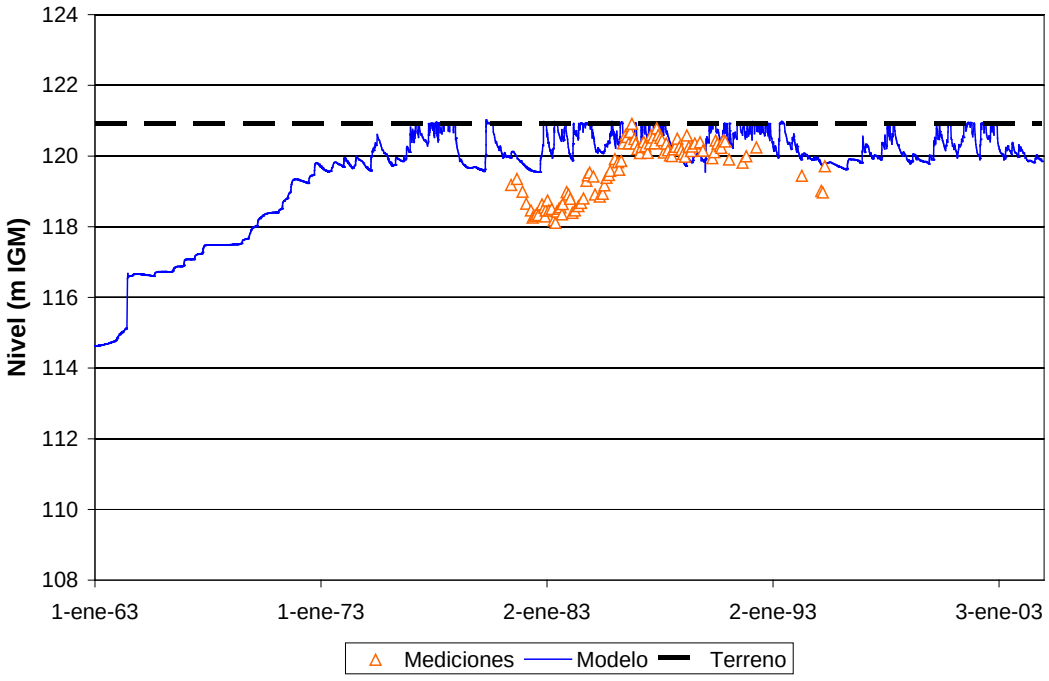
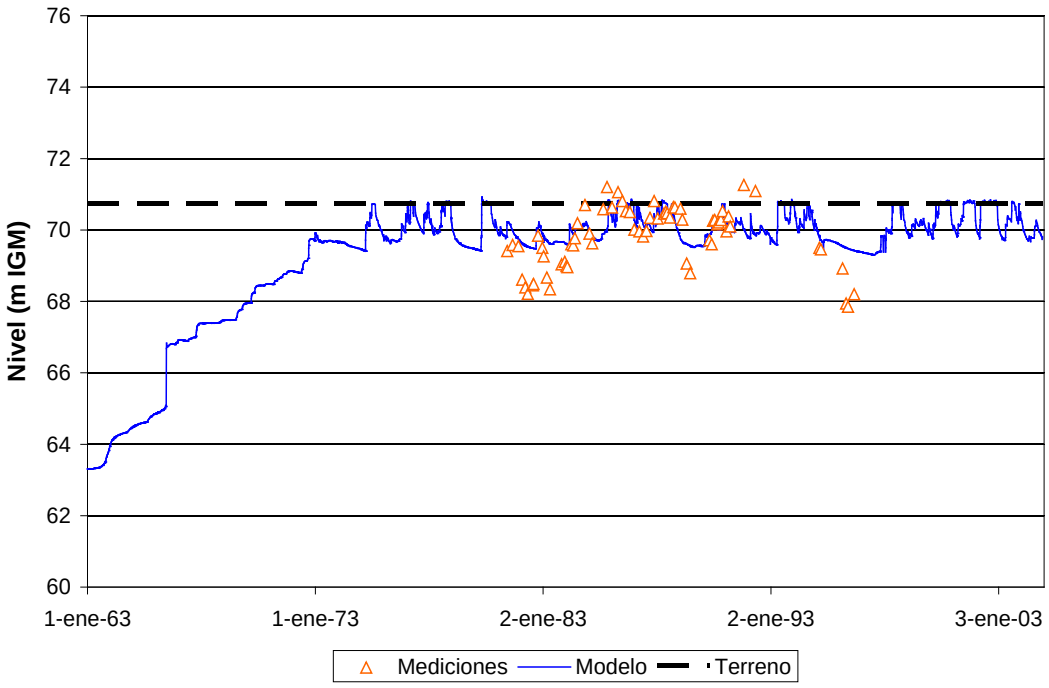


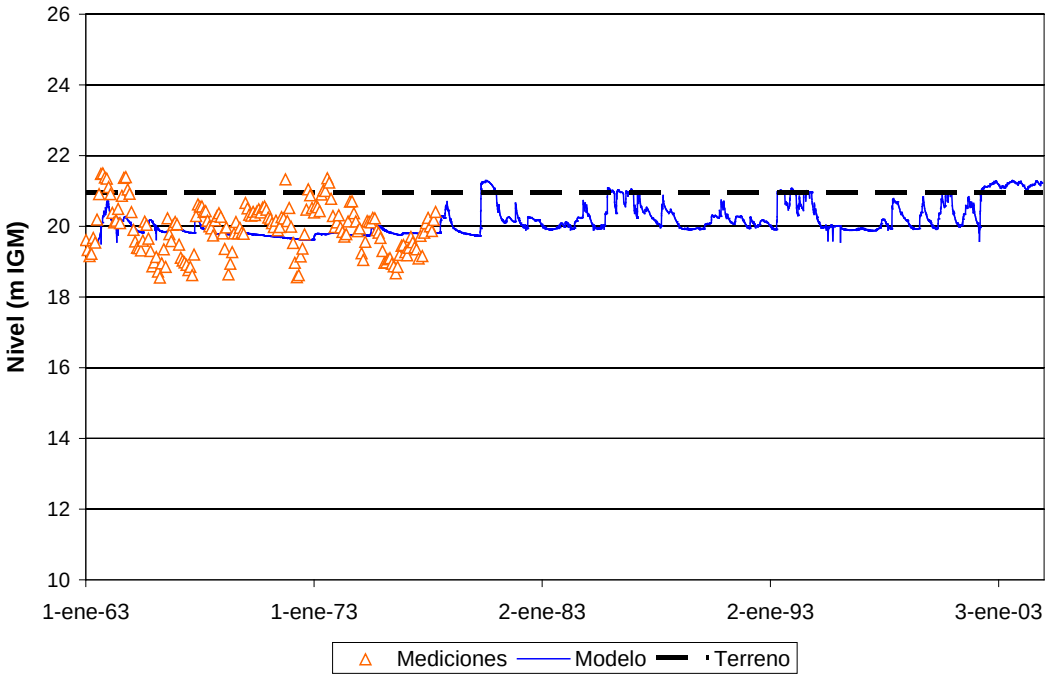
Figura 4.9.3. Estaciones de registro para aguas subterráneas en la subregión B4.



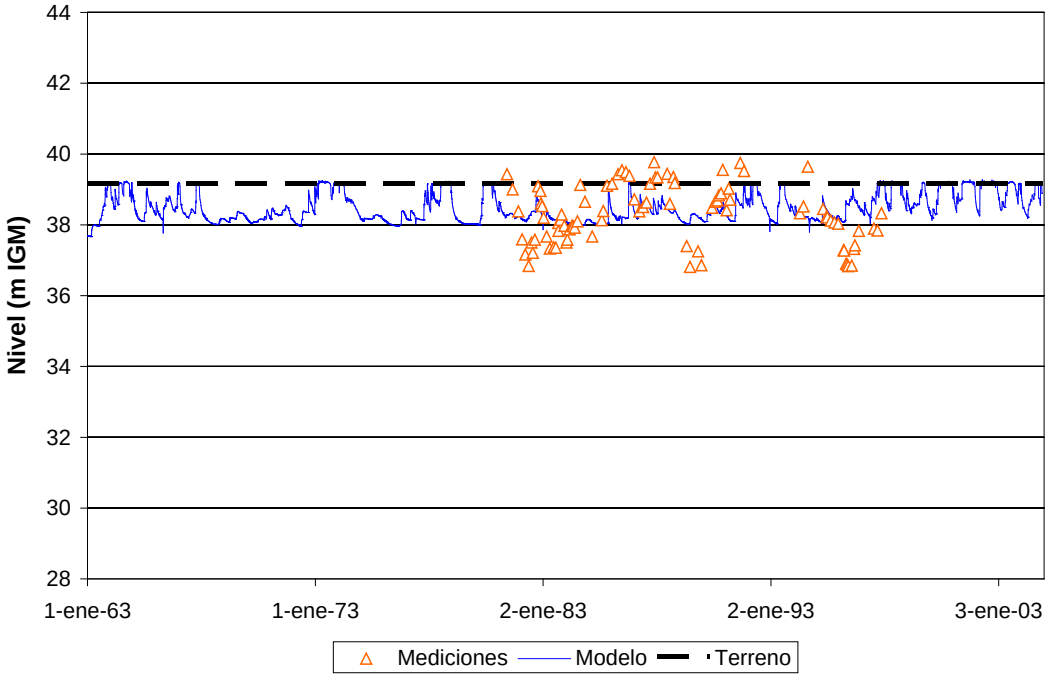
a) La Blanca



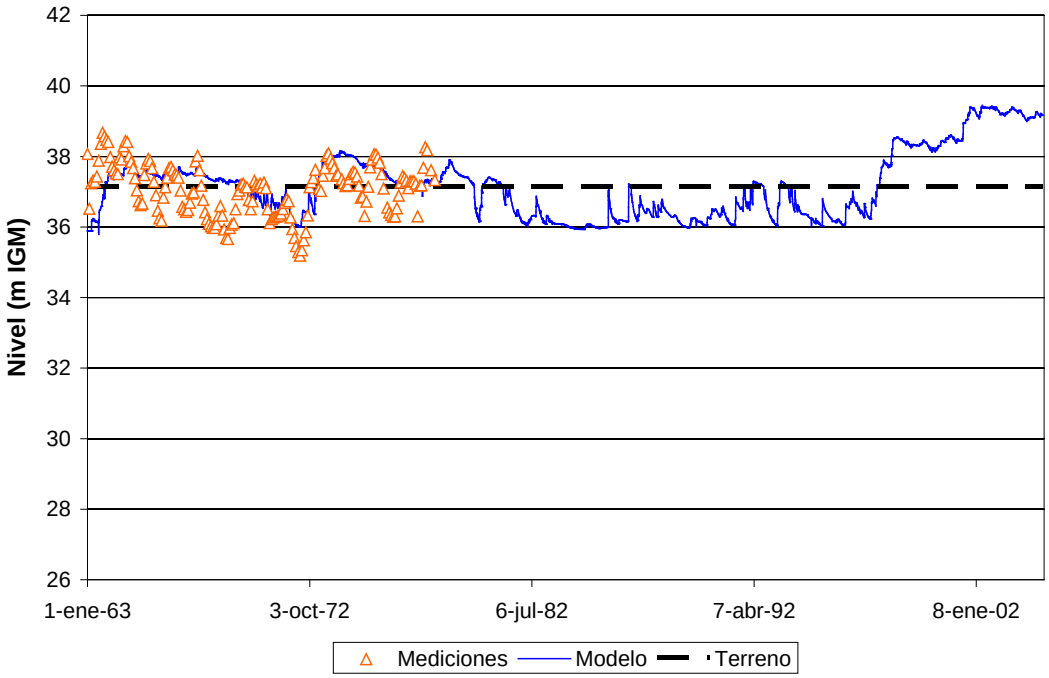
b) Udaquiola



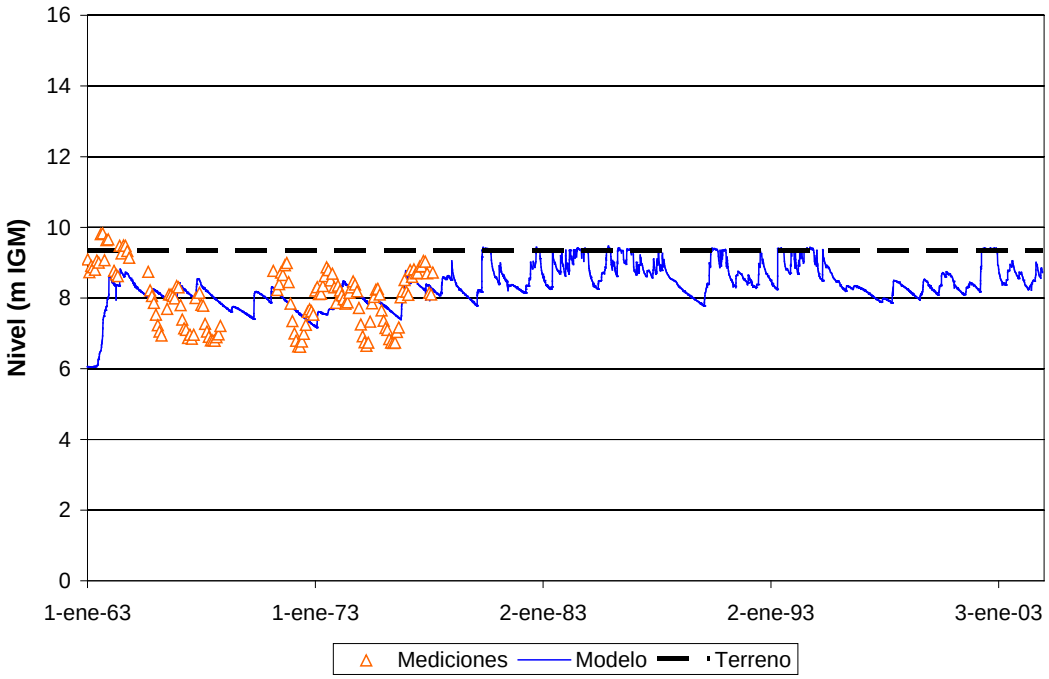
c) Audiencia



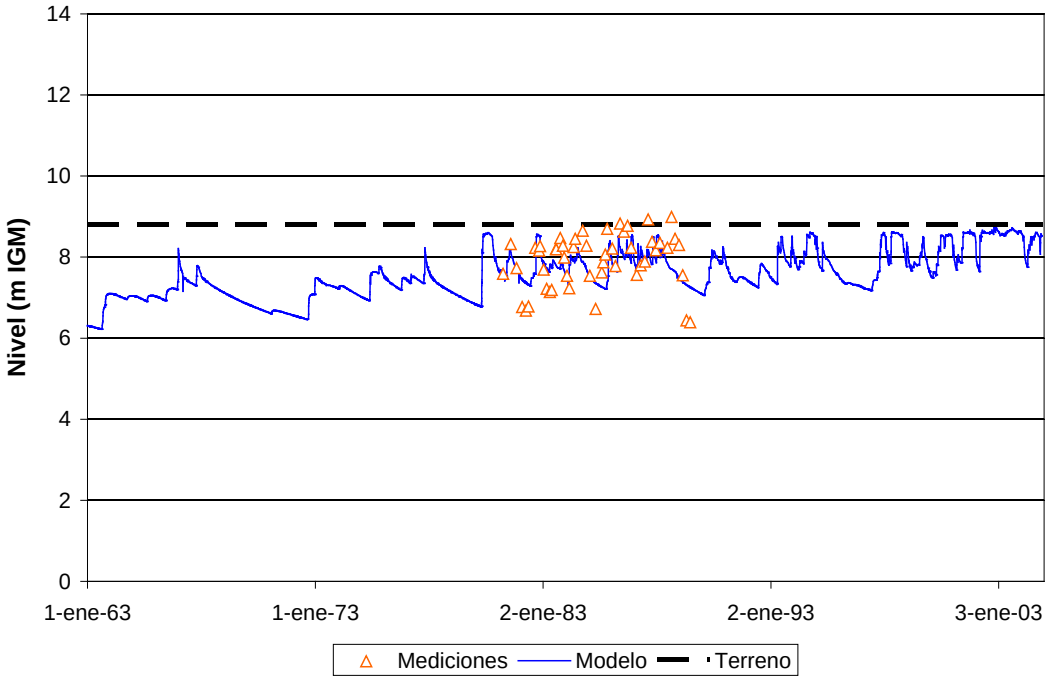
d) Dos Hermanos



e) Langueyú



f) Dolores



g) Bonavita

Figura 4.9.4. Comparación entre niveles freáticos registrados y serie de niveles calculados en situación preoperacional para la subregión B4.

4.10 Flujo de agua subterránea

Si bien el flujo de agua subterránea fue modelado por subregión, el ensamble de las isofreáticas resultó compatible entre subregiones, tal cual surgió de efectuar una comparación con resultados del modelo regional de agua subterránea obtenidos en el PMI. A título ilustrativo, la Figura 4.10.1 muestra la comparación para la fecha 02/marzo/1982. Esto se considera una validación adicional de la metodología de modelación utilizada.

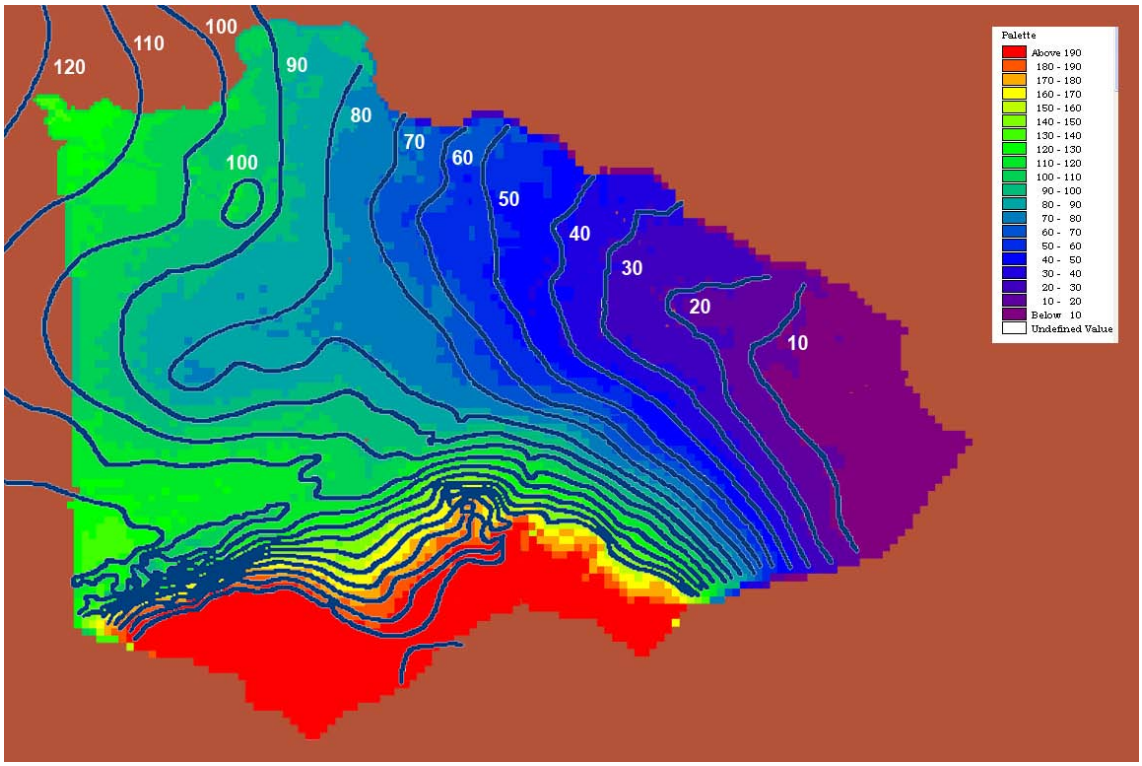


Figura 4.10.1. Comparación entre isofreáticas del PMI (curvas) y niveles freáticos obtenidos con el modelo.

5 PRODUCTOS DEL MODELO

5.1 Tipos de productos

El modelo provee dos tipos de productos:

- *Mapas:* Se trata de distribuciones espaciales instantáneas de las variables, expresadas como un conjunto de valores nodales. Cada valor nodal es representativo del valor medio de la variable sobre la celda de discretización asociada y sobre el paso de tiempo de cálculo, para el instante particular.
- *Series temporales:* Se trata de distribuciones temporales puntuales de las variables, expresadas como un sucesión de valores instantáneos. Cada valor instantáneo es representativo del valor medio de la variable sobre la celda de discretización ó la sección transversal asociada y sobre el paso de tiempo de cálculo, para el punto particular.

En forma directa, el modelo provee ambos tipos de productos para las variables primarias del problema. Pero existen algunas variables secundarias de interés para el presente problema que debieron ser obtenidas mediante posprocesamiento de esas variables primarias.

A continuación se presentan resultados directos e indirectos del modelo. En este último caso, se describen las variables secundarias y los procedimientos desarrollados especialmente para obtenerlas.

5.2 Excedentes hídricos

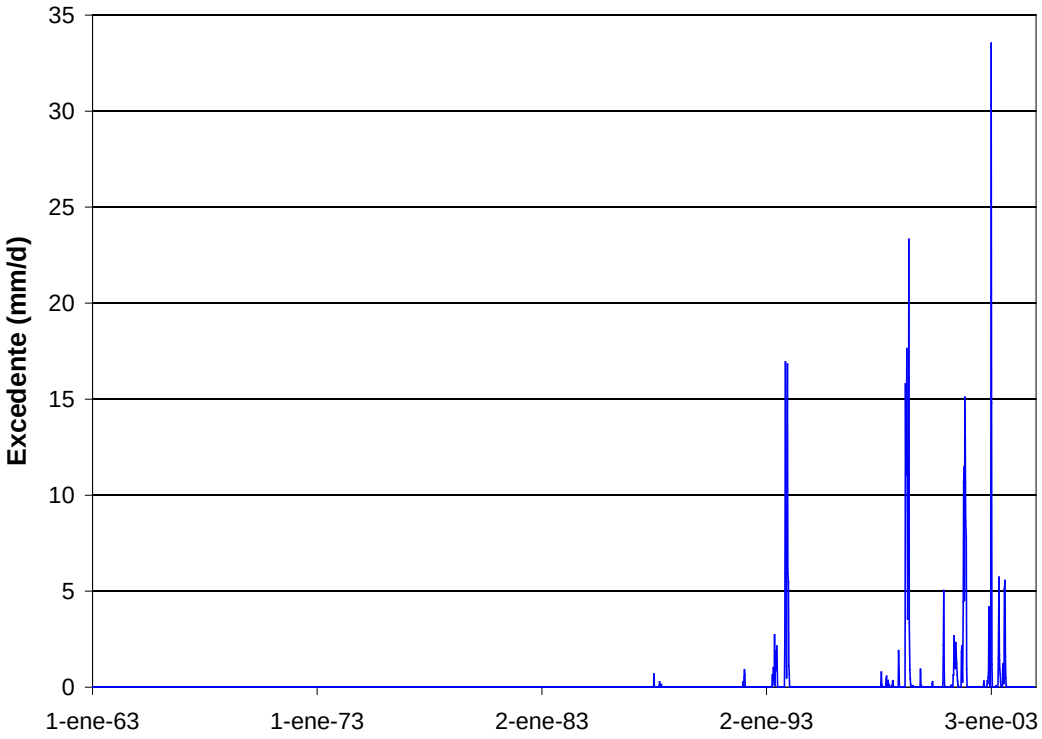
El excedente hídrico es el agua que queda en superficie, luego del balance vertical, y que escurre, es decir, su altura supera a la abstracción inicial. Es una variable secundaria que representa el efecto neto de las precipitaciones, ya que tiene en cuenta los efectos del nivel

de la napa y de la inundación superficial. Para cada celda, se obtiene restándole a la precipitación la evapotranspiración real, la infiltración y la abstracción inicial.

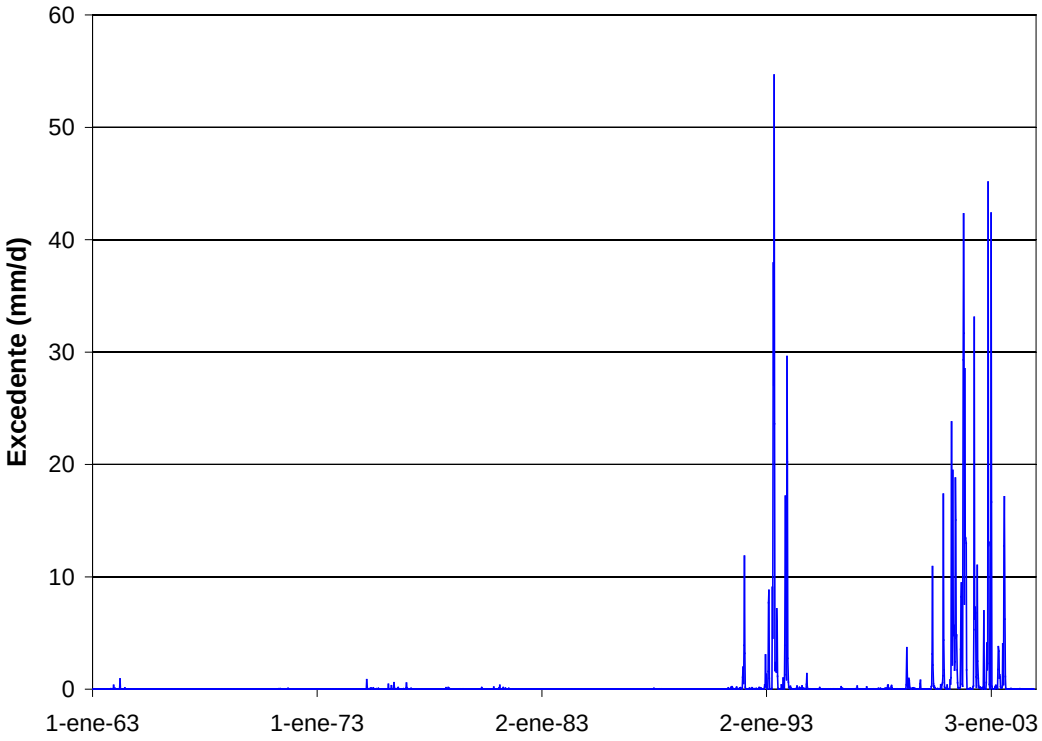
El paso temporal de cálculo de los excedentes ha sido de 7 días (1 semana), ya que ese es el paso temporal de cálculo máximo para el agua subterránea (zona saturada del subsuelo).

Al ser el excedente hídrico el índice representativo del efecto neto de las precipitaciones, es el que ha sido utilizado para caracterizar la recurrencia de los eventos de inundación (capítulo 6). Se trabajó a un nivel de agregación de subcuenca.

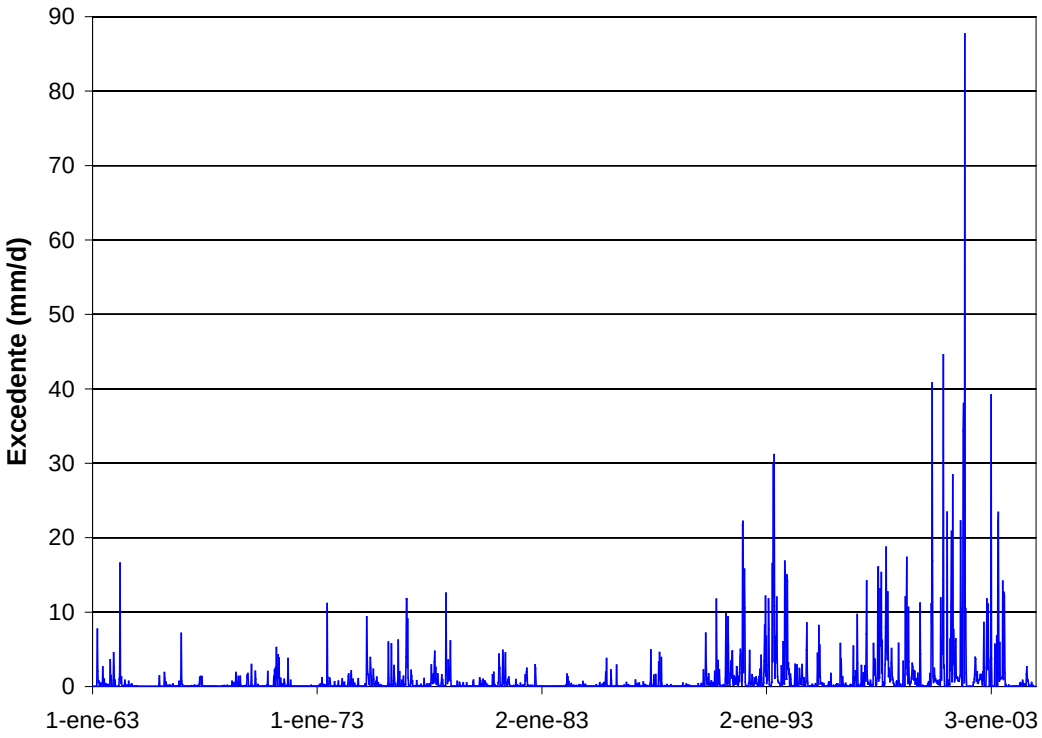
A título ilustrativo, se presentan algunos resultados para la subregión A1. En las subcuencas A1S1 y A1S2 (Figura 3.1.21) los excedentes dan nulos para todo el período. En la mayor parte de las restantes subcuencas los excedentes son nulos hasta comienzos de la década del 90 (ver Figuras 5.2.1a y b), manifestándose como picos que correlacionan con los picos de precipitación. En las subcuencas de la zona noreste (especialmente A1S13, A1S14, A1S17 y A1S20), en cambio, se detectan excedentes desde el comienzo de la simulación (año 1963) aunque, obviamente, los picos crezcan significativamente en intensidad desde comienzos de la década del 90 (ver Figuras 5.2.1c y d).



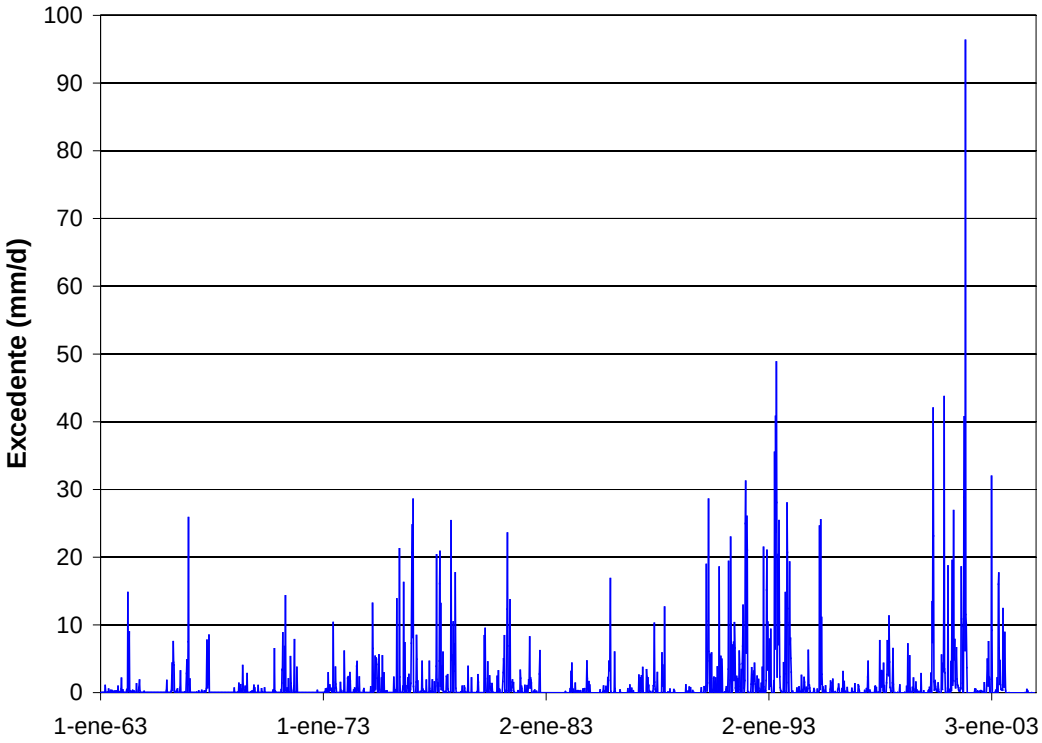
a) Subcuenca A1S7



b) Subcuenca A1S12



c) Subcuenca A1S14



d) Subcuenca A1S17.

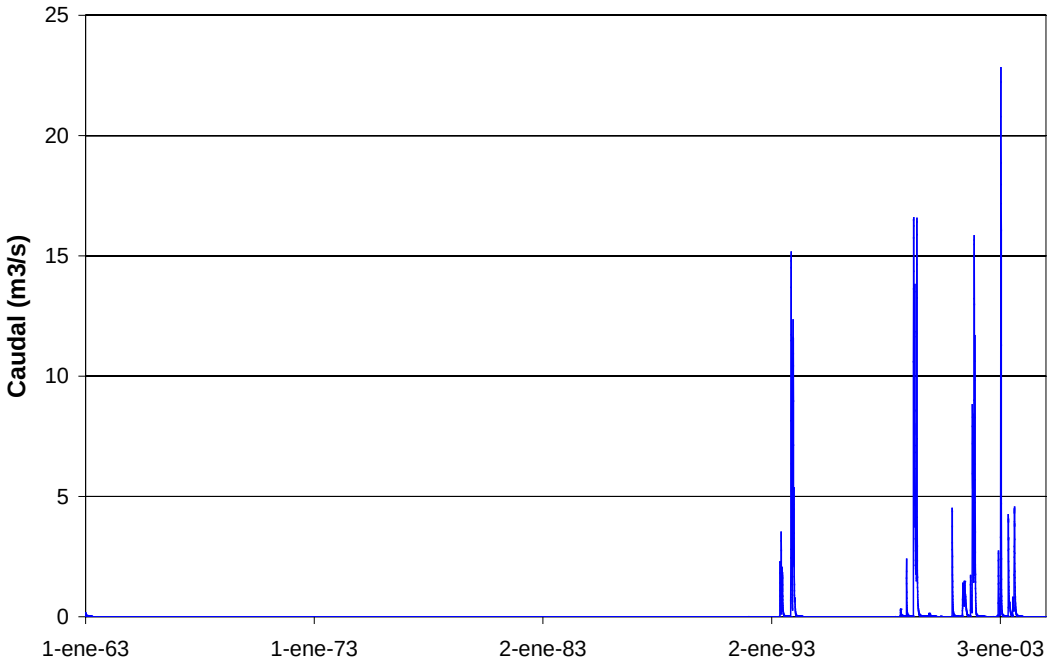
Figura 5.2.1. Excedentes hídricos en subcuencas de la subregión A1.

5.3 Caudales en ramales

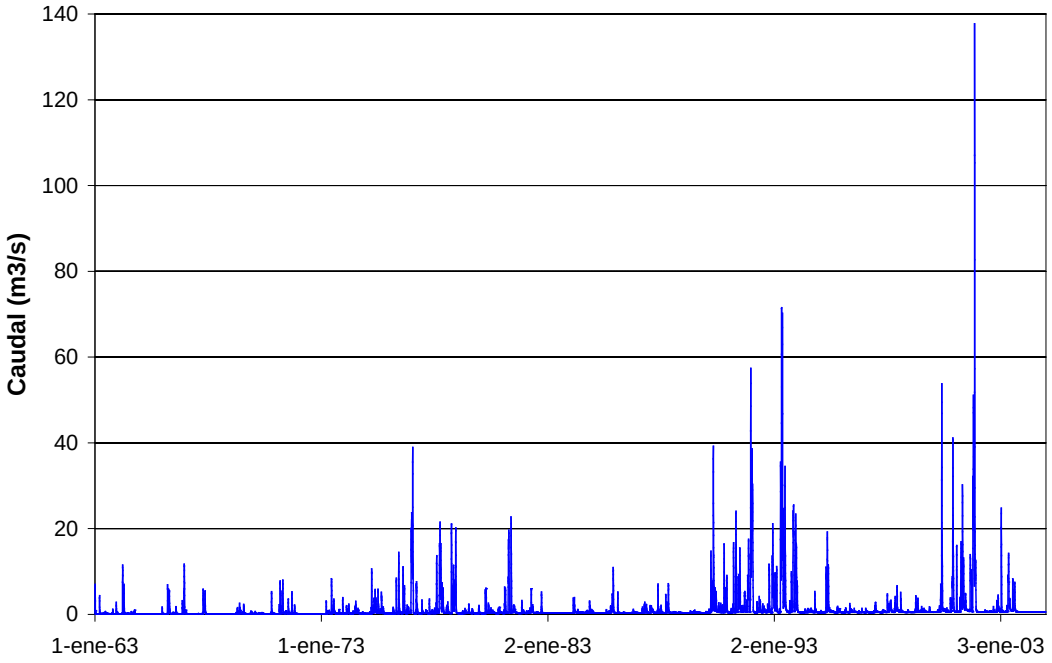
Los ramales colectan el excedente hídrico de la subcuenca asociada. El caudal del ramal es una variable primaria. Se analizó el caudal al pie del ramal, aunque lo suficientemente alejado de la 'desembocadura' en la conducción principal como para evitar efectos de remanso.

Obviamente, el caudal en los ramales muestra comportamientos similares a los de los excedentes hídricos de la subcuenca asociada. En particular, y a título ilustrativo, para la subcuenca A1 algunos no colectan agua (RA1_1 y RA1_2), la mayoría de los restantes muestran caudales nulos hasta comienzos de la década del 90 (ver Figura 5.3.1a), manifestándose como picos que correlacionan con los picos de precipitación. En las subcuencas de la zona noreste se detectan caudales desde el comienzo de la simulación, con los picos creciendo significativamente en intensidad desde comienzos de la década del 90 (ver Figura 5.3.1b).

Para efectuar una categorización de ramales, que contribuya a definir un criterio de prioridades en cuanto a construcción de secundarios, se estableció un indicador de su capacidad de captación. Se analizaron caudales medios sobre cuatro ventanas de tiempo, todas terminando en 2004, pero la primera comenzando en 1963 (total de la simulación), la segunda en 1980, la tercera en 1990 y la cuarta en 2000. Finalmente se eligió como índice el caudal medio asociado a la ventana 1990-2004, que es el que capta los mayores excedentes y evita los grandes períodos de caudal nulo. Los resultados se muestran en la Figura 5.3.2, a partir de la cual se puede construir directamente el ranking de capacidad de captación.

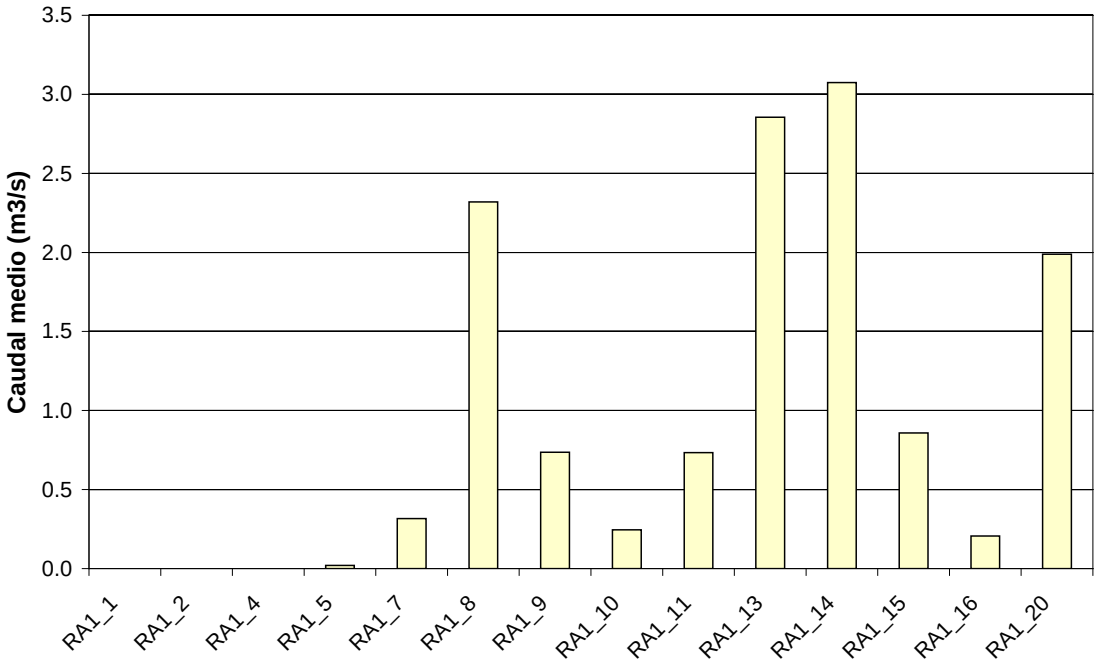


a) Ramal RA1_7

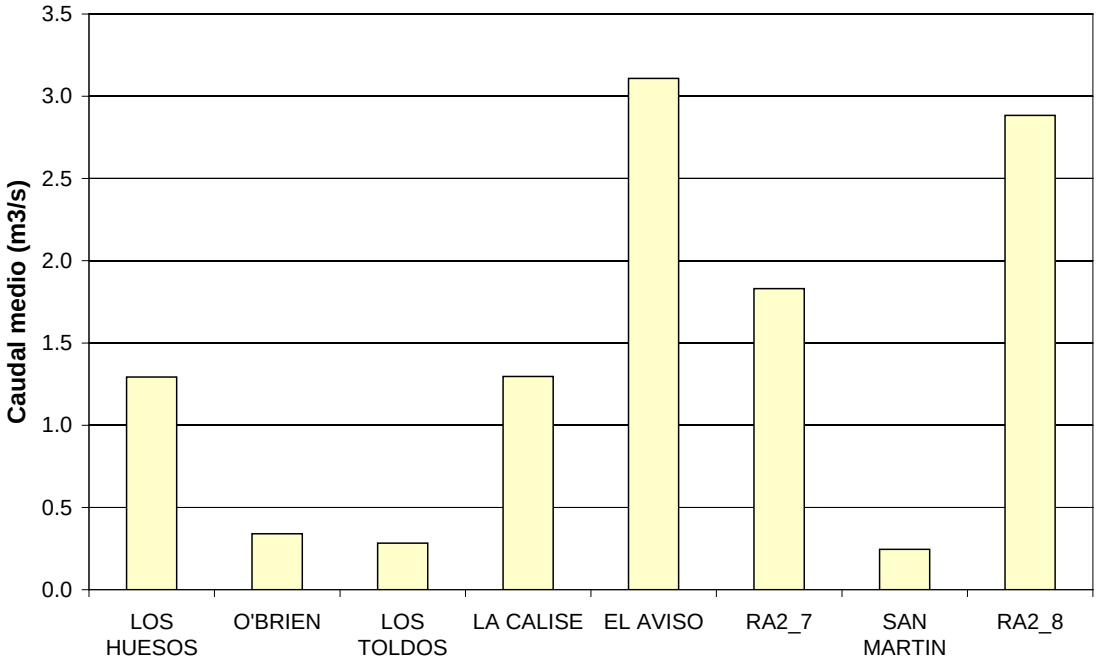


b) Ramal RA1_20

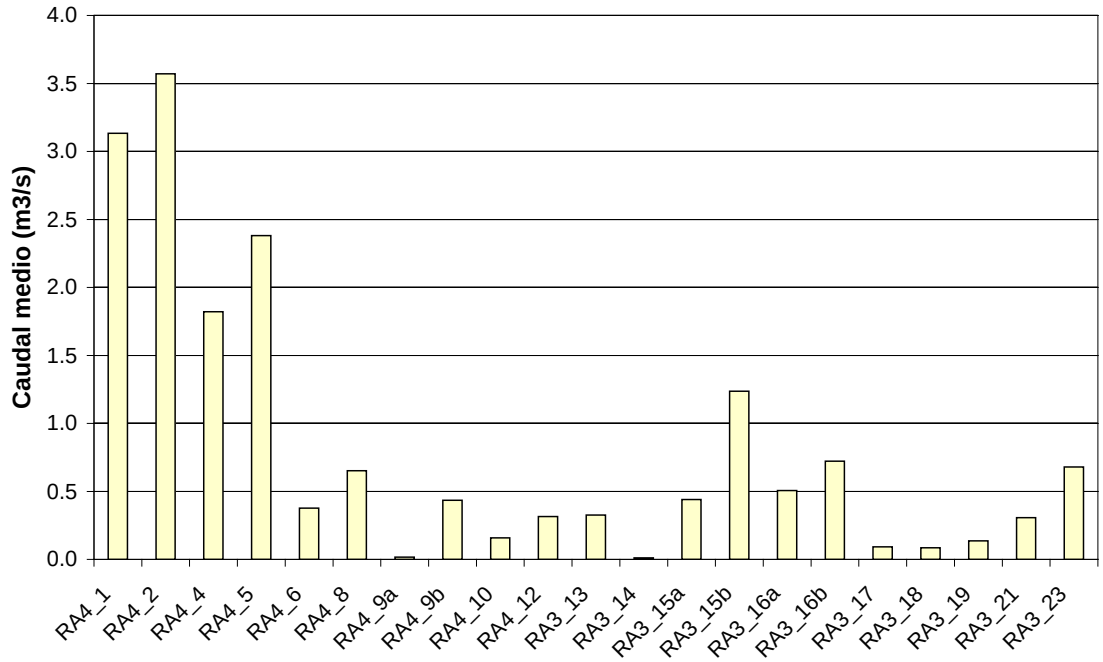
Figura 5.3.1. Caudales en ramales de la subregión A1.



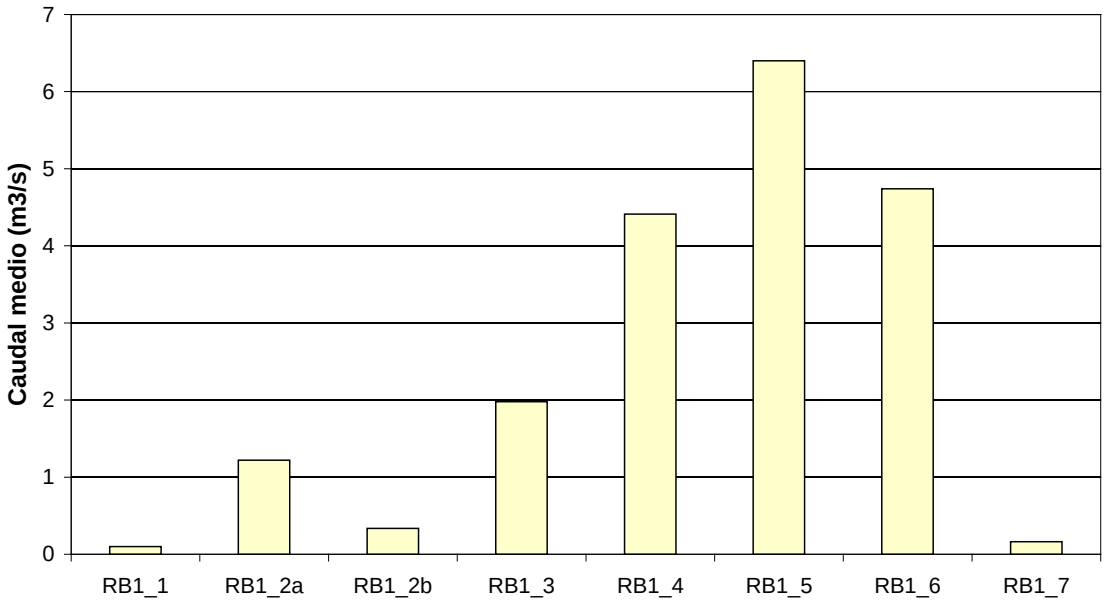
a) Subregión A1



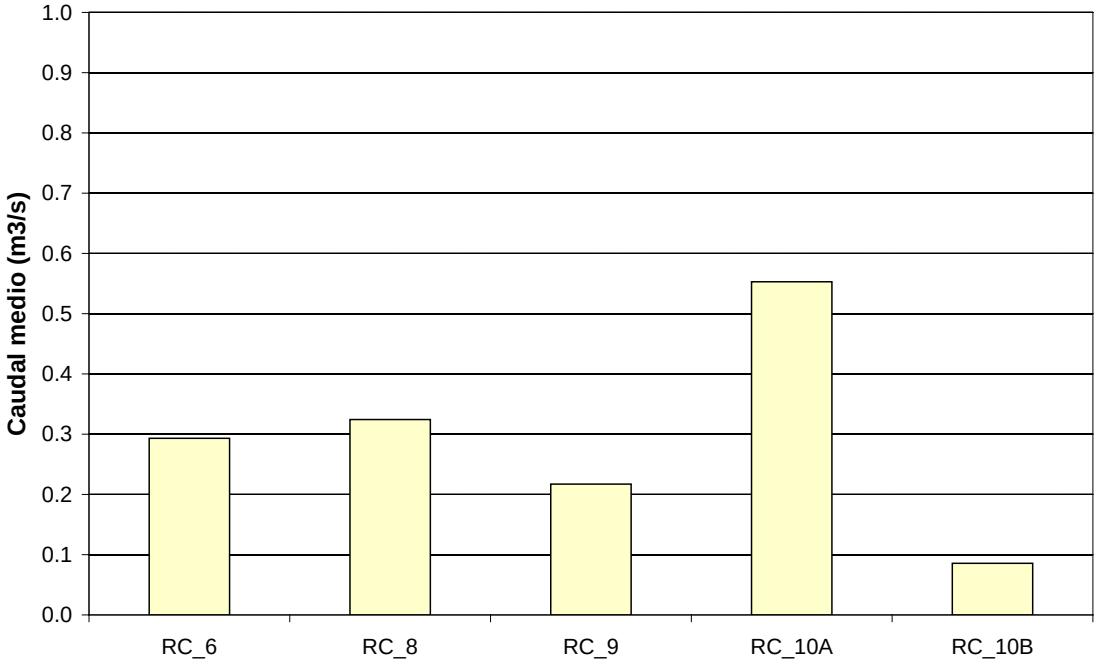
b) Subregión A2



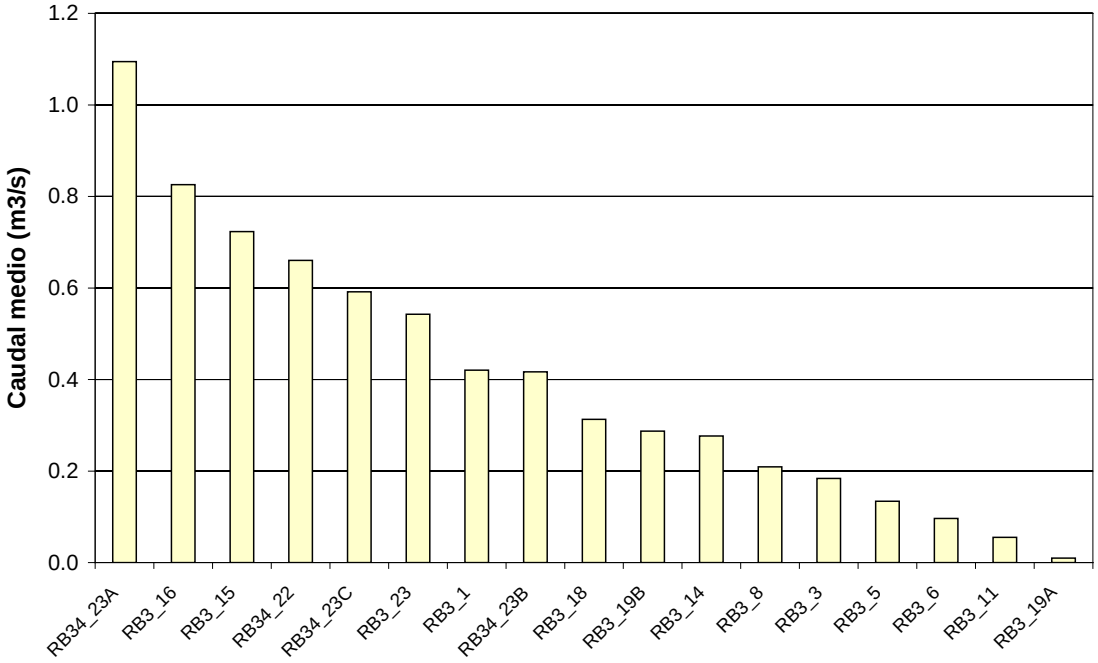
c) Subregión A3/A4 (Escenario Preoperacional/Base)



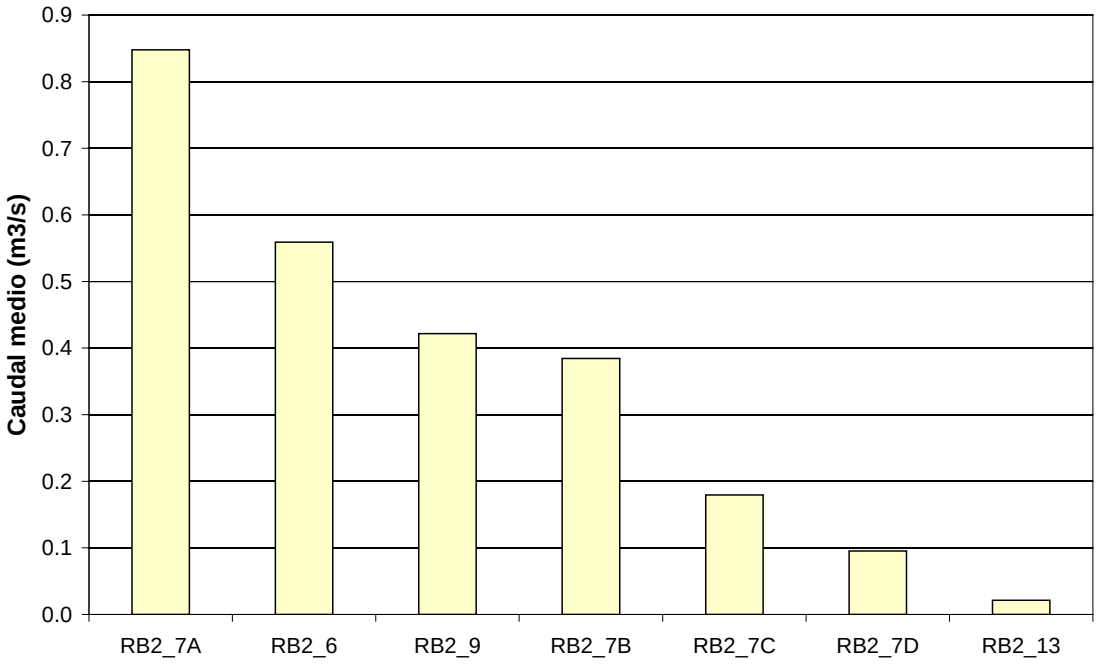
d) Subregión B1 (Escenario Preoperacional/Base)



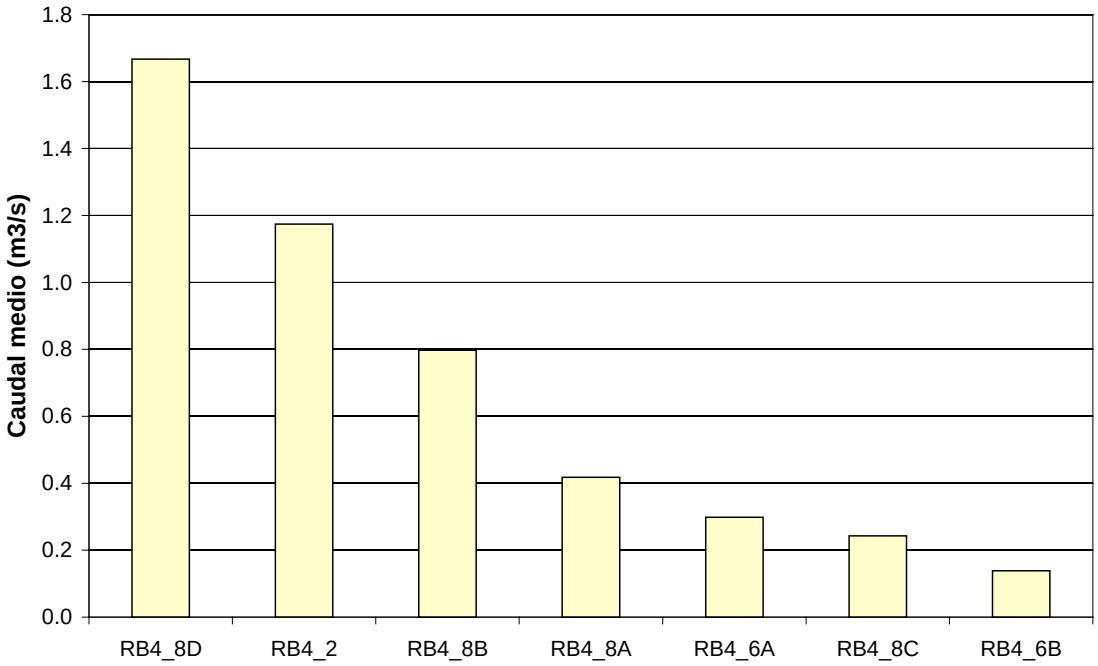
e) Subregión C (Escenario Preoperacional/Base)



f) Subregión B3 (Escenario Preoperacional/Base)



g) Subregión B2 (Escenario Preoperacional/Base)



h) Subregión B4

Figura 5.3.2. Indice de capacidad de captación de los ramales (caudal medio 1990-2004).

5.4 Aéreas inundadas

Es necesario distinguir entre dos tipos de inundación. Por un lado, la 'inundación en bajos no drenados' es la que se produce en los bajos que no poseen un drenaje y, en consecuencia, almacenan agua básicamente estanca. Por otro lado, la 'inundación a lo largo de las conducciones' es la que se produce a lo largo de una conducción concentrada (río, arroyo, cañada) o de una serie de bajos conectados por canales, donde existe un drenaje hacia una zona controlada. Nótese que a lo largo de las conducciones puede haber inundación aún sin desborde, ya que, además del área propia de los eventuales conducciones concentradas (relativamente pequeña), incluye el área inundada de los bajos y lagunas conectados por la conducción (área de bajos drenados).

5.4.1 Inundación en bajos no drenados

Dado que en el modelo el efecto de almacenamiento en bajos está incorporado en forma agregada, como una abstracción inicial, la inundación en bajos no drenados no es un valor directamente accesible de los resultados, sino que es necesario desarrollar una metodología de 'recuperación' de esa información. Se planteó una ley para relacionar la altura del agua superficial, H, que constituye una variable de salida del modelo, versus el área de bajos no drenados inundada, A_{in}.

El MIKE SHE provee series temporales de alturas de niveles de agua superficial por sobre el terreno, H, para cada columna de cálculo. Esta altura de agua puede producirse por simple acumulación durante lluvias intensas (durante las cuales no se llegó a infiltrar la totalidad) o por afloramiento de la napa. En esa altura está incluida la abstracción inicial, H_a; en consecuencia, en la medida en que la altura no supere la abstracción inicial, es representativa del volumen acumulado en los bajos existentes en esa columna. En este caso, para transformar la altura en un área de inundación por acumulación en bajos no drenados, A_{in}, se utilizó el dato de área máxima de bajos obtenida del MDT de detalle, A_{bmax}, y se ajustó una variación parabólica, tal como se muestra en la Figura 5.4.1 (para A_{in} / A_{bmax} < 1), de modo de tener en cuenta la forma de tipo cóncavo de los bajos. La justificación de esta ley cuadrática se muestra en la Figura 5.4.2, donde se presentan datos de la relación área-volumen para la Laguna de Bragado, como representativa de la forma de un bajo, junto con el ajuste parabólico, obteniéndose un acuerdo excelente.

Una vez que la altura supera la abstracción inicial, entonces se produce el desborde del bajo (y, en consecuencia, se inicia la escorrentía). En este otro caso, para transformar la altura en un área de inundación por desborde de bajos, se supuso que esta alcanza al área total de la celda de cálculo, A_t, cuando la altura llega a $2H_a$ (que significa asumir que las lomas tienen dimensiones de altura similar a la de los bajos), ajustándose una variación parabólica inversa, tal como se muestra en la misma Figura 5.4.1 para el caso hipotético en que $A_t = 3A_{bmax}$, de modo de tener en cuenta la forma de tipo convexa de las lomas. Obviamente, por encima de $2H_a$ el área de inundación se mantiene constante en el valor máximo.

En rigor, como la agregación de bajos se hizo por subcuenca, los valores de H_a y de A_{bmax} resultan uniformes para todas las celdas de cada subcuenca.

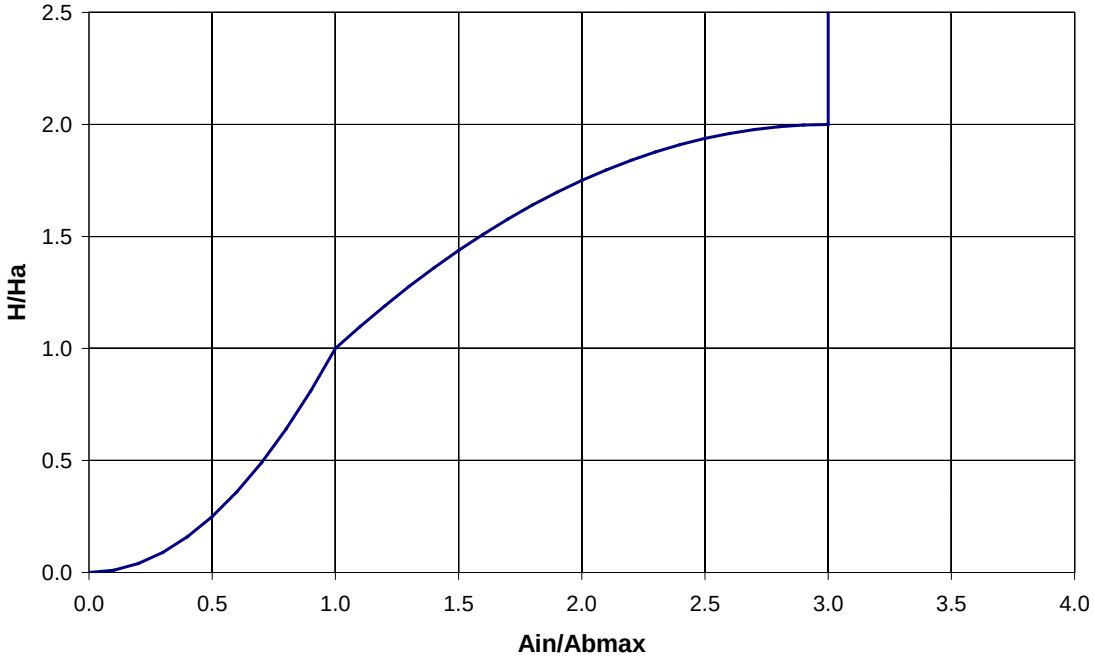


Figura 5.4.1. Ley de variación del área inundada en función de la altura de inundación.

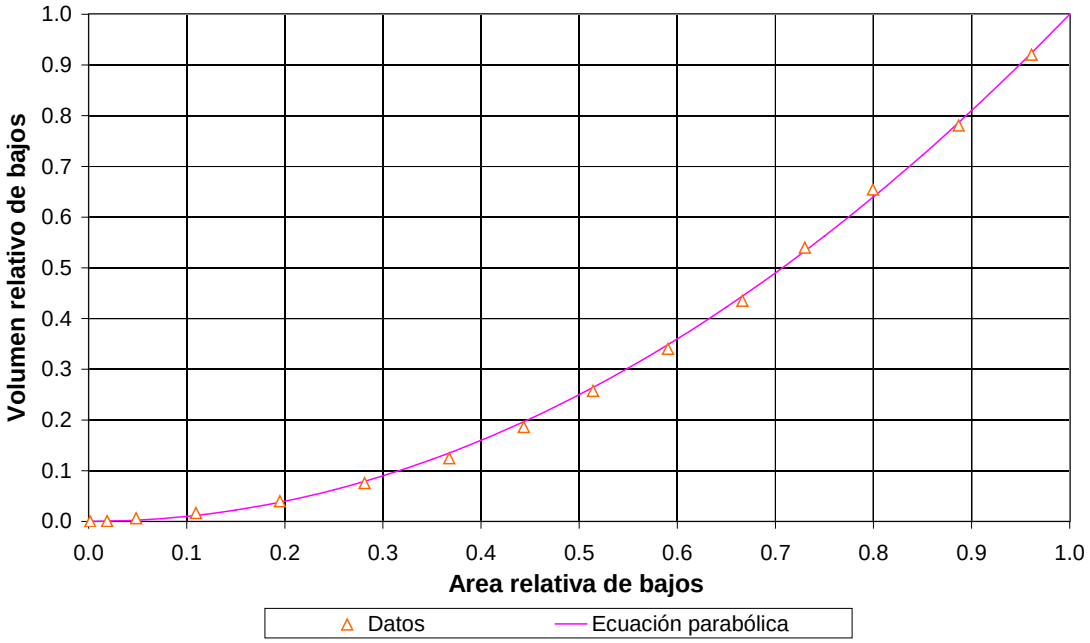


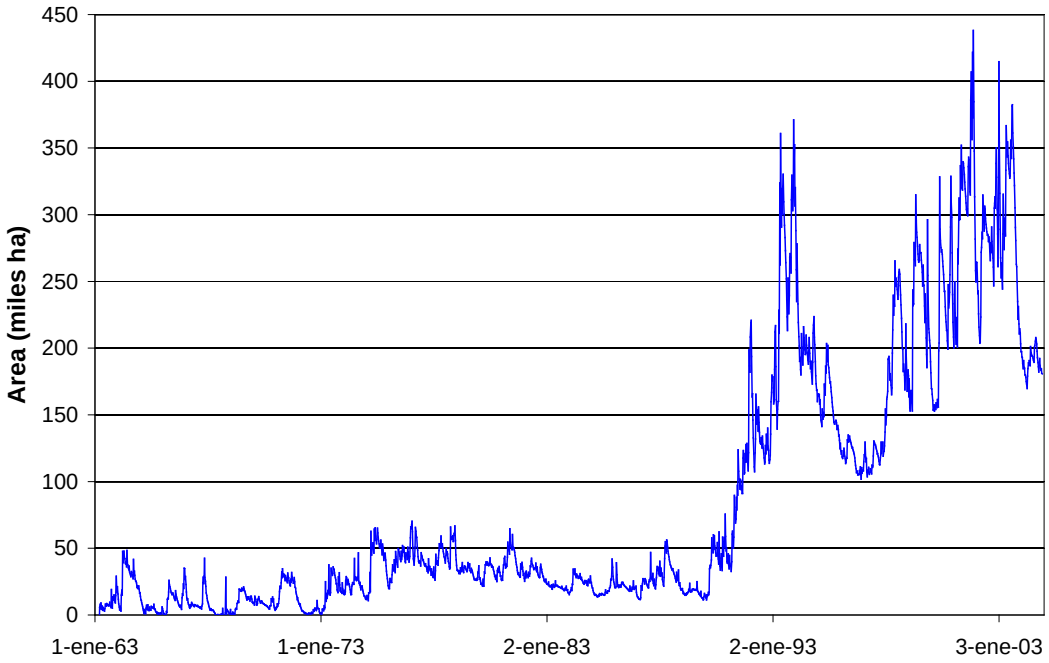
Figura 5.4.2. Relación área-volumen para la Laguna de Bragado.

Se implementó un código computacional para efectuar esta operación en forma automática. En la Figura 5.4.3 se presentan las series temporales de área total inundada de bajos no drenados por subregión. A la mayoría se le ha sustraído un valor de base (ver Tabla 5.4.1), que se lo interpreta como asociado a lagunas permanentes. En todas ellas se observa

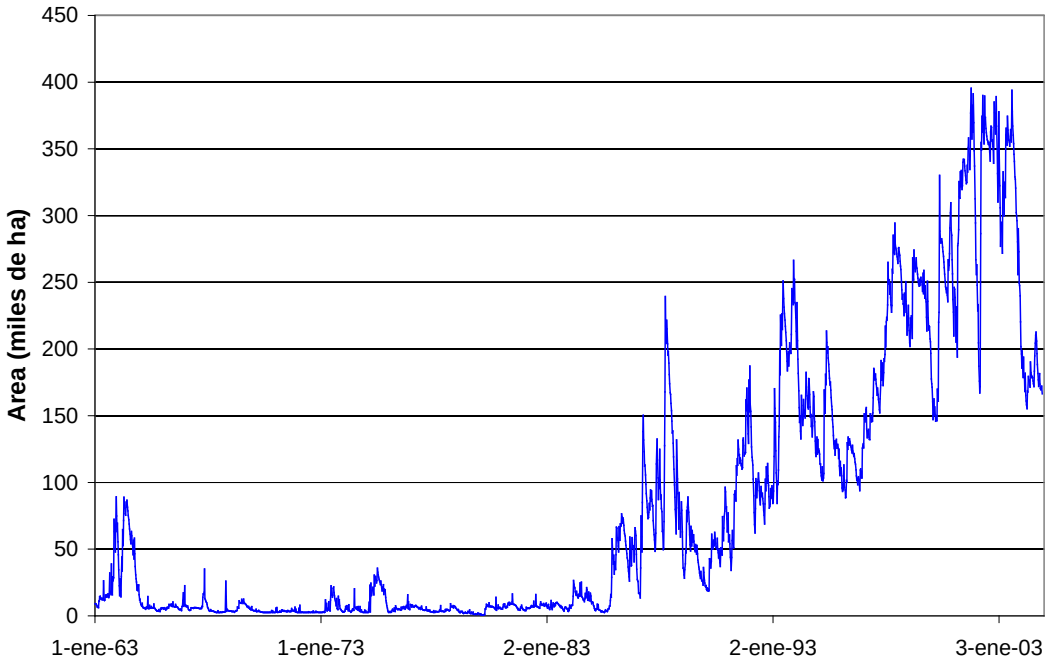
claramente la tendencia creciente del área inundada de bajos no drenados, tendencia que en las subregiones del sudoeste comienza a manifestarse desde la década del 70, mientras que en el noroeste lo hace desde los 80.

Tabla 5.4.1. Valor de base de área inundada de bajos no drenados.

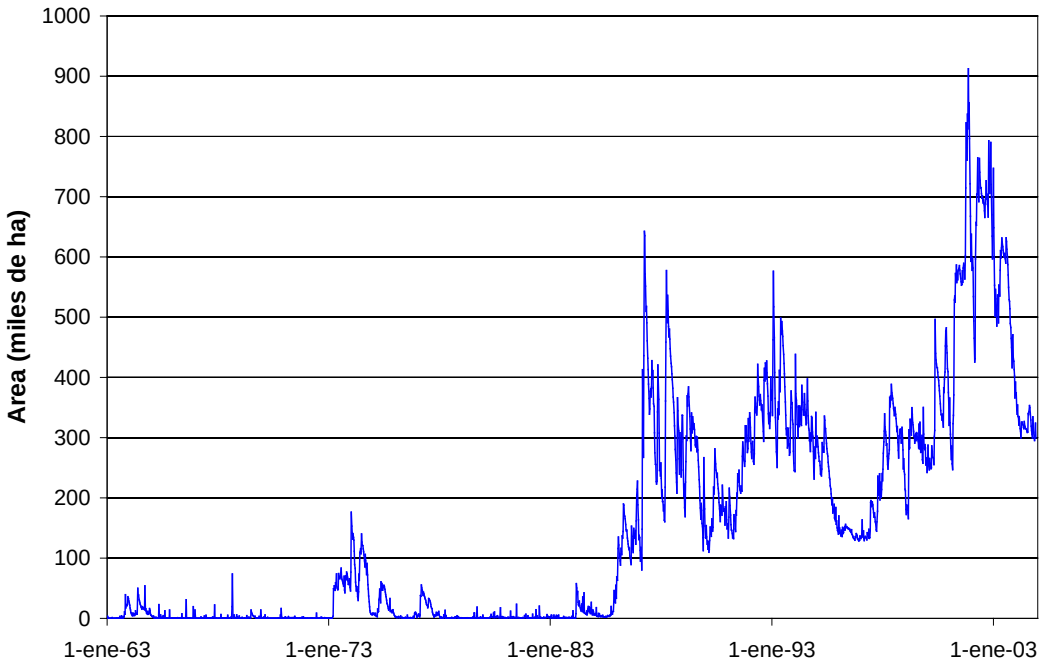
Subregión	Área [miles ha]	Subregión	Área [miles ha]
A1	35	C	24
A2	0	B3	7,1
A3/A4	0	B2	18
B1	7,8	B4	53



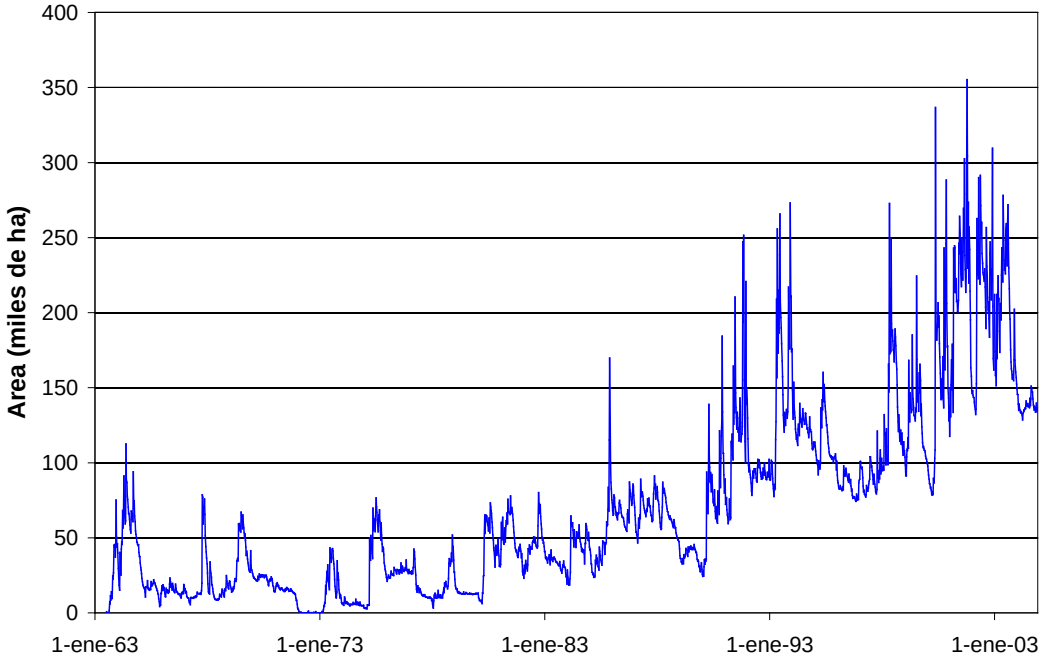
a) Subregión A1



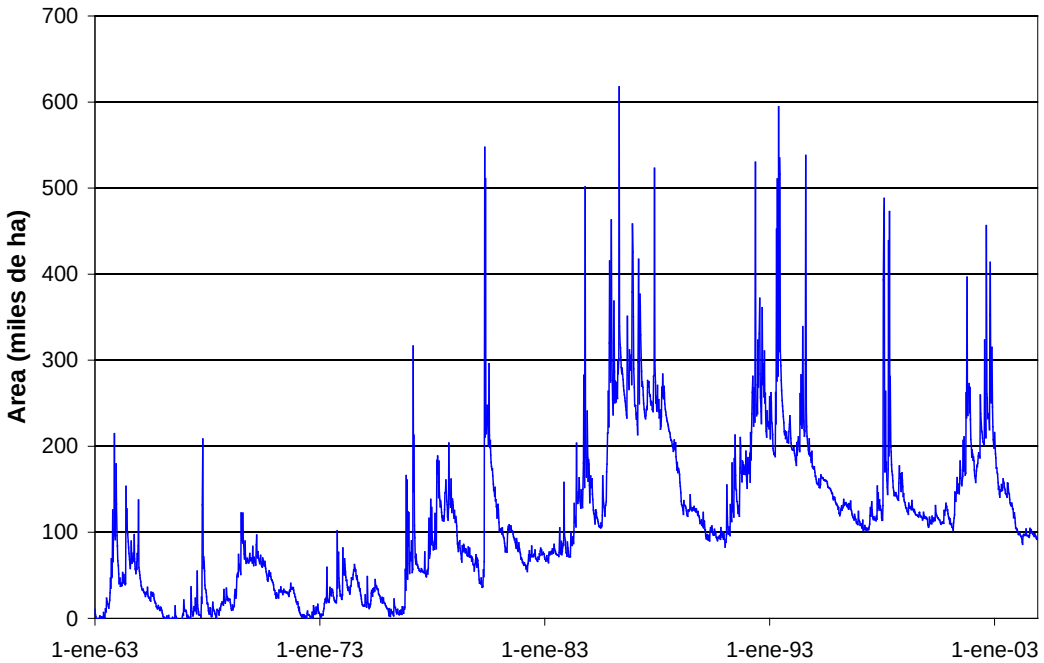
b) Subregión A2



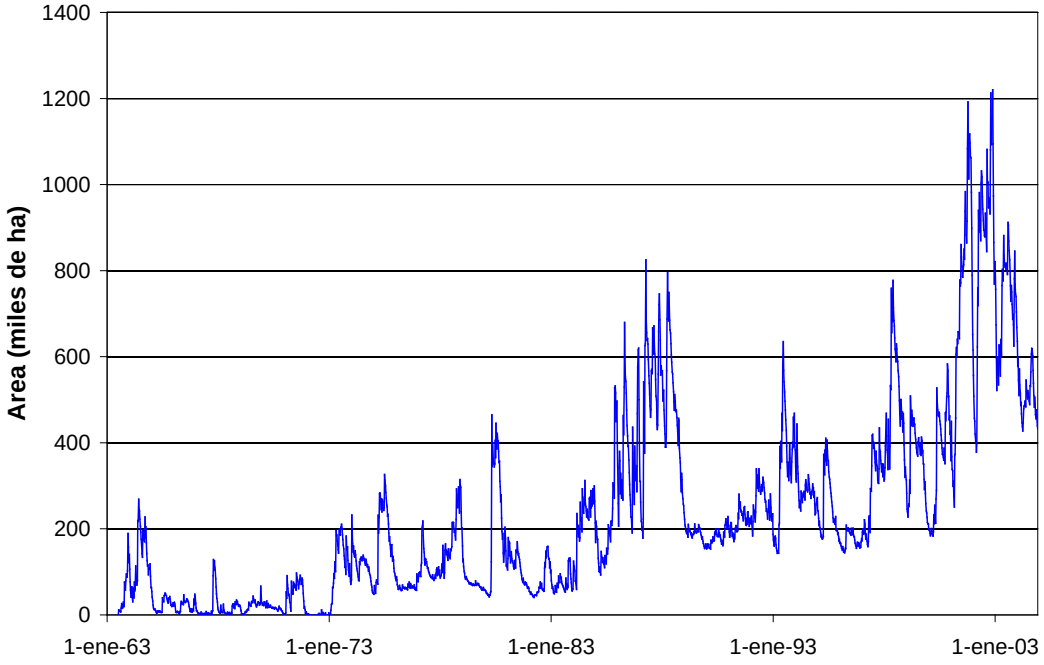
c) Subregión A3/A4 (Escenario Preoperacional/Base)



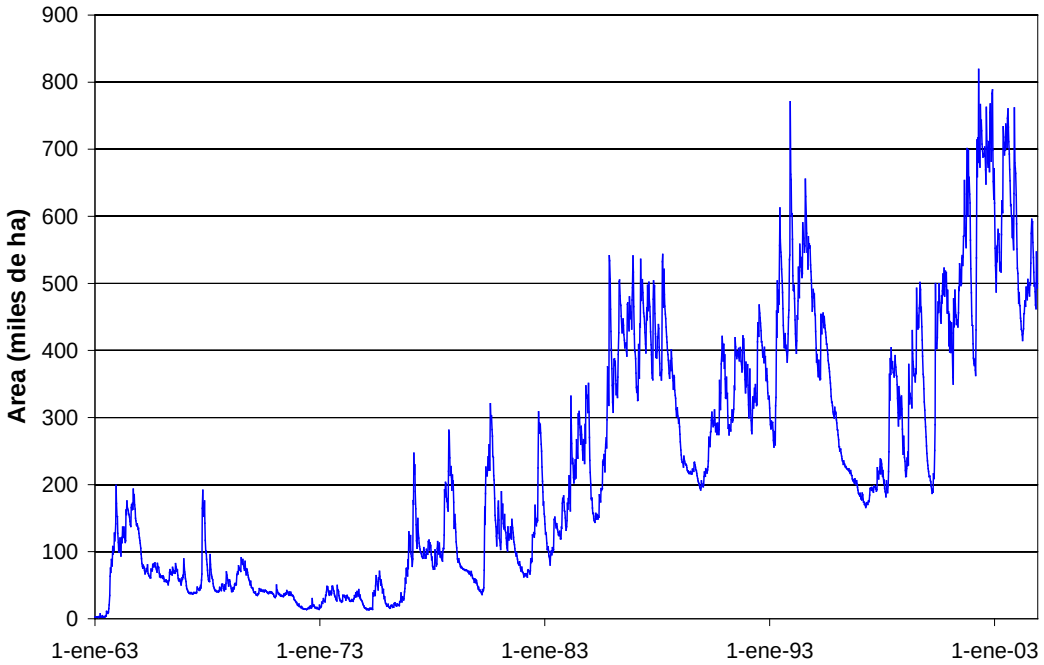
d) Subregión B1 (Escenario Preoperacional/Base)



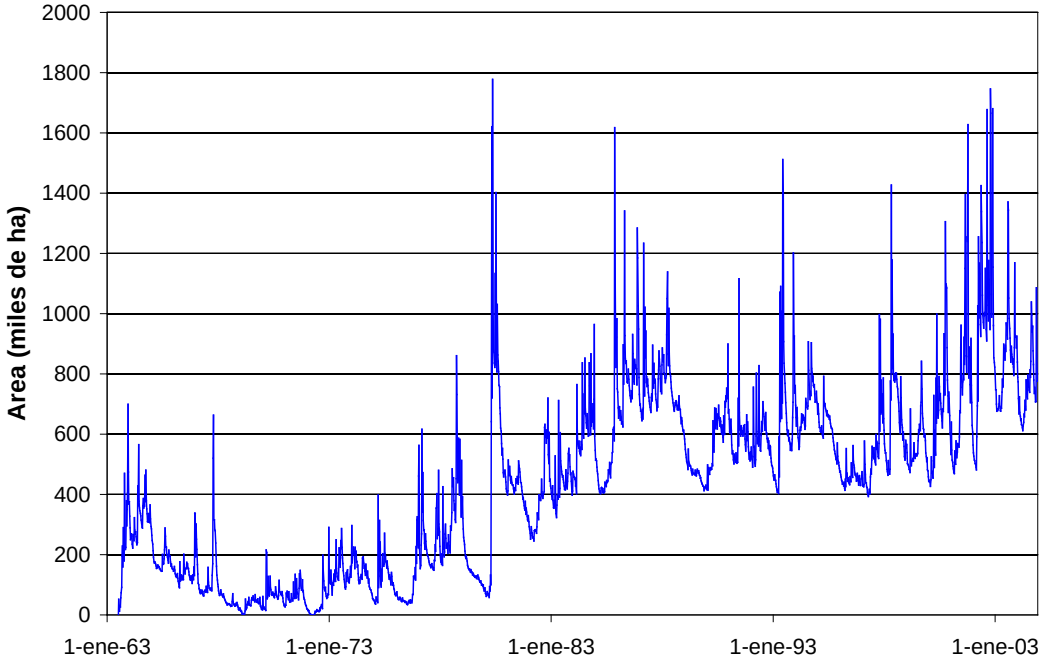
e) Subregión C (Escenario Preoperacional/Base)



f) Subregión B3 (Escenario Preoperacional/Base)



g) Subregión B2 (Escenario Preoperacional/Base)



h) Subregión B4

Figura 5.4.3. Área inundada de bajos no drenados por subregión.

Resulta interesante relacionar el área inundada de bajos no drenados de una subcuenca y el caudal del ramal correspondiente. A título ilustrativo, la Figura 5.4.4 muestra el área inundada de bajos no drenados, relativa al área total de bajos, versus el caudal en el ramal correspondientes a la subcuenca A1S8. Se observa que el área inundada debe superar al área total de bajos (100%) para que se detecte algún pulso de caudal en el ramal. Esto muestra la consistencia de los resultados obtenidos.

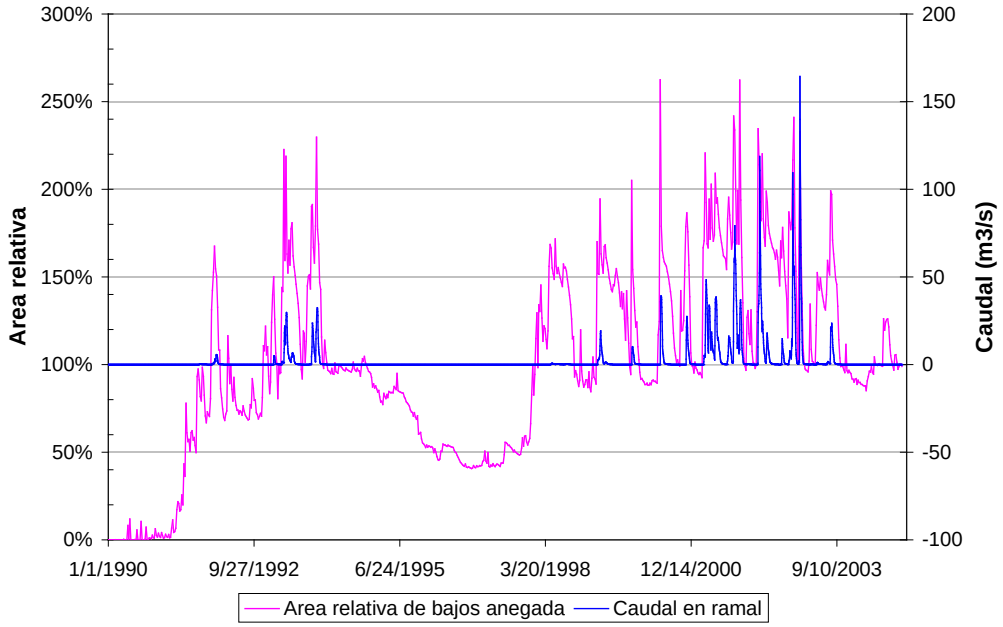


Figura 5.4.4. Área inundada y caudal en ramal para subcuenca A1S8.

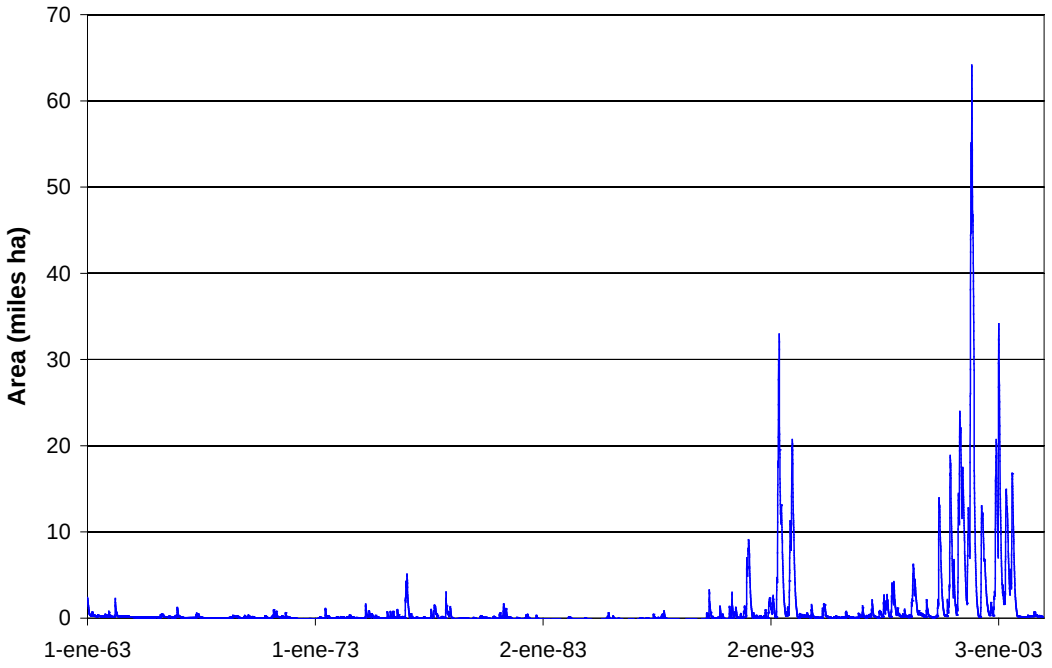
5.4.2 Inundación a lo largo de las conducciones

El MIKE 11 provee series temporales de niveles de agua a lo largo de todas las conducciones concentradas (principales y ramales). Combinando esa información con los datos de perfiles transversales, es posible determinar las series de áreas instantáneas de inundación asociadas a los distintos tramos: para cada sección transversal se obtienen las coordenadas de las márgenes de la inundación cortando el perfil topográfico con el nivel de agua en la conducción; luego, uniendo los puntos de margen izquierda por un lado y derecha por el otro, se obtiene la zona inundada.

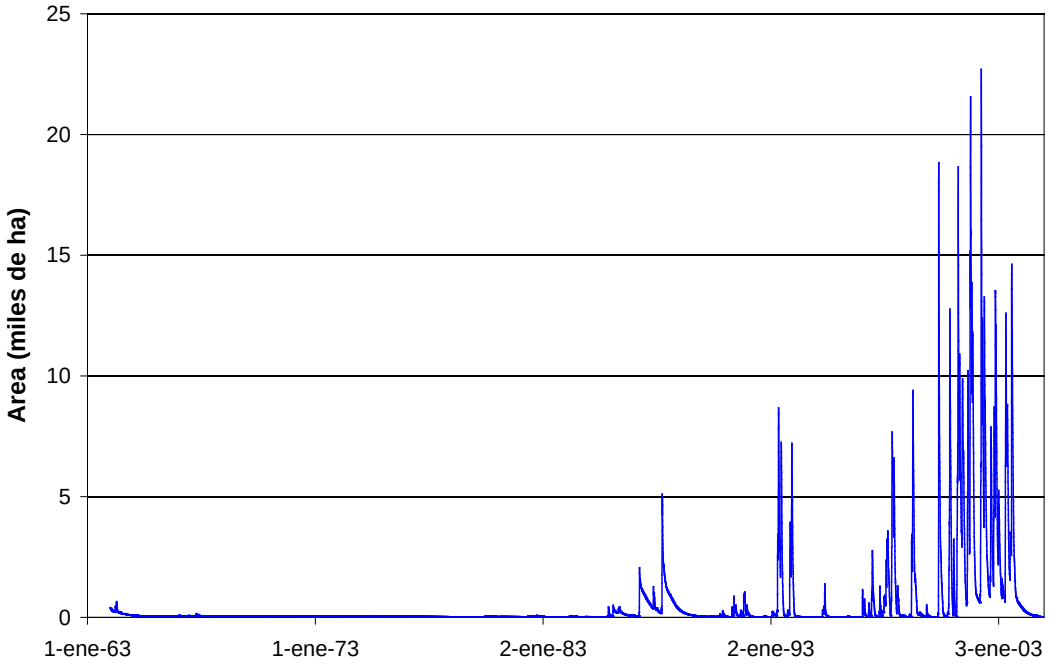
Se construyó un algoritmo para efectuar esta operación, el cual fue implementado en un código computacional. En la Figura 5.4.5 se muestra la serie temporal de áreas de inundación a lo largo de las conducciones por subregión. En este caso también se ha sustraído un valor de base (ver Tabla 5.4.2), interpretado como asociado a lagunas permanentes. Comparando con la Figura 5.4.3 se observa que las áreas inundadas a lo largo de las conducciones son, en general, un orden de magnitud menor a las correspondientes a bajos no drenados.

Tabla 5.4.2. Valor de base de área inundada a lo largo de las conducciones.

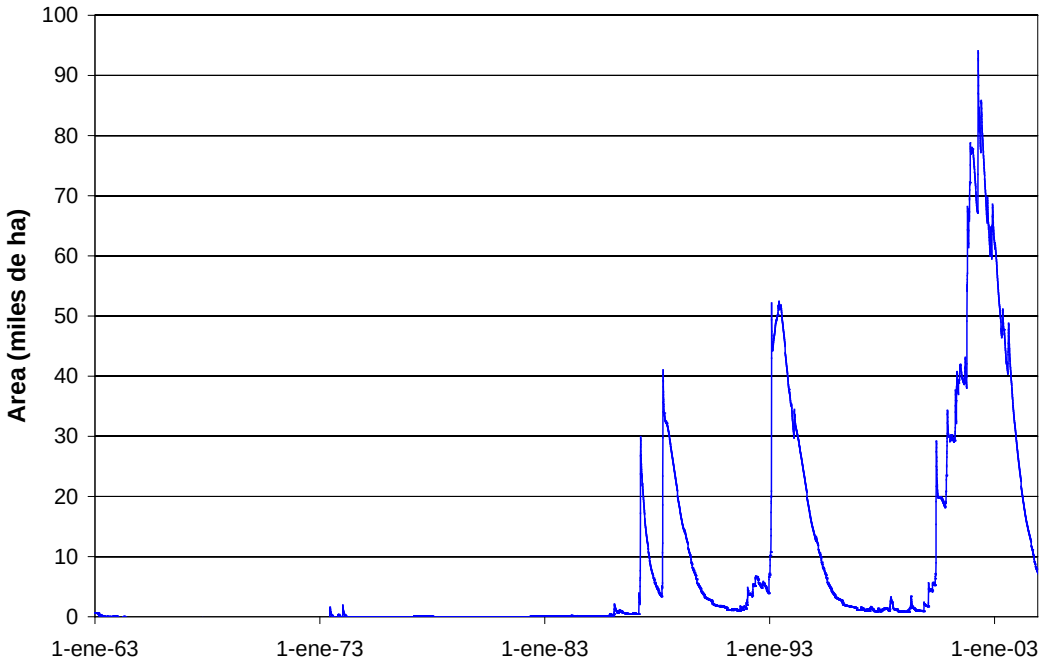
Subregión	Área [miles ha]	Subregión	Área [miles ha]
A1	26	C	8,0
A2	16	B3	5,6
A3/A4	56	B2	6,7
B1	1,5	B4	9,5



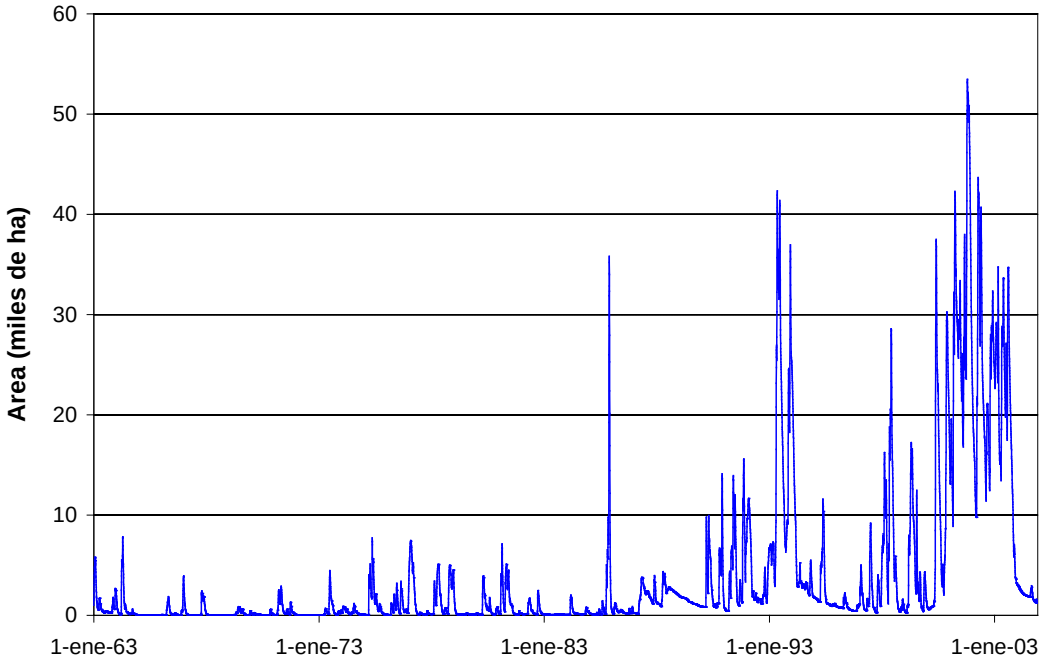
a) Subregión A1



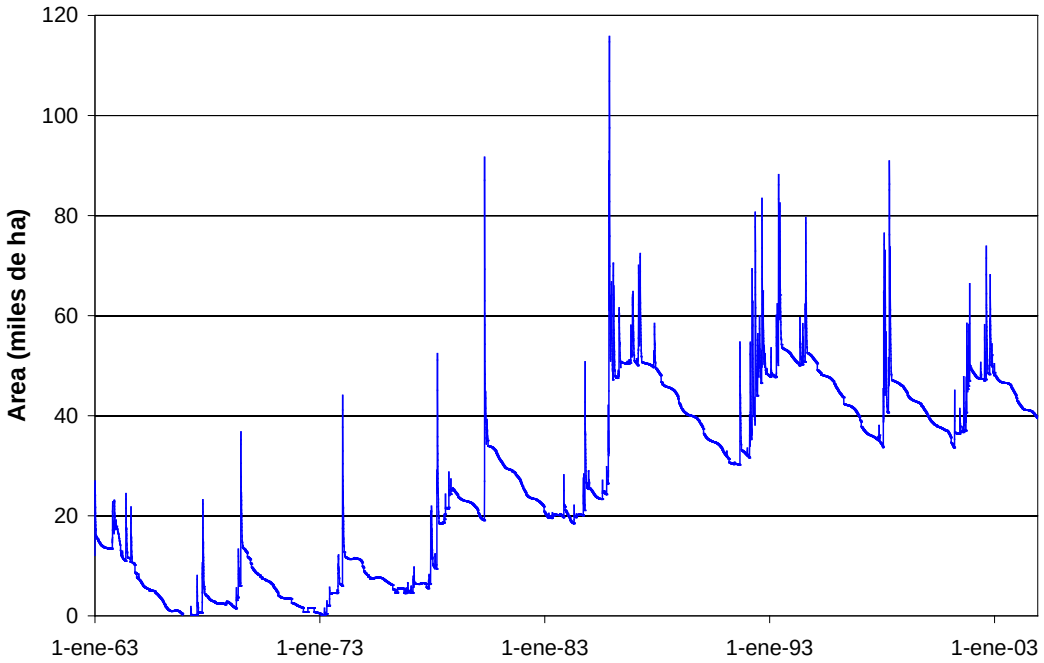
b) Subregión A2



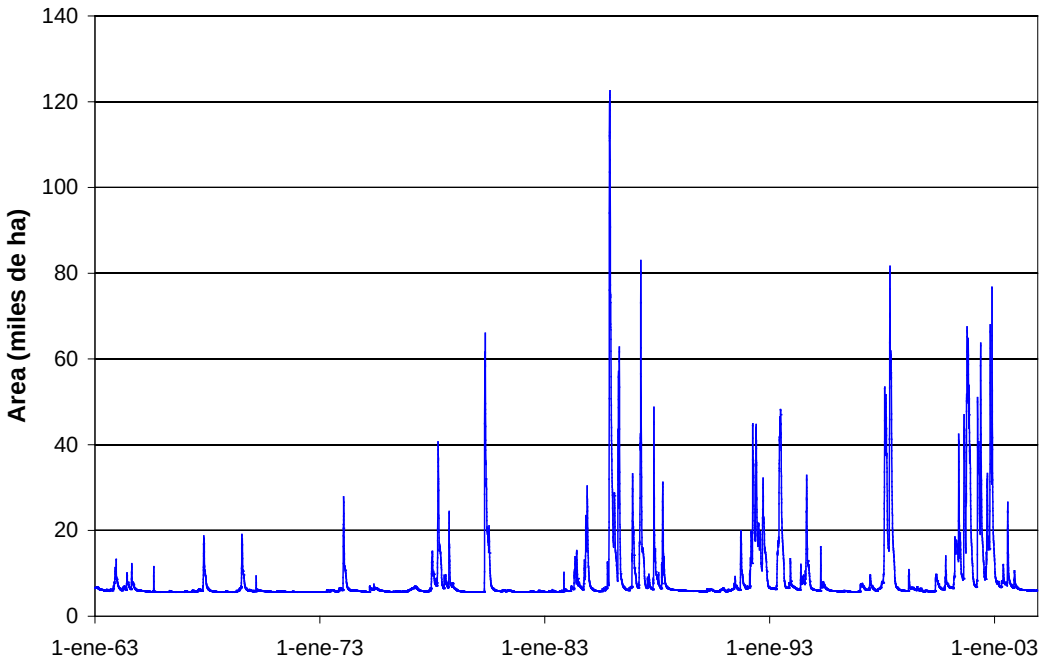
c) Subregión A3/A4 (Escenario Preoperacional/Base)



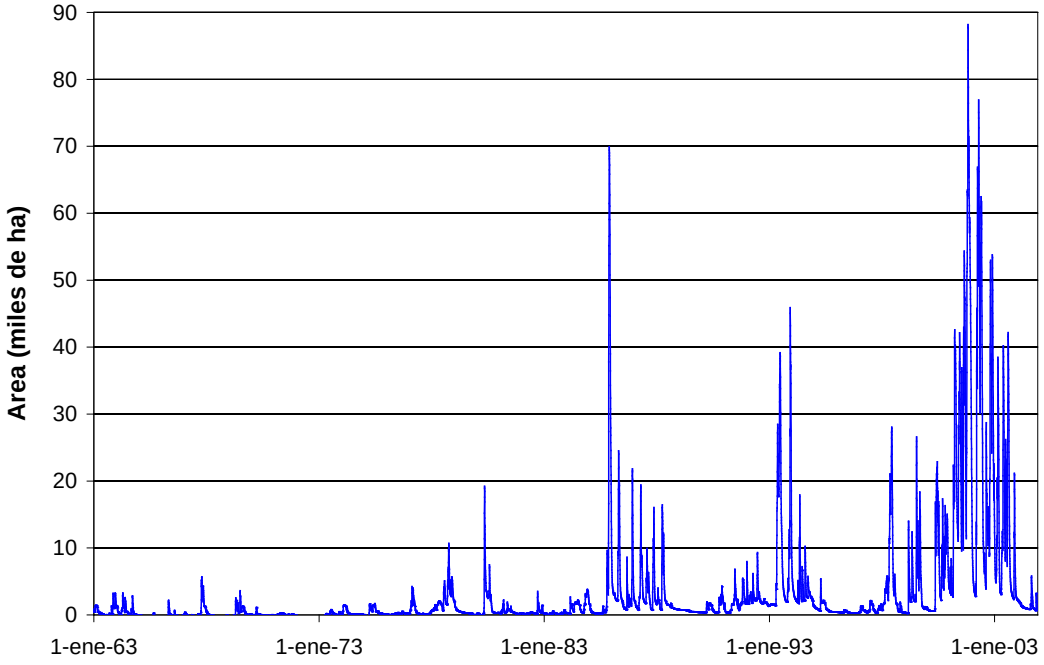
d) Subregión B1 (Escenario Preoperacional/Base)



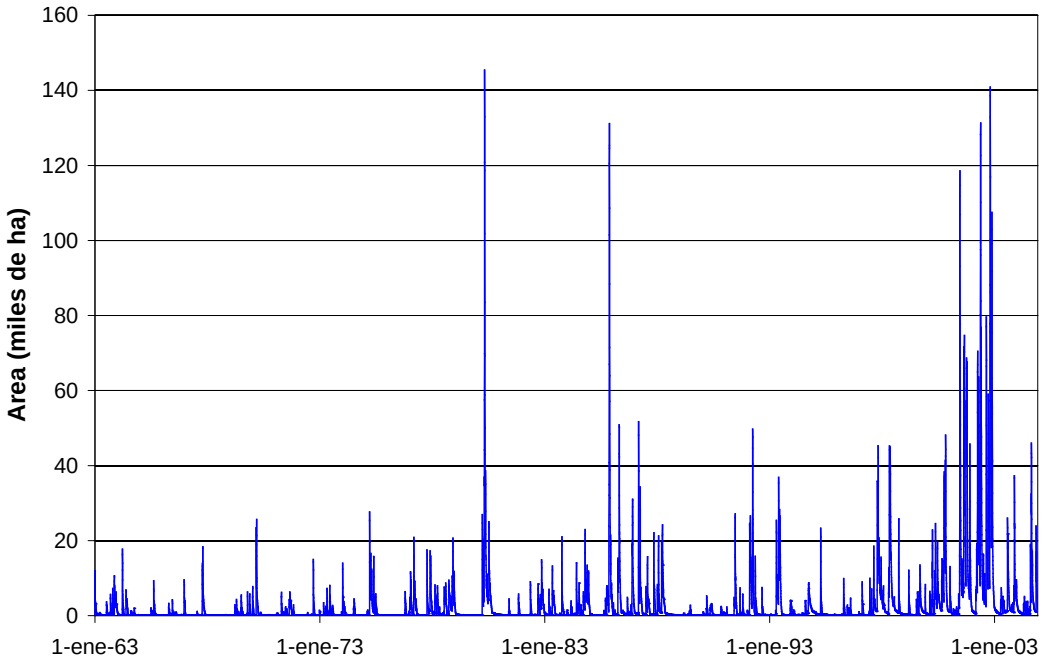
e) Subregión C (Escenario Preoperacional/Base)



f) Subregión B3 (Escenario Preoperacional/Base)



g) Subregión B2 (Escenario Preoperacional/Base)



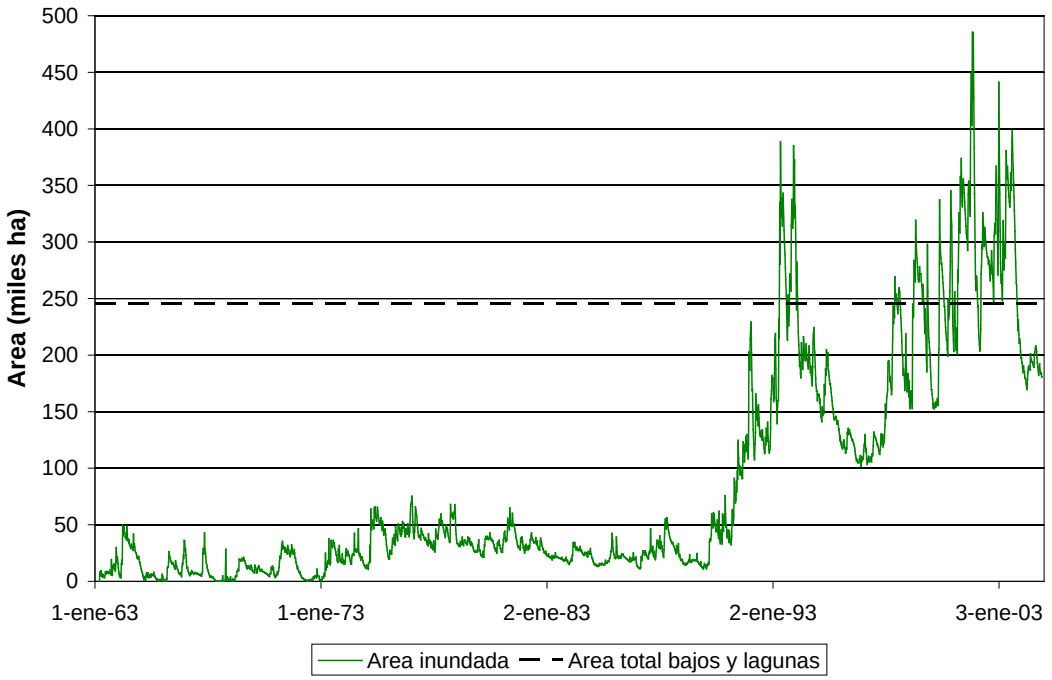
h) Subregión B4

Figura 5.4.5. Área inundada a lo largo de las conducciones por subregión.

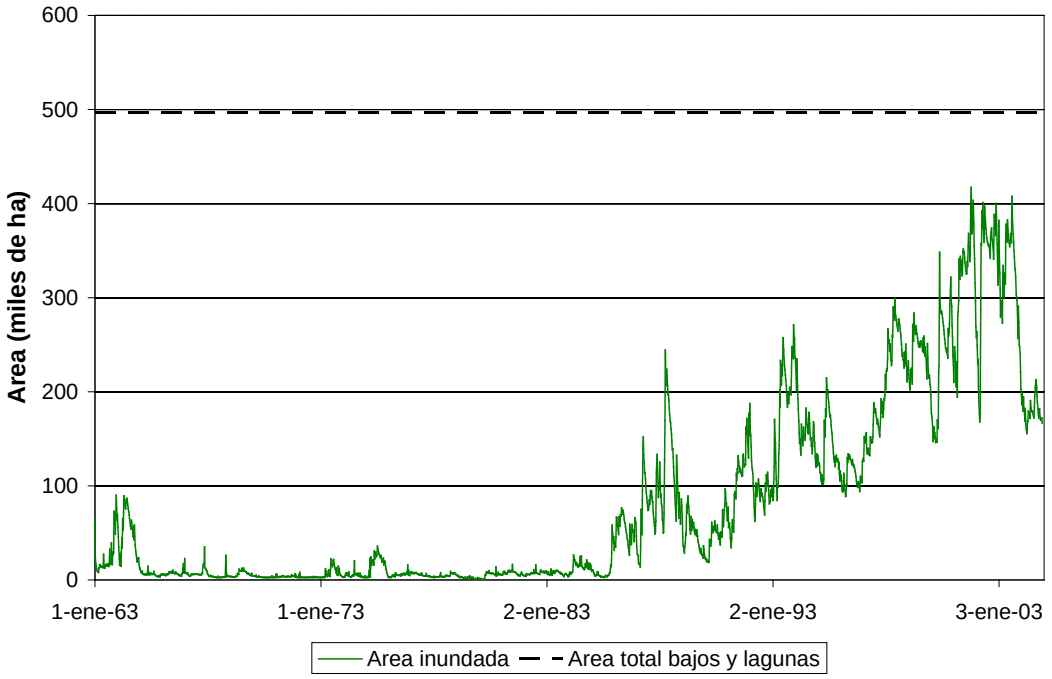
5.4.3 Inundación total

La Figura 5.4.6 presenta el área total inundada por subregión (suma del área inundada de bajos no drenados y a lo largo de las conducciones). En la misma figura se indica el área total de bajos y lagunas (luego de sustraerle la suma de los valores de base para bajos no drenados y conducciones); la superación de este valor indica completamiento de la capacidad de almacenamiento en bajos y lagunas, lo que significa que hubo desbordes generalizados. Nótese que éstos efectivamente llegaron a producirse en algunos momentos.

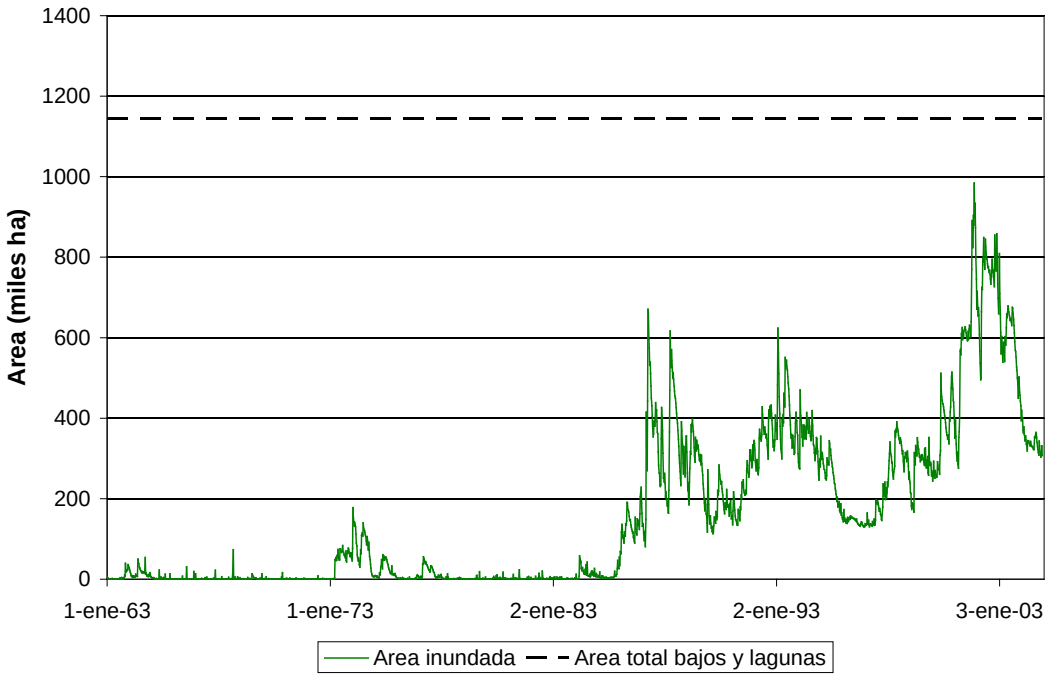
En la Figura 5.4.7 se muestra el mismo resultado pero relativo al área total de cada subcuenca. Se observa que el área inundada puede llegar a representar, para los momentos pico, entre un 20 y un 50% de la superficie de la subregión.



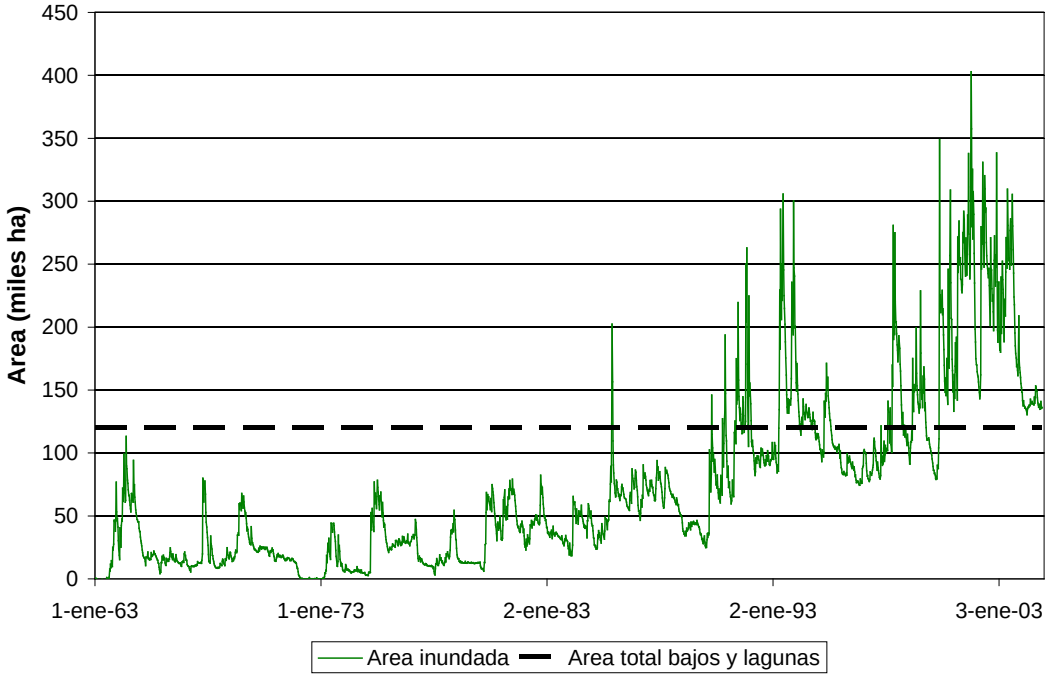
a) Subregión A1



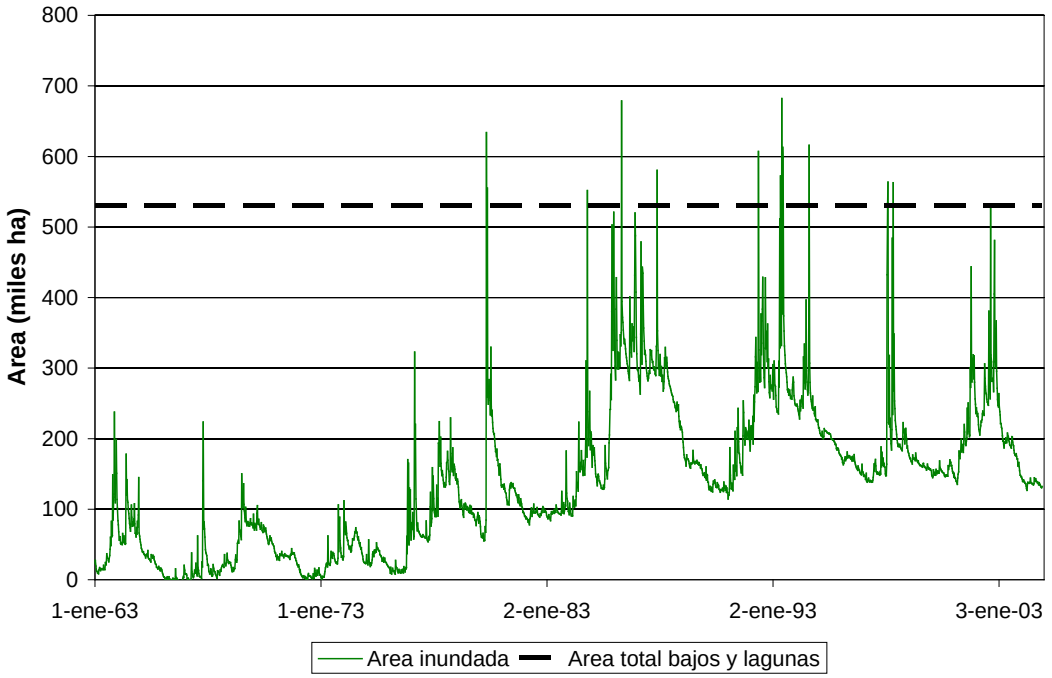
b) Subregión A2



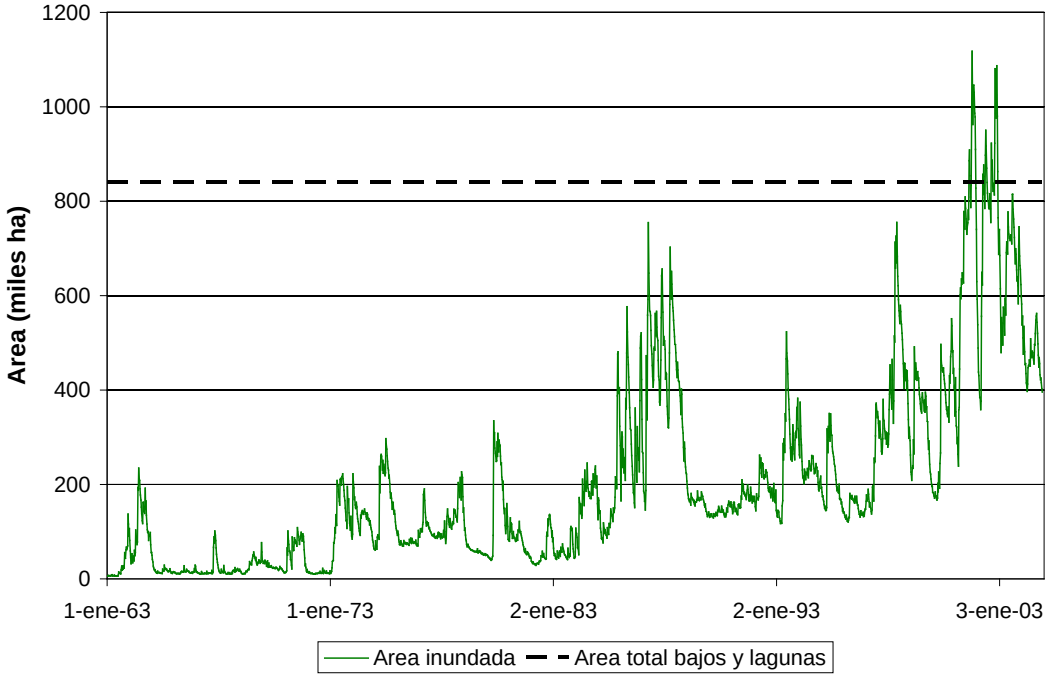
c) Subregión A3/A4 (Escenario Preoperacional/Base)



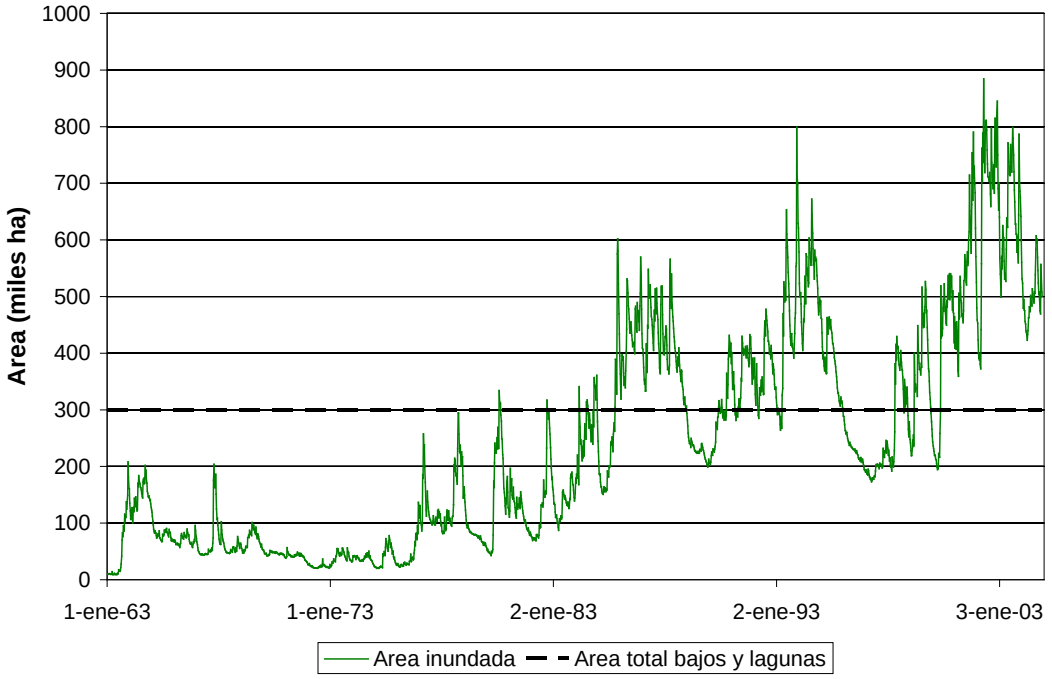
d) Subregión B1 (Escenario Preoperacional/Base)



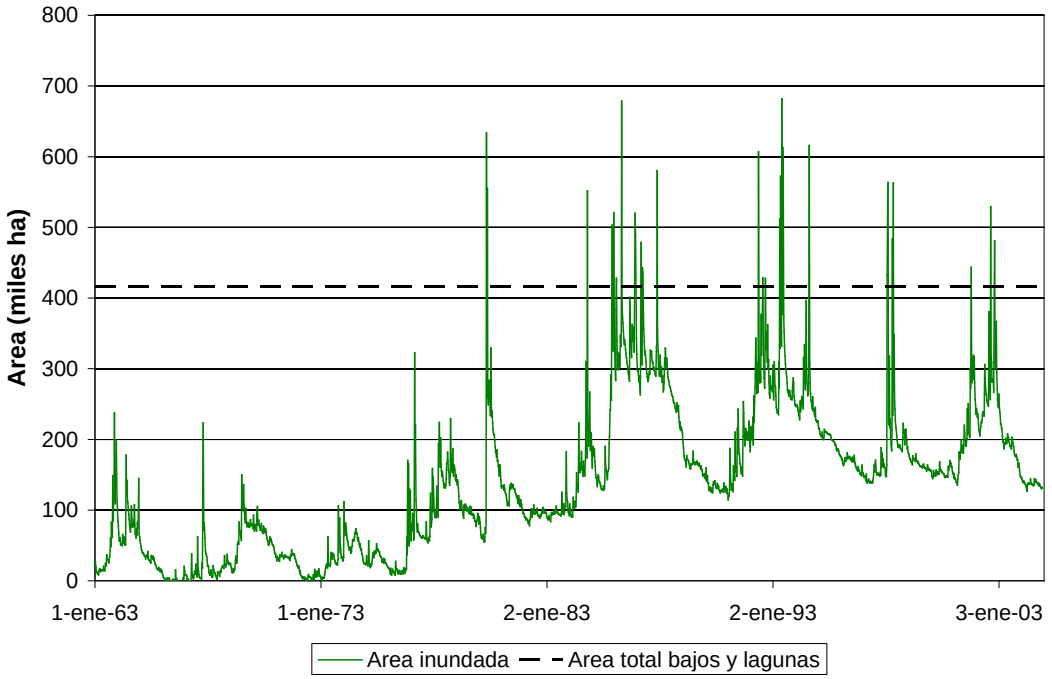
e) Subregión C (Escenario Preoperacional/Base)



f) Subregión B3 (Escenario Preoperacional/Base)

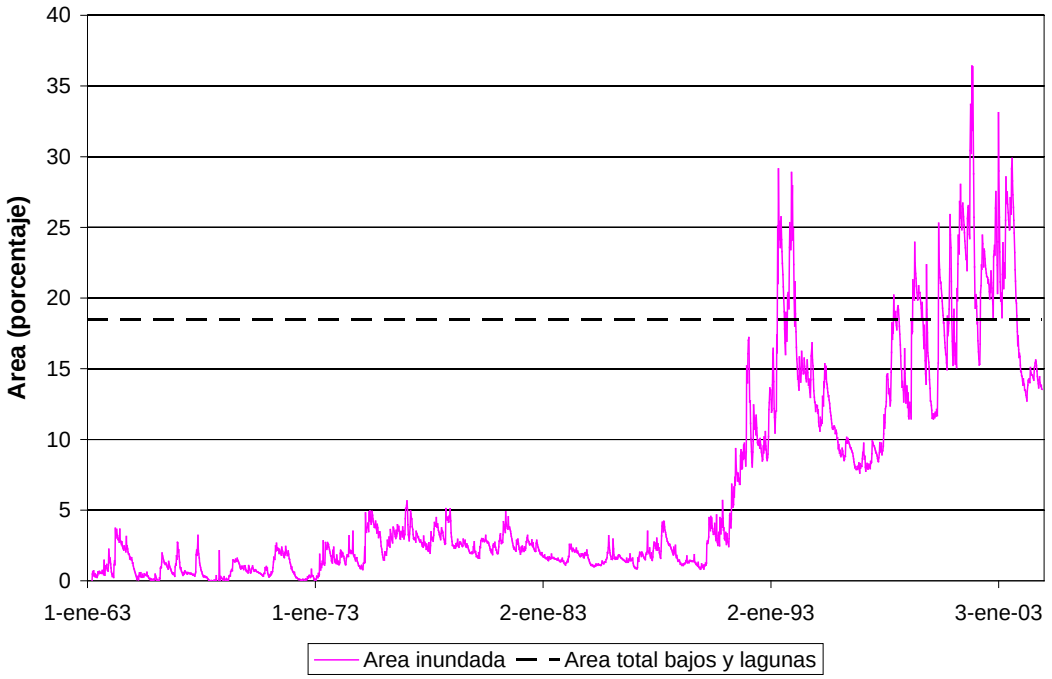


g) Subregión B2 (Escenario Preoperacional/Base)

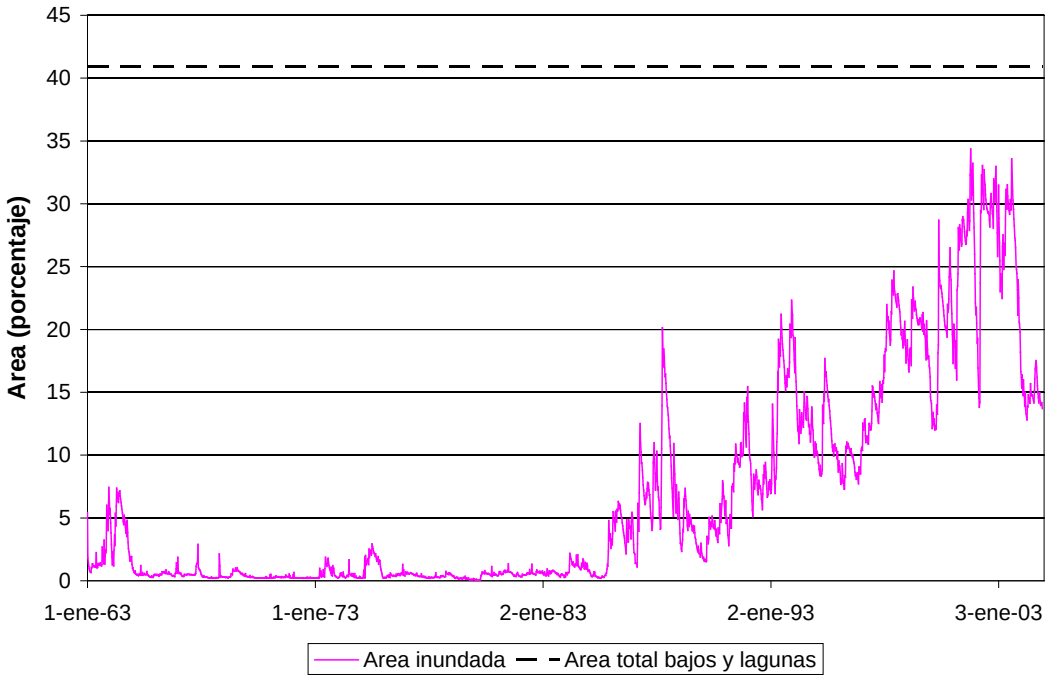


h) Subregión B4

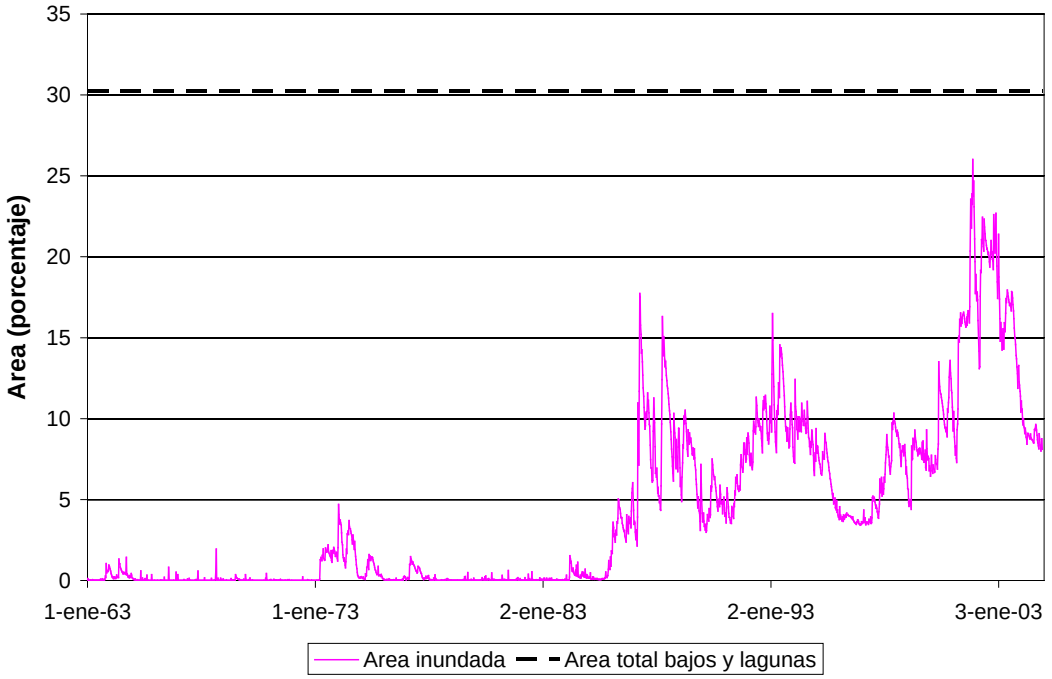
Figura 5.4.6. Área inundada total por subregión.



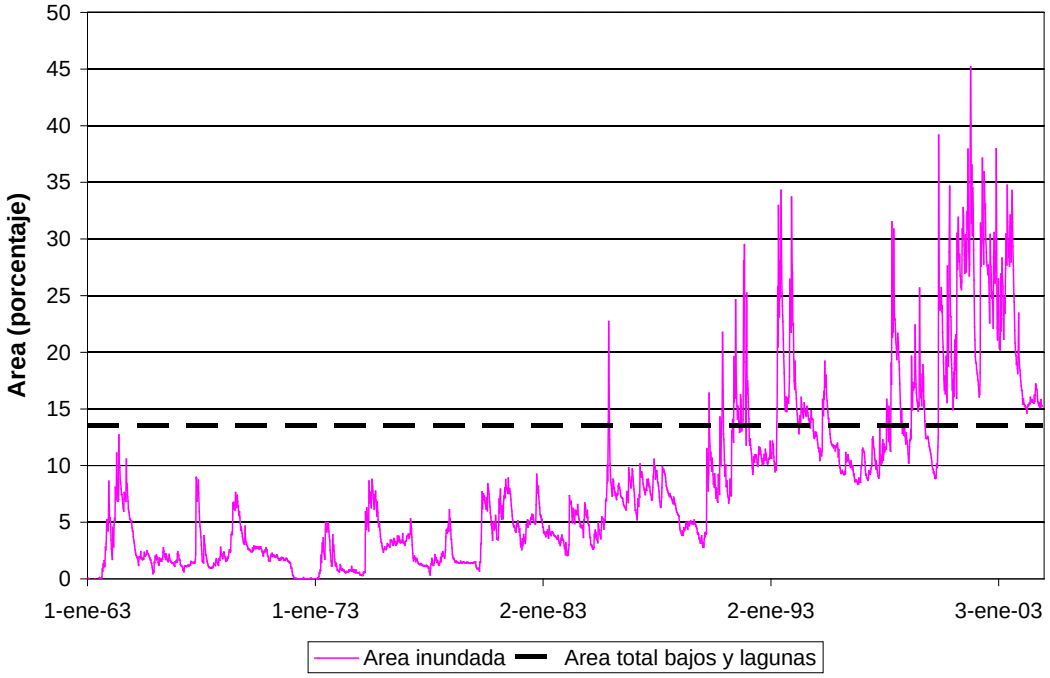
a) Subregión A1



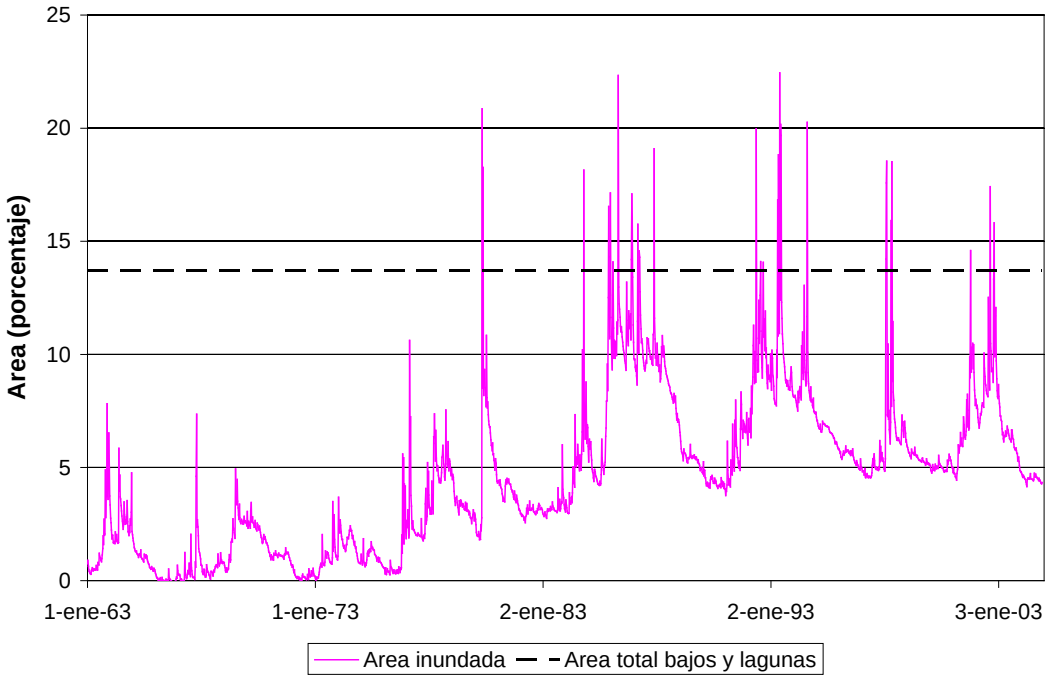
b) Subregión A2



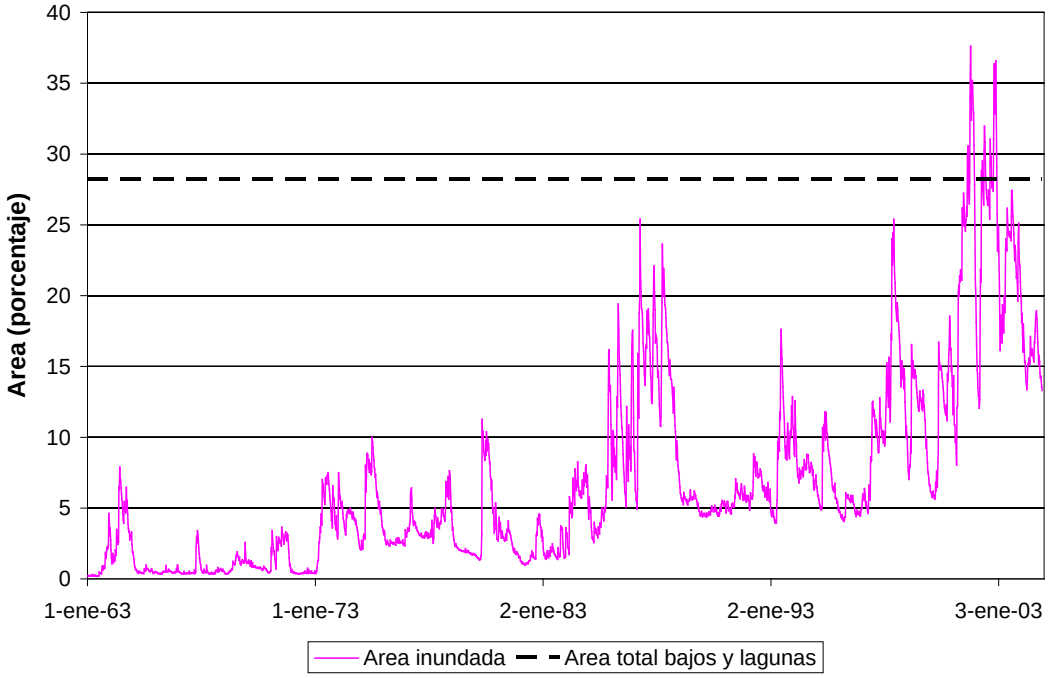
c) Subregión A3/A4 (Escenario Preoperacional/Base)



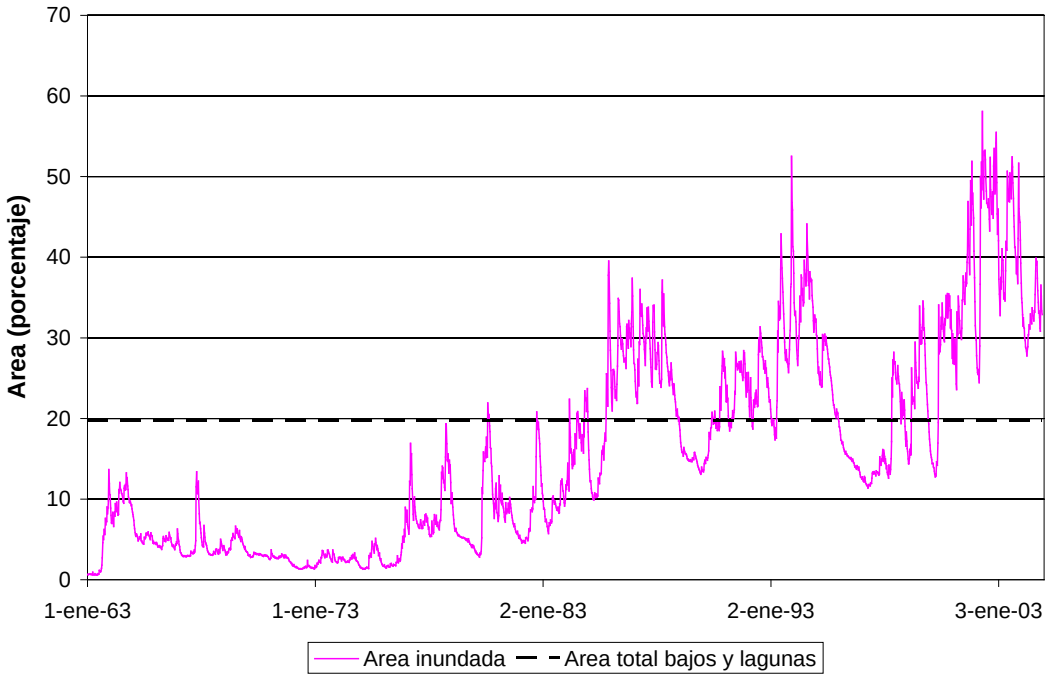
d) Subregión B1 (Escenario Preoperacional/Base)



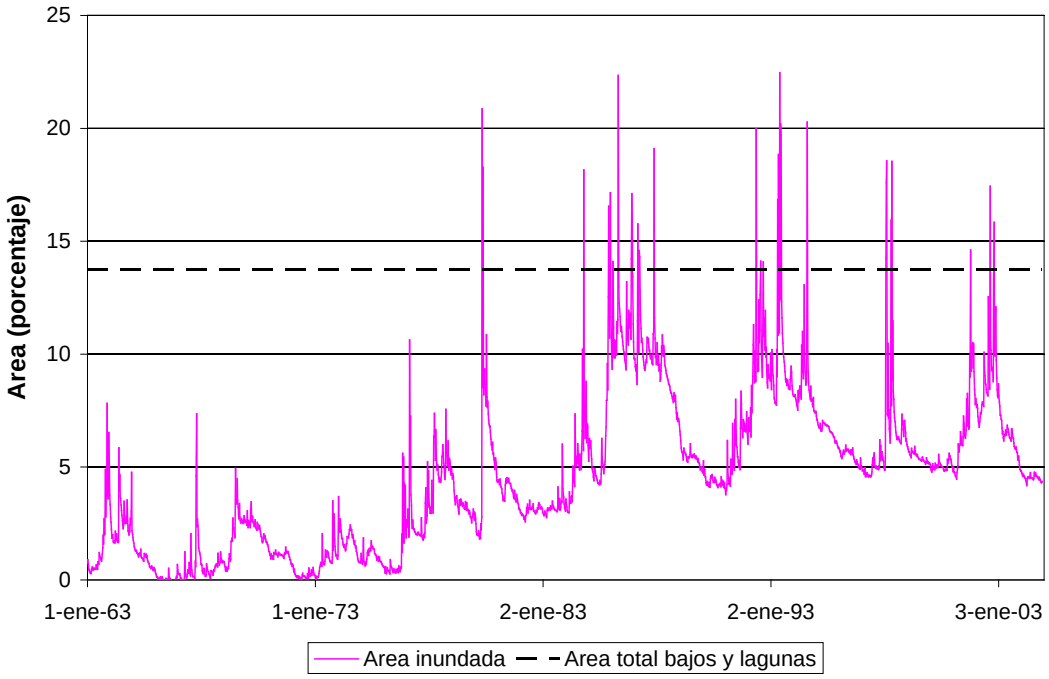
e) Subregión C (Escenario Preoperacional/Base)



f) Subregión B3 (Escenario Preoperacional/Base)



g) Subregión B2 (Escenario Preoperacional/Base)



h) Subregión B4

Figura 5.4.7. Área inundada relativa total por subregión.

5.5 Manchas de inundación

Para construir mapas instantáneos con las 'manchas de inundación' se procede cortando la superficie constituida por el MDT de detalle con la superficie de inundación obtenida del modelo.

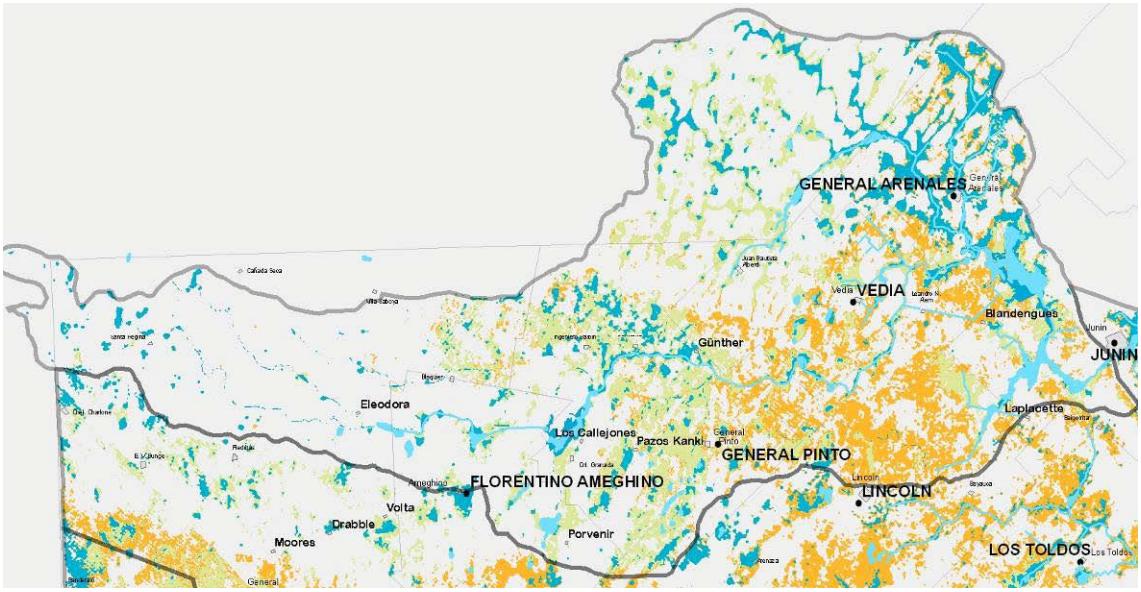
Ahora bien, para construir la superficie de inundación hay que tener en cuenta, nuevamente, que en el modelo el efecto de almacenamiento en bajos está incorporado en forma agregada, de modo que la relación entre la altura del agua superficial provista por el MIKE SHE, H, y la altura de la superficie de inundación, H_{in}, no es lineal. Se planteó la siguiente ley, que tiene en cuenta la variación parabólica de la forma:

$$H_{in} = \begin{cases} 3\dfrac{A_t}{A_{bmax}} H & si\ H \le H_a \\ \left(H - H_a\right) + 3\dfrac{A_t}{A_{bmax}} H_a & si\ H > H_a \end{cases}$$

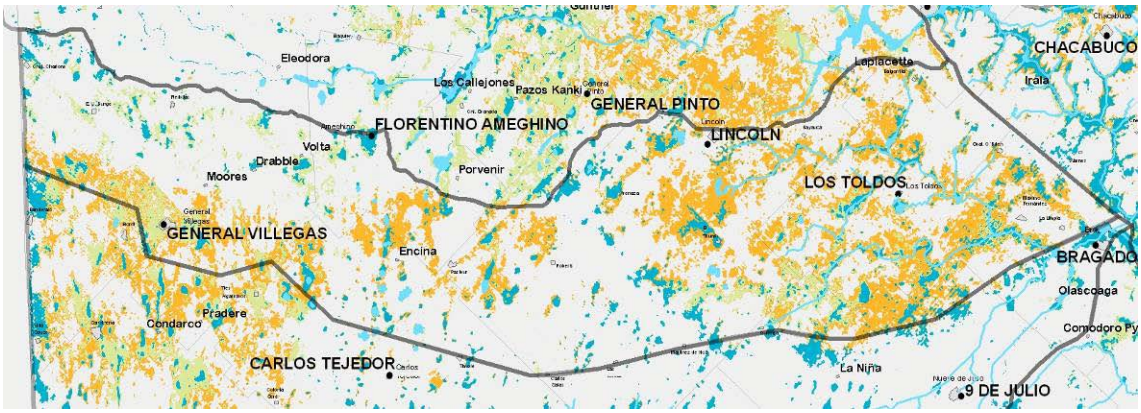
donde, si Z_o es el nivel topográfico de la celda (que corresponde al nivel medio), H_{in} se mide desde $Z_o - 3\left(A_t / A_{bmax}\right) H_a$. De esta manera se tiene en cuenta que, en cada celda, el agua no se distribuye como una lámina de espesor uniforme sobre un plano horizontal, sino que va llenando irregularidades (bajos y lagunas) por lo que la altura efectiva de agua es mayor.

En la Figura 4.2.6 se presentaron mapas de manchas de inundación de acuerdo al modelo para la subregión A1, correspondientes a los picos de crecida de 1993 y 2001. En la Figura 5.5.1 se presentan los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de

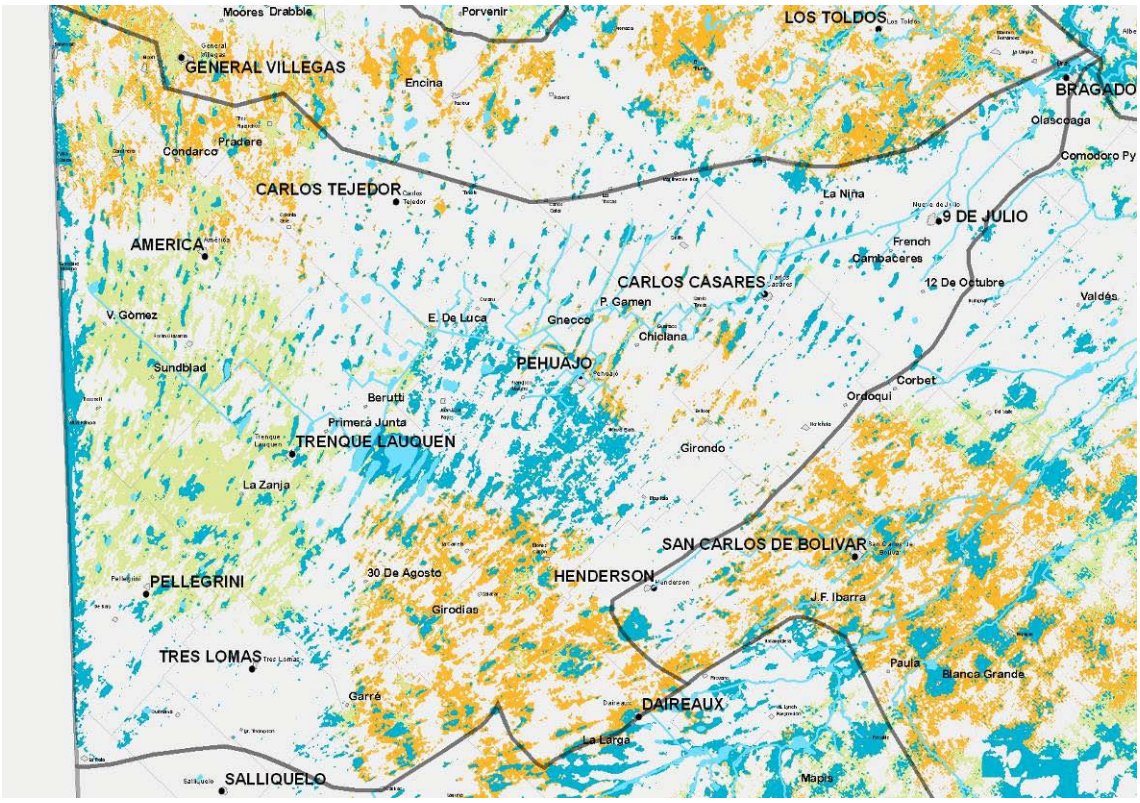
recurrencia, que incluyen tanto las manchas de inundación generadas con la metodología recién descripta, como las inundaciones resultantes del desborde de las conducciones concentradas (cuya metodología de construcción se explicó más arriba).



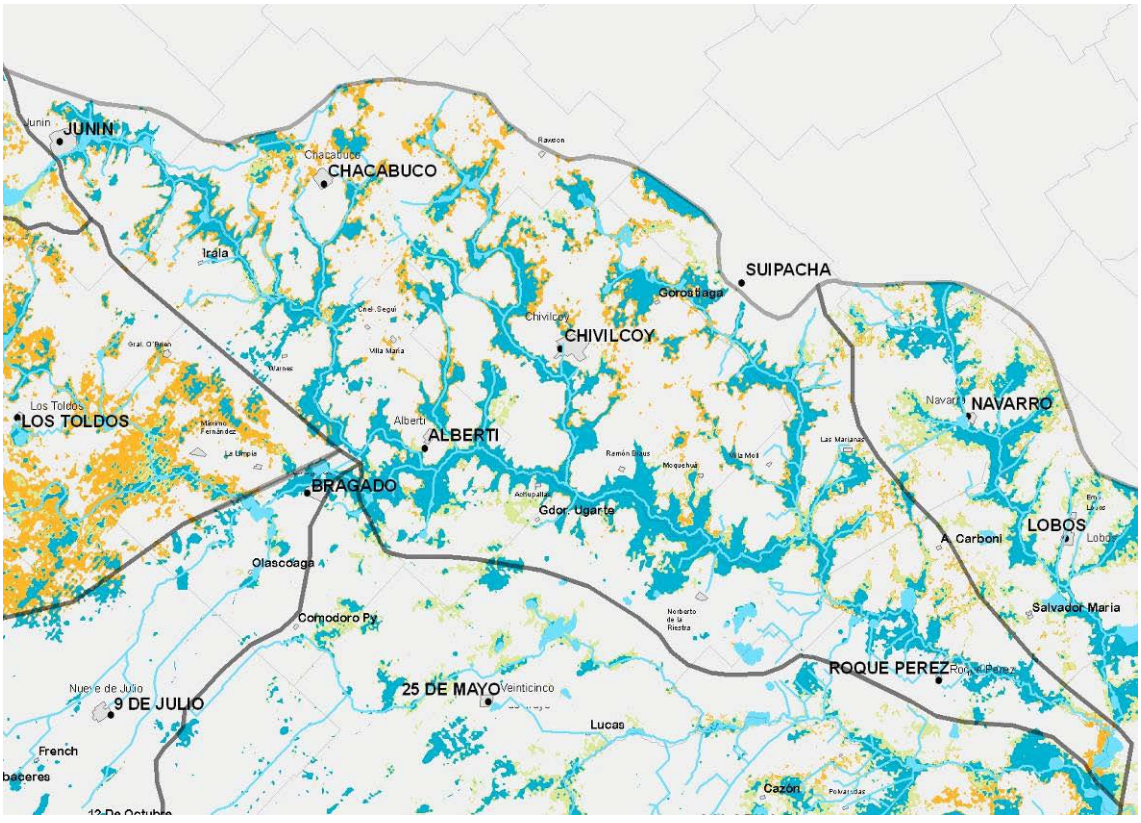
a) Subregión A1



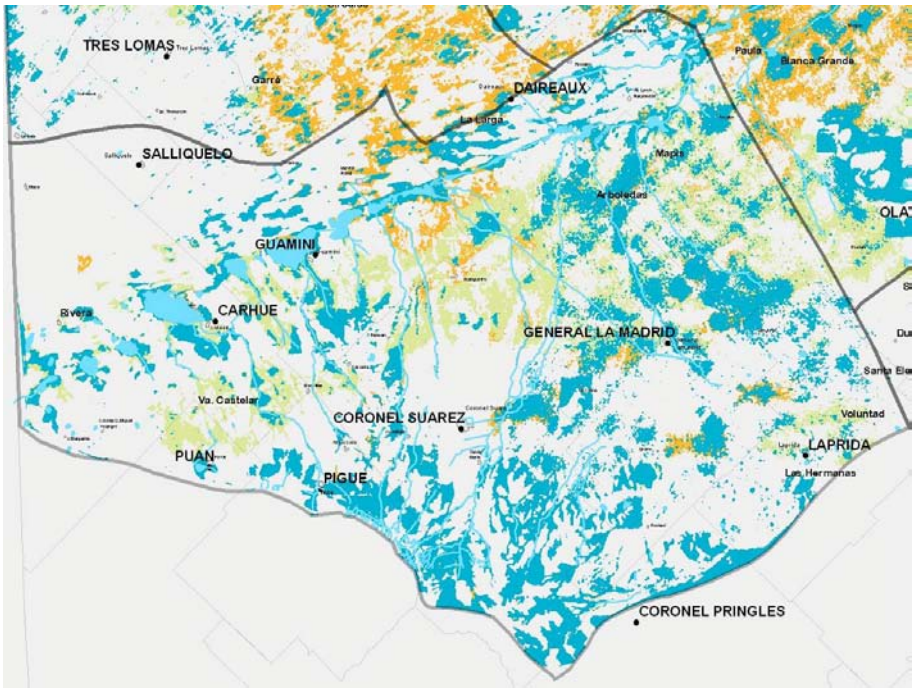
b) Subregión A2



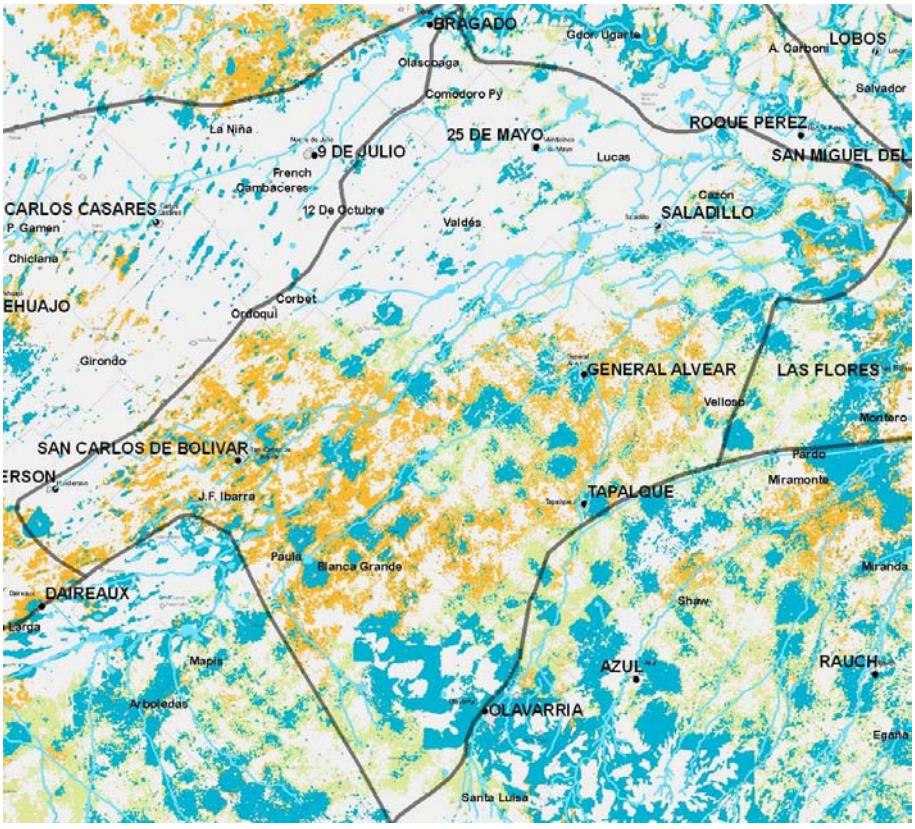
c) Subregión A3/A4 (Escenario Preoperacional/Base)



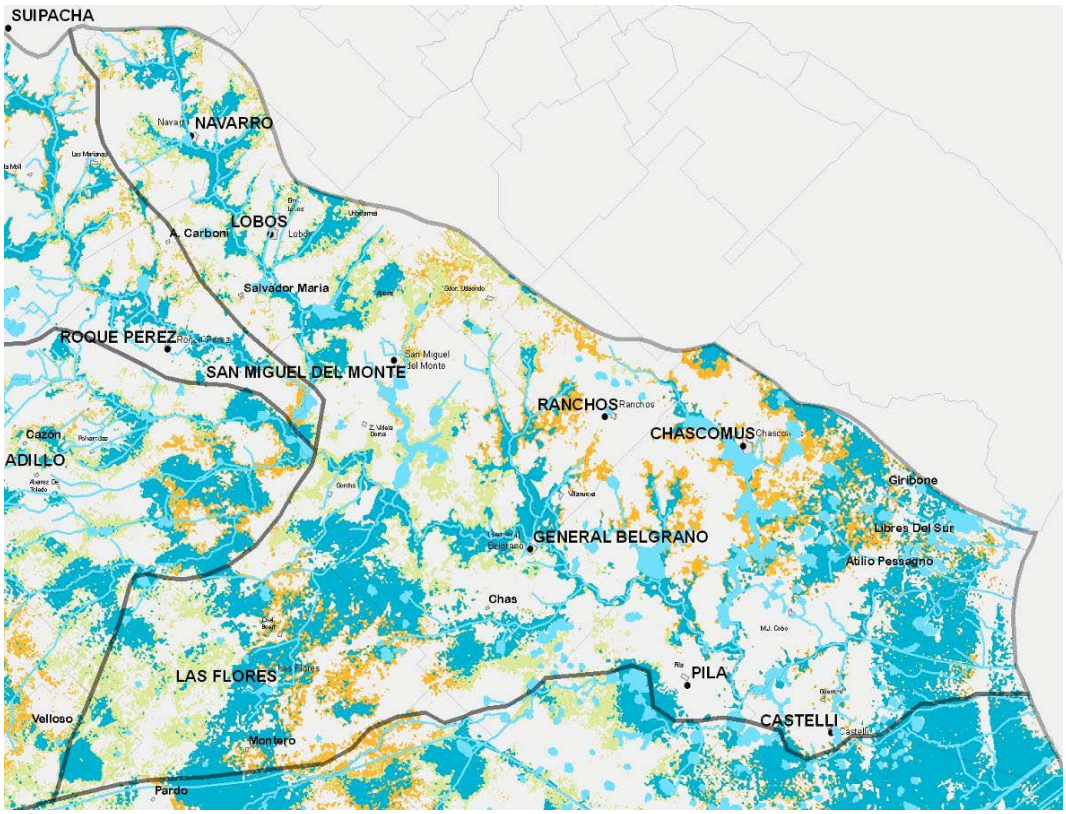
d) Subregión B1 (Escenario Preoperacional/Base)



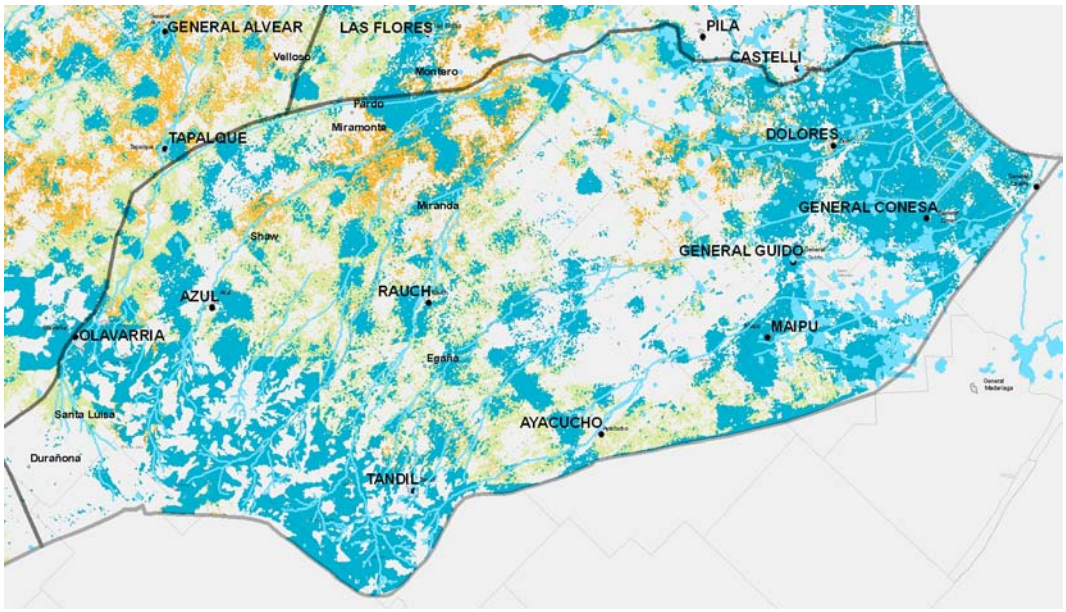
e) Subregión C (Escenario Preoperacional/Base)



f) Subregión B3 (Escenario Preoperacional/Base)



g) Subregión B2 (Escenario Preoperacional/Base)



h) Subregión B4 (Escenario Preoperacional/Base)

Figura 5.5.1. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia.

5.6 Preguntas que responde el modelo

Un modelo matemático de un sistema hídrico tiene tres usos principales, a saber:

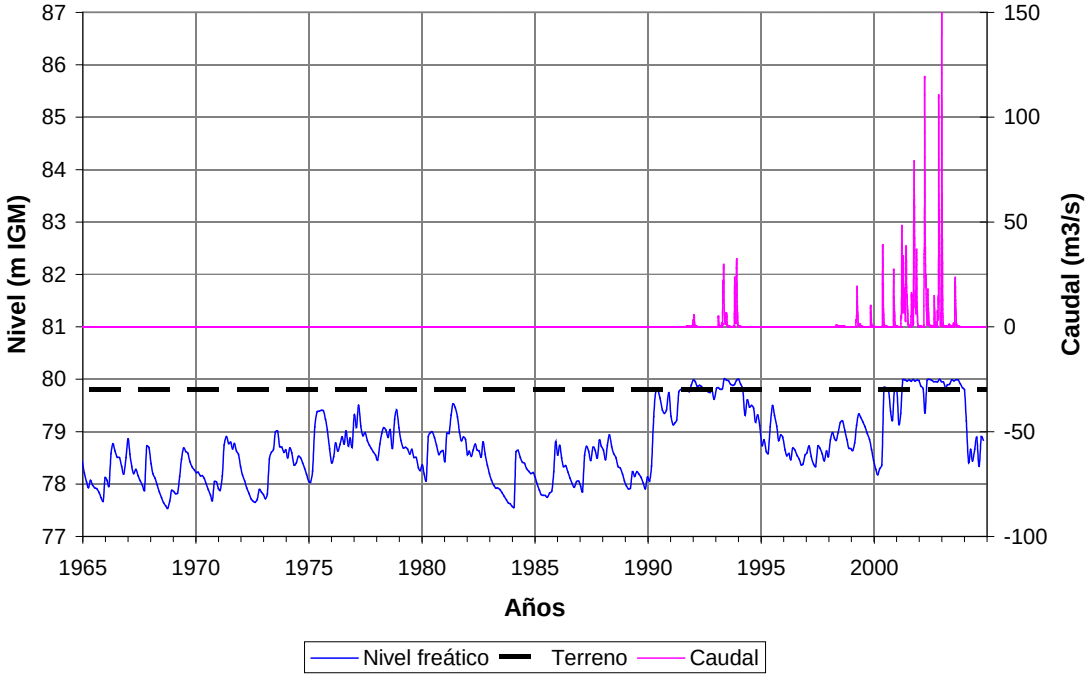
- Para diagnosticar, es decir, comprender cómo funciona el sistema. Entonces, se puede responder al siguiente tipo de pregunta: *¿por qué sucedió lo que sucedió?*
- Para predecir, es decir, como herramienta de gestión. Entonces, se puede responder al siguiente tipo de pregunta: *¿qué sucede si…?*
- Para efectuar análisis retrospectivos, es decir, desentrañar relaciones causa-efecto en eventos que resultaron en conflictos. Entonces, se puede responder al siguiente tipo de pregunta: *¿qué hubiera sucedido si…?*

Disponiendo de un MMHH calibrado, es posible a esta altura responder a algunas preguntas específicas de interés.

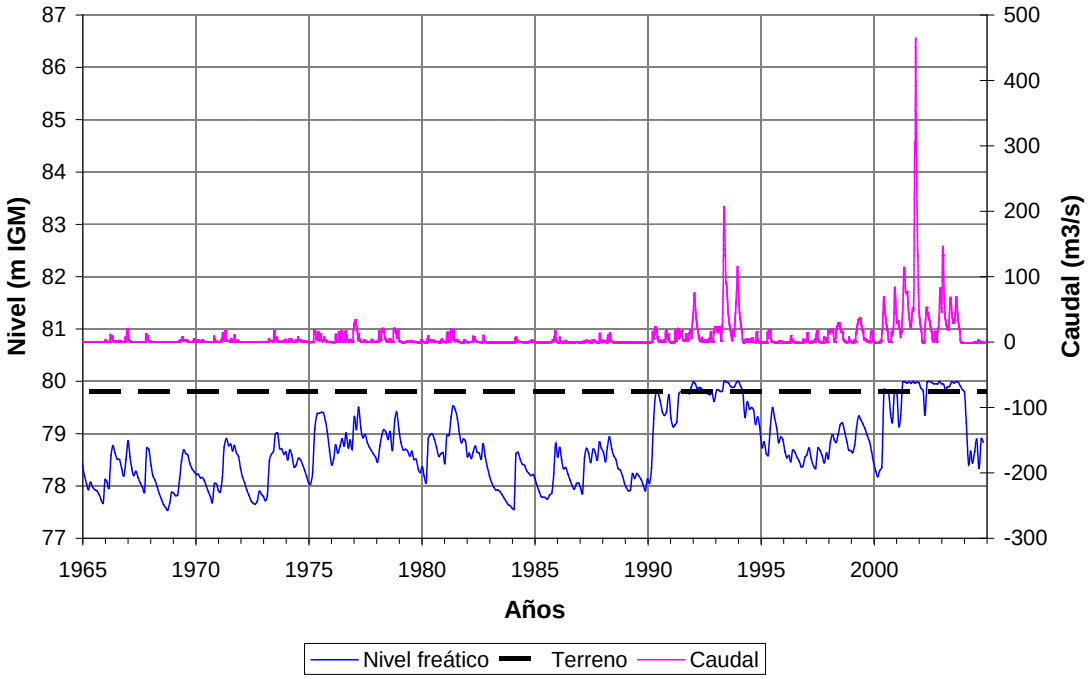
En relación al tema de diagnóstico, en las secciones precedentes se han presentado productos que contribuyen a avanzar en la comprensión del sistema. Por ejemplo, el modelo ha permitido generar un ranking de los ramales en términos de su actividad (volumen de agua conducido), lo que contribuye a conformar un criterio para encarar futuras canalizaciones secundarias, es decir, responder a la siguiente pregunta: *¿cuál debería ser la estrategia de construcción de canales secundarios?*

Otra pregunta relacionada al diagnóstico es la siguiente: *¿Por qué la cuenca del Salado entró en crisis de inundaciones desde fines de los 80 hasta principios de los 2000?* Análisis estadísticos, efectuados sobre los registros de precipitaciones en esta zona[11], han evidenciado que puede distinguirse una tendencia al aumento de la frecuencia de las precipitaciones intensas. Frente a esta tendencia en el forzante hidrológico, el modelo muestra que se produjo una casi continua elevación del nivel de la napa freática, lo que en algún momento puso en crisis la capacidad de infiltración de los suelos, dando lugar a la generación de relativamente grandes excedentes hídricos (superficiales). Para ilustrar esta relación, se tomó como referencia el nivel freático en un punto de la parte baja de la subregión A1. En la Figura 5.6.1a se representa el caudal en el ramal RA1_8; se observa que, efectivamente, aparece agua en el ramal en concomitancia con la napa muy alta o directamente tocando el terreno o aflorando. Por su parte, en la Figura 5.6.1b se muestra el caudal en el río Salado en Junín, que muestra picos cuando la napa está alta, alcanzando valores extremos cuando ella alcanza ó supera el nivel del terreno.

[11] Re, M., Saurral, R., Barros, V., 2005, Precipitaciones extremas en la Argentina, Tendencias y Cambio Climático, IV Taller Internacional sobre Enfoques Regionales para el Desarrollo y Gestión de Embalses en la Cuenca del Plata, 29 Nov/2 Dic. Salto Grande, Entre Ríos, Argentina.



a) Caudal en el ramal RA1_8



b) Caudal en el río Salado-Junín

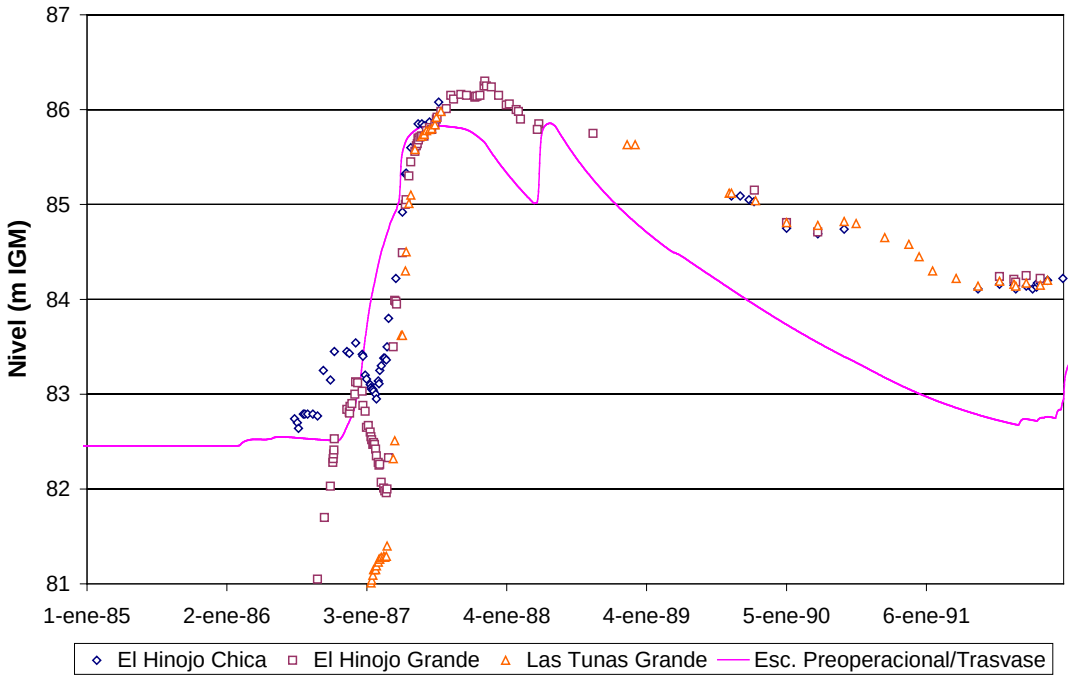
Figura 5.6.1. Relación entre el caudal y el nivel freático.

En segundo término, se plantean dos preguntas sobre análisis retrospectivo de la inundación en torno al Complejo Hinojo-Las Tunas debido al evento de 1987, a saber:

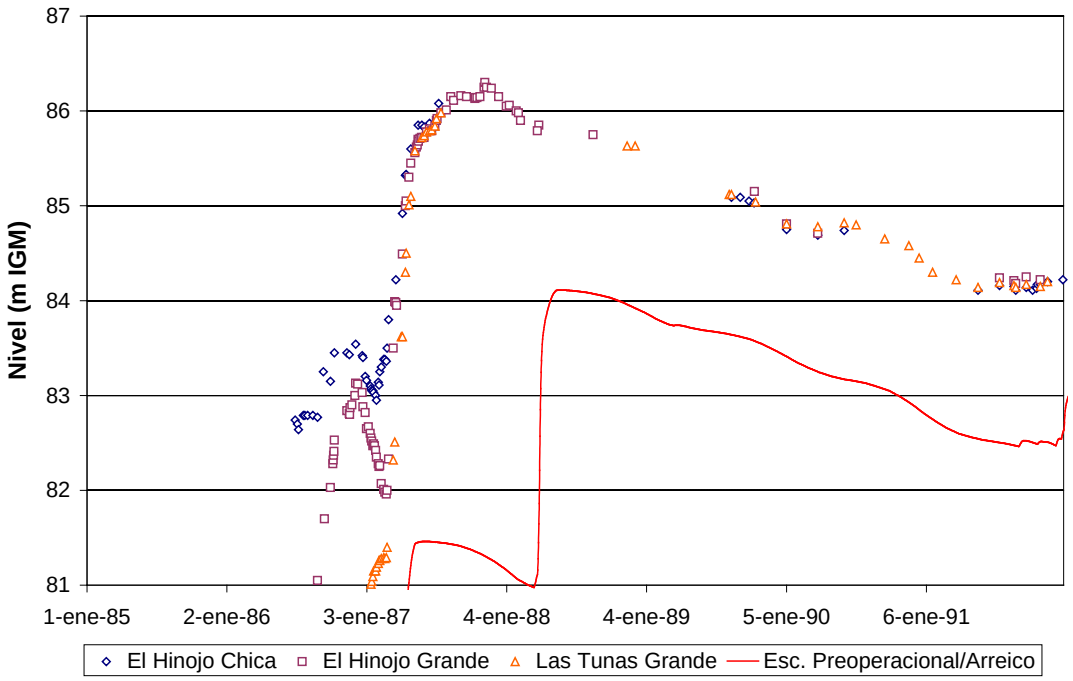
¿Qué hubiera sucedido si ya existía el Canal JMI? ¿Qué hubiera sucedido si no hubiera habido aporte desde La Pampa?

En la Figura 5.6.2a se muestra la respuesta que hubiera tenido el nivel del Complejo Hinojo-Las Tunas con el Canal JMI construido y con el aporte desde La Pampa (tal como sucedió); no es más que el escenario Preoperacional/Trasvase, ya introducido más arriba. Se observa que el nivel pico habría sido menor en 0,50 m y, como efecto más significativo, habría recedido mucho más rápidamente, alcanzando para fines de 1991 un nivel casi 1,5 m menor al registrado.

Por su parte, la Figura 5.6.2b presenta la evolución del nivel sin el Canal JMI y sin el aporte desde La Pampa. Esto corresponde al escenario denominado Preoperacional/Arreico. Se observa que el nivel pico apenas habría superado la cota 84 m IGM, es decir, habría sido 2,20 m menor al registrado. Para fines de 1991 hubiera llegado a un nivel aún 0,20 m inferior que para el escenario Preoperacional/Trasvase.



a) Con Canal JMI y con aporte desde La Pampa (Esc. Preop./Trasvase)



b) Sin Canal JMI y sin aporte desde La Pampa (Esc. Preoperacional/Arreico)

Figura 5.6.2. Nivel en el Complejo Hinojo-Las Tunas.

En tercer término, se plantea una pregunta sobre análisis retrospectivo de la inundación de la ciudad de Epecuén de 1987, a saber: *¿Qué hubiera sucedido si hubiera estado cerrado el Canal Ameghino?*

El escenario Preoperacional/Cierre de la subregión C es el que representa esa situación hipotética. La Figura 5.6.3 muestra que el máximo nivel de la laguna de Epecuén hubiera sido prácticamente 2 m menor al que efectivamente tuvo lugar. En la misma figura se representa una cota inferior estimada para la ciudad de Epecuén, en base a los informes periodísticos que indican como día de crisis el 10 de noviembre de 1985. Se observa, entonces, que la inundación no sólo hubiera sido menor, sino de mucho menor duración.

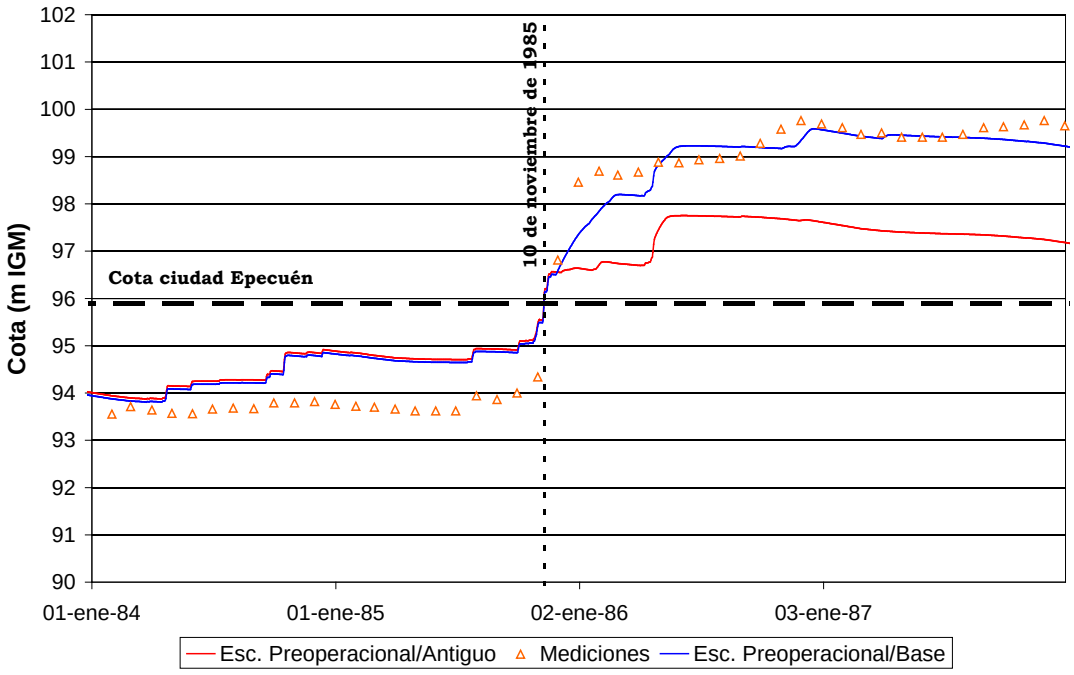


Figura 5.6.3. Nivel en la laguna de Epecuén.

La cuarta serie de preguntas se relacionan con la predicción, y tienen que ver con el planteo y operación de obras hidráulicas. Ellas se irán formulando y contestando en las secciones siguientes.

6 INCORPORACIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

6.1 Tipos de obras

Se distinguirán distintos tipos de obras hidráulicas, de acuerdo a su función y su forma de modelación, a saber:

- Canalizaciones
- Drenajes de bajos
- Obras de control

Las canalizaciones tienen como función colectar excedentes hídricos y transportarlos hacia zonas controladas. Su implementación computacional es relativamente sencilla: simplemente se modifica la geometría de las secciones transversales de la conducción a canalizar incorporando el canal, y se le asigna al fondo del canal la rugosidad correspondiente. A título ilustrativo, en la Figura 6.1.1 se muestra una sección transversal del tramo Horquetas 2 canalizada (ver datos más abajo).

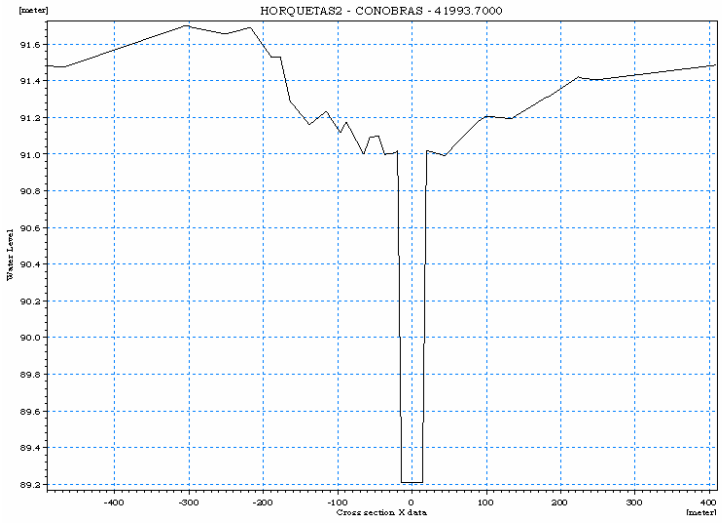


Figura 6.1.1. Sección transversal canalizada de Horquetas 2.

Se denominará drenajes de bajos a los canales cortos y de relativamente baja capacidad que se construyen para drenar agua desde bajos hacia alguna canalización cercana. Estos drenajes no se representan explícitamente en el modelo, por un problema de escala y de información, pero sí sus efectos agregados. Estos consisten en la reducción del volumen de bajos no drenados asociado a la correspondiente celda, es decir, en la reducción de la abstracción inicial de esa celda. Si V_b es el volumen de bajos incorporados al drenaje para una determinada celda (estimado en base al MDT de detalle), entonces la abstracción inicial de esa celda debe disminuirse de acuerdo a:

$$H_a \rightarrow máx\{H_a - V_b / A, 0\}$$

En la Figura 6.1.2 se esquematiza la situación en que se construye un canal en una subcuenca (a lo largo de lo que originalmente era un ramal). Allí se identifican las celdas adyacentes cuya abstracción inicial se vería afectada. En realidad, por consistencia con el criterio de imposición de la abstracción inicial, su corrección se hizo por subcuenca.

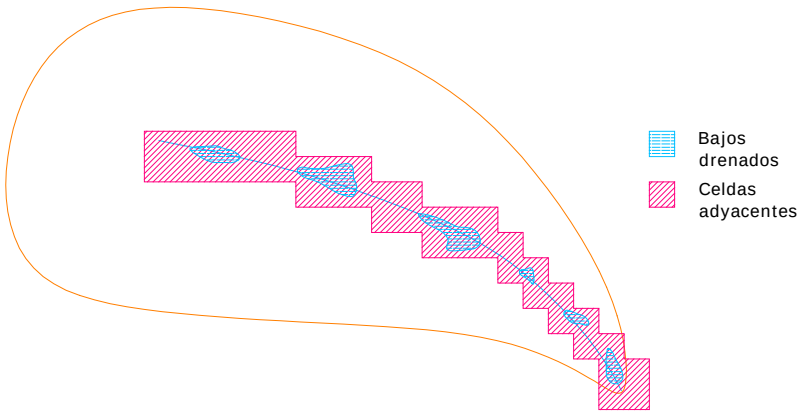


Figura 6.1.2. Esquema de celdas afectadas en su abstracción inicial por la construcción de drenajes de bajos.

Las obras de control, que se implantan en las canalizaciones o aguas abajo de las lagunas, tienen como función controlar el caudal pasante. En el modelo se representan sus efectos, a través de la especificación de una ley de funcionamiento que relaciona el caudal y los niveles de agua a ambos lados de la estructura en forma paramétrica, donde los parámetros están asociados al grado de obstrucción que constituye la obra en función de dimensiones ó posición de componentes. En el caso en que existen partes móviles (típicamente compuertas) es necesario, además, imponer una política de operación, que consiste en alguna ley para el posicionamiento de esas partes en función de la situación hidráulica (caudal, nivel) y, eventualmente, hidrológica (lluvias en la zona de influencia).

6.2 Subregión A1

6.2.1 Escenarios de obras

Se distinguen los siguientes tramos de canalización (Figura 6.2.1):

- 'Junín I' *(*antiguo 'Canal del Norte').
- Canal de restitución de la Laguna de Mar Chiquita.
- 'Horquetas 1'
- 'Horquetas 2'.
- 'Horquetas 3'.



Figura 6.2.1. Obras hidráulicas en la subregión A1 (CA: canalización; OC: obra de control).

La canalización 'Junin I' del antiguo Canal del Norte en la zona de la ciudad de Junín se extiende a lo largo de 12km desde la laguna de Gómez hasta su desembocadura en la laguna Carpincho. Es un canal de sección trapecial compuesta con taludes 1V:3H de anchos variables según progresivas y para el coeficiente de rugosidad de Manning se adoptaron los propuestos por el proyecto ejecutivo que propone 0.03 para el fondo del canal, 0.04 para los taludes y 0.10 para la zona externa al canal.

El canal de restitución de la Laguna de Mar Chiquita se extiende entre esta laguna y la de Gómez, sobre una longitud de 5,5 km. Se trata de canales trapeciales simples, con base de 50 m y taludes laterales de 1V:3H. Fue representada mediante 7 secciones transversales. De acuerdo al Proyecto Ejecutivo, se le asignó un valor uniforme del coeficiente de Manning de 0,035 a los canales y de 0,040 al resto.

La canalización Horquetas 1 se extiende entre las vías del ex FCGSM y la Laguna de Mar Chiquita, sobre una longitud de 69,24 km. Consiste en canales trapeciales simples, con un ancho de fondo variable en función de la progresiva y taludes laterales de 1V:3H. Para la modelación se tomaron un total de 71 secciones transversales, con una separación media entre ellas de aproximadamente 1 km. En la Tabla 6.2.1 se indican las características principales de los cuatro tramos. Para el coeficiente de Manning se adoptó el valor uniforme 0,035 en los canales, asignando al resto el valor 0,04, de acuerdo al Proyecto Ejecutivo. Este último valor también se impuso a las lagunas.

Tabla 6.2.1. Características de la canalización Horquetas 1.

Progresivas [km]*	Fondo	Observaciones
0	– 7,24	Sin canalizar
7,24 – 27,24	29 m	0.1
27,24 – 38,24	Sin canalizar	Zona de la laguna La Angelita**
38,24 – 54,24	32 m	0.2
54,24 – 69,24	36 m	0.3

**El cero está en cruce del canal con el Ferrocarril General San Martín. (Es la separación con Horquetas 2)*

***El proyecto ejecutivo propuso eliminar los altos fondos que existen en las lagunas para mejorar la operación de las obras de control proyectadas en la zona. Esto no era considerado por el Plan Maestro.*

La canalización Horquetas 2 se extiende entre la laguna La Salada de Coronel Granada y las vías del ex FCGSM, sobre una longitud total de alrededor de 52 km. En rigor, consiste en tramos de canales que se desarrollan entre lagunas. Se trata de canales trapeciales simples, con un ancho de fondo variable en función de la progresiva y taludes laterales de 1V:3H. En el modelo se introdujeron un total de 70 secciones transversales, con una separación media entre ellas de aproximadamente 0,8 km. En la Tabla 6.2.2 se indican las características principales de los distintos tramos. Para el coeficiente de Manning se adoptaron los valores del Proyecto Ejecutivo: 0,030 uniforme en los canales, y 0,040 el resto, incluidas las lagunas.

La canalización Horquetas 3 comprende un canal troncal, canales secundarios y el Tramo 5 del Canal de Enlace con la laguna La Picasa. El canal troncal de Horquetas 3 se extiende desde la laguna La Salada de Santa Eleodora hasta su desembocadura en el Canal de Enlace de la laguna La Picasa, sobre una extensión de aproximadamente 19 km. Es un canal trapecial compuesto, con taludes laterales de 1V:2H. Las características principales se indican en la Tabla 6.2.3. Siguiendo al Proyecto Ejecutivo, para el coeficiente de Manning se adoptó el valor uniforme de 0,028 en los canales, asignando al resto el valor 0,030.

Los canales secundarios de Horquetas 3 son canales trapeciales simples, con taludes laterales de 1V:2H y un ancho de fondo variable según la progresiva, tal como se indica en la Tabla 6.2.4. Los valores del coeficiente de Manning adoptados fueron tomados del Proyecto Ejecutivo: 0,03 para el canal y 0,04 para el resto, incluyendo las lagunas.

Tabla 6.2.2. Características de la canalización Horquetas 2.

Progresivas [m] *	Fondo (Bf)	Pendiente[m/km]	Observaciones
De 0 a 14493	24	0.08	
De 14493 a 15369	Sin canalizar		Laguna La Germania
De 15369 a 25893	28	0.35	
De 25893 a 26593	Sin canalizar		Laguna
De 26593 a 27793	38	0.35	
De 27793 a 29711	Sin canalizar		Laguna
De 29711 a 33393	28	0.26	
De 33393 a 34663	Sin canalizar		Laguna El Vigilante
De 34663 a 42893	28	0.24	
De 42893 a 50393	32	0.21	
De 50393 a 52013**	Sin canalizar		Laguna La Araucana

**El cero está en la salida de la laguna La Salada de Coronel Granada*

***Progresiva coincidente con el cruce del FFCC*

Tabla 6.2.3. Características de la canalización Horquetas 3.

Progresivas	Ancho de Fondo [m]	Pendiente [º/oo]	Cantidad de secciones adoptadas
0- 10083	10	0,227	10
10083- 19355	12	0,287	13
19355-24488	14	0.287	6

Tabla 6.2.4. Características de los canales secundarios de Horquetas 3.

Nº de secundario	Longitud	Ancho de fondo	Pendiente [o/oo]	Cantidad de secciones adoptadas
1	21	4	0.2– 0.54	20
2	36	2 - 4	0.2 – 0.4	29

3	35.4	2 - 12	0.1 – 0.175	37
4	14	1	0.15	13
5	12.8	1	0.15 – 0.3	13
6	18.8	1 - 3	0.15 – 0.25	20
7	10.3	1	0.1	9
8	32.8	1	0.2 – 0.3	31
9	22.2	2	0.25	20

El Tramo 5 del Canal de Enlace con la laguna La Picasa se extiende desde aguas abajo de la Laguna La Medialuna hasta desembocar en la laguna La Salada de Coronel Granada. Es un canal trapecial compuesto, con taludes laterales de 1V:2H y un ancho de fondo de 18 m. Tiene una extensión de 8,6 km. Para su modelación se adoptaron 10 secciones transversales. El coeficiente de Manning se fijó en 0,035 para todo el canal, siguiendo al Proyecto Ejecutivo. Los tramos superiores del Canal de Enlace con La Picasa se comportan, debido a los diques longitudinales construidos a ambos lados, como una obstrucción impermeable desde el punto de vista de la escorrentía superficial.

Las obras de control ver (Figura 6.2.1) se describen en la Tabla 6.2.5. Las más significativas son las ubicadas a la salida de las lagunas La Salada, Mar Chiquita y Gómez.

Tabla 6.2.5. Características de las obras de regulación.

Denominación	Progr.	Cantidad de compuertas	Ancho de comp. [m]	Cantidad de Vertederos	Ancho de Vertederos	Tramo
OC La Germania	11672+	2	6	1	32	Horq. 2
OC M. Ávila	26013+	4	6	1	40	Horq. 2
OC El Vigilante	30966+	-	-	1	42	Horq. 2
OC La Araucana	8540*	6	2,85	2	35	Horq. 1
OC Nº 1	25540*	6	2,85	2	35	Horq. 1
OC La Angelita	39300*	6	2,85	2	45	Horq. 1
OC Nº 2	53030*	8	2,85	2	45	Horq. 1
OC Lag. Mar	-	4	3	1	22,5	-

Chiquita						
OC Lag. Gómez	-	6	1,4	1	82,75	-

[+] *El cero está en la salida de la laguna La Salada de Coronel Granada*

**El cero está en cruce con el Ferrocarril San Martín. Cerca de Estancia "La Araucana"*

Se definieron los siguientes escenarios de obras:

- *Obras/Base:* Incluye las canalizaciones y las obras de control principales (de las lagunas La Salada, Mar Chiquita y Gómez), operando sin regulación (compuertas totalmente abiertas).
- *Obras/Control:* Obras/Base + obras de control secundarias (resto) operando sin regulación (compuertas totalmente abiertas).
- *Obras/Trasvases:* Obras/Base + trasvases regulados desde La Picasa.
- *Obras/Secundarios:* Obras/Base + secundarios.
- *Obras/Regulación:* Incluye las canalizaciones y la obra de control de la laguna de Mar Chiquita operando de acuerdo a un plan de manejo con señales locales y remotas.

Asociada a la construcción de los canales, se ha considerado que se produce espontáneamente la generación de drenajes de bajos en su entorno hasta una distancia de 2,5 km hacia cada lado. En consecuencia, se disminuyó a cero la abstracción inicial de las celdas adyacentes a las canalizaciones.

En la Figura 6.2.2 se muestra la evolución del nivel de la Laguna La Picasa, interpretado de acuerdo a la información provista para algunas fechas[12]. Se observa que se produce un aumento explosivo desde principios de 1997. En consecuencia, el trasvase potencial desde La Picasa para el escenario 'Obras/Trasvases', sobre el período 1963-2004, se representó como un pulso uniforme de 5 m^3/s de amplitud (que es el caudal máximo acordado entre las Provincias de Santa Fe y Buenos Aires) para la ventana de tiempo enero 1997-diciembre 2004. Este pulso se inyectó en las dos entradas previstas, es decir, al comienzo del Tramo 5 del Canal de Enlace con La Picasa y al inicio del ramal RA1_13 (ver Figura 6.2.1).

[12] Carballo, S., Rebella, C. Hartmann, T., "Evolución de los procesos de anegamiento en el área de la Laguna "La Picasa" para el periodo 1970-2000", Instituto de Clima y Agua, INTA, www.conae.gov.ar/emergencia/picasa/picasagabinete/indexpicasa.html.

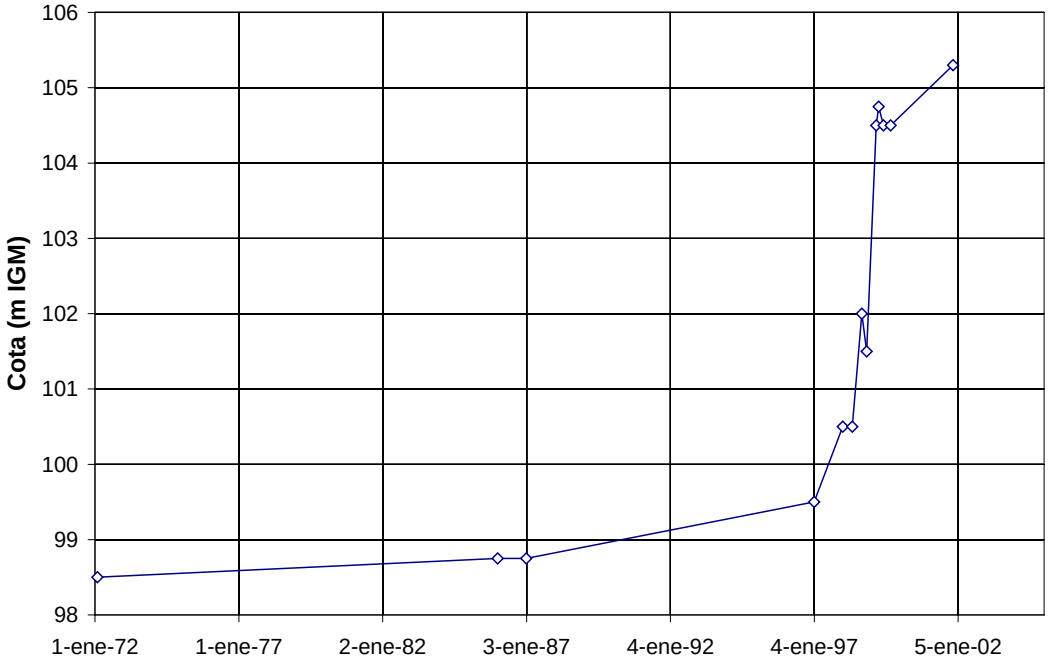


Figura 6.2.2. Evolución del nivel de la laguna de La Picasa.

En el escenario 'Obras/Secundarios' se incluyen 5 nuevos canales secundarios a lo largo de los ramales más significativos (ver capítulo 8), los cuales se indican en la Figura 6.2.3.

Para modelar la regulación impuesta por la operación de las compuertas de la laguna de Mar Chiquita, que es la que tiene capacidad de influir sobre el sistema en su conjunto, fue necesario disponer de las leyes de descarga del sistema de compuertas.

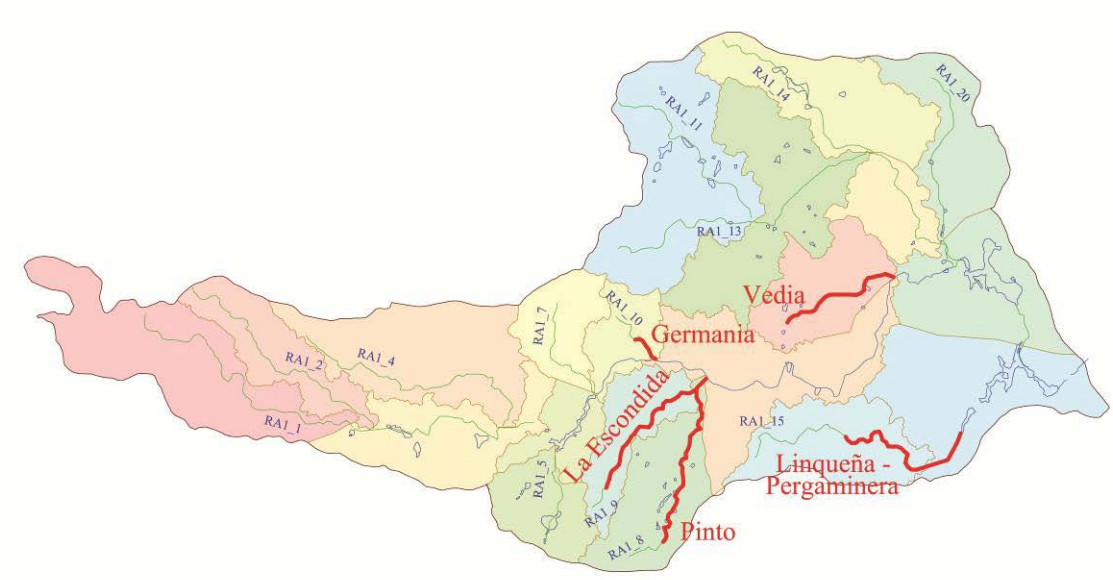


Figura 6.2.3. Canales secundarios proyectados para la subregión A1.

Las principales características de las obras de regulación de la laguna de Mar Chiquita son las siguientes:

- 1 vertedero de cresta ancha, de 22,5 m de ancho.
- 4 compuertas radiales de 2,5 m de altura, 3 m de ancho y un radio de 3,5 m.
- Umbral de la compuerta a cota 75,0 m IGM.
- Cota de vertedero de 77,5 m IGM.

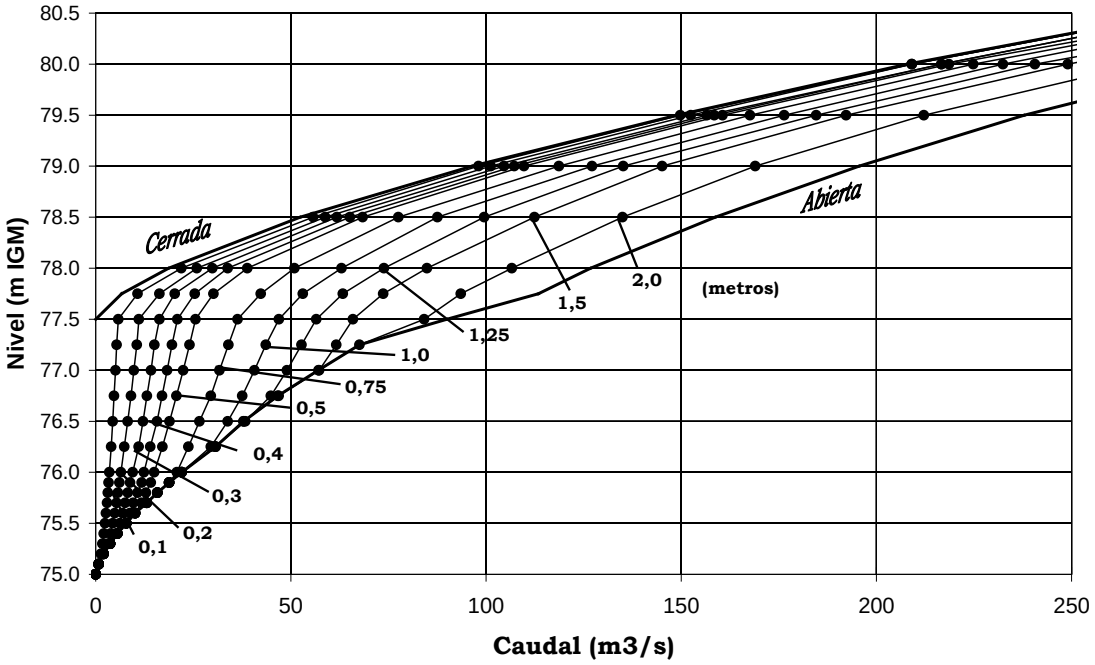
Las leyes de descarga se obtuvieron operando el propio MIKE 11, aislando la laguna (se incluyó la laguna, la obra de compuertas, el vertedero y un tramo de 5,5 km de canal de restitución) e introduciendo como condiciones de borde un caudal fijo a la entrada y una ley cota-caudal a la salida, para diferentes aperturas de compuertas. La Figura 6.2.4 presenta las correspondientes leyes de funcionamiento para dos tipos de operación distintos: uno con las cuatro compuertas trabajando en forma sincronizada (Figura 6.2.4a), que se considera la situación normal, y otra con tres compuertas cerradas (Figura 6.2.4b), que se utiliza para manejar caudales bajos.

A continuación se describe la implementación de las premisas de manejo definidas para la laguna de Mar Chiquita para el escenario que se denominó 'Obras/Regulación', muchas de las cuales fueron ajustadas por prueba y error (ver capítulo 8 para algunos detalles):

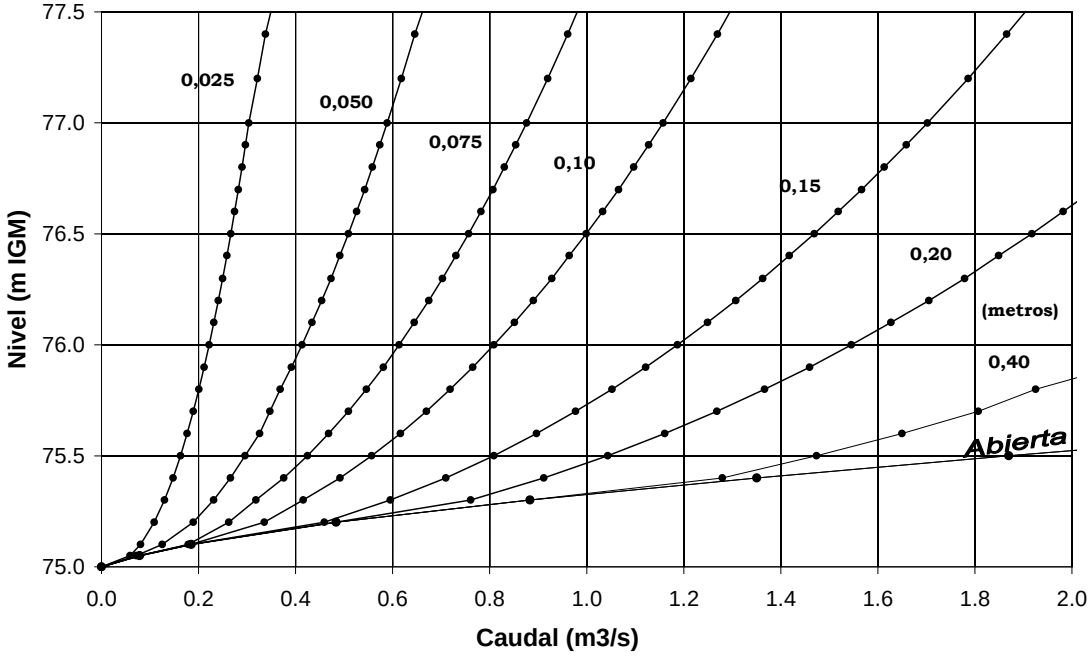
- Además del indicador local (nivel de agua de la laguna) se utiliza un indicador remoto, *IR*, que caracteriza el estado de la cuenca de drenaje y las precipitaciones, que es el forzante hidrológico básico (ver capítulo 8). El indicador remoto está representado por cuatro colores, a saber: rojo = exceso extraordinario; amarillo = drenaje alto; verde = drenaje bajo, y naranja = estiaje mínimo.
- La operación se efectúa cada 24 horas, salvo cuando *IR* = rojo y el nivel de agua en la laguna, z_L, supera la cota 75,80 m IGM (un nivel algo mayor al mínimo normal), en que la frecuencia de operación baja a 6 horas.
- En función del nivel de agua en la laguna se consideran tres situaciones: aguas altas para z_L > 77,50 m IGM (nivel máximo normal), que es la cota del vertedero; aguas bajas para z_L < 75,50 m IGM (nivel mínimo normal); y aguas medias para el rango intermedio, 75,50 m IGM < z_L < 77,50 m IGM.
- Para aguas altas se dan las siguientes situaciones, esquematizadas en la Figura 6.2.5 sobre las curvas de operación para las cuatro compuertas operando simultáneamente:
    - Para 77,50 m IGM < z_L < 78,15 m IGM (nivel máximo extraordinario), el objetivo sería mantener las compuertas abiertas, de modo de descargar lo máximo posible. Pero la consigna de operación es un poco más laxa: se abren las compuertas 1 cm/día, hasta llegar a la apertura total.
    - Para 78,15 m IGM < z_L < 79,5 m IGM, el objetivo es limitar el caudal erogado a 135 m^3/s, de modo de evitar inundaciones aguas abajo. La consigna de operación se implementa a través de la relación apertura-cota de laguna correspondiente, que se representa en la Figura 6.2.6,

hasta llegar a apertura cero (z_L = 79,35 m IGM), después de lo cual permanece cerrada y el caudal comienza a aumentar de acuerdo a la ley de descarga del vertedero.

- Para z_L > 79,5 m IGM, el objetivo es tratar de bajar el nivel a 79,5 m IGM, de modo de evitar el sobrepaso del terraplén. La consigna de operación se implementa a través de la relación apertura-caudal correspondiente, que se representa en la Figura 6.2.7, hasta llegar a apertura total (z_L = 79,35 m IGM), después de lo cual descarga libremente.



a) Cuatro compuertas sincronizadas.



b) Tres compuertas cerradas.

Figura 6.2.4. Ley de funcionamiento del sistema de compuertas de la laguna de Mar Chiquita, para distintas aperturas.

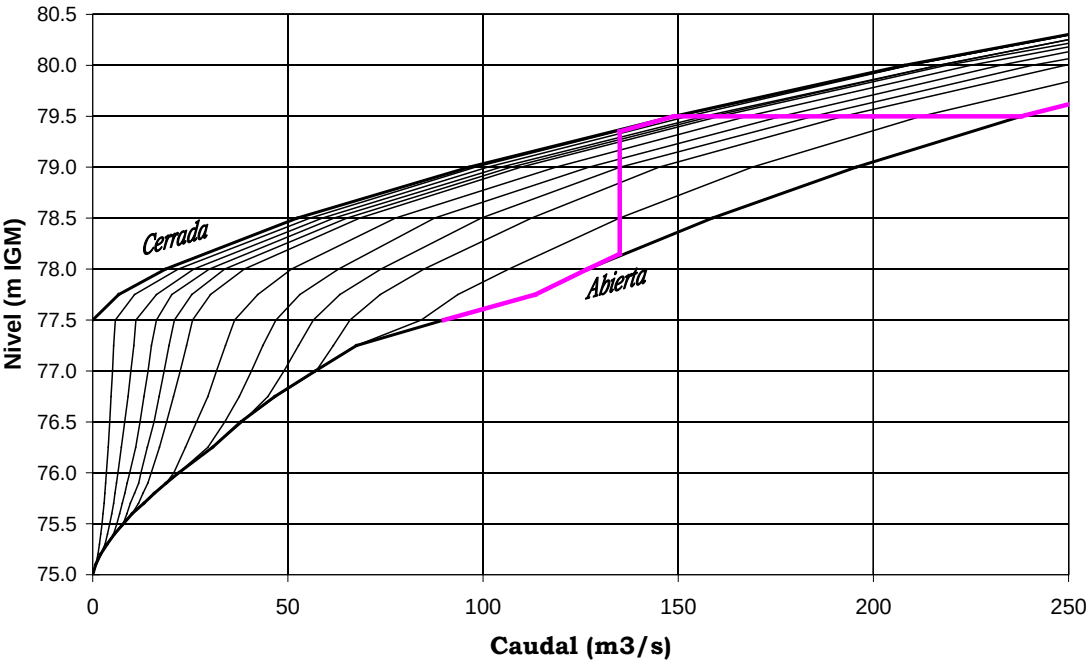


Figura 6.2.5. Política de operación del sistema de compuertas de la laguna de Mar Chiquita para aguas altas (línea morada).

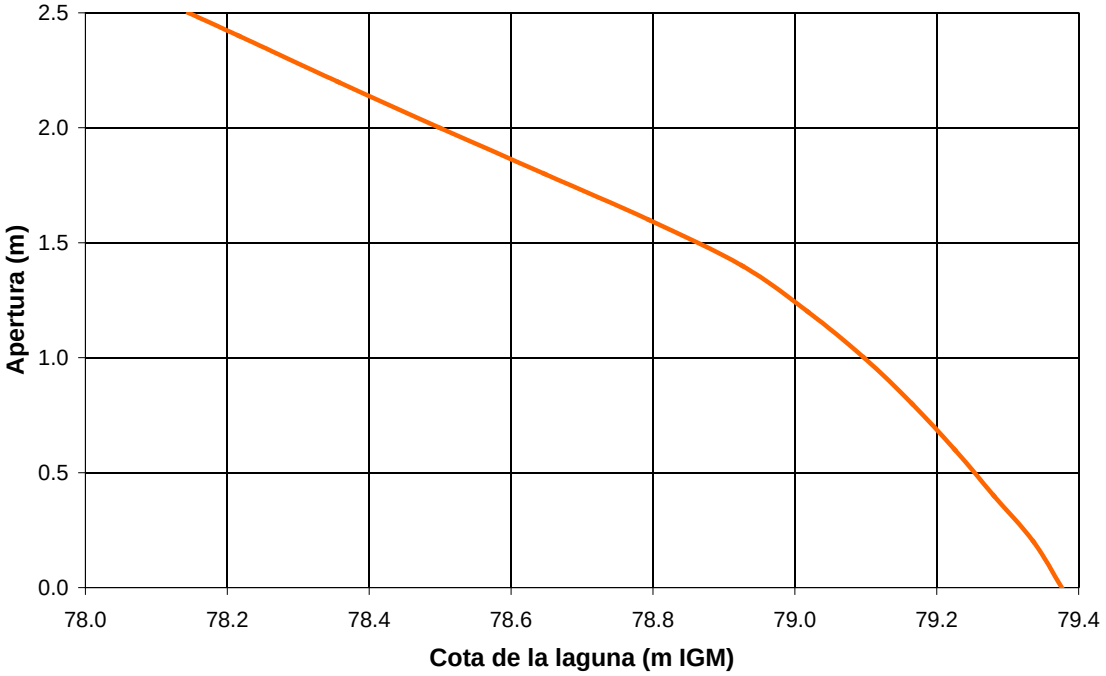


Figura 6.2.6. Ley de apertura de las compuertas para mantener un caudal de 135 m³/s por Mar Chiquita.

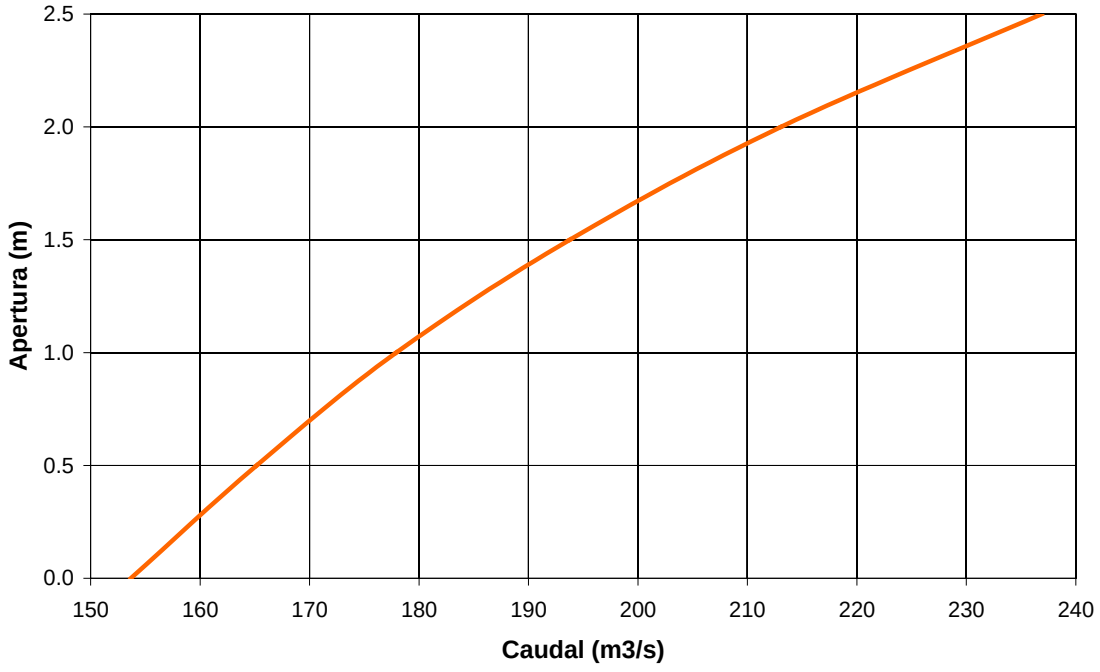


Figura 6.2.7. Ley de apertura de las compuertas para mantener un nivel de 79,5 m IGM en Mar Chiquita.

- Para aguas medias e *IR* = rojo ó amarillo, el objetivo es descargar la laguna de modo de disponer de volumen de almacenamiento, para lo cual hay que abrir las compuertas.
    - Para zL > 75,80 m IGM, se debería descargar lo máximo posible. La consigna de operación para IR = amarillo es: la primera compuerta se abre a razón de 5 cm/día y las otras tres a 1 cm/día, hasta llegar a la apertura total; si IR = rojo, las aperturas se hacen a un ritmo de 5 cm/6 horas y 1 cm/6 horas, respectivamente.
    - Para zL < 75,80 m IGM, se debería descargar a un ritmo menor respecto del caso anterior, para no llevar la laguna a niveles demasiado bajos. La consigna de operación es: la primera compuerta se mantiene abierta a la apertura que tenga, mientras que las otras tres se cierran a razón de 2 cm/día, hasta llegar al cierre total.
- Para aguas medias e IR = verde, el objetivo sería alcanzar un nivel 'normal' ó nivel objetivo, que se fijó en 76,50 m IGM. En este caso se opera con una sola compuerta, lo cual permite un control más estable que si las cuatro compuertas operaran simultáneamente. Entonces, las otras tres compuertas se cierran en forma brusca. La Figura 6.2.8 esquematiza la ley 'atractora' (es decir, no necesariamente cumplible) para la política de operación:
    - Para zL > 76,50 m IGM, la consigna de operación es: la primera compuerta se abre a razón de 5 cm/día hasta llegar eventualmente a la apertura total.
    - Para 75,50 m IGM < zL < 76,50 m IGM, la consigna de operación es: la primera compuerta se cierra a razón de 5 cm/día, hasta llegar a una apertura de 0,10 m; a partir de allí el objetivo es que el caudal erogado no disminuya por debajo de 1 m3/s, que es el caudal ecológico; la correspondiente consigna de operación se implementa a través de la relación apertura-cota de laguna correspondiente, que se representa en la Figura 6.2.9.
- Para aguas medias e IR = naranja, el objetivo es que el caudal erogado no disminuya por debajo de 1 m3/s, que es el caudal ecológico. La consigna de operación se implementa a través de la relación apertura-cota de laguna correspondiente, que se representa en la Figura 6.2.9, hasta llegar eventualmente a apertura 0,30 m (zL = 75,30 m IGM), después de lo cual ya no es posible regular el caudal, y el funcionamiento es como de compuerta abierta.
- Para aguas bajas, el objetivo es análogo al del caso de aguas medias e IR = naranja, es decir, que el caudal erogado no disminuya por debajo del caudal ecológico (1 m3/s) hasta llegar a la situación de compuerta abierta efectivamente. Entonces, la consigna de operación es idéntica a la de ese caso.

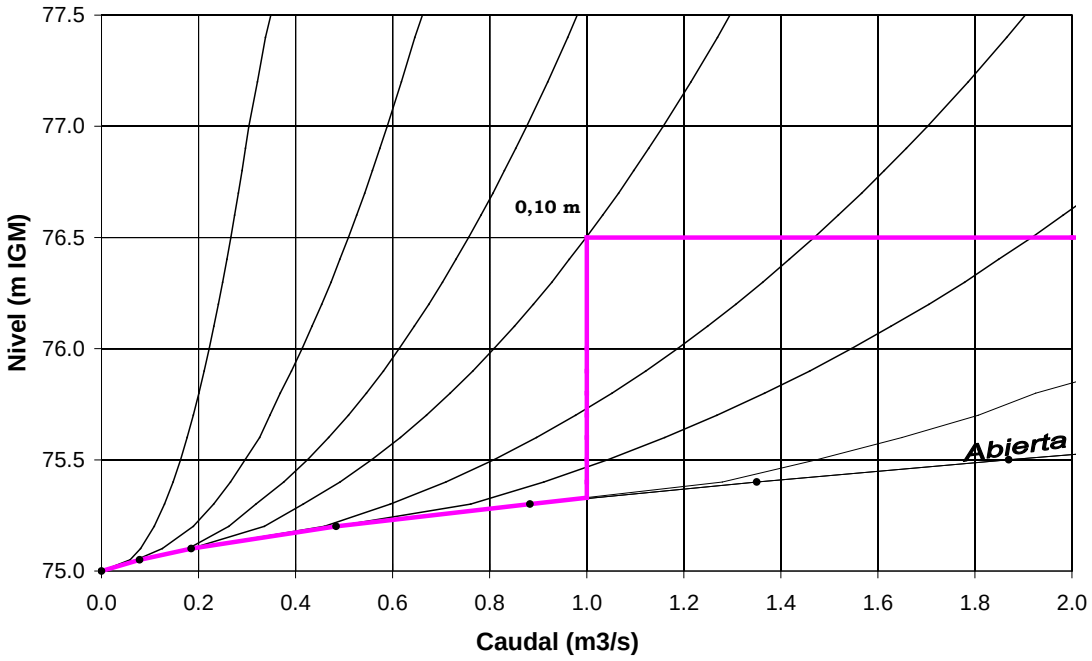


Figura 6.2.8. Ley 'atractora' (línea morada) para la política de operación del sistema de compuertas de la laguna de Mar Chiquita para aguas bajas.

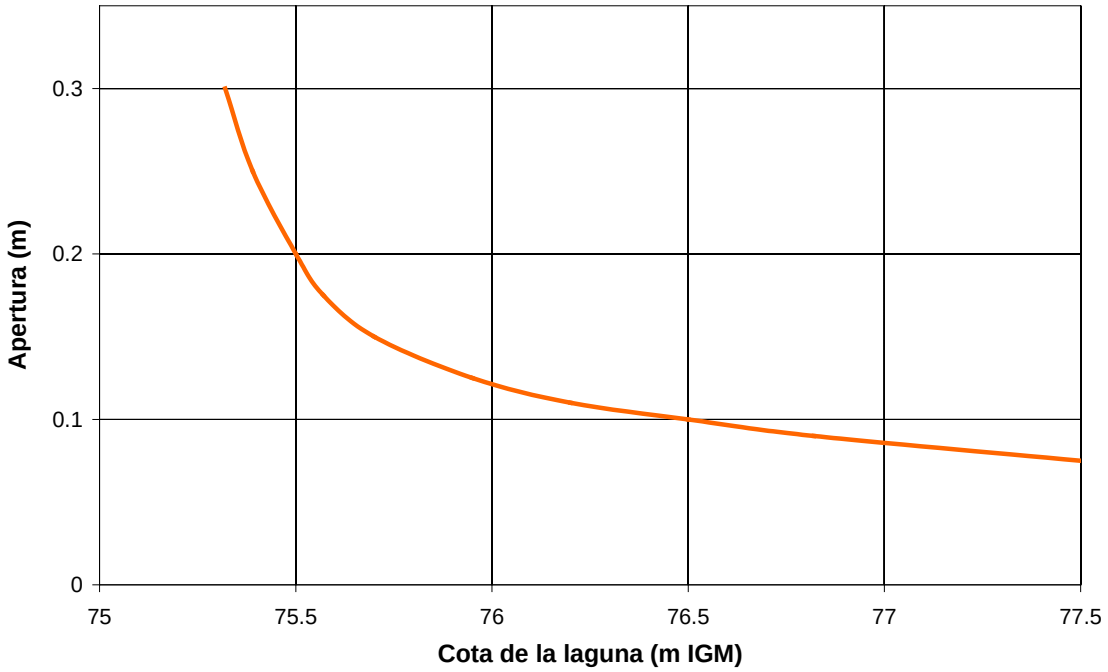


Figura 6.2.9. Ley de apertura de la primera compuerta para mantener un caudal de 1 m^3/s por Mar Chiquita.

6.2.2 Efectos de las obras

Escenario Obras/Base

Este escenario tiene en cuenta todas las canalizaciones descriptas y las obras de control de las lagunas de La Salada, Mar Chiquita y Gómez operando sin regulación y con las compuertas totalmente abiertas.

En primer lugar, se muestran los efectos de las obras sobre variables primarias (caudales y niveles) en las estaciones de comparación indicadas en la Figura 6.2.10. La Figura 6.2.11 muestra el nivel de agua en la laguna La Salada, junto con el nivel inmediatamente aguas abajo de la obra de control ubicada a la salida, para el periodo 1980-2004. Se observa que el nivel de base de la laguna es sensiblemente menor que en el caso preoperacional. Esto se debe a que, al efectuar la canalización en la restitución de la laguna (inicio del tramo Horquetas 2), se ha removido un alto fondo. Además, el nivel preoperacional no se alcanza ni siquiera durante las grandes crecidas, lo cual indica la existencia de áreas 'recuperadas', es decir, que dejan de ser inundables.



Figura 6.2.10. Estaciones de comparación para la subregión A1.

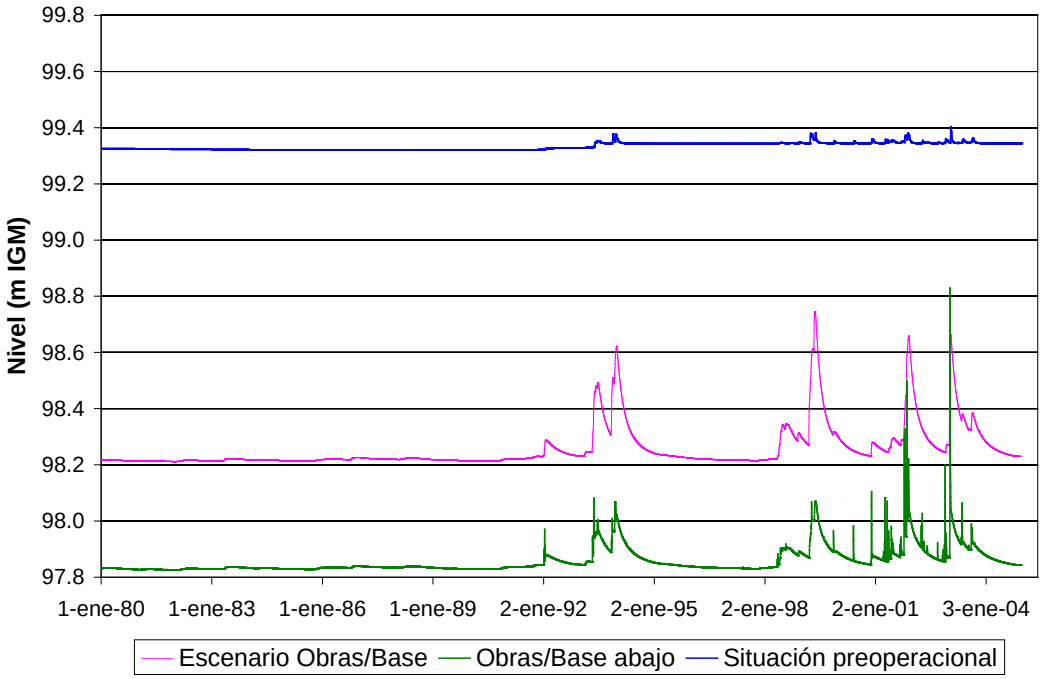
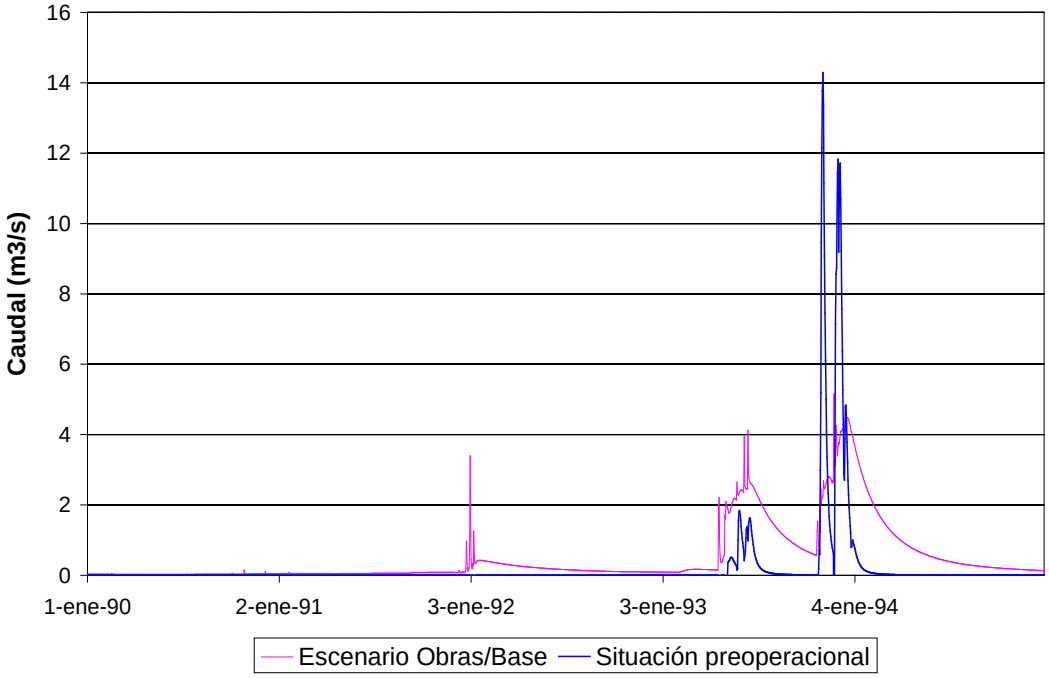


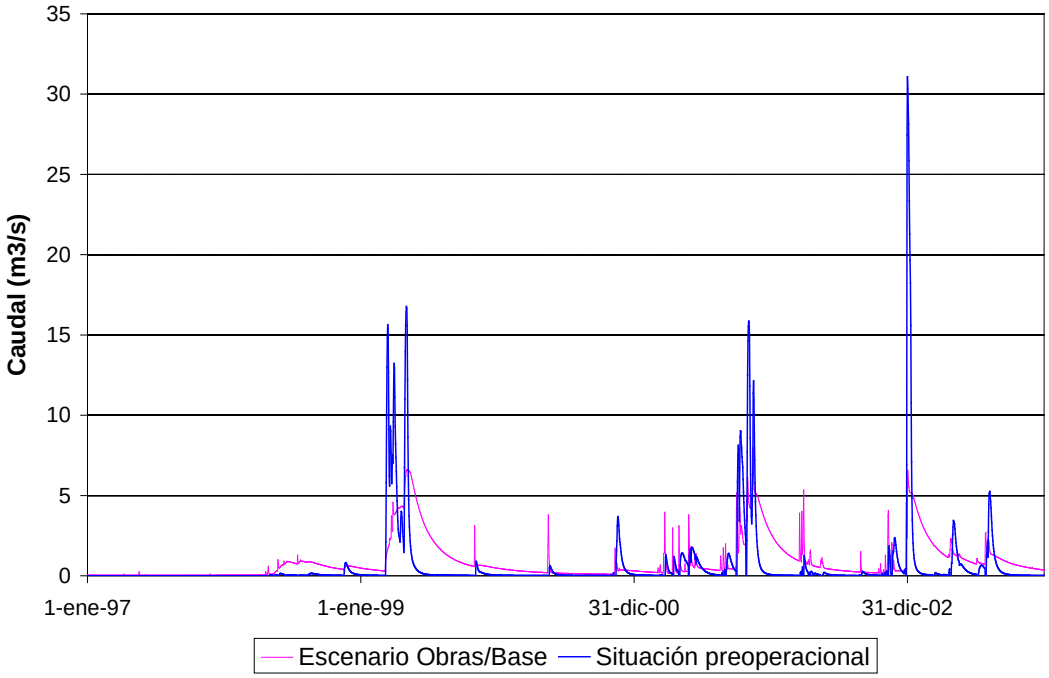
Figura 6.2.11. Nivel de agua en la laguna La Salada para el escenario Obras/Base.

Las Figuras 6.2.12 y 6.2.13 presentan los caudales en una sección de aguas arriba y una de aguas abajo, respectivamente, del tramo de Horquetas 2, para intervalos de tiempo centrados en las crecidas de 1993 y 2001. En la primera de ellas (que es la salida de La Salada) se observa claramente el efecto laminador de La Salada. Este efecto se desdibuja hacia aguas abajo (ver Figura 6.2.13) debido a los aportes en ruta no regulados. Aguas arriba, el volumen evacuado con canalizaciones es 8 veces superior respecto del caso preoperacional, lo cual constituye un indicador de la evacuación de excedentes provocada por la red de canalizaciones Horquetas 3. Ese factor disminuye a 1,8 aguas abajo, ya que el aporte al tramo Horquetas 2 no aumenta en la misma proporción al no existir una red de secundarios. La situación es similar al final del tramo Horquetas 1 (Figura 6.2.14), con un aumento del volumen evacuado de 1,7. Este factor disminuye a 1,24 (es decir, un 24% más de volumen) luego de recibir el arroyo Salado.

En la Figura 6.2.15 se muestra el caudal a la salida de la laguna de Mar Chiquita para los mismos intervalos de tiempo. Se observa el efecto regulador de la laguna para la situación de proyecto. El volumen evacuado a la salida para el escenario Obras/Base es superior en un 30% al de la situación preoperacional; el 6% adicional, respecto de la entrada, debe provenir del aporte de agua subterránea. En efecto, el nivel de la laguna es menor en las condiciones de base para la situación con obras, debido a que la cota del vertedero es menor al alto natural que regula la salida en la condición preoperacional, tal como se muestra en la Figura 6.2.16 (donde también se presenta el nivel de aguas abajo). Sin embargo, durante las crecidas importantes el nivel con obras supera sistemáticamente el que tenía en las condiciones previas, como fruto del mayor volumen de agua recibido desde su cuenca de aporte.

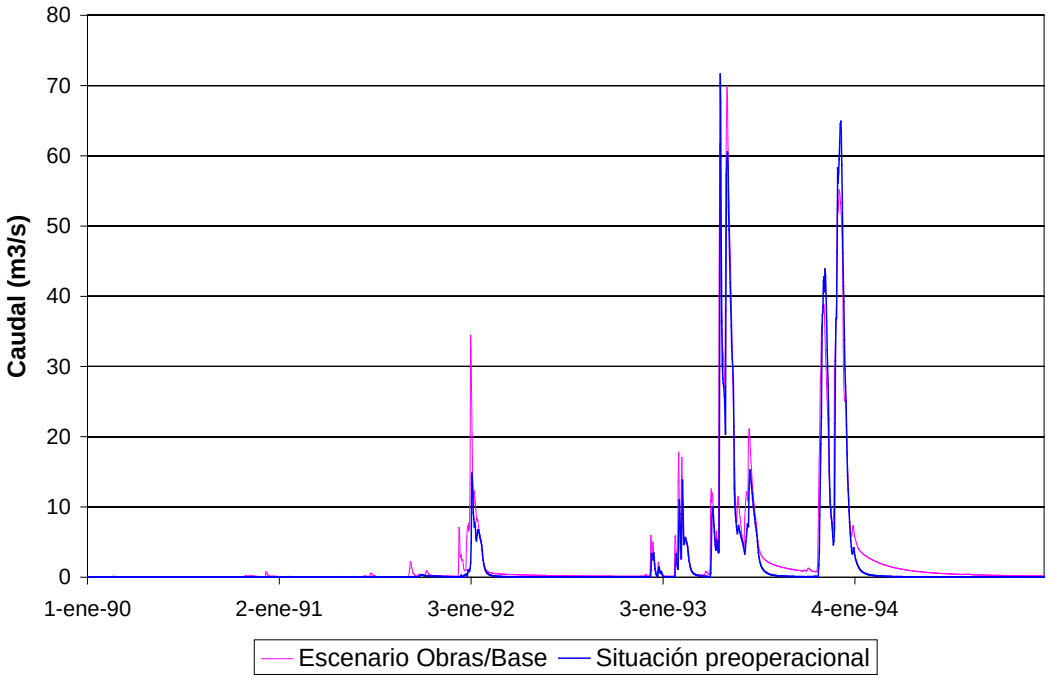


a) Período 1990-1994.

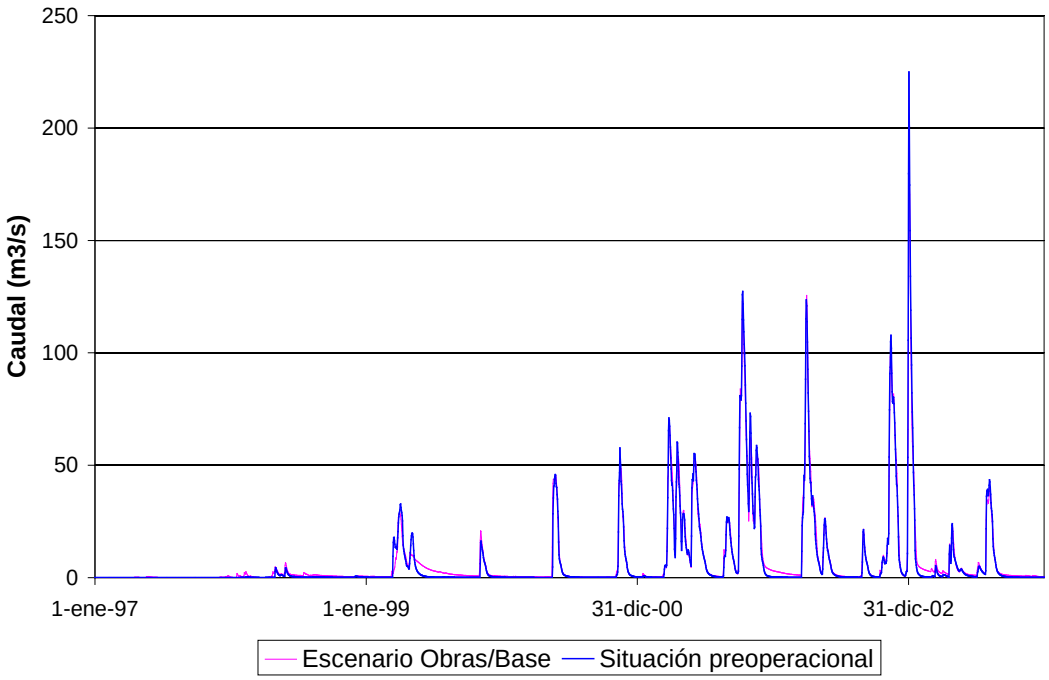


b) Período 1997-2003.

Figura 6.2.12. Caudal en sección de aguas arriba de Horquetas 2 para el escenario Obras/Base.

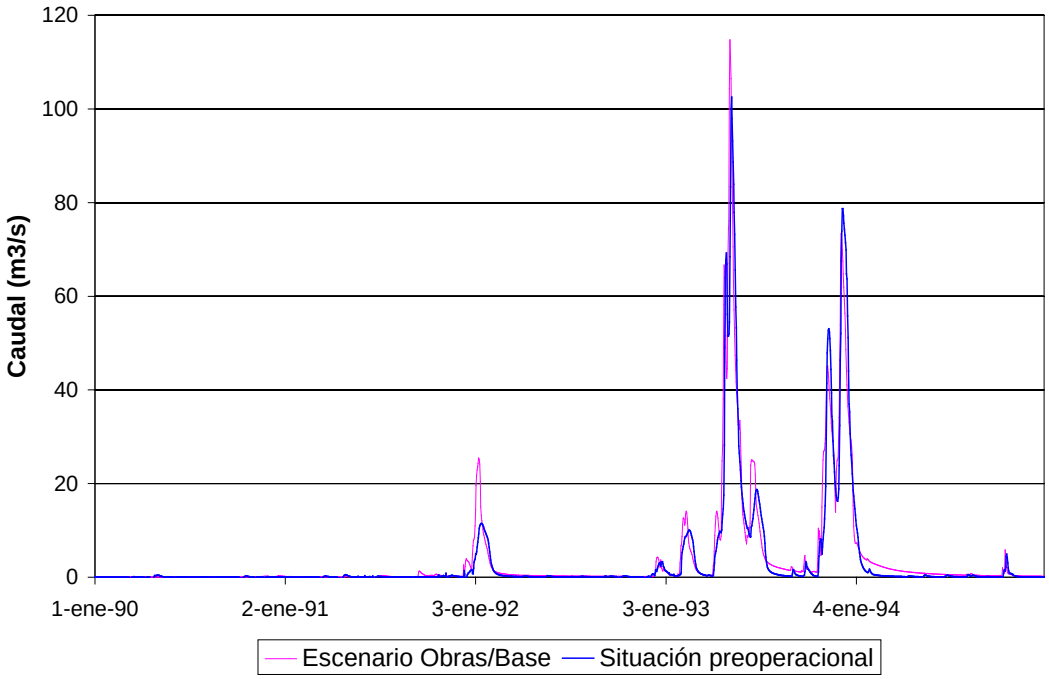


a) Período 1990-1994.

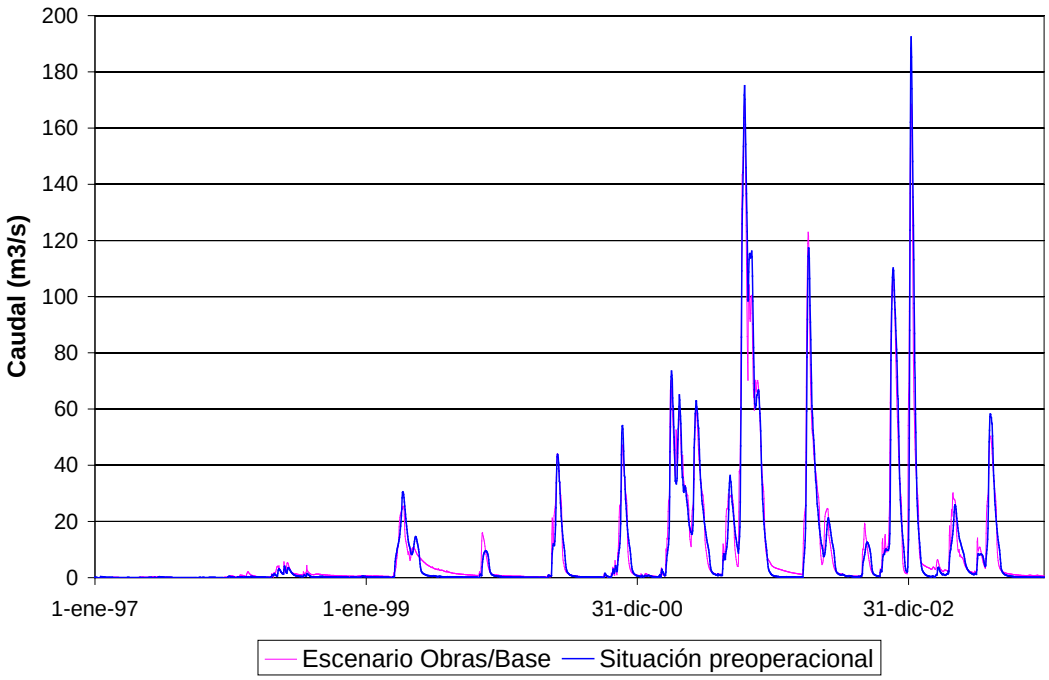


b) Período 1997-2003.

Figura 6.2.13. Caudal en sección de aguas abajo de Horquetas 2 para el escenario Obras/Base.

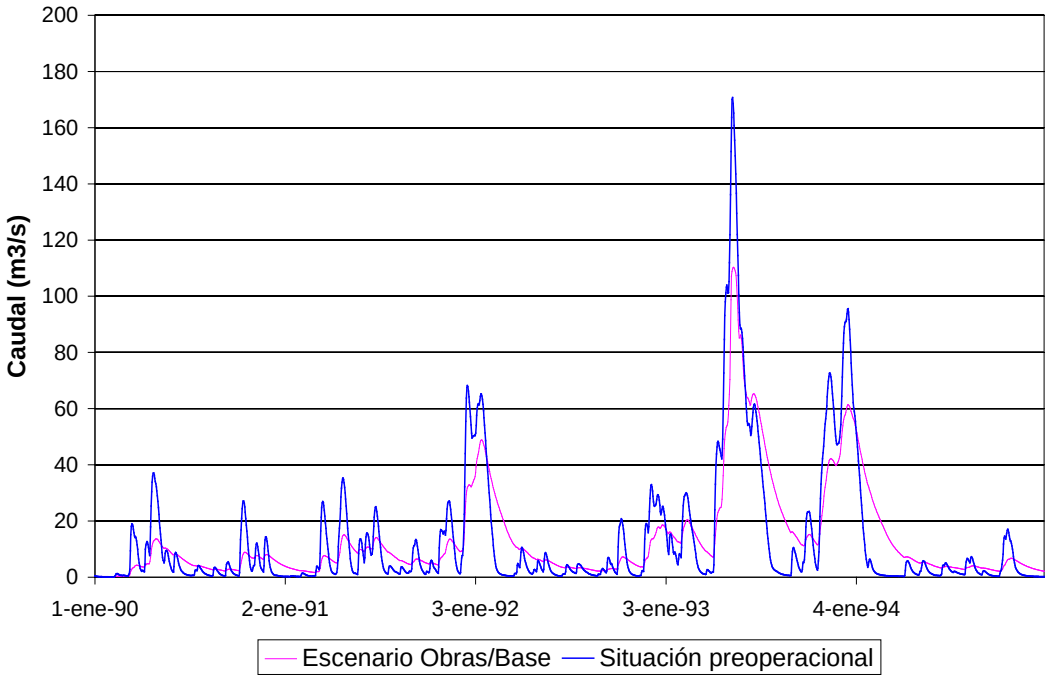


a) Período 1990-1994.

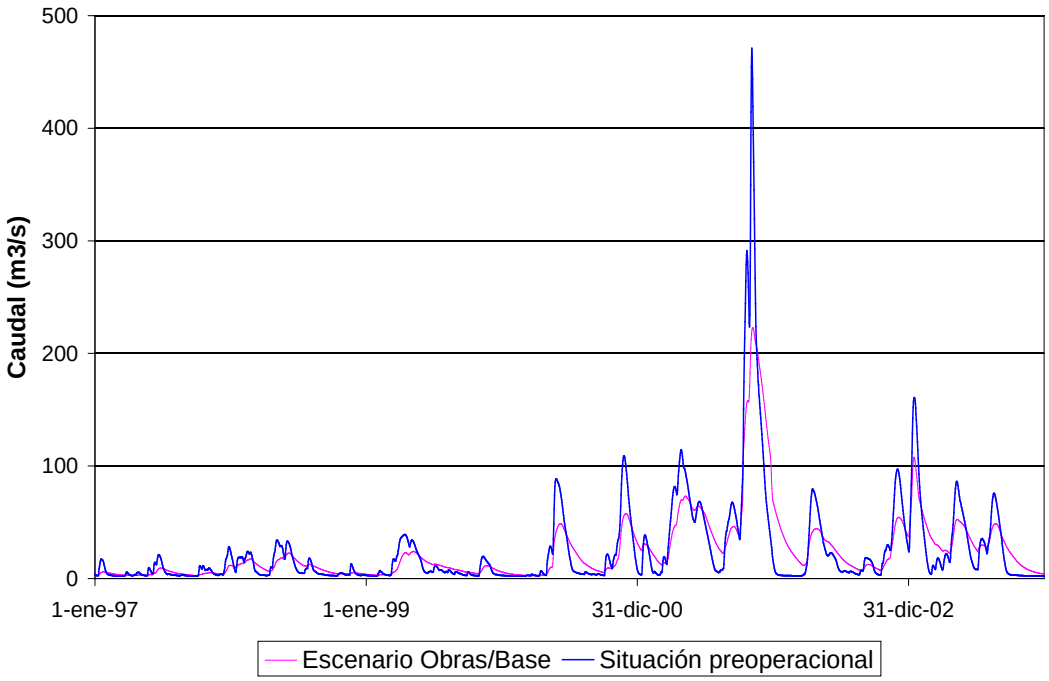


b) Período 1997-2003.

Figura 6.2.14. Caudal en sección de aguas abajo de Horquetas 1 para el escenario Obras/Base.



a) Período 1990-1994.



b) Período 1997-2003.

Figura 6.2.15. Caudal a la salida de la laguna de Mar Chiquita para el escenario Obras/Base.

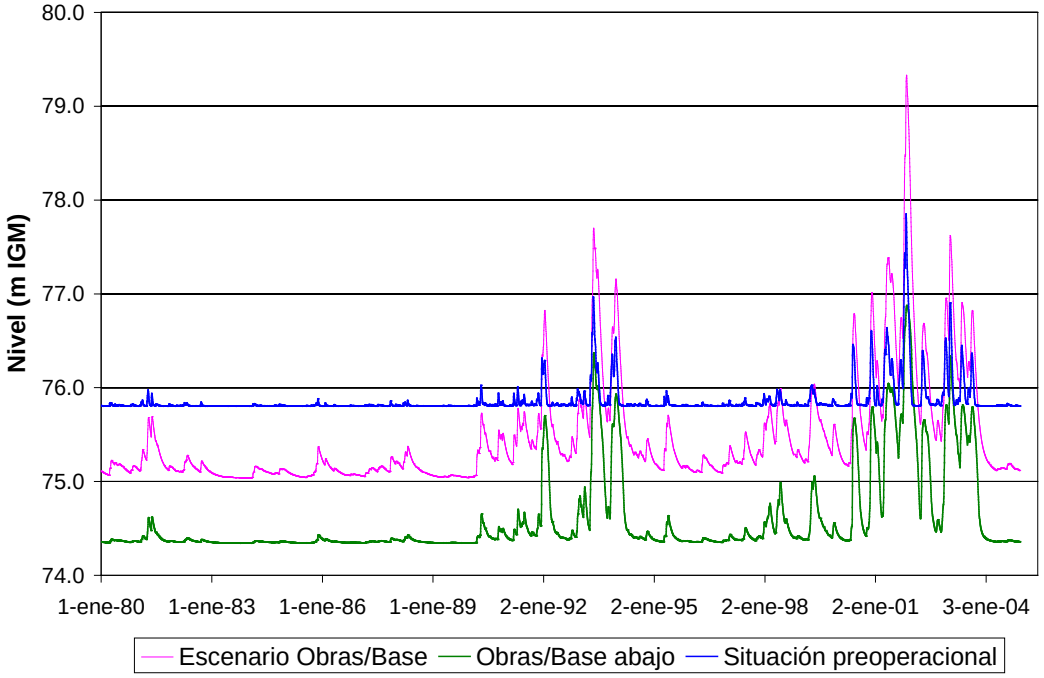
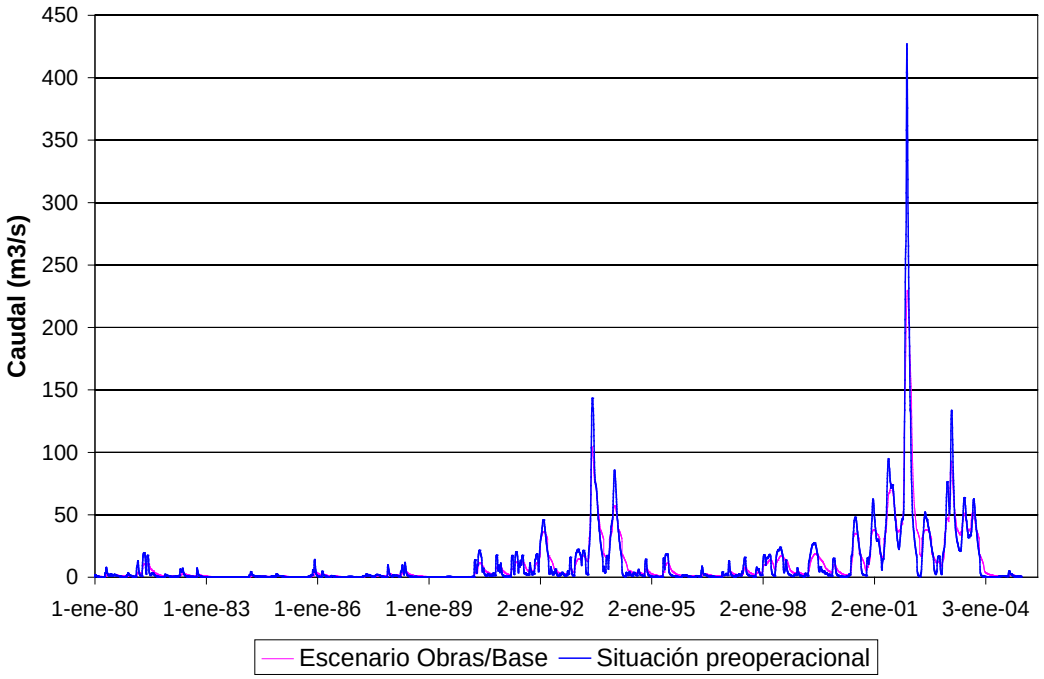


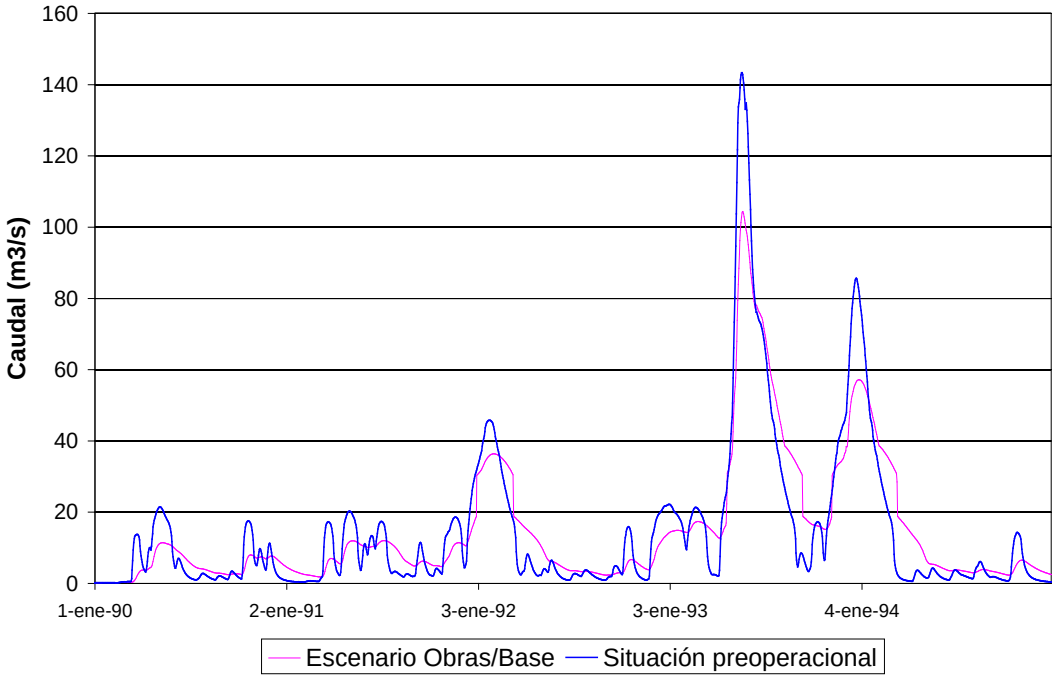
Figura 6.2.16. Nivel de agua en la laguna de Mar Chiquita para el escenario Obras/Base.

La Figura 6.2.17 presenta la comparación del caudal en Junín con y sin las obras (que es, salvo retardo, el caudal a la salida de la Laguna de Gómez). Se observa que, respecto de la situación preoperacional, el pico de 1993 se atenúa alrededor del 30%, mientras que el del 2001 lo hace en un 45%. Por otro lado, el volumen escurrido por Junín sigue resultando un 30% superior con las obras construidas. El nivel en la Laguna de Gómez se muestra en la Figura 6.2.18. Se observa una disminución muy leve para el escenario de obras.

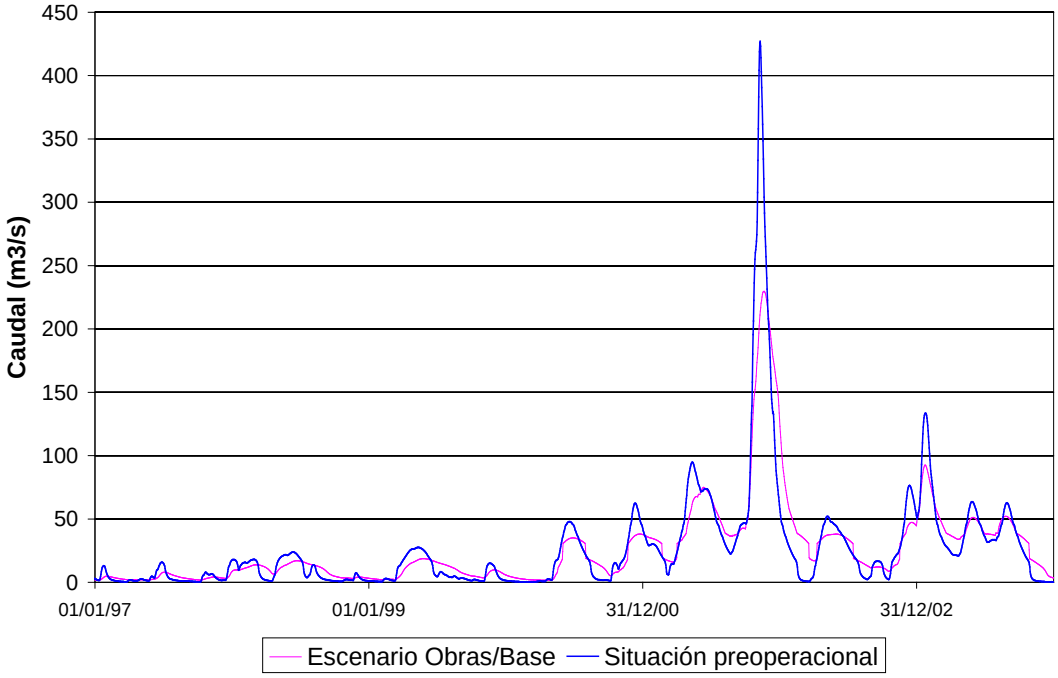
La introducción de las obras no llega a producir cambios observables en los niveles freáticos. A título ilustrativo, en la Figura 6.2.19 se muestran comparaciones para algunas estaciones. Esta insensibilidad del nivel freático a la introducción de obras se repitió para todas las subregiones.



a) Período 1980-2004.



b) Período 1990-1994.



c) Período 1997-2003.

Figura 6.2.17. Caudal en Junín para el escenario Obras/Base.

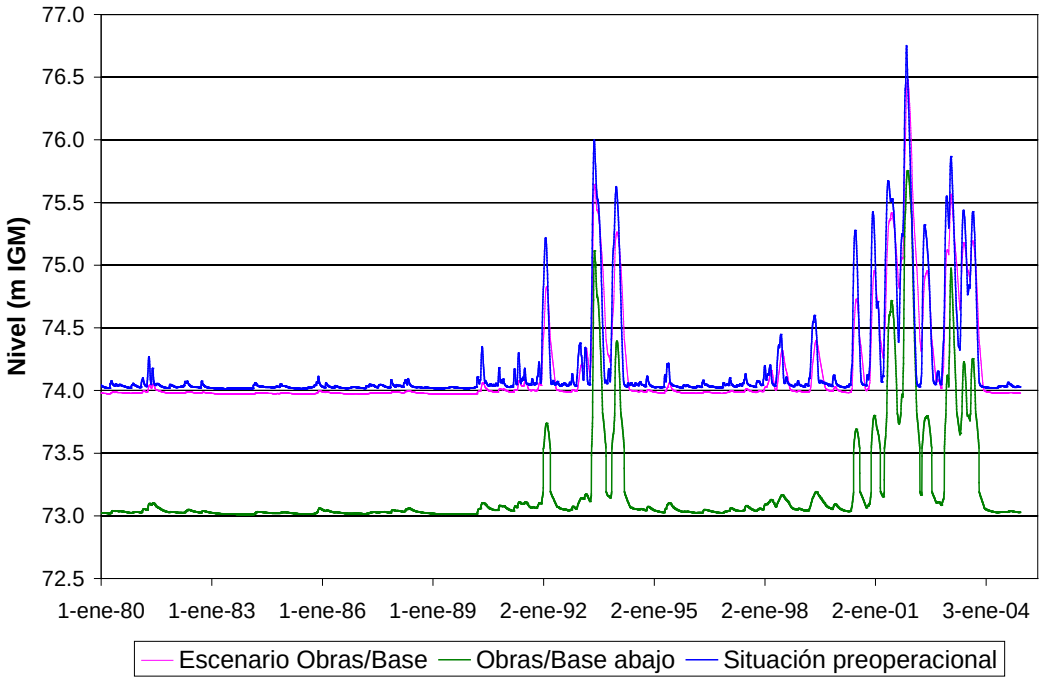
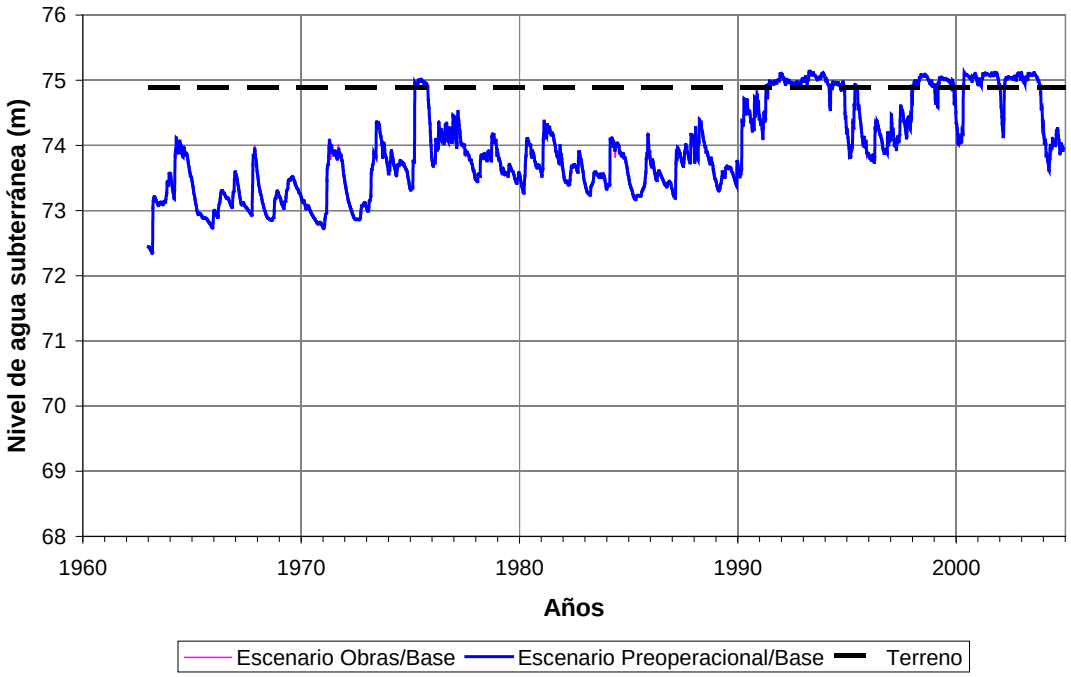
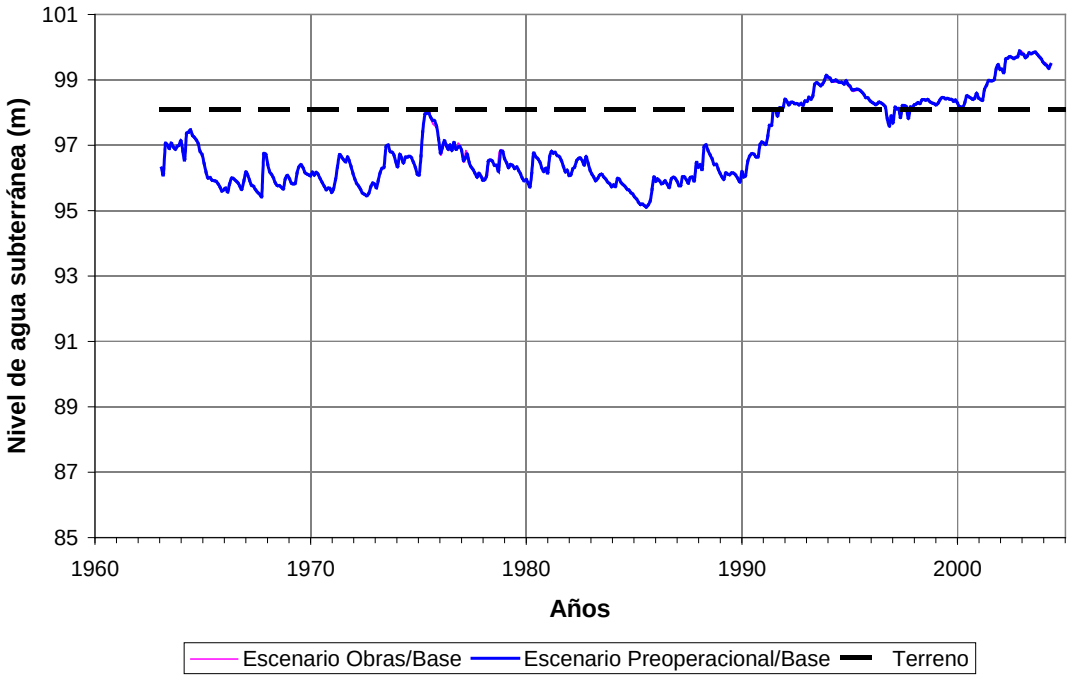


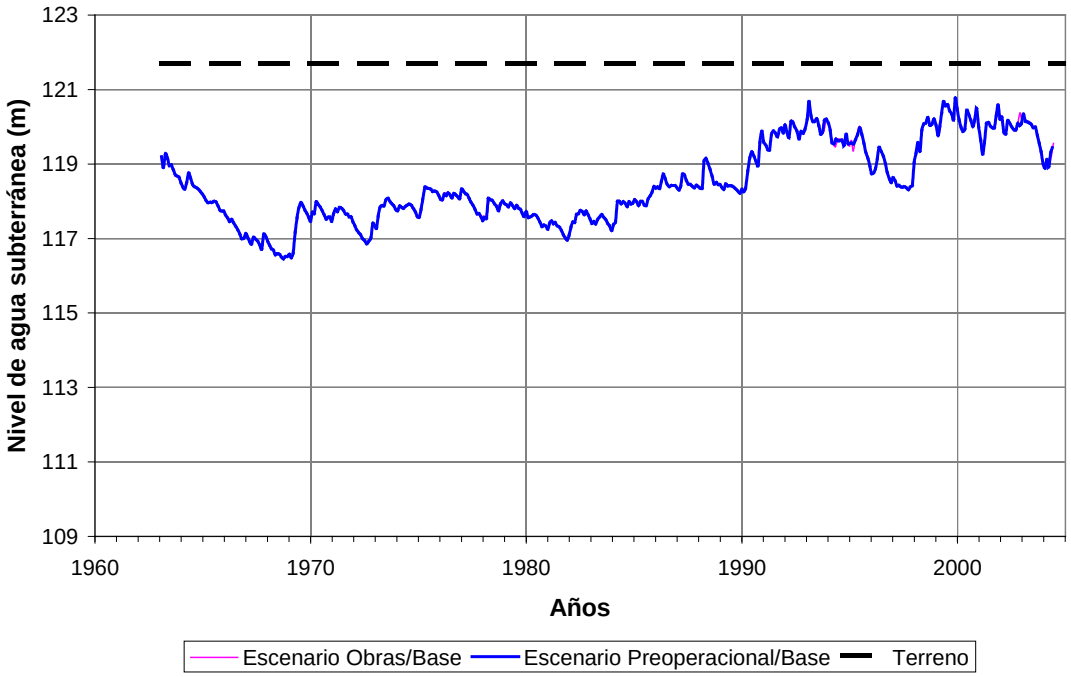
Figura 6.2.18. Nivel de agua en la laguna de Gómez para el escenario Obras/Base.



a) Junín



b) Gral. Pinto



c) F5

Figura 6.2.19. Niveles freáticos para el escenario Obras/Base.

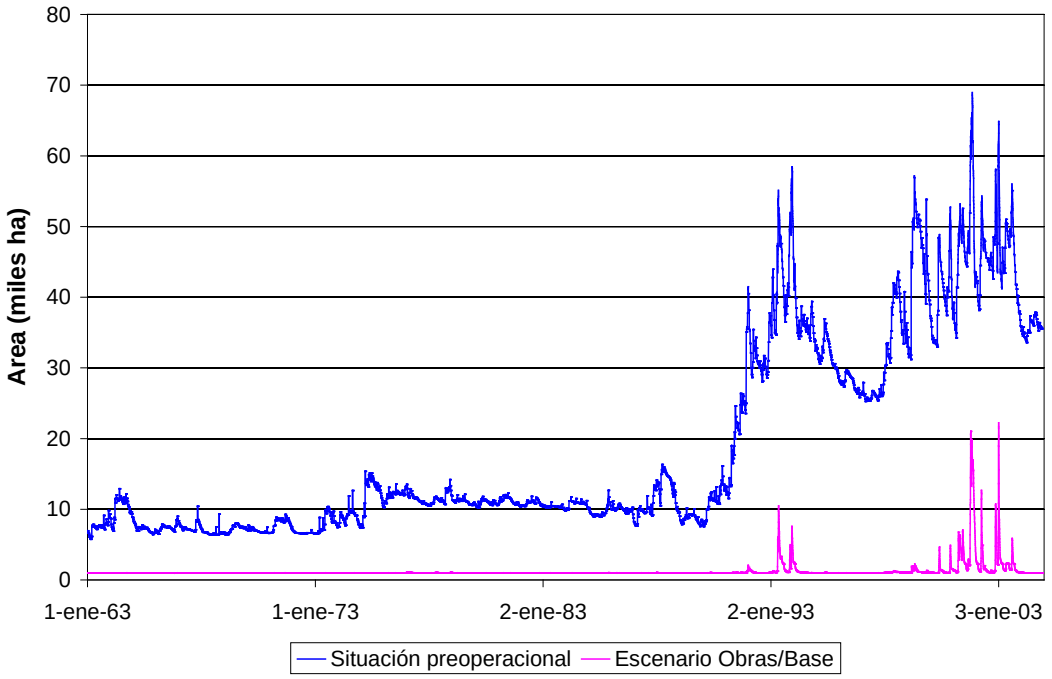
Ya se ha mostrado que la implementación de las canalizaciones trae como consecuencia la posibilidad de evacuar mayores excedentes hídricos (en lugar de esperar que el efecto de disminución de la inundación quede librado al lento mecanismo de evapotranspiración). Ahora bien, esa mayor capacidad de drenaje debería reflejarse en una disminución del área inundada y un aumento de la velocidad de recesión de la inundación en la zona influenciada por las obras.

De acuerdo al criterio de drenaje establecido más arriba, se ha considerado que la zona drenada por las obras está representada por franjas de 2,5 km de espesor a cada lado de las canalizaciones, lo que totaliza del orden de las 70 mil ha (es decir, alrededor del 5% del área de la subregión A1). En la Figura 6.2.20a se presenta la serie temporal de área inundada total (bajos no drenados y conducciones) de la subregión A1 (incluyendo ahora los valores de base), pero limitada a la zona drenada por las obras del escenario Obras/Base, tanto para la situación preoperacional como para el propio escenario Obras/Base. Nótese que el área involucrada es del orden de decenas de miles de hectáreas, una fracción significativa, aunque menor, del área total inundada para la subregión (ver Figura 5.4.6). Se observa que la presencia de las obras se manifiesta, efectivamente, en una reducción muy importante del área inundada, partiendo del establecimiento de un nivel base significativamente menor de áreas bajo agua en forma permanente (es decir, las inundaciones arrancan de una situación más seca de la zona drenada). La Figura 6.2.20b muestra la diferencia entre las áreas inundadas con y sin obras, lo que representa el 'área recuperada'.

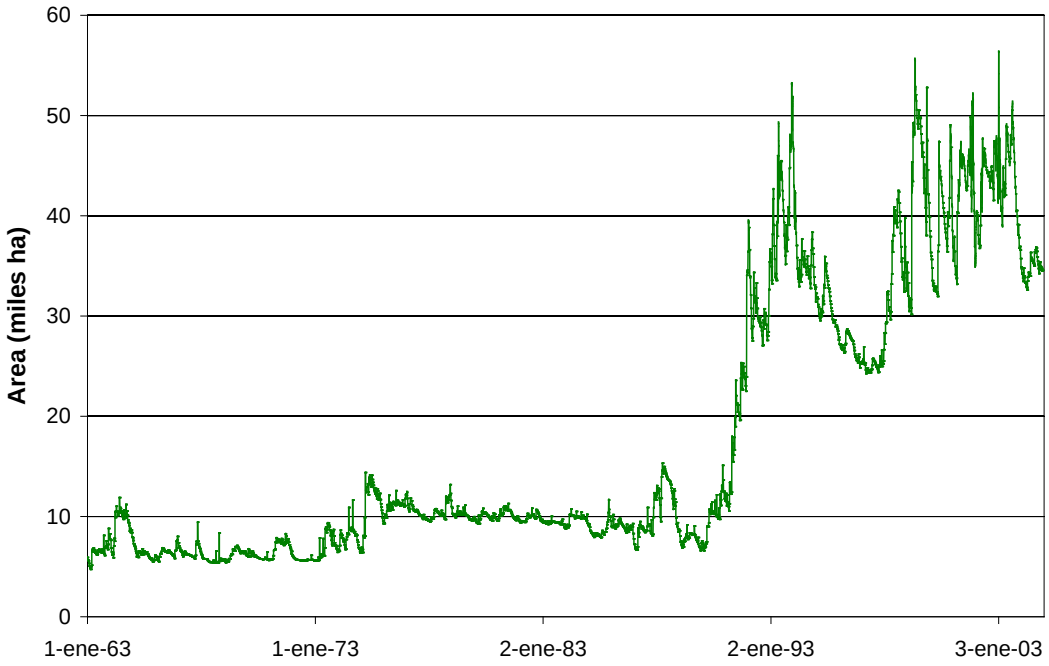
En la Figura 6.2.20a se observa que en el escenario Obras/Base se producen algunas inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1993 y 2001 (que

superan la recurrencia del evento de diseño para las obras). Pero la mayor parte de esas inundaciones se dan sobre áreas recuperadas en situaciones hidrológicas normales. Además, la duración de esas inundaciones resulta muy inferior a la de la situación preoperacional; por ejemplo, para la situación de inundación prolongada que se extendió entre los años 2000 y 2004 (escenario preoperacional), la presencia de las obras reduciría la inundación a tres picos del orden de 1 mes y uno de 2 ½ meses, tal como se aprecia en la Figura 6.2.21. Situaciones similares se presentan para las otras subregiones.

En la Figura 6.2.22 se presentan los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia para el escenario Obras/Base. Comparando con los correspondientes a la situación preoperacional (Figura 5.5.1a), se observa la reducción lograda en las áreas de inundación en torno a las obras de conducción.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.2.20. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A1 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Base.

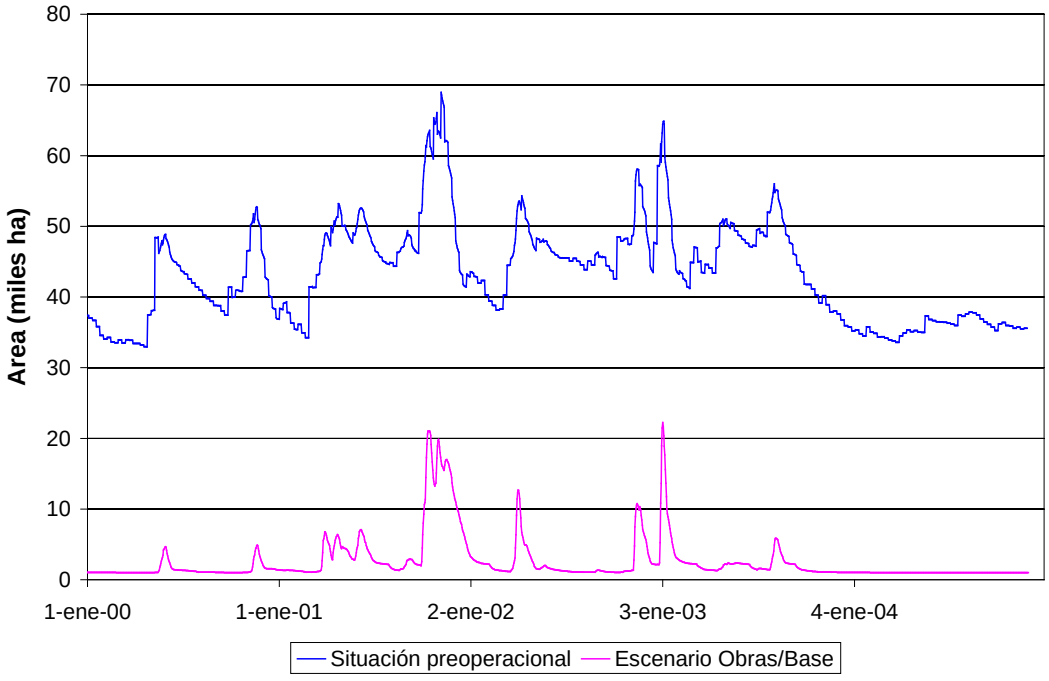


Figura 6.2.21. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A1 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Base para el período 2000-2004.

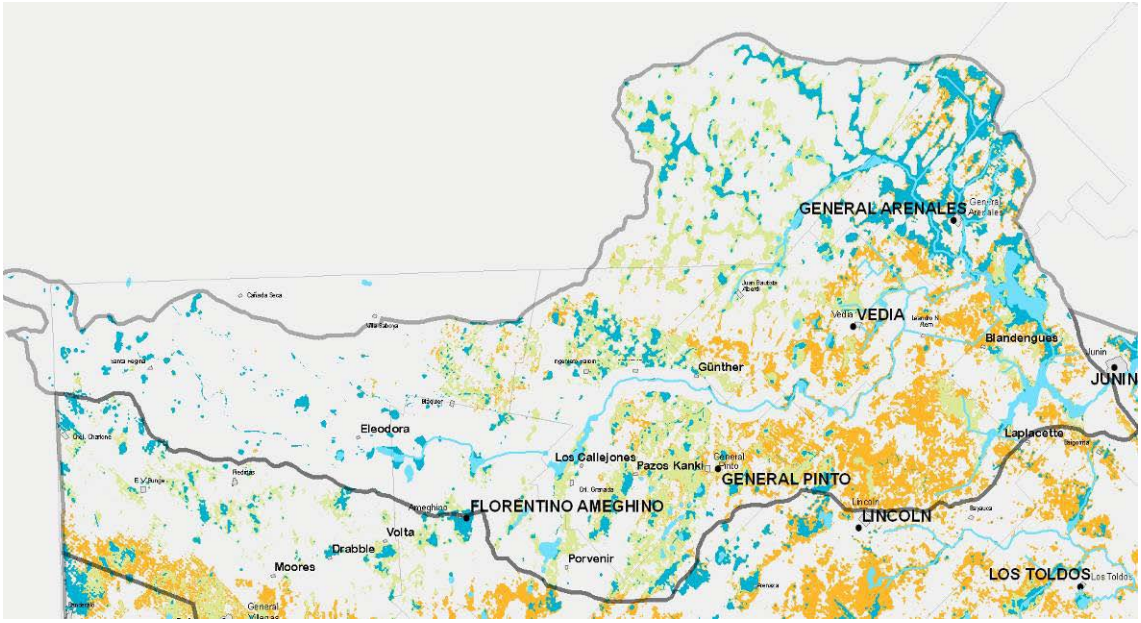
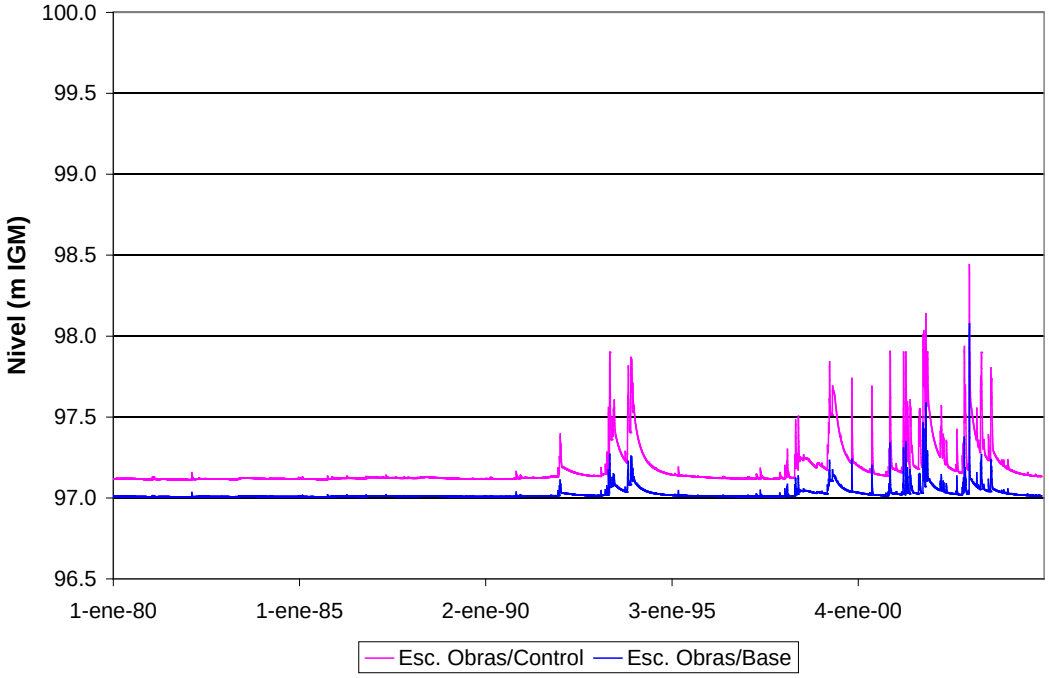


Figura 6.2.22. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/Base de la subregión A1.

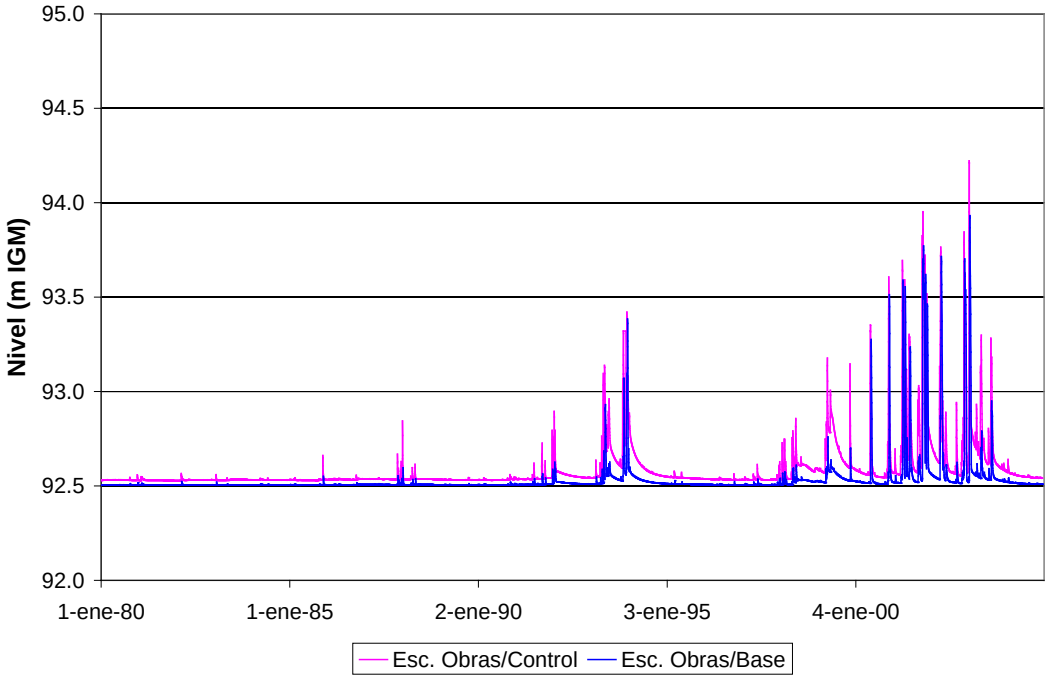
Escenario Obras/Control

En este escenario se incluye la totalidad de las obras de control, todas operando sin regulación y con las compuertas totalmente abiertas.

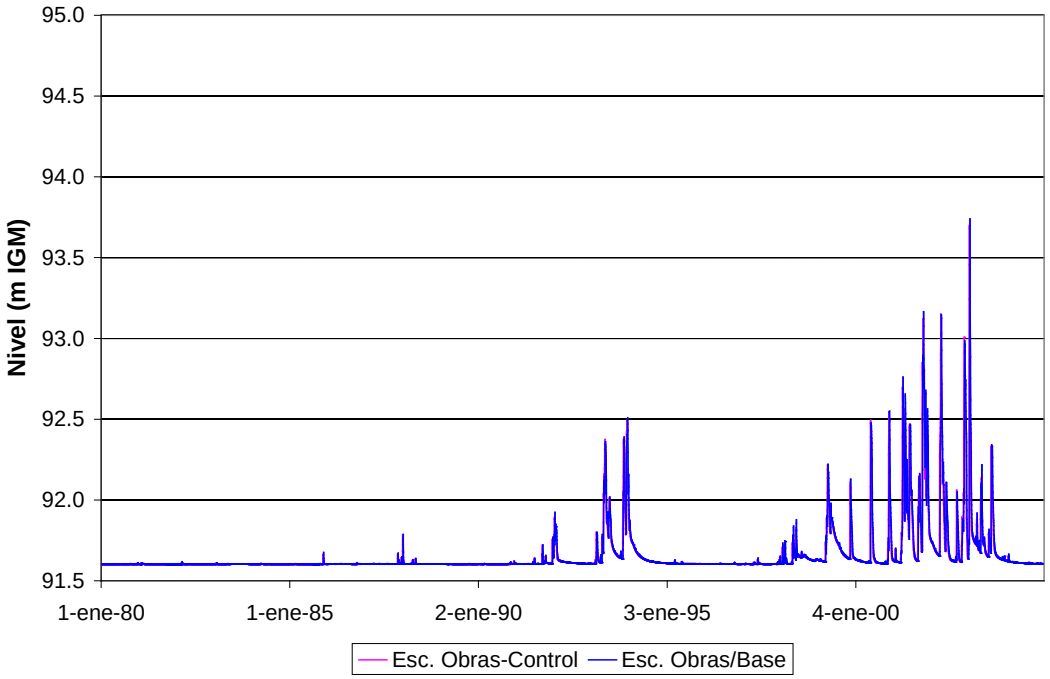
Tratándose del agregado de obras de control relativamente pequeñas operando con las compuertas totalmente abiertas, no deben esperarse grandes cambios respecto del escenario Obras/Base. Aparecen incrementos locales de nivel en las zonas de las obras de control, salvo en El Vigilante y La Araucana; el máximo incremento es de alrededor de 0,20 m (Figura 6.2.23). Pero no se detecta cambio alguno en los caudales, tal como se ilustra en la Figura 6.2.24 para La Angelita.



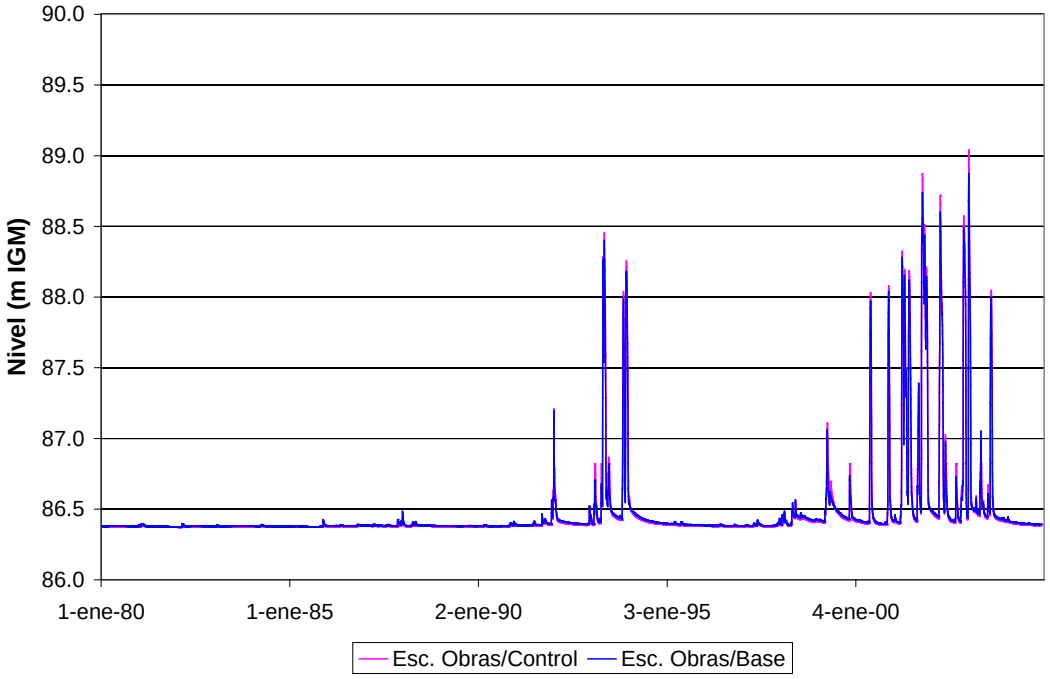
a) Ávila.



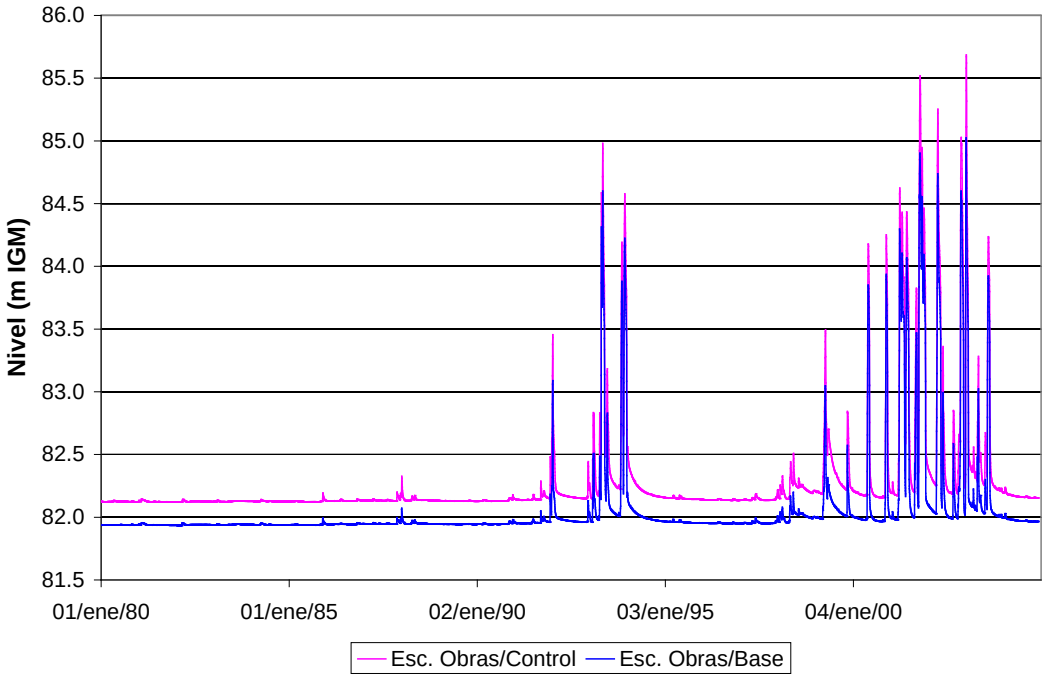
b) Germania.



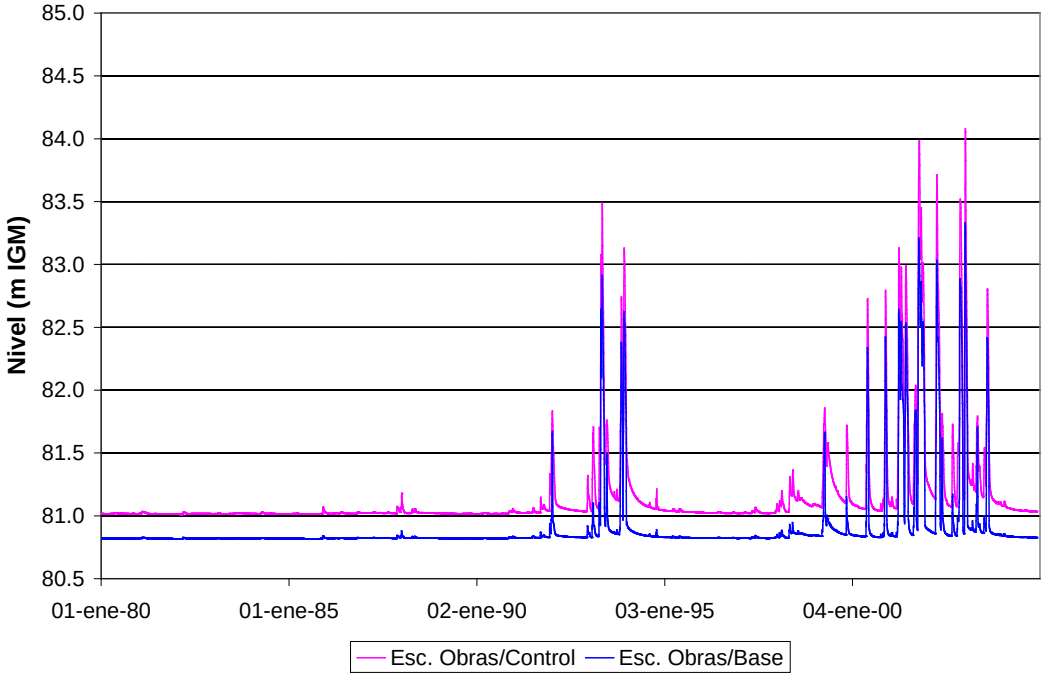
c) El Vigilante.



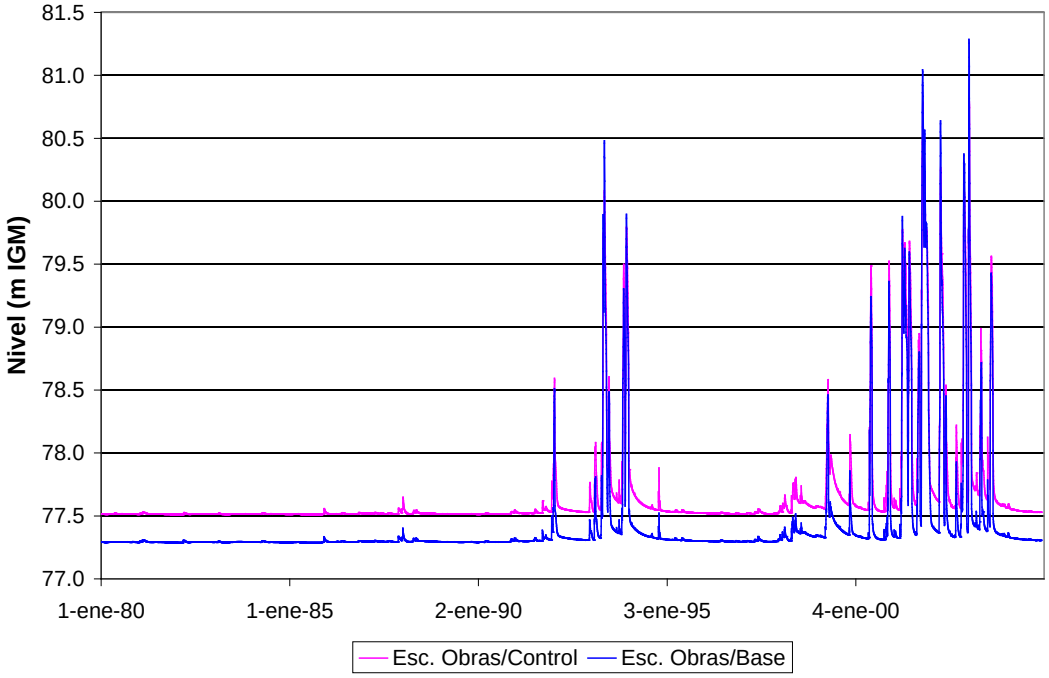
d) La Araucana.



e) Nº 1.



f) La Angelita.



g) Nº 2.

Figura 6.2.23. Nivel de agua en la sección de aguas arriba de pequeñas obras de control para el escenario Obras/Control.

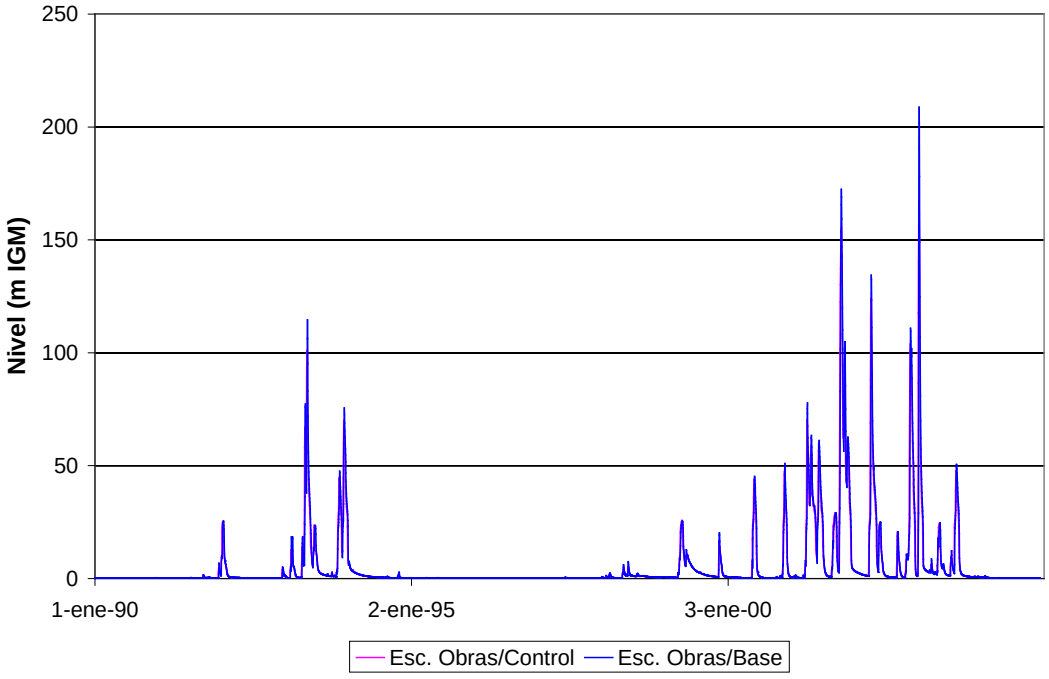


Figura 6.2.24. Caudal en la sección de La Angelita para el escenario Obras/Control.

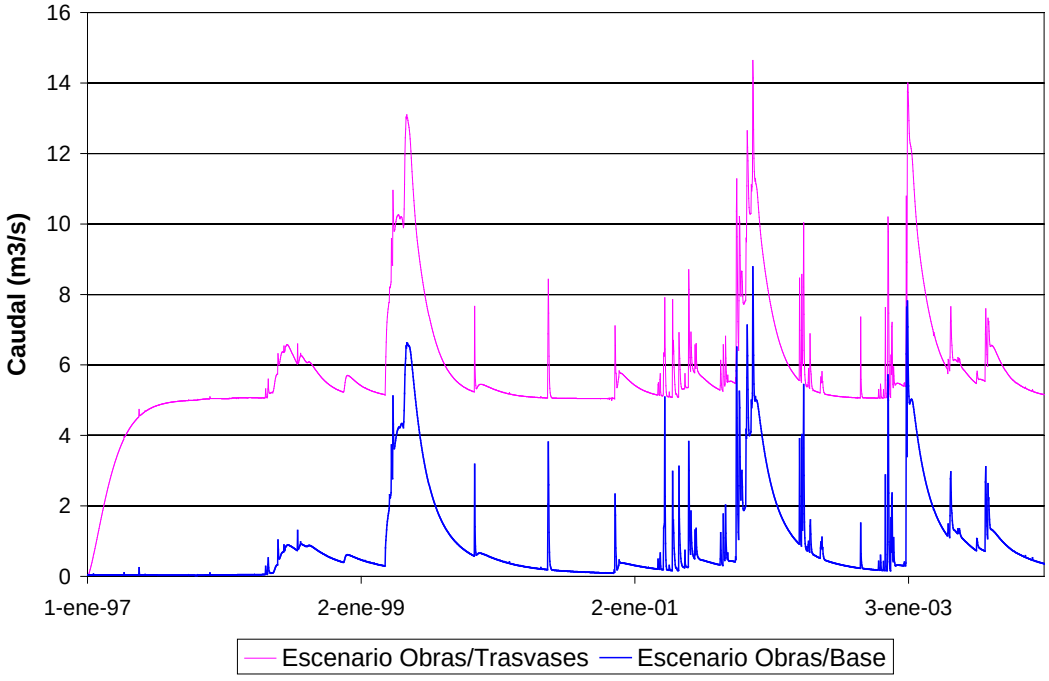
Escenario Obras/Trasvases

Este escenario contempla los eventuales trasvases desde la laguna La Picasa.

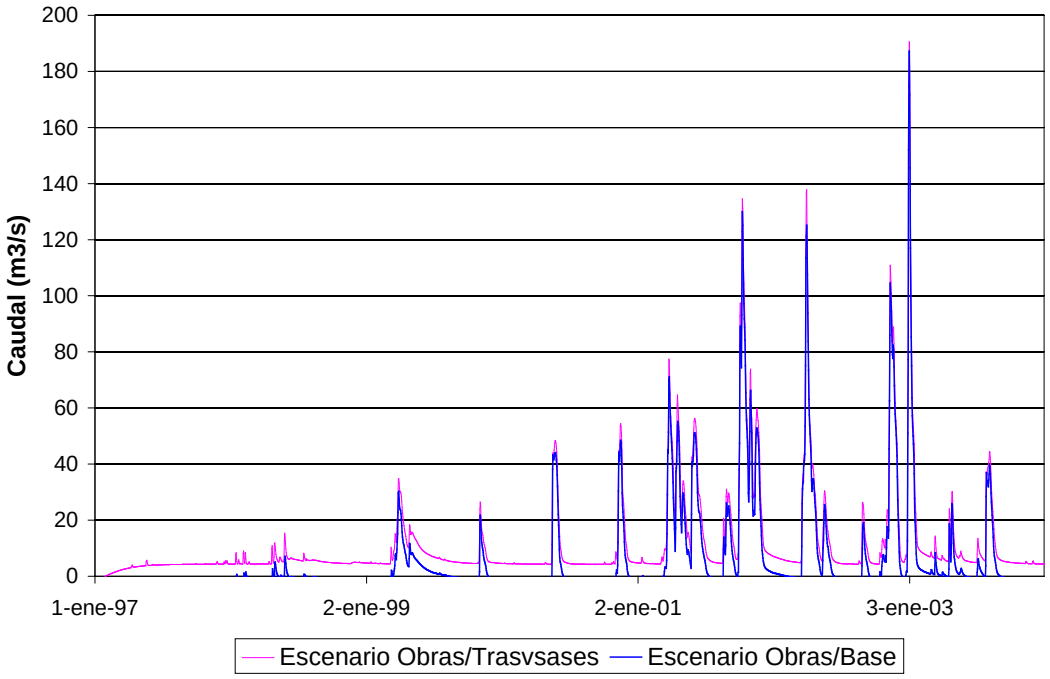
La Figura 6.2.25 presenta los caudales en varias secciones, para la ventana de tiempo de acción de los trasvases. Se observa que, si bien el efecto del aporte desde el Canal de Enlace es relativamente significativo al comienzo (Figura 6.2.25a), este pierde importancia relativa a medida que se avanza a lo largo de Horquetas (Figuras 6.2.25b y c). La influencia relativa del segundo aporte es relativamente baja sobre el Aº Salado (Figura 6.2.25d). La combinación de ambos aportes da un efecto relativamente débil (Figuras 6.2.25e y f).

En la Figura 6.2.26 se muestran los resultados para el nivel en las tres lagunas más importantes. Se observa que la influencia sobre La Salada es del orden de los 0,50 m. Los efectos sobre las restantes es mucho menor, y tiende a disminuir más en los momentos pico.

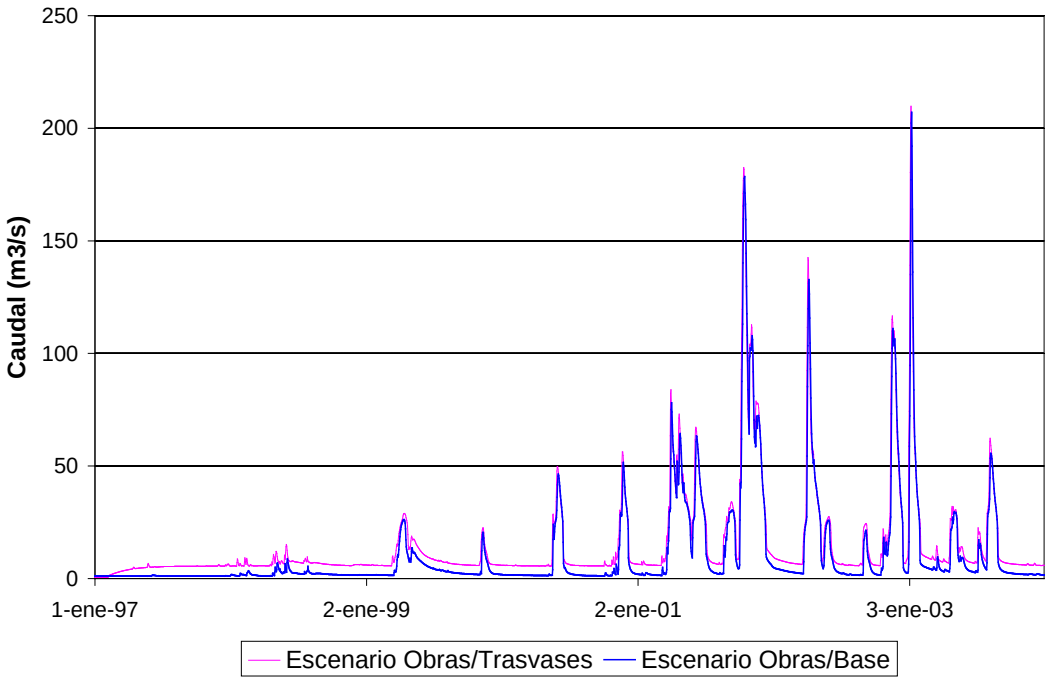
La Figura 6.2.27 presenta la comparación entre las áreas inundadas con y sin trasvase. Se observa que las diferencias son mínimas.



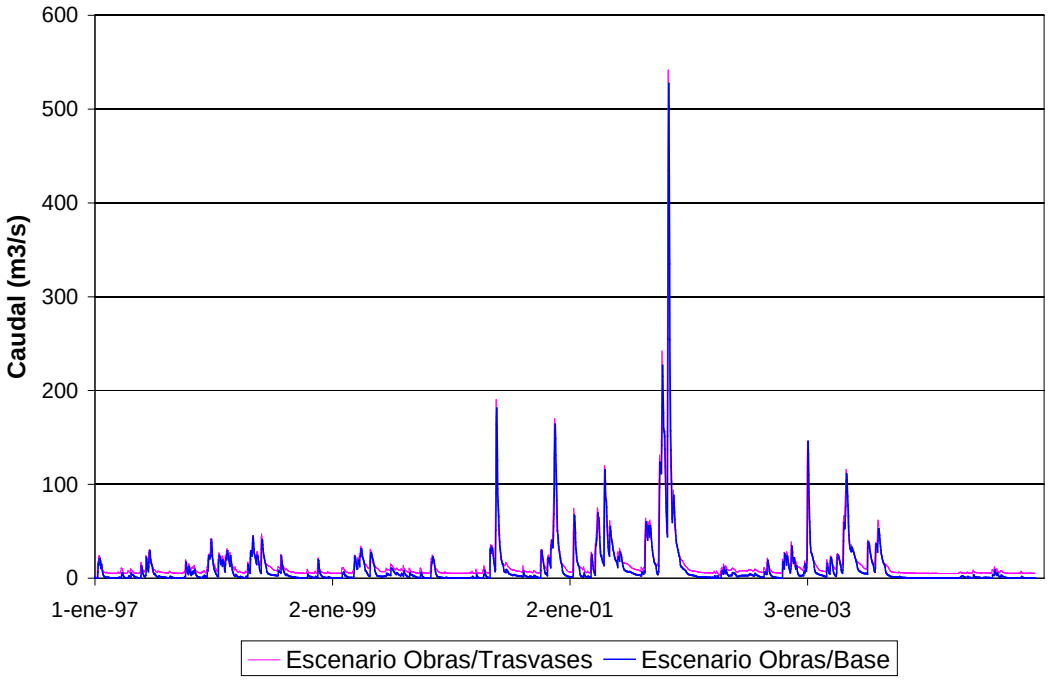
a) Sección de aguas arriba de Horquetas 2



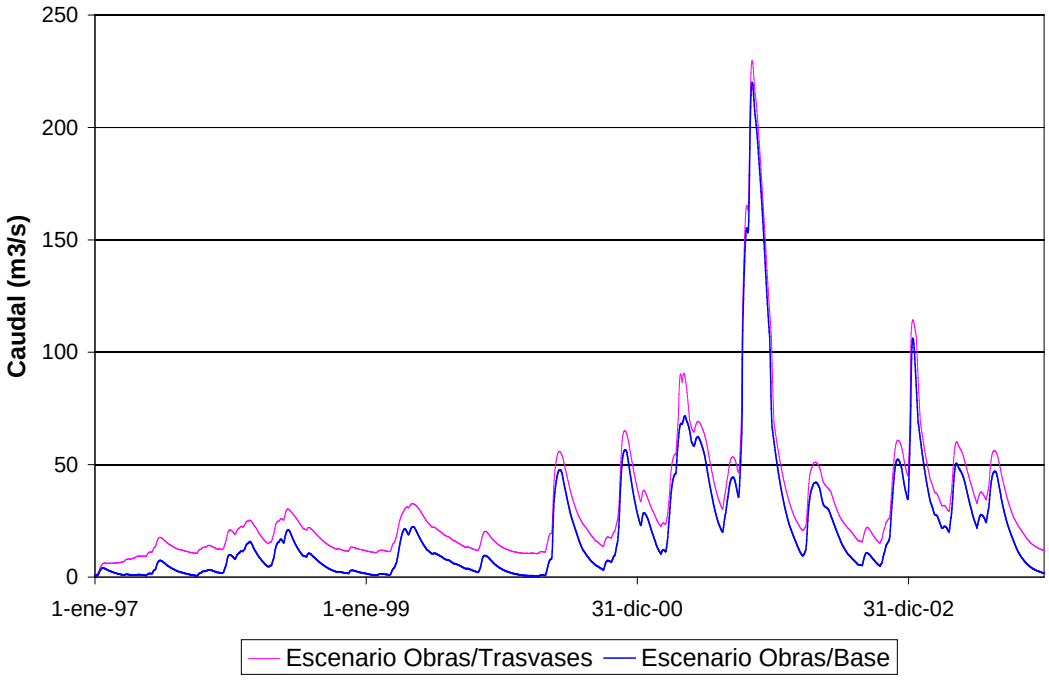
b) Sección de aguas abajo de Horquetas 2



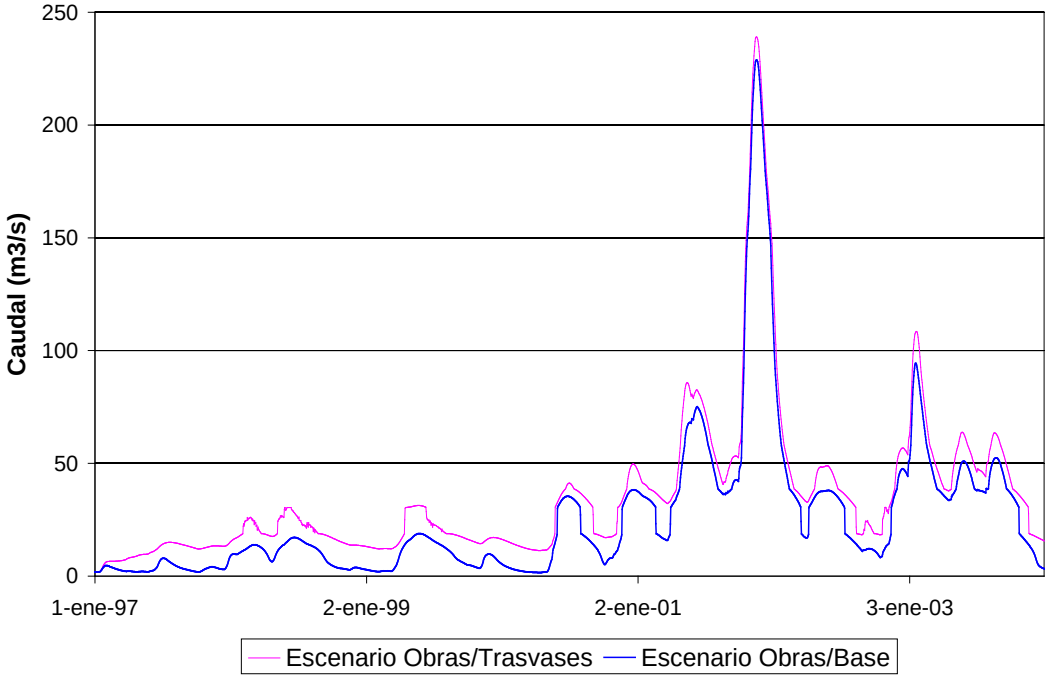
c) Sección de aguas abajo de Horquetas 1



d) Aº Salado

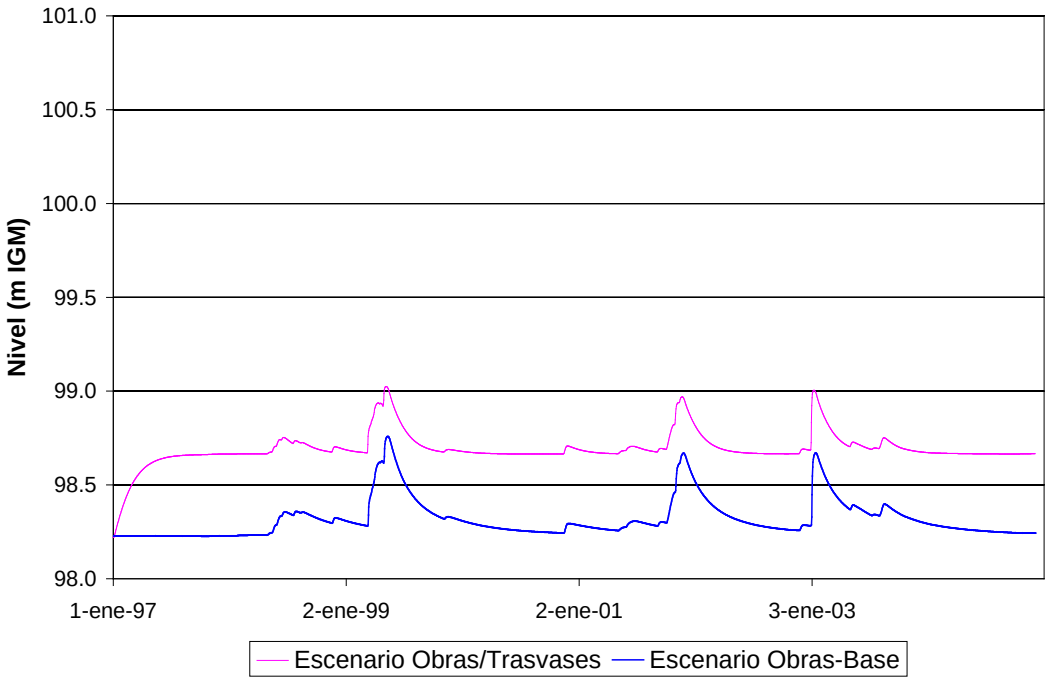


e) Salida de Mar Chiquita

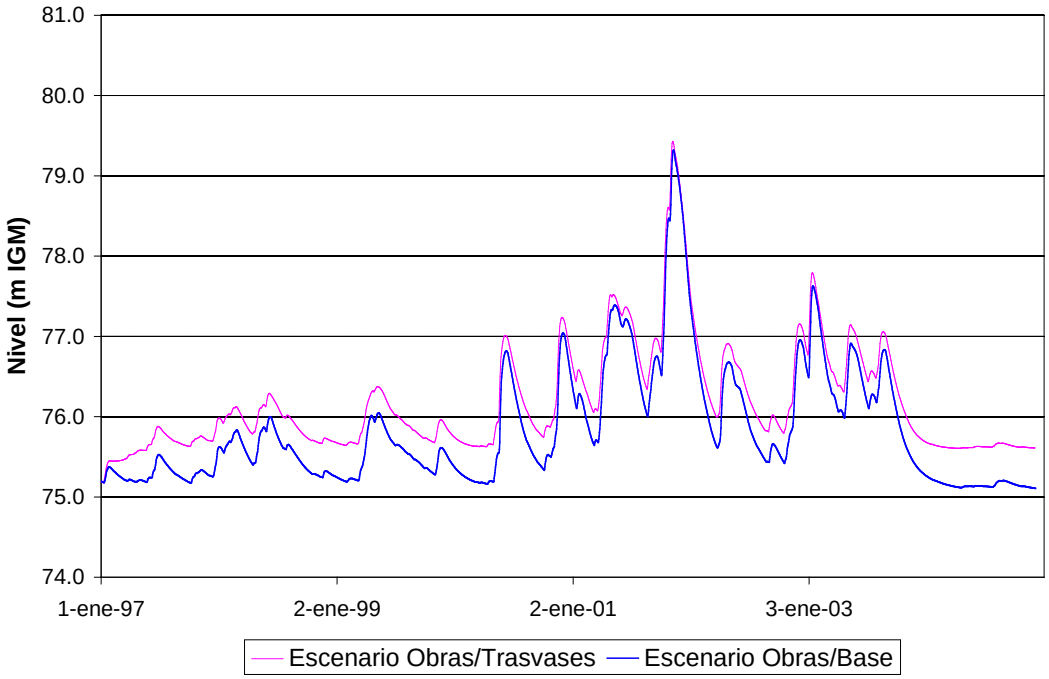


f) Junín

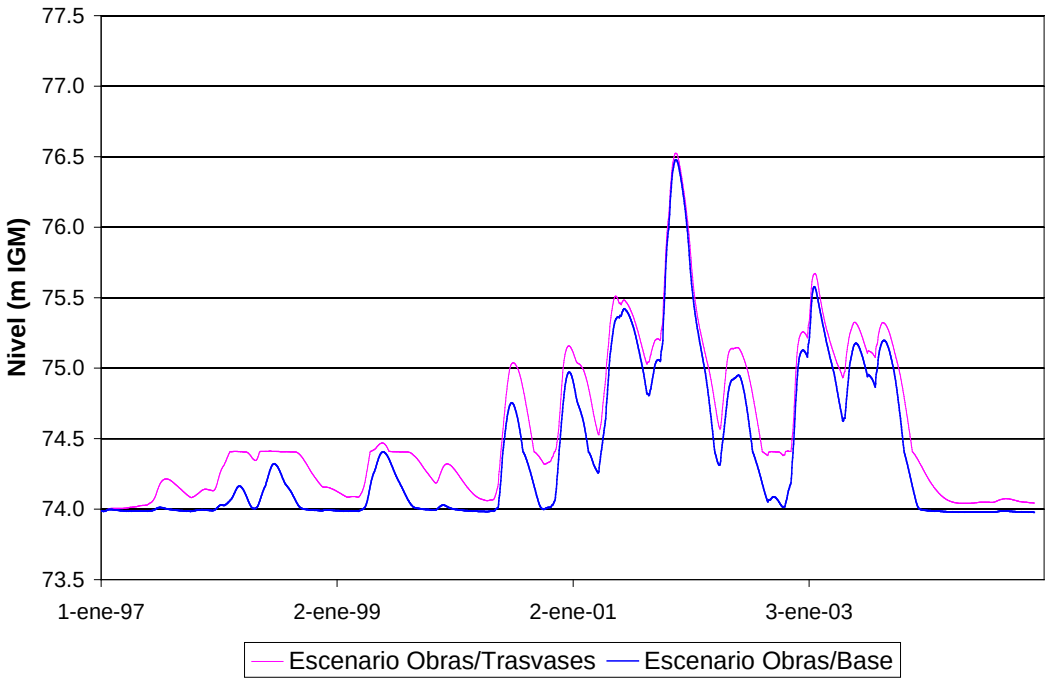
Figura 6.2.25. Caudal para el escenario Obras/Trasvases.



a) La Salada



b) Mar Chiquita



c) Gómez

Figura 6.2.26. Nivel en lagunas para el escenario Obras/Trasvases.

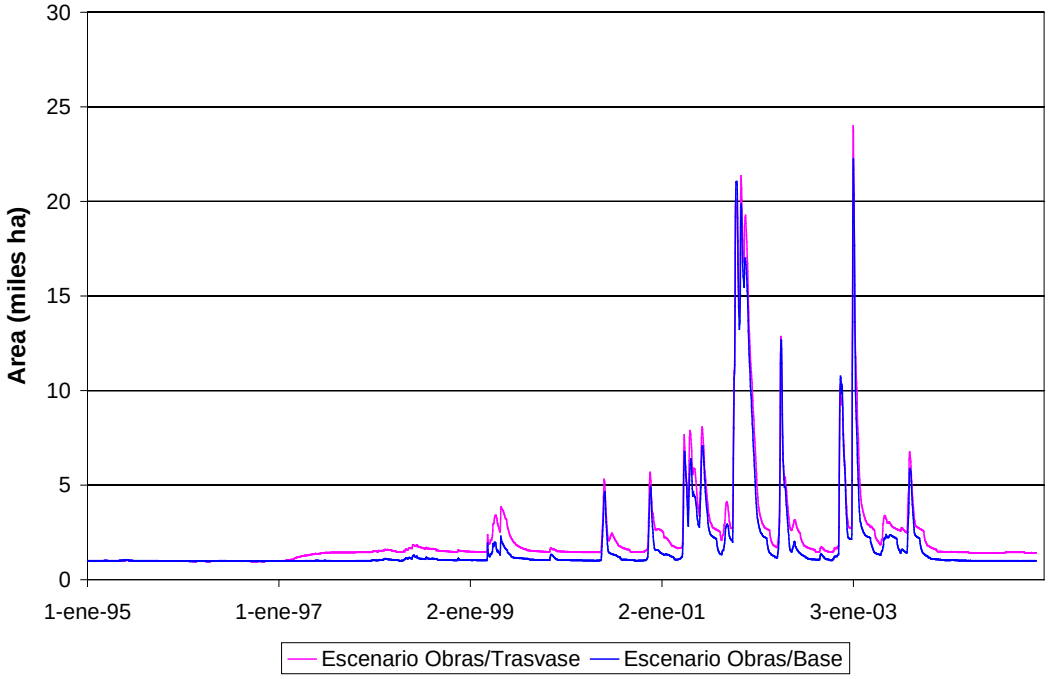


Figura 6.2.27. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A1 para el escenario Obras/Trasvases en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Base para el período 1997-2004.

Escenario Obras/Secundarios

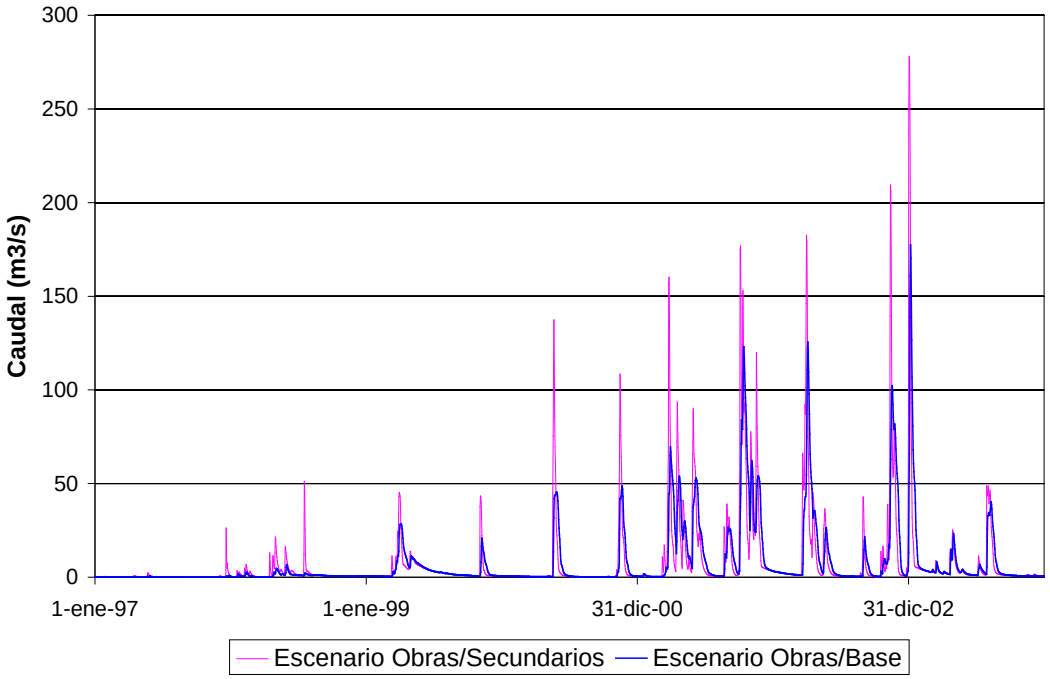
En este escenario se considera el efecto de los 5 nuevos secundarios propuestos para la subregión A1 (Figura 6.2.3).

Los aumentos del volumen drenado de las respectivas subcuencas, en relación a la situación original sin canalización secundaria, son los siguientes:

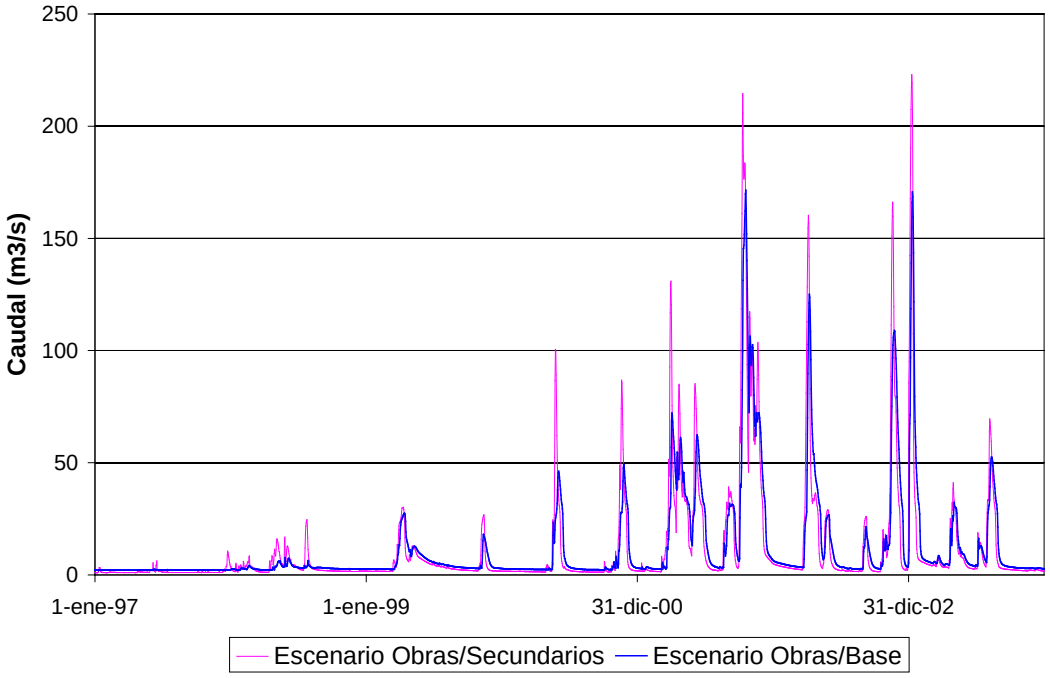
- Germania: 54%
- La Escondida: 36%
- Pinto: 22%
- Vedia: 279%
- Linqueña: 16%

En la Figura 6.2.28 se muestra el caudal en algunas estaciones de comparación representativas. Al final del tramo Horquetas 2, donde se siente el efecto de los tres primeros secundarios (Germania, La Escondida y Pinto), el volumen de agua transportado para el escenario con secundarios es un 15% superior al del escenario sin secundarios. Ese aumento trepa al 19% al final del tramo Horquetas 1, donde ya se siente el aporte del secundario Vedia. La proporción baja al 5% a la salida de la laguna de Mar Chiquita, atenuado por el aporte del Aº Salado, que no sufre modificaciones. En Junín sube al 6%, influenciado por el aporte del secundario Linqueña.

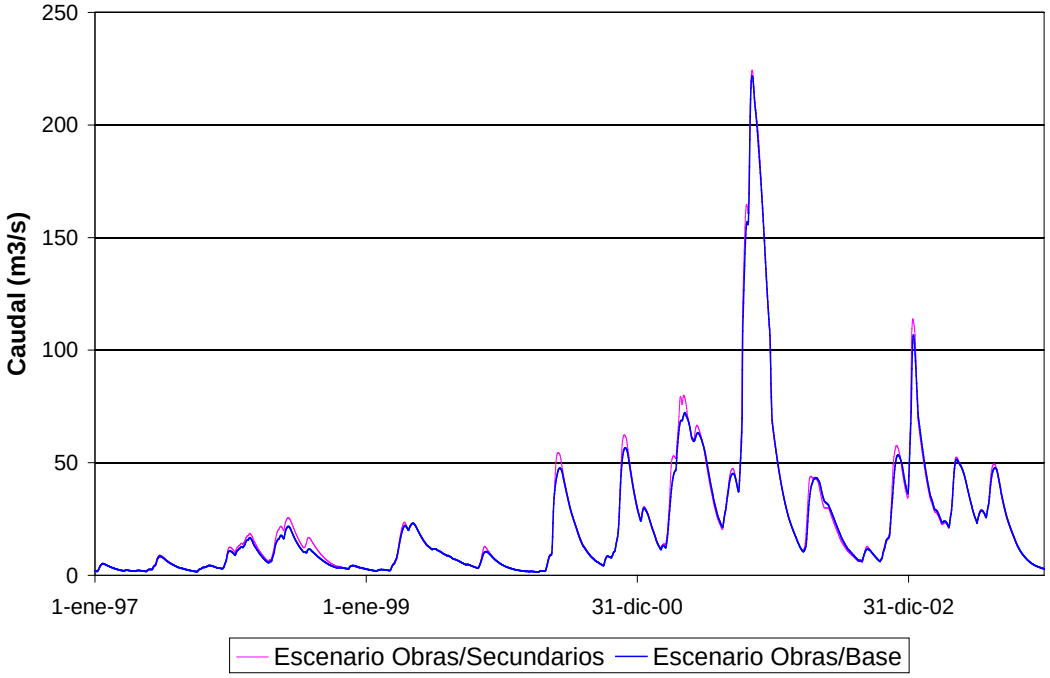
La influencia sobre los niveles de agua en las lagunas principales es débil, y se limita a los eventos de mayor caudal, tal como se observa en la Figura 6.2.29.



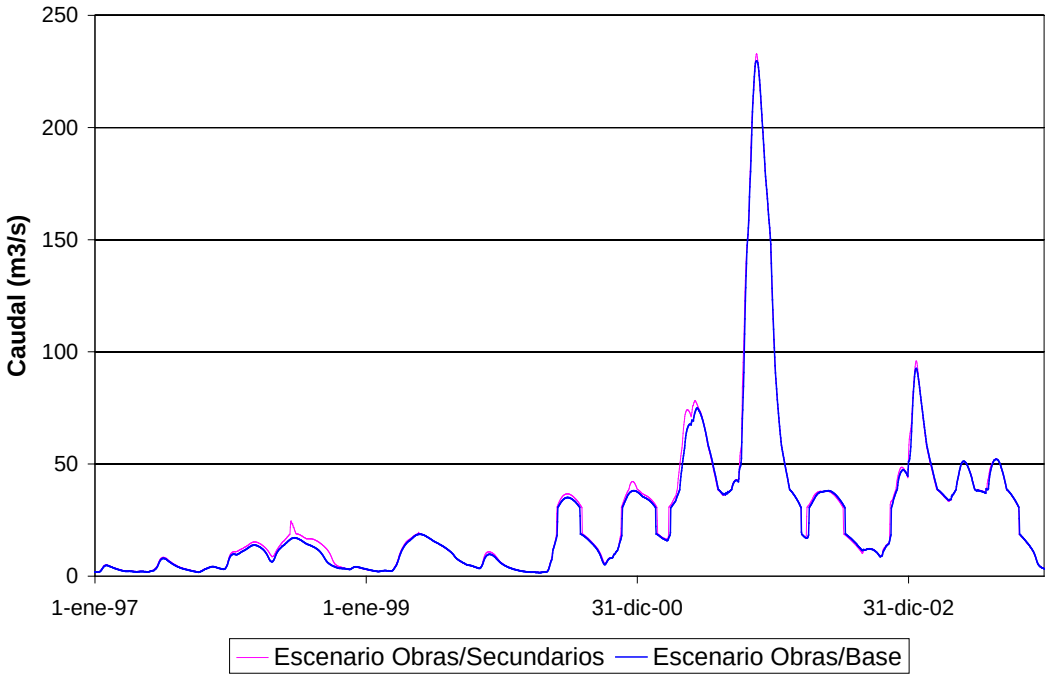
a) Sección de aguas abajo de Horquetas 2. Período 1997-2003.



b) Sección de aguas abajo de Horquetas 1. Período 1997-2003.

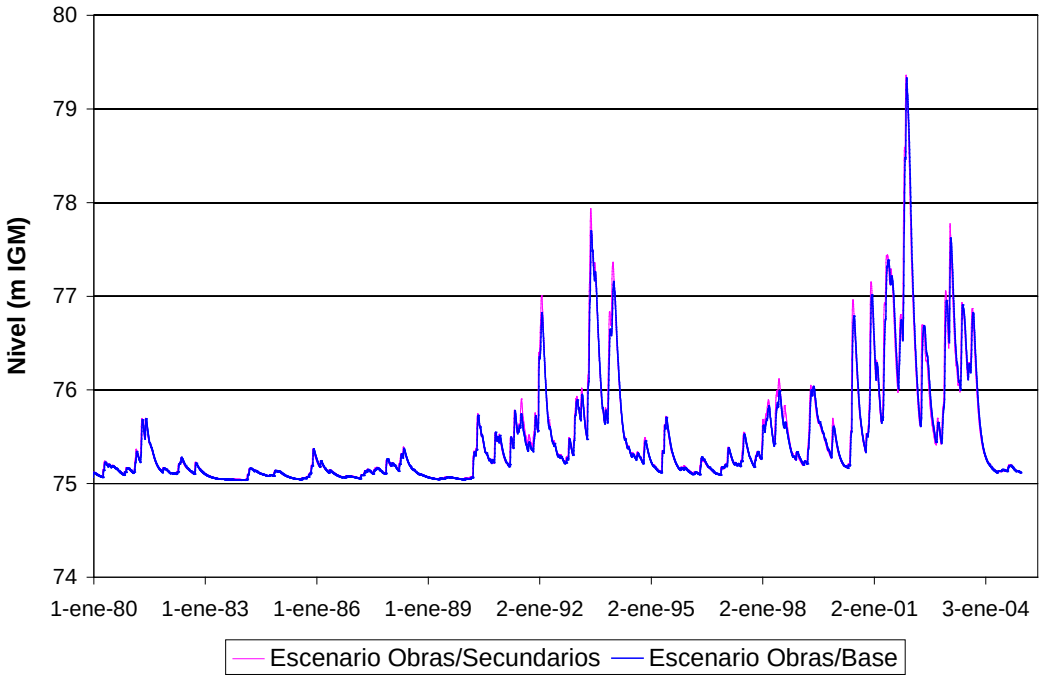


c) Sección de aguas abajo de la laguna de Mar Chiquita Horquetas 1. Período 1997-2003.

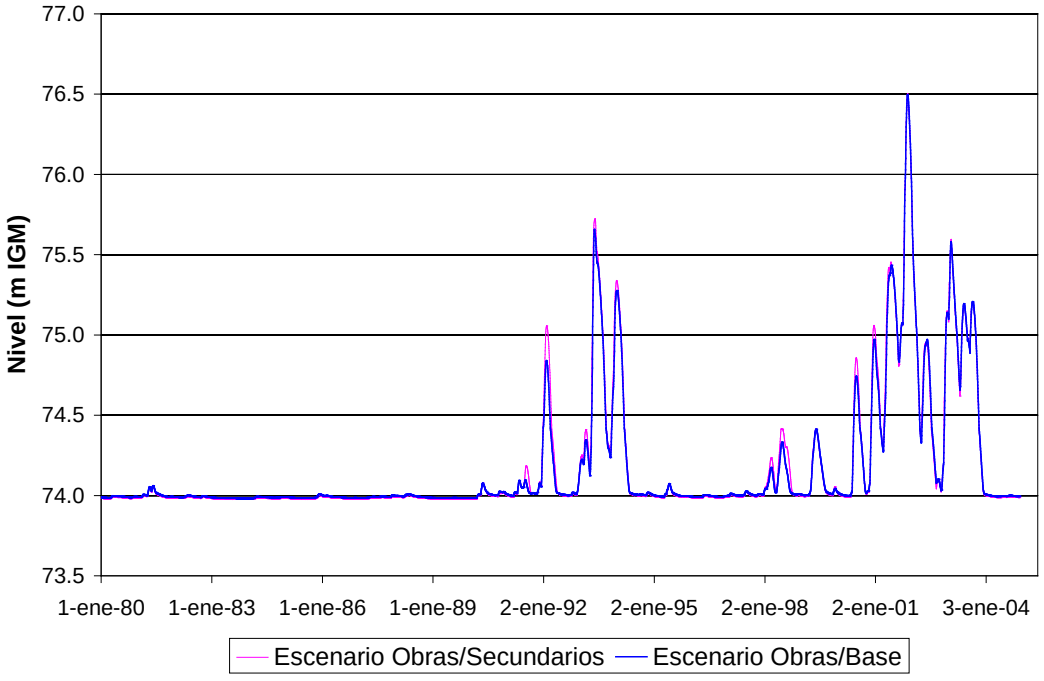


d) Sección de Junín. Período 1997-2003.

Figura 6.2.28. Caudal para el escenario Obras/Secundarios.



a) Laguna de Mar Chiquita. Período 1980-2004.



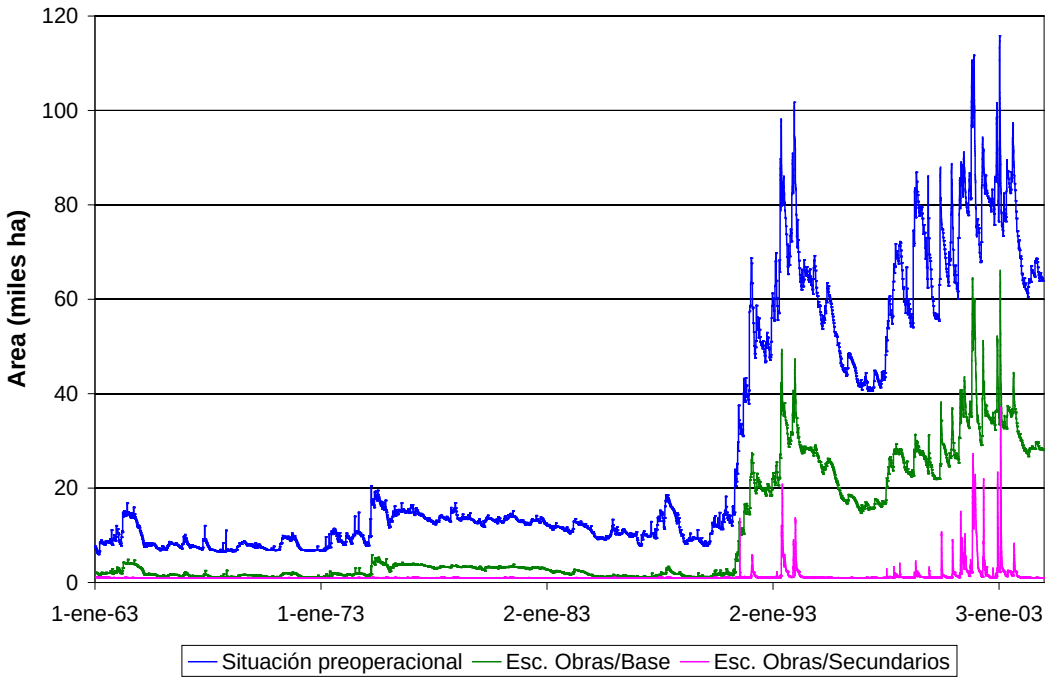
b) Laguna de Gómez. Período 1980-2004.

Figura 6.2.29. Nivel de agua en lagunas para el escenario Obras/Secundarios.

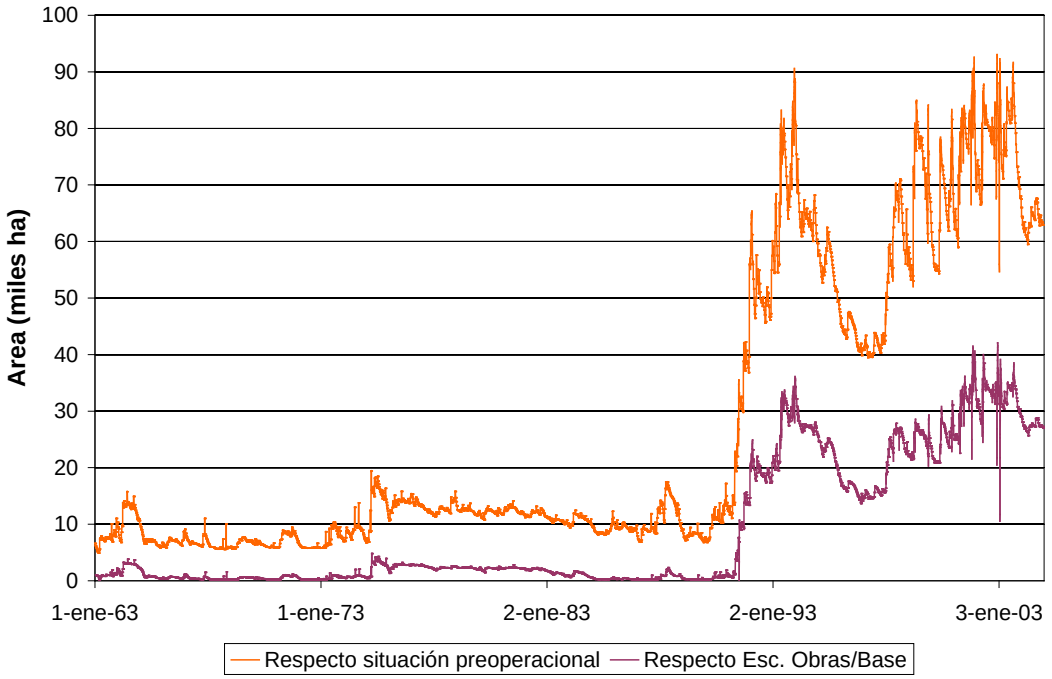
A los fines de establecer el efecto de los secundarios sobre la reducción de las inundaciones, se ha tomado como referencia la zona drenada tanto por los propios

secundarios como por las obras troncales que conducen los excedentes hasta la salida de la subregión A1, que totaliza del orden de las 102 mil ha (de acuerdo a la representación de franjas de 2,5 km de espesor a cada lado de las canalizaciones), es decir, alrededor del 8% del área de la subregión A1. La Figura 6.2.30a presenta la serie temporal de área inundada total (bajos no drenados y conducciones) de la subregión A1 (incluyendo los valores de base), ahora limitada a la zona drenada por las obras del escenario Obras/Secundarios, tanto para la situación preoperacional como para los escenarios Obras/Base y Obras/Secundarios. El área involucrada llega al orden de 100 mil hectáreas, casi ¼ del área total afectada de la subregión A1 (ver Figura 5.4.6). Se observa que la presencia de los canales secundarios genera una disminución adicional significativa del área inundada, a partir de un nivel base algo menor de áreas bajo agua en forma permanente respecto del escenario Obras/Base. La Figura 6.2.30b muestra las áreas recuperadas por la construcción de los secundarios, tanto en relación a la situación preoperacional como al escenario Obras/Base.

Nuevamente, de la Figura 6.2.30a se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.2.30. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A1 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Secundarios.

La Figura 6.2.31 muestra los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/Secundarios. Si se lo compara con los asociados al escenario Obras/Base (Figura 6.2.22), se observa la reducción adicional lograda en las áreas de inundación en torno a las nuevas obras de conducción.

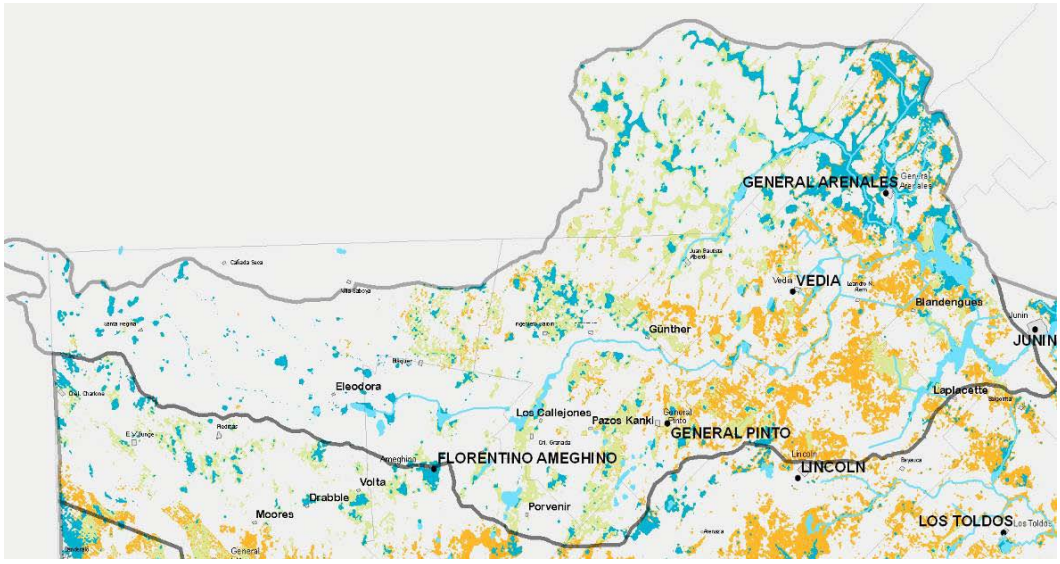


Figura 6.2.31. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/Secundarios de la subregión A1.

Escenario Obras/Regulación

En la Figura 6.2.32 se muestra la evolución del nivel en la laguna de Mar Chiquita para el escenario Obras/Regulación y se lo compara con el correspondiente a Obras/Base. Allí también se indica el estado de la cuenca de acuerdo al indicador *IR*. Se observa que, hasta principios de la década del 90, en que el estado de la cuenca era básicamente de drenaje bajo con algún período de estiaje mínimo, la política de regulación logra mantener la laguna más elevada, apuntando al nivel objetivo. Con la aparición de estados de drenaje alto ó de exceso extraordinario, no se observan grandes diferencias respecto de lo que ocurriría sin regulación, pero se nota que algunos de los picos de nivel (sobre todo los de principios de los 2000) resultan algo superiores, lo que proviene de la necesidad de almacenar volumen de agua para laminar el pico de la crecida, efecto que se observa en la Figura 6.2.33 para el mayor de los picos, donde se logra una disminución del 18%.

Por su parte, la Figura 6.2.34 muestra el caudal para una ventana de tiempo con drenaje bajo, incluyendo algún período de estiaje mínimo. Se observa que, con la política de regulación, prácticamente logra mantenerse el caudal ecológico (1 m^3/s).

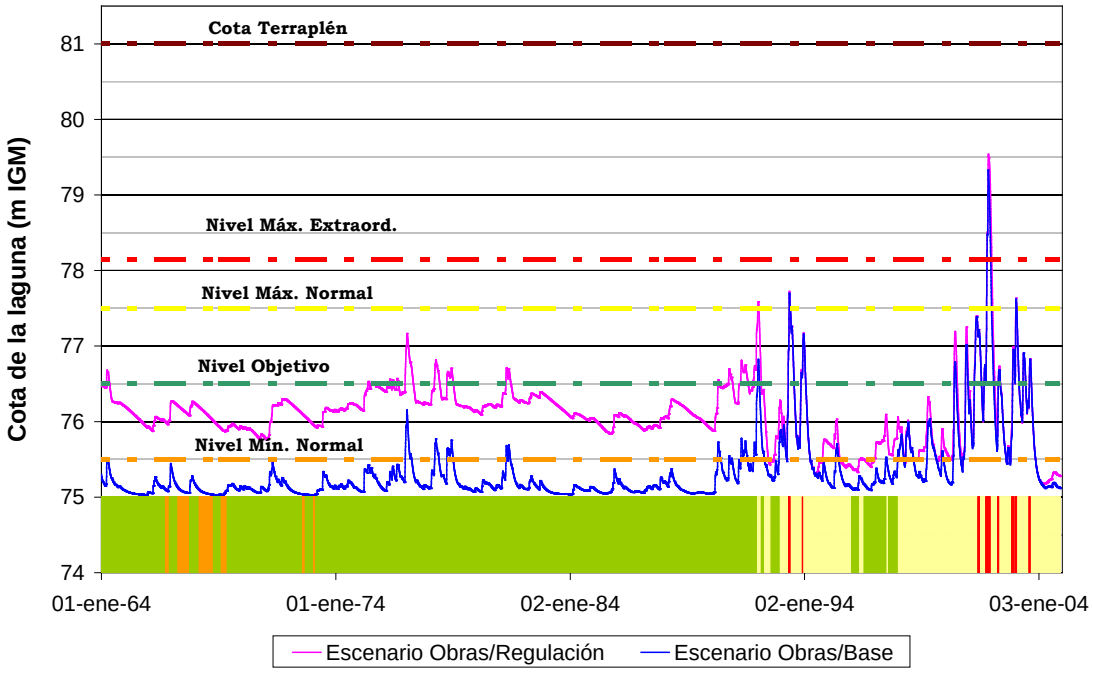


Figura 6.2.32. Nivel en Mar Chiquita para el escenario Obras/Regulación (la banda de colores corresponde al indicador de estado de la cuenca *IR*).

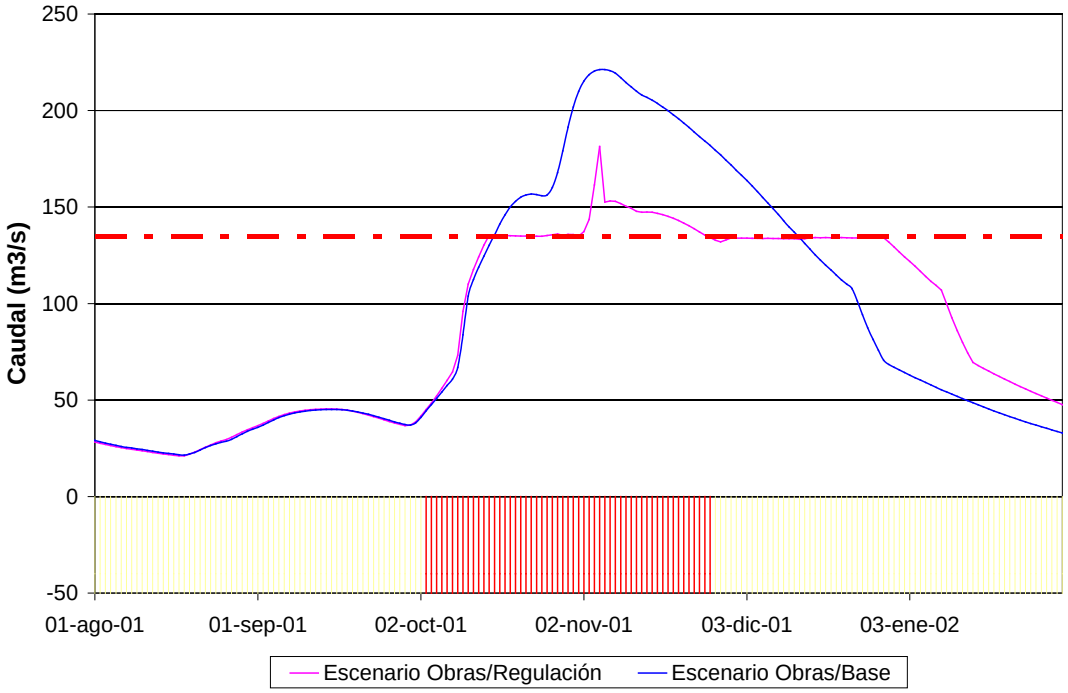


Figura 6.2.33. Caudal a la salida de Mar Chiquita para el escenario Obras/Regulación durante el pico de 2001 (la banda de colores corresponde al indicador de estado de la cuenca *IR*).

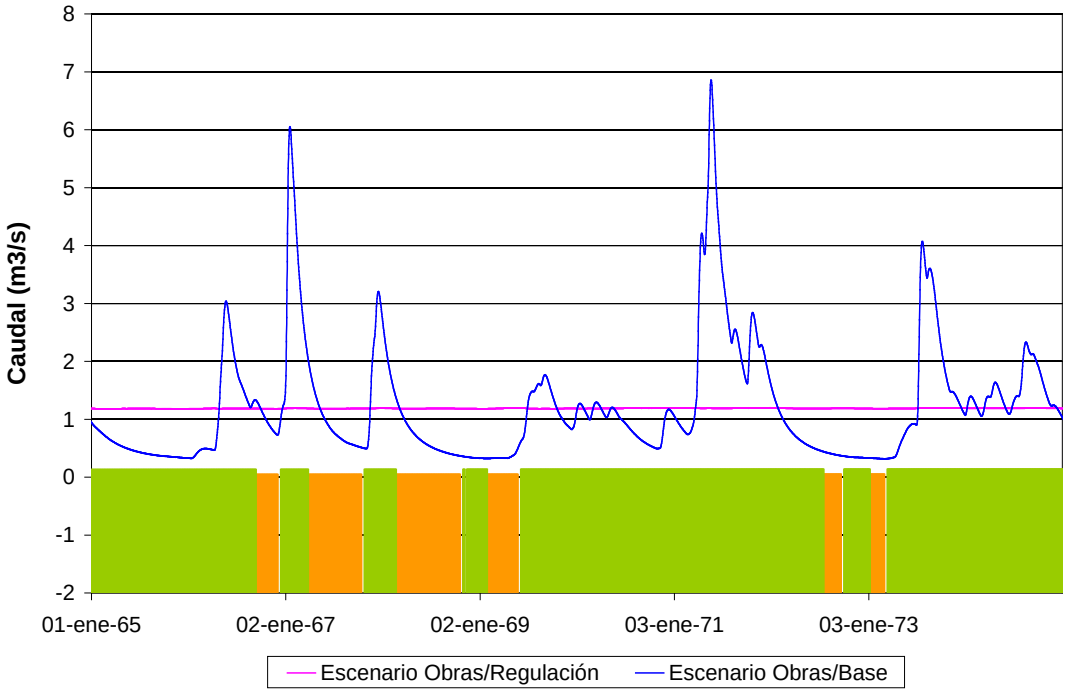


Figura 6.2.34. Caudal en Junín para el escenario Obras/Regulación durante un período de aguas bajas (la banda de colores corresponde al indicador de estado de la cuenca *IR*).

6.3 Subregión A2

6.3.1 Escenarios de obras

En la Figura 6.3.1 se muestran las canalizaciones proyectadas: San Emilio y Colector Sur. Se trata, en términos generales, de canales de sección trapecial compuesta, con ancho de fondo variable, bermas de 5 m de ancho y taludes 1V:2H; la Tabla 6.3.1 presenta algunos detalles adicionales. Por su parte, las características de las obras de control se indican en la Tabla 6.3.2.

Se establecieron tres escenarios de obras:

- *Obras/Base:* Incluye las canalizaciones previstas y las correspondientes obras de control operando sin regulación (compuertas totalmente abiertas).
- *Obras/Secundarios:* Obras/Base + secundarios de A2 Inferior
- *Obras/CNO5:* Obras/Base + canal CNO5 + secundarios A2 Superior

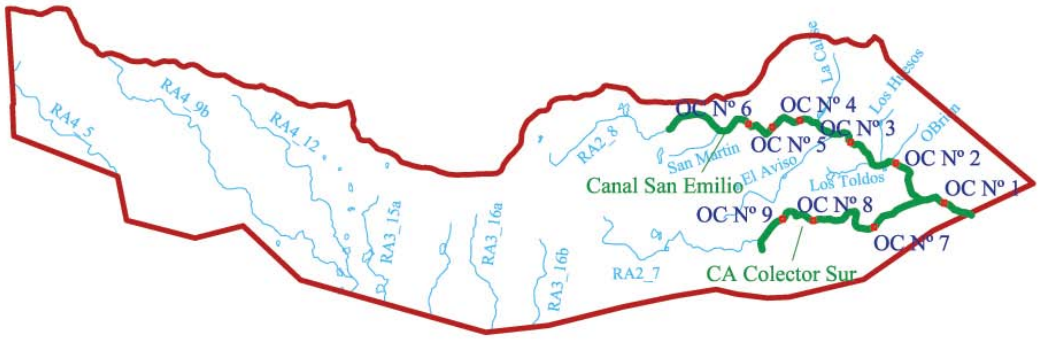


Figura 6.3.1. Obras hidráulicas en la subregión A2 (CA: canalización; OC: obra de control).

En el escenario 'Obras/Secundarios' se incluyen 2 canales secundarios para la zona inferior de la subregión A2 (ver capítulo 8), los cuales se indican en la Figura 6.3.2.

El escenario 'Obras/CNO5' contempla el canal CNO5, junto con 8 canales secundarios para la zona superior de la subregión A2 (ver capítulo 8), que se indican en la Figura 6.3.3.

Tabla 6.3.1. Características de las canalizaciones San Emilio y Colector Sur.

Canal	Tramo	Ancho de fondo [m]	Longitud [km]	Límites	Observaciones
San Emilio	Módulo 1	15	15,0	Desde confluencia C. San Emilio y C. Colector Sur hasta Laguna Municipal de Bragado	
	Módulo 2	16 -14-10	36,9	Desde Ruta 65 hasta confluencia C. San Emilio y C. Colector Sur	9 km sin canalización
	Módulo 3	4 - 8 - 9	54,7	Desde Ruta 50 hasta Ruta 65	3,1 km sin canalización
Colector Sur	Módulo 4	4 - 5 - 6	58,4	Desde cerca Est. Neild hasta desembocadura en C. San Emilio	

Tabla 6.3.2. Características de las obras de control proyectadas para la subregión A2.

Denominación	Tramo	Cantidad de compuertas	Ancho de compuertas	Cota de fondo de compuertas
OC Nº 1	San Emilio	4	9	55,0
OC Nº 2	San Emilio	2	9	58,4
OC Nº 3	San Emilio	2	9	62,5
OC Nº 4	San Emilio	2	5	68,7
OC Nº 5	San Emilio	2	5	71,0
OC Nº 6	San Emilio	2	5	73,6
OC Nº 7	Colector Sur	2	5	60,5
OC Nº 8	Colector Sur	2	5	66,3
OC Nº 9	Colector Sur	2	5	69,1

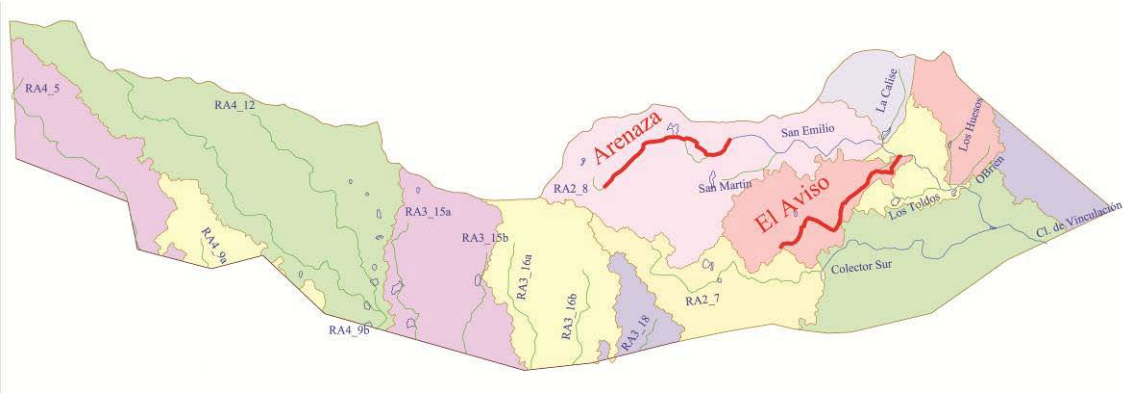


Figura 6.3.2. Secundarios proyectados para la subregión A2 Inferior.

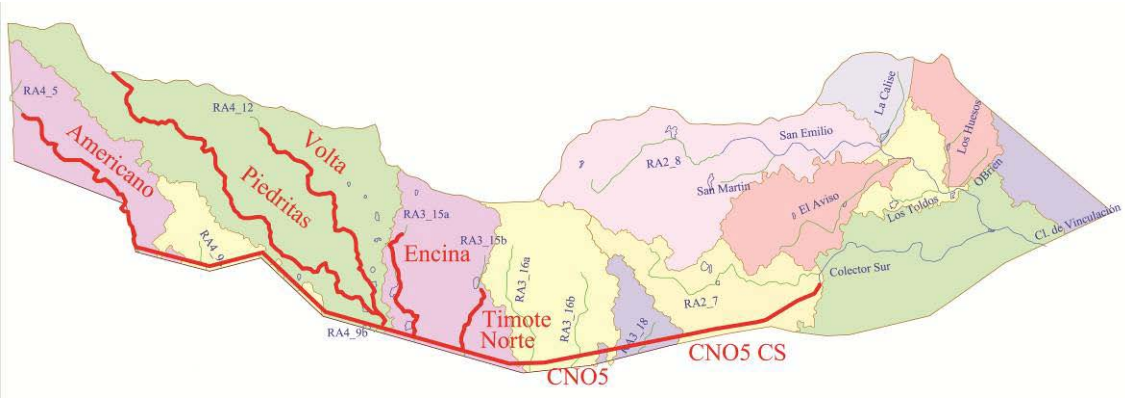


Figura 6.3.3. Canal CNO5 y canales secundarios proyectados para la subregión A2 Superior.

Al igual que para la subregión A1, se ha considerado que, asociada a la construcción de los canales, se produce espontáneamente la generación de drenajes de bajos en su entorno hasta una distancia de 2,5 km hacia cada lado. En consecuencia, se disminuyó la abstracción inicial de las celdas adyacentes a las canalizaciones (de 5 km de lado). Ahora bien, como la canalización se efectúa tratando de seguir la zona de mayor acumulación de bajos, la abstracción inicial de esas celdas disminuye a menos de la mitad; en base a evaluaciones efectuadas con imágenes satelitales de épocas de inundación, se aplicó un factor de reducción de 0,2. Esta misma corrección se llevó a cabo para el resto de las subregiones.

6.3.2 Efectos de las obras

Escenario Obras/Base

En la Figura 6.3.4 se indican las estaciones donde se efectuaron comparaciones de series de caudales con y sin obras. La Figura 6.3.5 presenta los caudales en esas estaciones para la ventana de tiempo del año 2001, de modo de amplificar las diferencias entre la situación con y sin obras. En las estaciones Bayauca (Figura 6.3.5a) y Ruta 65 (Figura 6.3.5b) no se observan cambios pronunciados por la presencia de las obras. En cambio, en la estación Emilio Mitre (Figura 6.3.5c) se observa un claro efecto laminador de los pulsos (se atenúa y

atrasa el pico y aumenta la duración), que se debe a la presencia de la OC Nº 2. En las tres estaciones se detecta un aumento del volumen escurrido para el escenario Obras/Base respecto del Preoperacional, del orden del 9 a 10%.

En la Laguna de Coliqueo (Figura 6.3.5d) hay una notable laminación impuesta por la OC Nº 8, efecto que persiste en la Ruta 64 (Figura 6.3.5e), al cual contribuye también la OC Nº 7. El incremento de volumen escurrido es del 16% en la primera estación, disminuyendo al 12% en la segunda (lo cual es una indicación de que el aporte a este canal es decreciente a lo largo de la ruta).

En la estación Máximo Fernández (Figura 6.3.5f) del Canal San Emilio, donde ya se ha recibido el aporte del Colector Sur, el efecto de laminado es marcado (al cual contribuye también la OC Nº 1). El volumen escurrido con obras es de alrededor de un 9% superior al caso preoperacional.

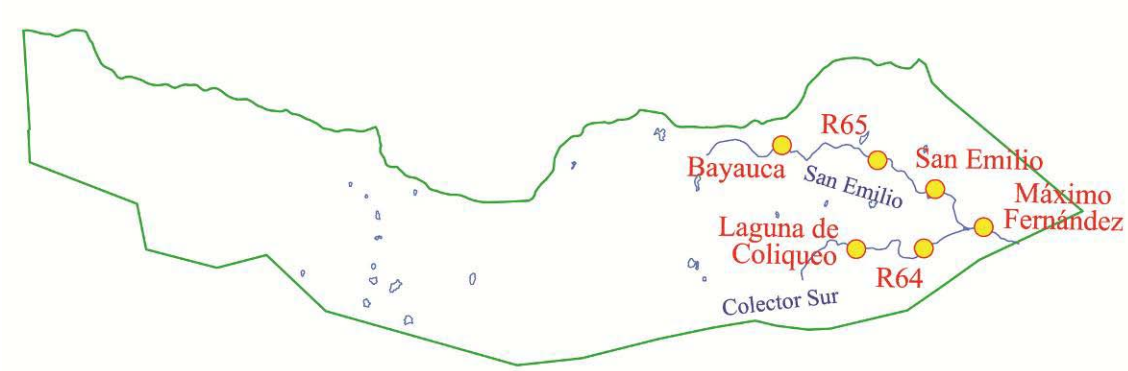
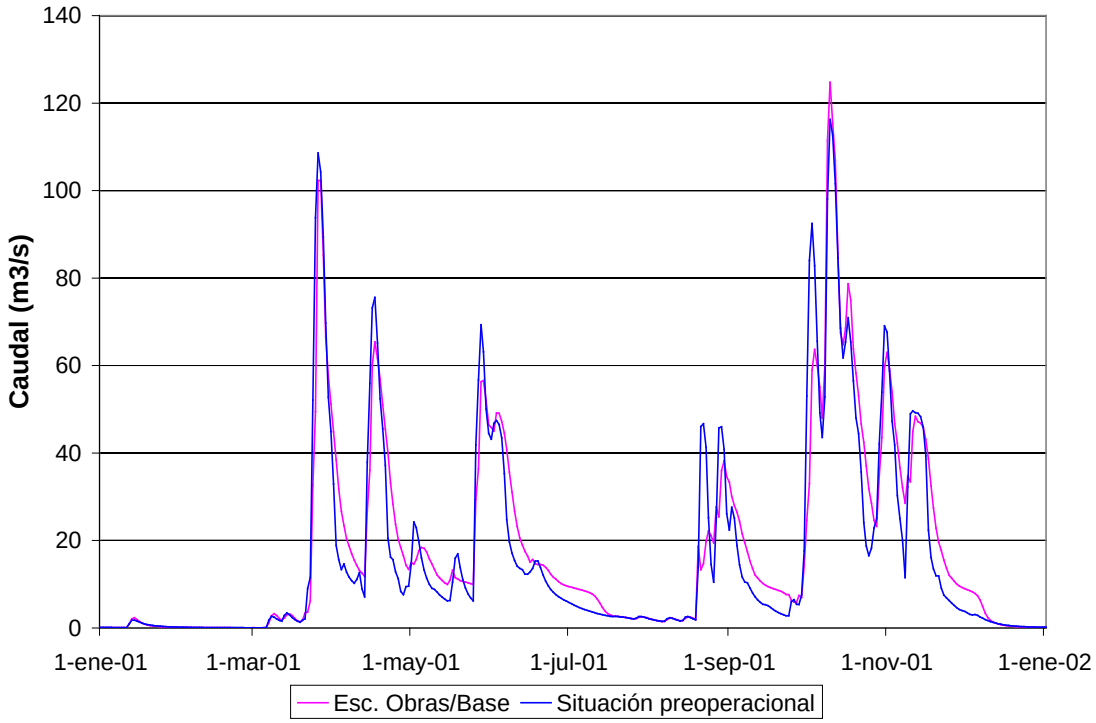
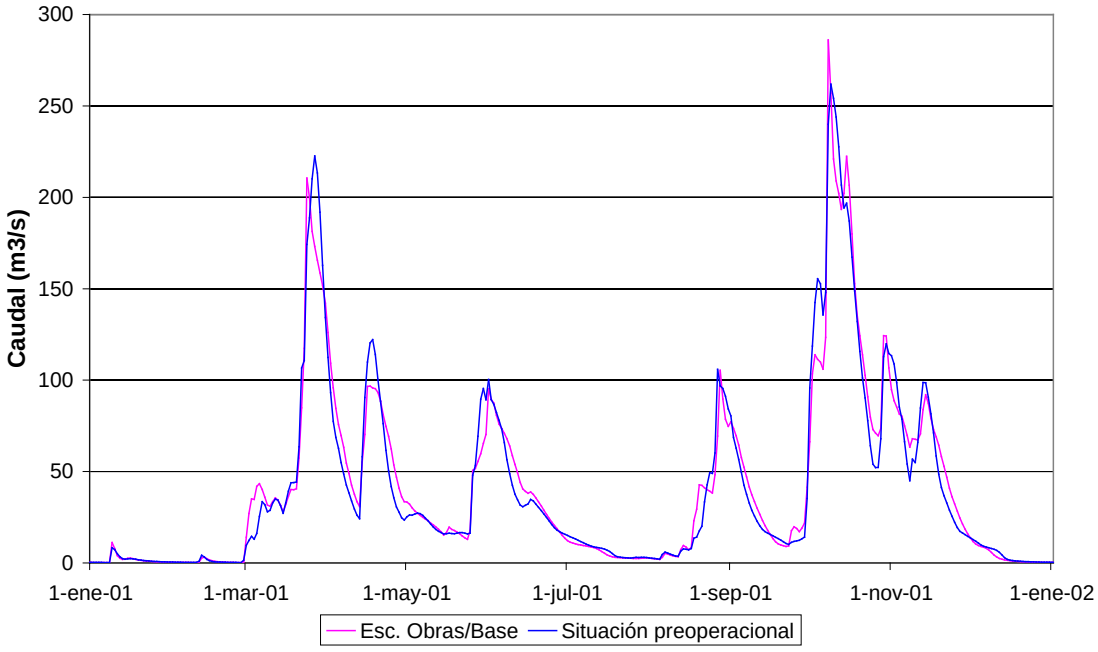


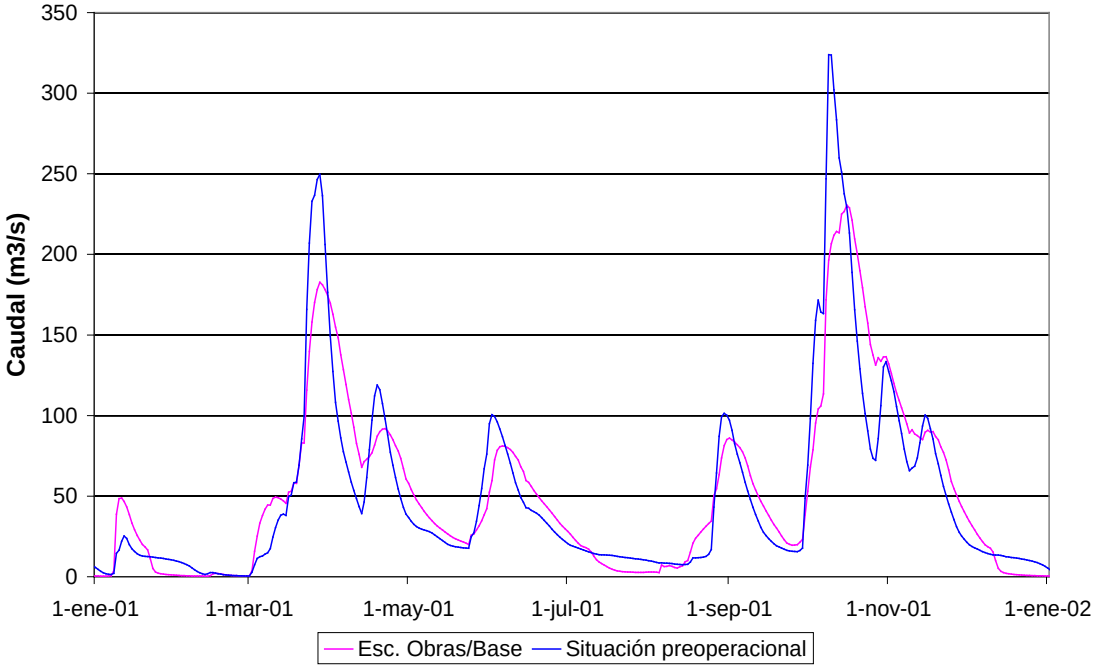
Figura 6.3.4. Estaciones de comparación para la subregión A2.



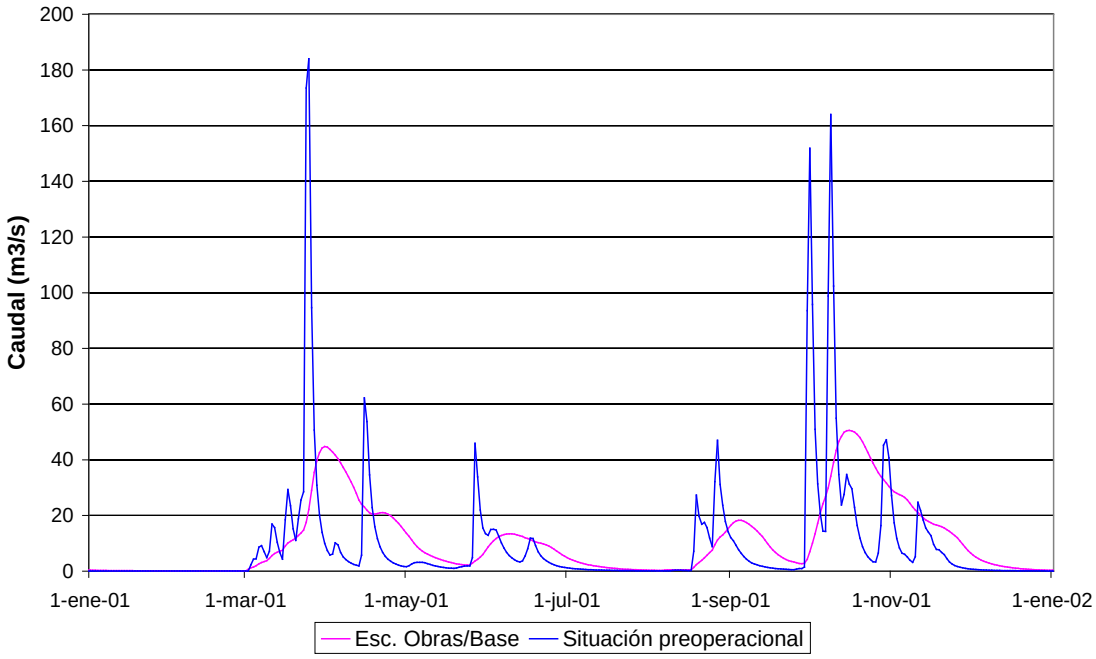
a) Bayauca.



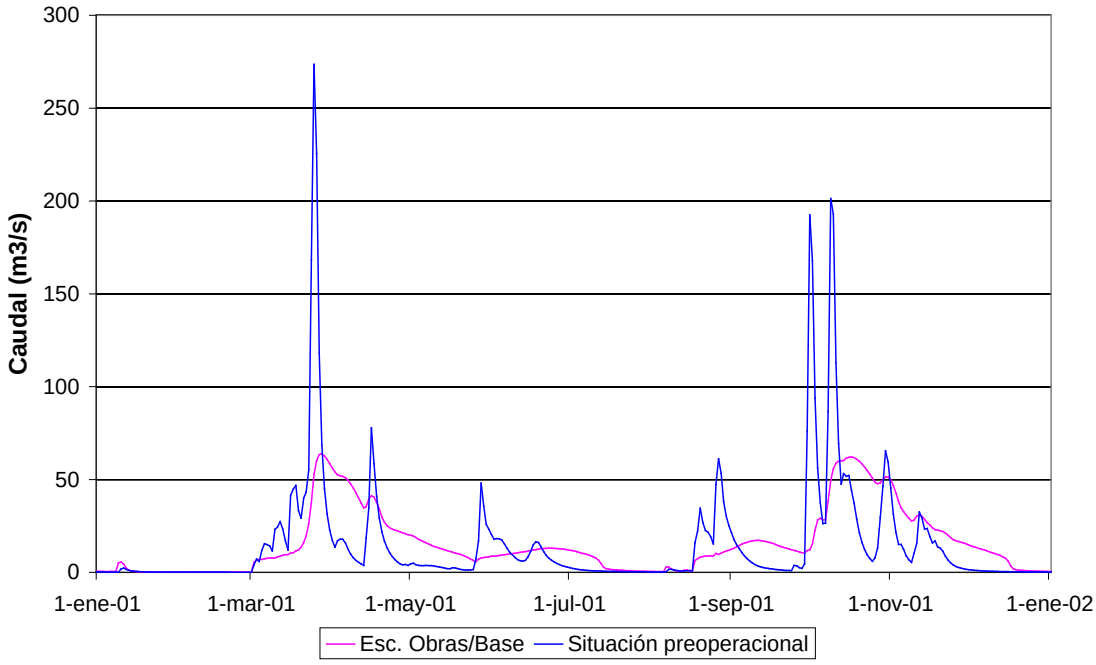
b) Ruta 65.



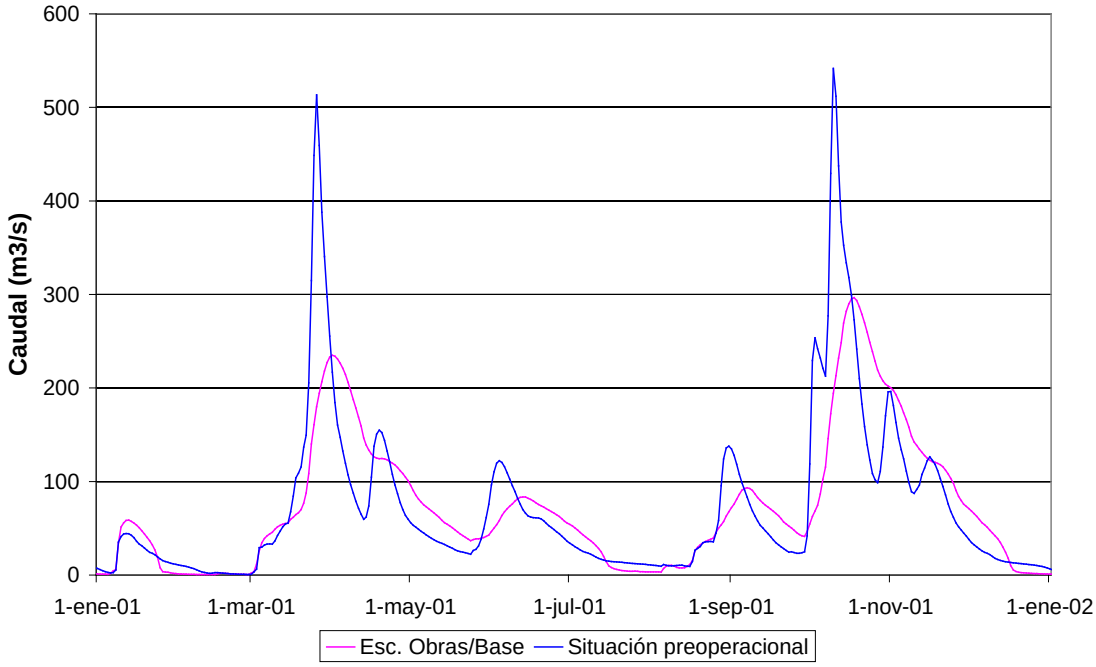
c) San Emilio.



d) Coliqueo.



e) Ruta 64.



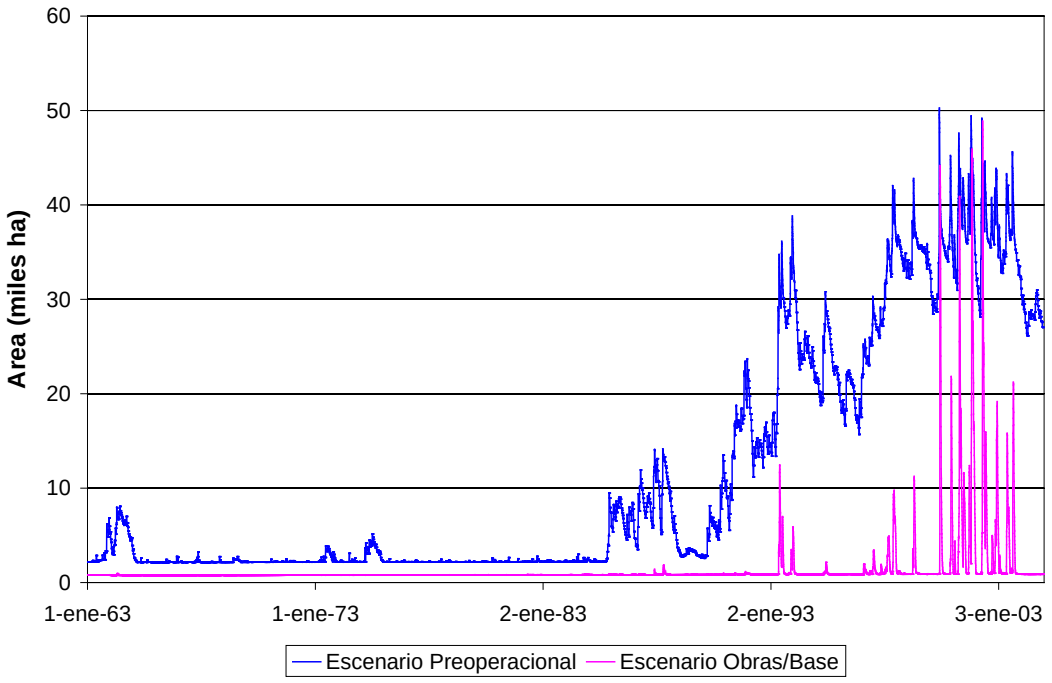
f) Máximo Fernández.

Figura 6.3.5. Caudales en estaciones de comparación de la subregión A2 para el escenario Obras/Base.

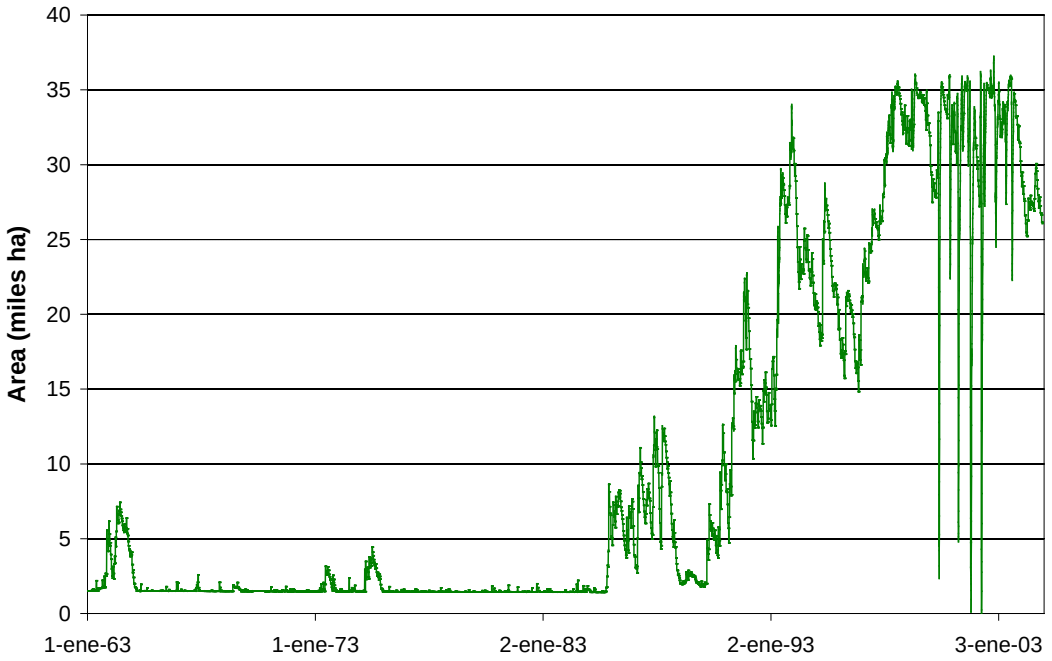
La Figura 6.3.6a muestra la serie temporal de área inundada total de la subregión A2 (incluyendo los valores de base para bajos no drenados y conducciones) sobre la zona drenada por las obras del escenario Obras/Base (que totalizan 61 mil ha, es decir, alrededor del 5% del área total de la subregión A2), tanto para la situación preoperacional como para el propio escenario Obras/Base. Como para la subregión A1, el área involucrada es del orden de decenas de miles de hectáreas, una fracción significativa, aunque menor, del área total inundada (ver Figura 5.4.6). La presencia de las obras se manifiesta, según se observa, en una reducción importante del área inundada, lo cual se produce a partir del establecimiento de un nivel base menor de áreas bajo agua en forma permanente. Sólo para los mayores picos de 2001 la inundación en el escenario de obras llega a alcanzar niveles similares a los de la situación preoperacional. En la Figura 6.3.6b se presenta la diferencia entre las áreas inundadas con y sin obras, lo que representa el 'área recuperada'.

De la Figura 6.3.6a se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.

Como complemento, en la Figura 6.3.7 se presenta la evolución del nivel de agua en una sección ubicada cerca de Quirno Costa, a mitad de camino entre las estaciones Bayauca y Ruta 65. Se observa la bajada del nivel de base que produce la canalización (que, incluso, está levemente afectada por el remanso desde la OC Nº 4). Se nota también que los picos de nivel que se producen para las crecidas de 1993 y 2001 son similares.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.3.6. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A2 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Base.

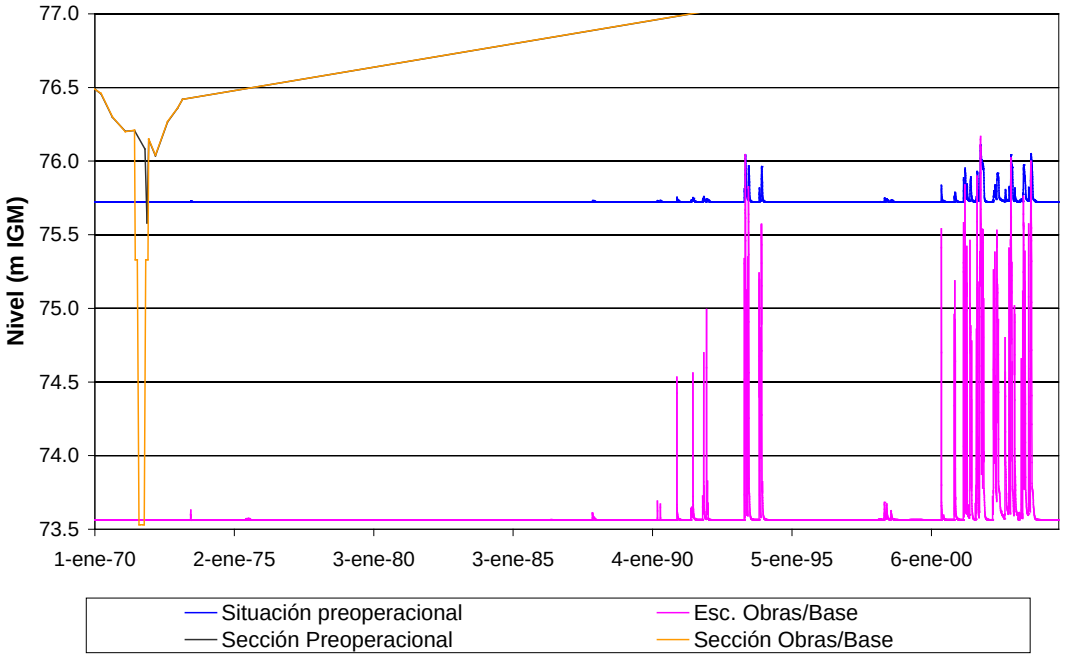


Figura 6.3.7 Comparación de series temporales de nivel de agua en la estación Quirno Costa del Canal San Emilio.

En la Figura 6.3.8 se presentan los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/Base. Comparándolos con la situación preoperacional (Figura 5.5.1b), se observa la reducción lograda en las áreas de inundación en torno a las obras de conducción.

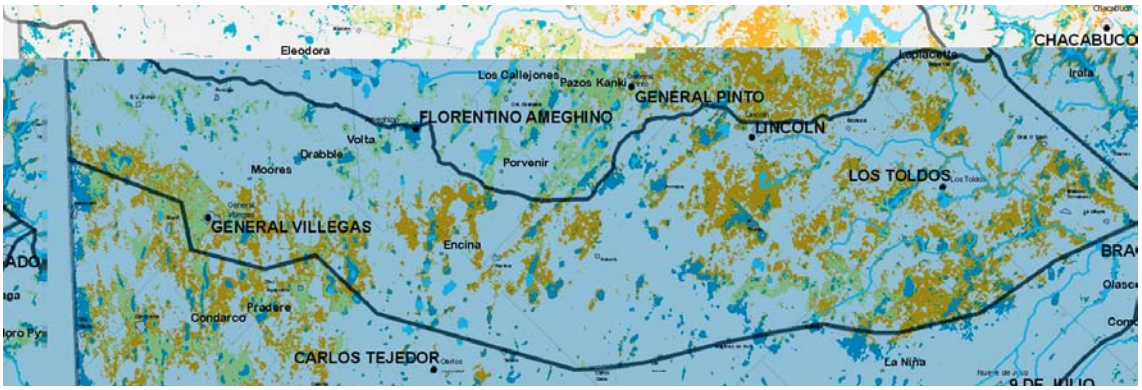


Figura 6.3.8. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/Base de la subregión A2.

Escenario Obras/Secundarios

Los aumentos del volumen drenado de las respectivas subcuencas, en relación a la situación original sin canalización secundaria, son los siguientes:

- Arenaza: 3%
- El Aviso: 16%

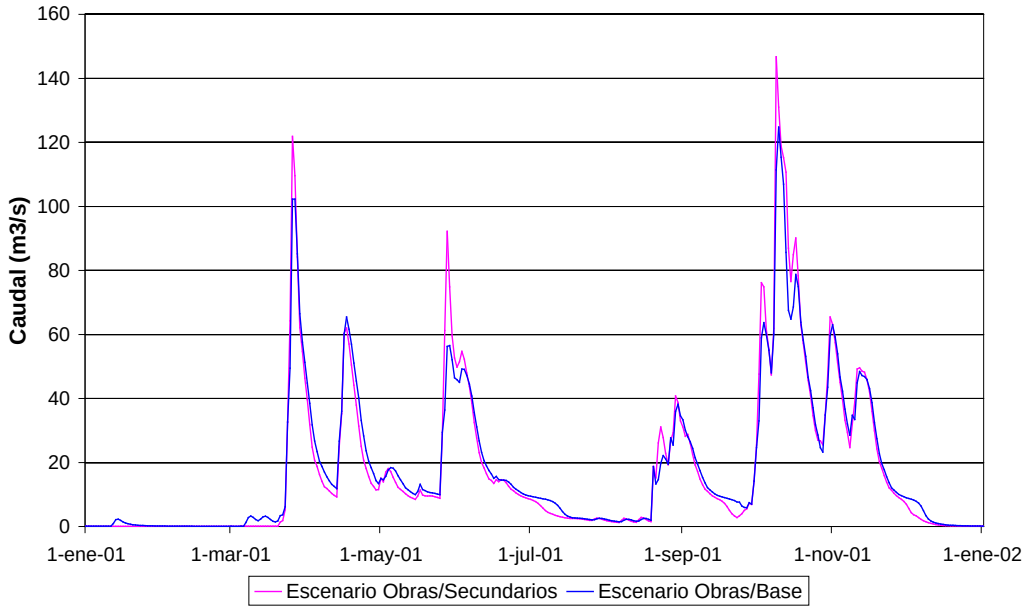
En la Figura 6.3.9se muestra el caudal en dos estaciones de comparación sobre el Canal San Emilio. La primera (Bayauca) sólo está afectada por el secundario Arenaza, mientras que la segunda (Ruta 65) también está influenciada por El Aviso.

La Figura 6.3.10presenta la serie temporal de área inundada total (bajos no drenados y conducciones) de la subregión A2 (incluyendo los valores de base) sobre la zona drenada por las obras del escenario Obras/Secundarios (que totaliza 90 mil ha, si se incluyen las obras troncales, lo que constituye alrededor del 7% del área total de la subregión A2), y se la compara con la correspondiente al escenario Obras/Base. Se observa que la presencia de los canales secundarios genera una disminución adicional significativa del área inundada, a partir de un nivel base algo menor de áreas bajo agua en forma permanente respecto del escenario Obras/Base. La Figura 6.3.10muestra las áreas recuperadas por la construcción de los secundarios en relación al escenario Obras/Base.

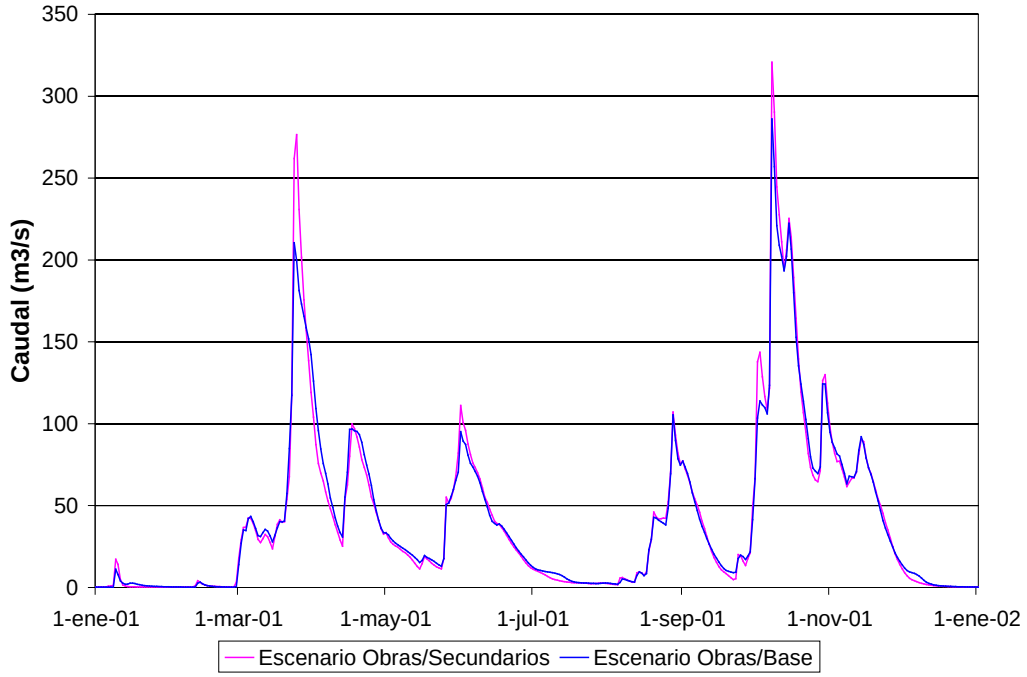
De la Figura 6.3.10 se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.

La Figura 6.3.11 muestra los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/Secundarios. Si se lo compara con los

asociados al escenario Obras/Base (Figura 6.3.8), se observa la reducción adicional lograda en las áreas de inundación en torno a las nuevas obras de conducción.

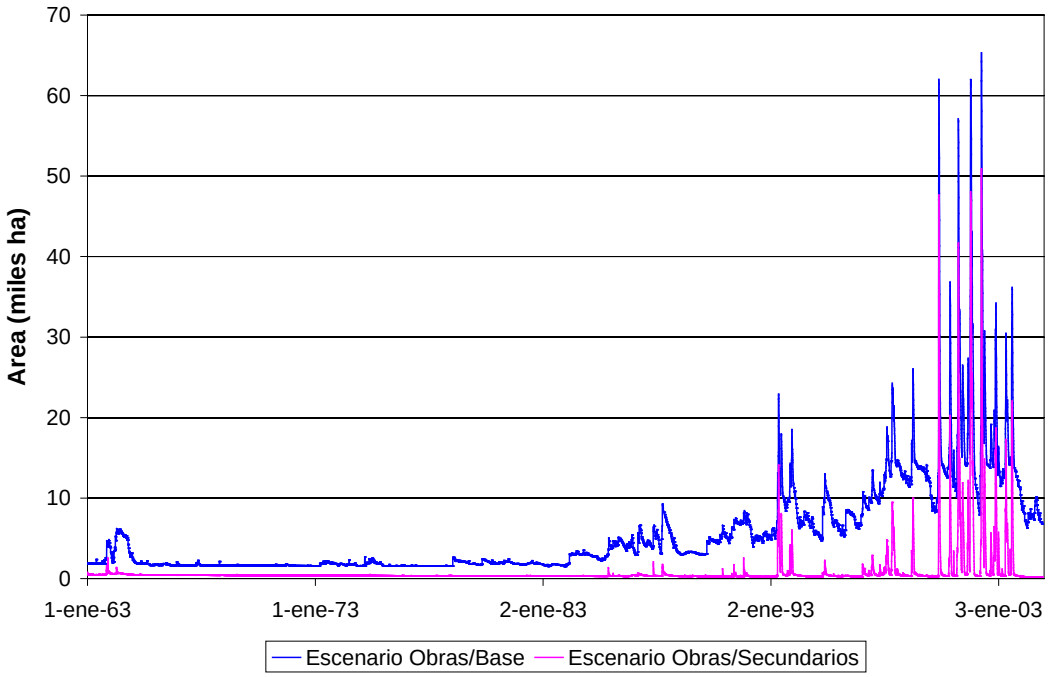


a) Canal San Emilio - Bayauca. Año 2001.

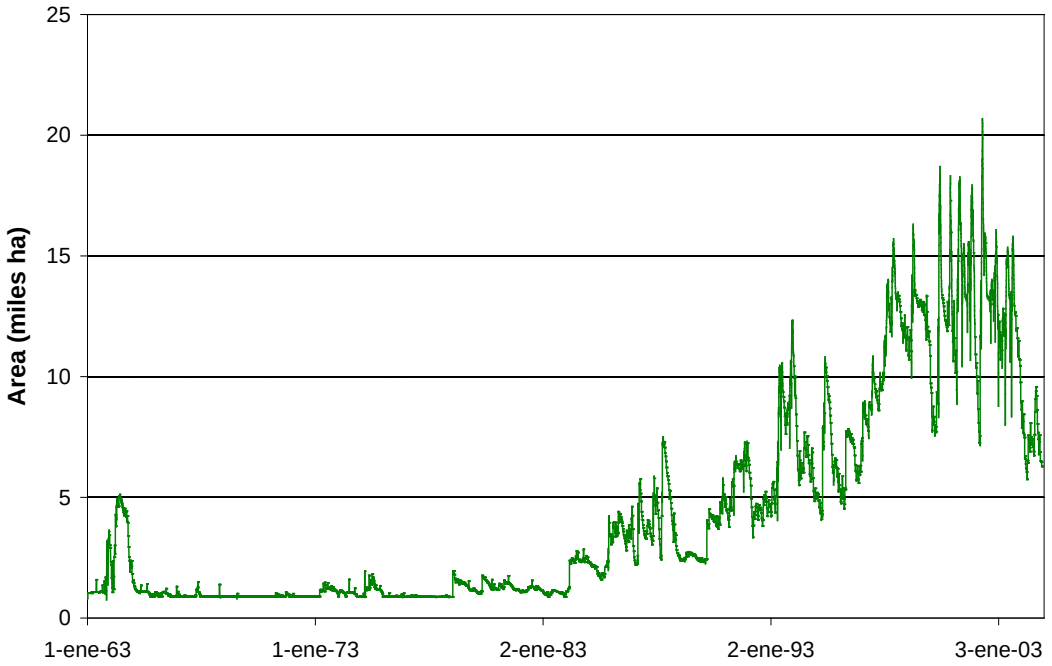


b) Canal San Emilio - Ruta 65. Año 2001.

Figura 6.3.9 Caudal para el escenario Obras/Secundarios.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.3.10 Series temporales de áreas inundadas de la subregión A2 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Secundarios.

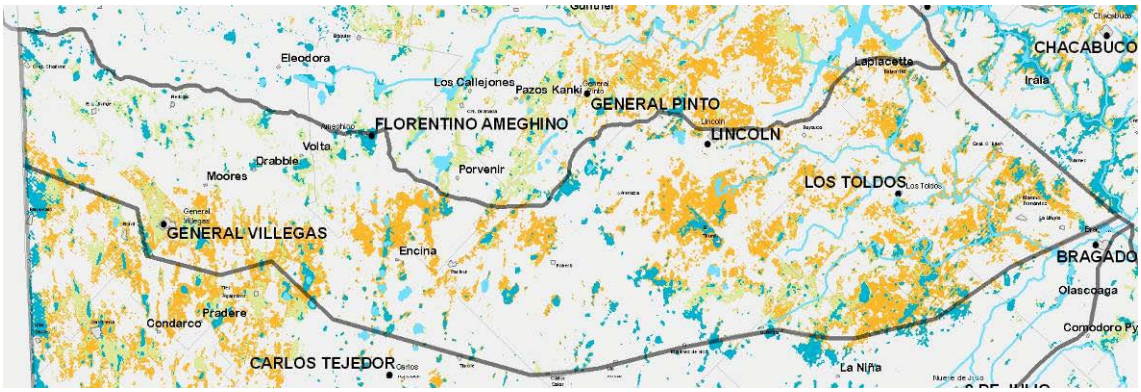


Figura 6.3.11. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/Secundarios de la subregión A2.

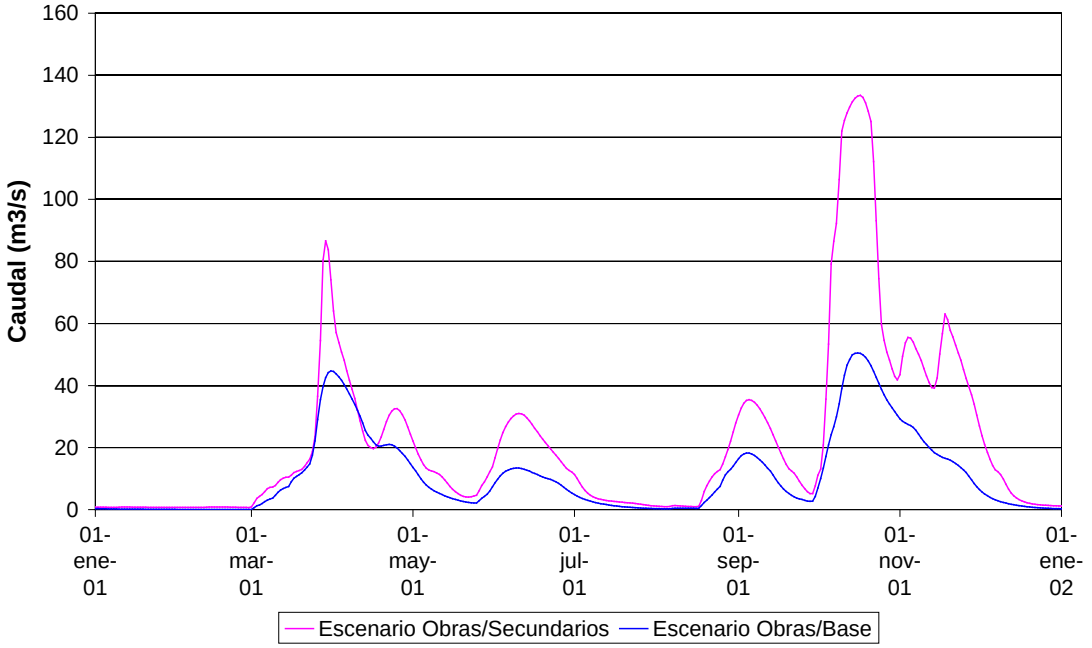
Escenario Obras/CNO5

Los aumentos del volumen drenado de las respectivas subcuencas, en relación a la situación original sin canalización secundaria, son los siguientes:

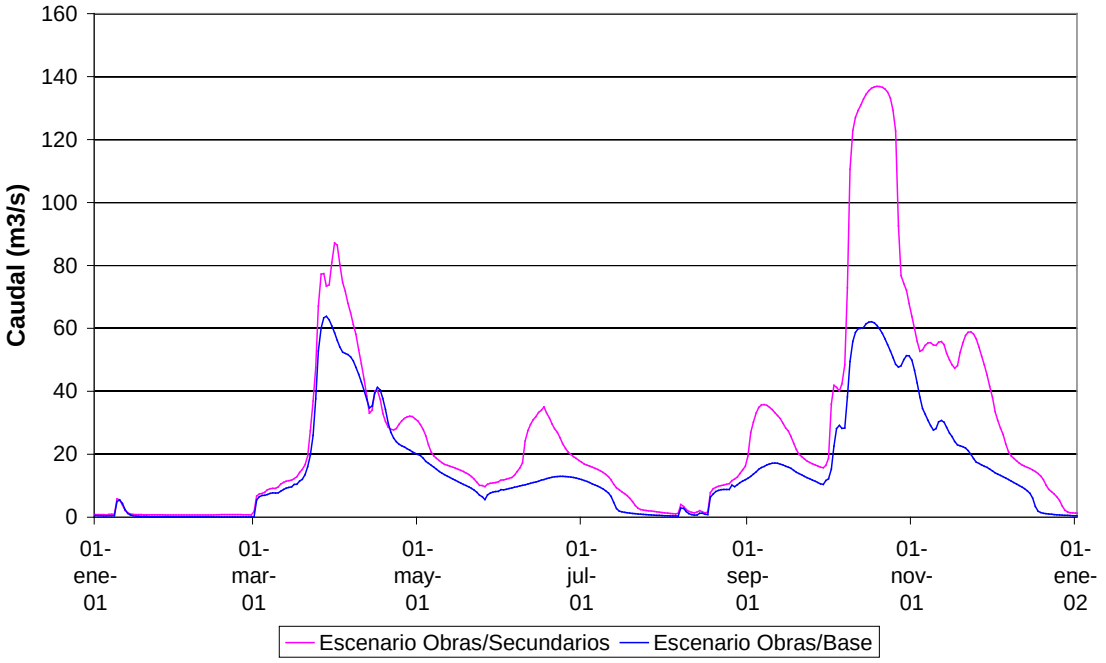
- Americano: 84%
- Piedritas: 157%
- Volta: 94%
- Encima: 98%
- Timote Norte: 107%

Además, la existencia del canal CNO5 agrega al Colector Sur, en la estación Laguna de Coliqueo, un 192% extra de volumen de agua.

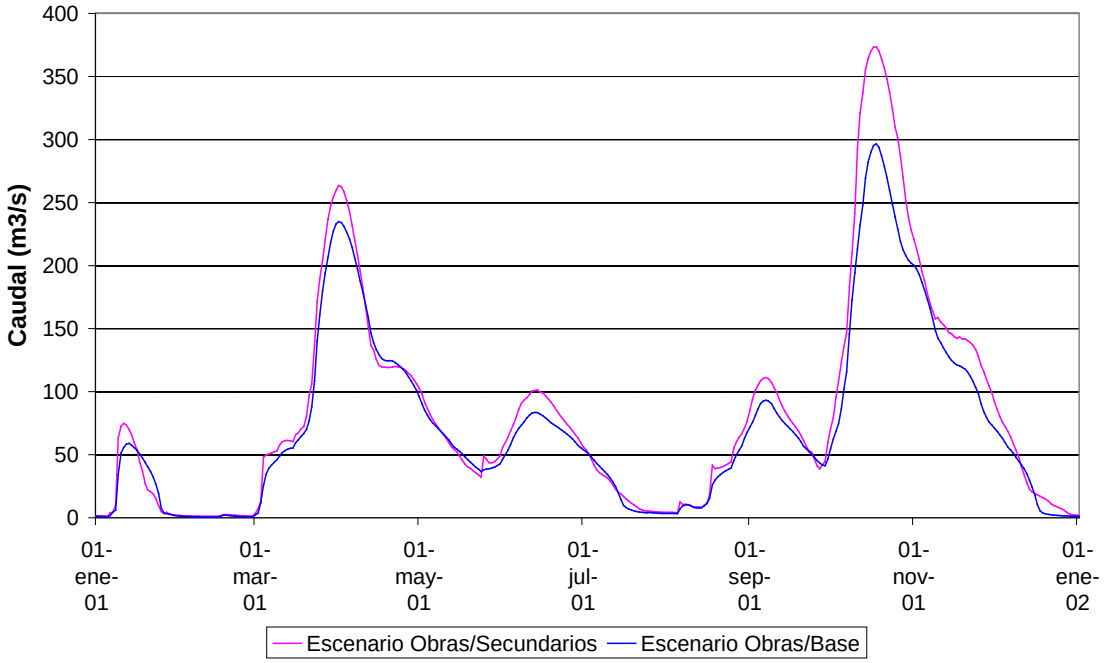
En la Figura 6.3.12 se muestra el caudal en dos estaciones de comparación sobre el Colector Sur y una ya sobre el Canal San Emilio, luego de receptar al primero, donde se observa la influencia de las obras para la crecida del 2001.



a) Colector Sur – Laguna de Coliqueo. Año 2001.



b) Colector Sur - Ruta 64. Año 2001.



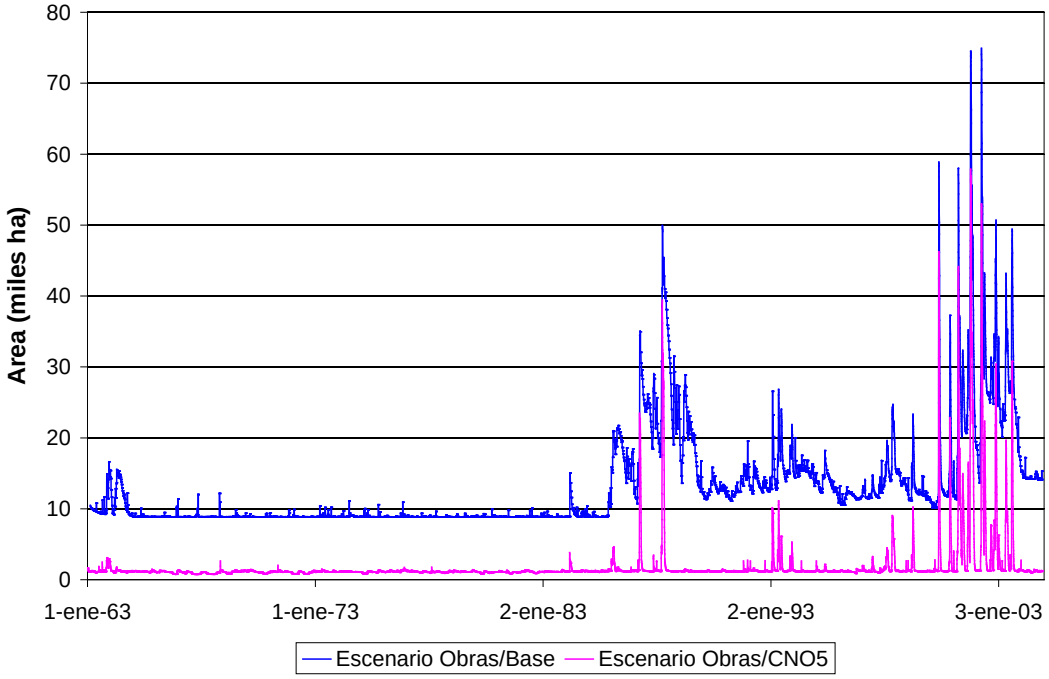
c) Canal San Emilio – Máximo Fernández. Año 2001.

Figura 6.3.12. Caudal para el escenario Obras/CNO5.

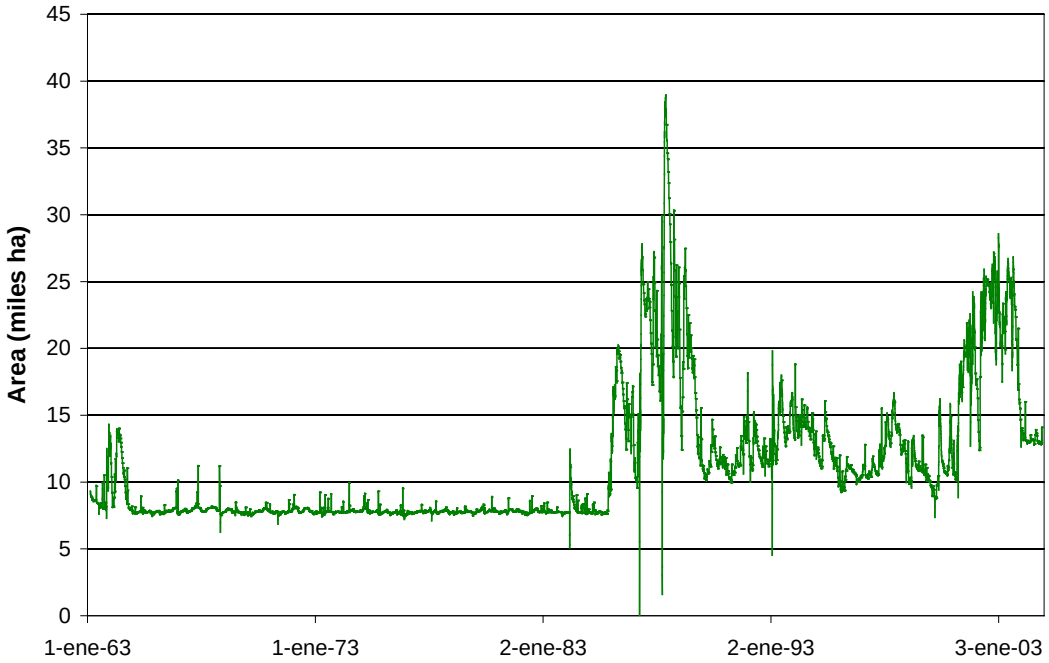
La Figura 6.3.13a presenta la serie temporal de área inundada total de la subregión A2 sobre la zona drenada por las obras del escenario Obras/CNO5 (que totaliza 230 mil ha, si se incluyen las obras troncales y los secundarios de A2 Inferior, lo que representa alrededor del 19% del área total de la subregión A2), y se la compara con la correspondiente al escenario Obras/Base. Se observa que la presencia del canal colector y los secundarios asociados genera una disminución adicional significativa del área inundada, a partir de un nivel base algo menor de áreas bajo agua en forma permanente respecto del escenario Obras/Base. La Figura 6.3.13b muestra las áreas recuperadas en relación al escenario Obras/Base.

De la Figura 6.3.13a se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1987, 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.

La Figura 6.3.14 muestra los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/CNO5. Si se lo compara con los asociados al escenario Obras/Secundarios (Figura 6.3.11), se observa la reducción adicional lograda en las áreas inundadas en torno a las nuevas obras de conducción.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.3.13. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A2 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/CNO5.

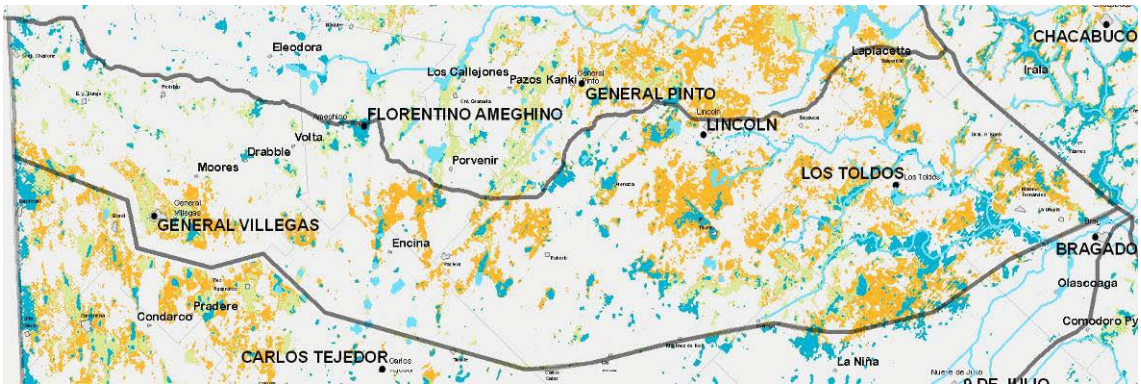


Figura 6.3.14. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/CNO5 de la subregión A2.

6.4 Subregión A3/A4

6.4.1 Escenarios de obras

Las obras proyectadas para la subregión A3/A4 son las siguientes (Figura 6.4.1):

- Ampliación de la capacidad del Canal JMI (Jauretche-Mercante-Italia).
- Construcción del Canal Troncal Sur de la Ruta 5 e instalación de una estación de bombeo desde el complejo Hinojo-Las Tunas.
- Construcción del canal Mones Cazón y adecuación del Aº Saladillo.
- Construcción del canal de derivación de Canal Italia a Canal Mones Cazón.
- Adecuación de la Laguna de Bragado.
- Adecuación del Canal de Vinculación y Canal de Este.

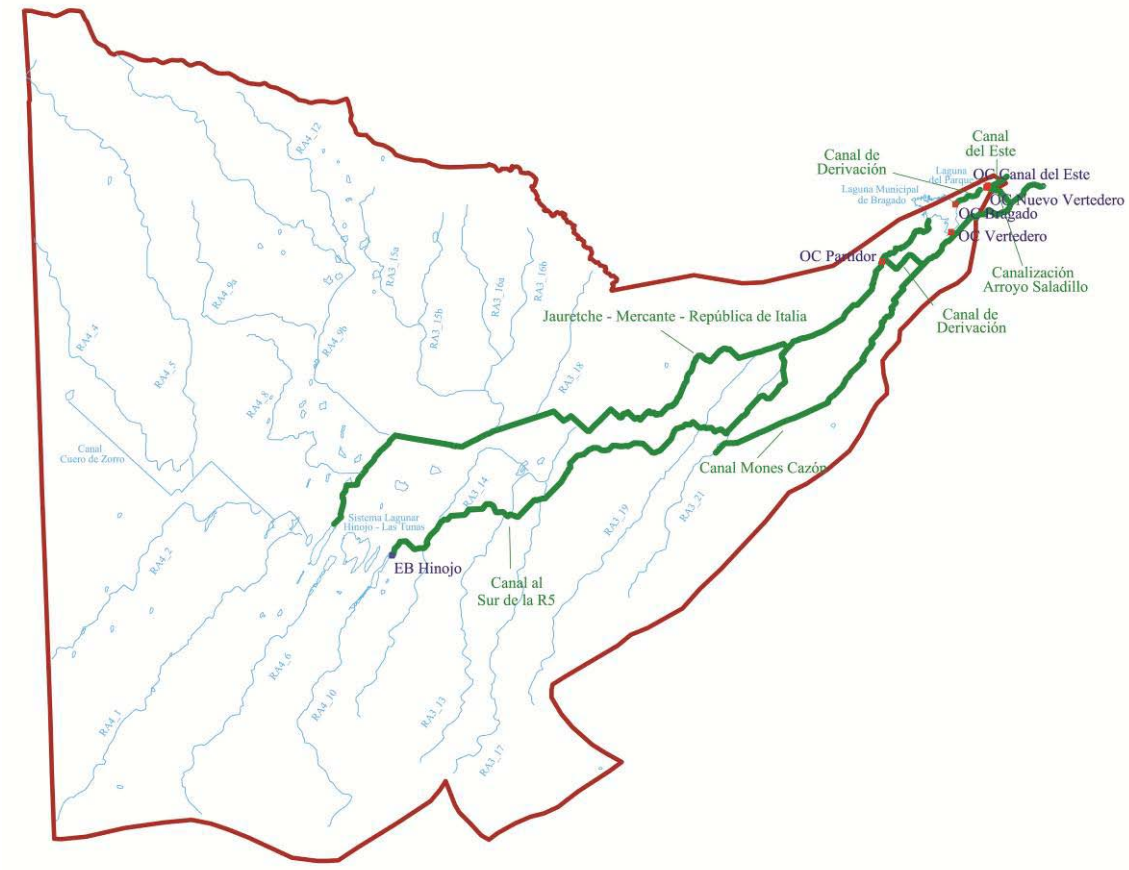


Figura 6.4.1. Obras hidráulicas en la subregión A3/A4 (CA: canalización; OC: obra de control).

La ampliación del Canal JMI comienza en las cercanías de la estación ferroviaria De Luca, a unos 30 km aguas abajo del complejo lagunar Hinojo-Las Tunas, y se extiende hasta la laguna Municipal de Bragado. La ampliación consiste en una sección trapecial simple, con taludes 1V:2H y ancho de fondo variable entre 10 y 32 m. Para el coeficiente de rugosidad de Manning del canal se adoptó el valor 0,035, de acuerdo al proyecto ejecutivo.

El Canal Troncal al Sur de la Ruta N° 5 vinculará el complejo Lagunar Hinojo–Las Tunas con el Canal República de Italia en el tramo comprendido entre las ciudades de Carlos Casares y 9 de Julio, con una longitud de 157 km. Se trata de un canal de sección trapecial compuesta, con taludes 1V:2H y ancho de fondo variable de 19, 22 y 26m. Para el coeficiente de rugosidad de Manning del canal se adoptó el valor 0,035, de acuerdo al proyecto ejecutivo.

El sistema de bombeo desde el Complejo Lagunar Hinojo–Las Tunas hacia el Canal Troncal al Sur de la Ruta N° 5 comprende 6 electrobombas sumergibles, totalizando un caudal máximo de bombeo de 20 m^3/s para una altura topográfica máxima de 4 m. Las bombas deberían operar para desagotar la laguna manteniendo el complejo con cotas de pelo de agua entre 82,50 m IGM cómo mínimo y 84,00 m IGM cómo máximo. Según el proyecto, el accionamiento de las bombas será manualmente operado mediante señales de nivel, proveniente de detectores instalados para ese fin.

El Canal Mones Cazón se extenderá unos 120 km, desde la localidad de Cadret, en el Partido de Carlos Casares, hasta su desembocadura en el Arroyo Saladillo. Será un canal de

sección trapecial compuesta, con un ancho de fondo variable entre 16 y 40 m. También se canalizará, con esa forma y dimensiones, el Aº Saladillo, desde su salida aguas abajo de la Laguna del Parque de Bragado hasta su llegada al río Salado.

El canal de derivación desde el Canal Italia al Canal Mones Cazón tendrá una longitud total de 15,6 km, una sección transversal trapecial simple de 22 m de ancho de fondo, taludes 2H:1V y una pendiente de 0.00032. La obra de control para el desvío consiste en un vertedero de 36 m a cota 60,84 m, que descarga al canal de derivación, y un orificio ubicado transversalmente al Canal Italia, aguas abajo de la derivación, que limita el paso de caudales. La condición de diseño es que, para un tirante de 2,72 m en el Canal Italia, el vertedero descargue 70 m^3/s y el orificio 20 m^3/s. En el modelo, el orificio se representó como una compuerta abierta de 3 m de ancho y 1 m de altura.

La adecuación de la Laguna Municipal de Bragado consiste en:

- Una obra de control en la salida hacia el canal de vinculación con la Laguna del Parque de Bragado, compuesta de 6 compuertas planas de 3,01 m de ancho, con una cota de fondo de 54,15 m IGM.
- Un vertedero a cota 56,4 m IGM, con un ancho de 64,6 m, que descargará sobre un canal de aproximadamente 2 km de largo para trasladar los caudales hacia el canal Mones Cazón, evitando el paso por la zona urbana de Bragado.

Se readecuarán el Canal de Vinculación entre las lagunas Municipal de Bragado y del Parque de Bragado y el Canal del Este, que va desde la laguna del Parque de Bragado hasta desembocar en el río Salado. Se mantendrá la obra de control existente en la salida de la laguna del Parque hacia el canal del Este, que consiste en 10 compuertas de 2,2 m de ancho, a una cota de fondo de 51,59 m IGM. Se reemplazará el vertedero semidestruido que comunica la laguna del Parque de Bragado con el Arroyo Saladillo. Se proyecta un vertedero con una longitud de 45 m y cota de coronamiento de 52,70 m IGM.

Se definieron los siguientes escenarios de obras:

- *Obras/Base:* Incluye todas las obras descriptas y no recibe ningún trasvase desde La Pampa. Se bombea desde el complejo Hinojo-Las Tunas.
- *Obras/Sin-Bombeo:* Difiere del anterior en que se elimina el bombeo.
- *Obras/Trasvase:* Obras/Base + trasvase regulado desde La Pampa.
- *Obras/Quemú-Quemú:* Obras/Trasvase + trasvase regulado desde Quemú-Quemú (La Pampa).
- *Obras/Secundarios:* Obras/Base + secundarios.
- *Obras/CNO5:* Obras/Secundarios + CNO5 + secundarios A2 Superior.

Para el bombeo desde el complejo Hinojo-Las Tunas se estableció como consigna que, simplemente, las bombas operen extrayendo 20 m^3/s cuando el nivel de agua supera la cota 82,5 m IGM.

El escenario Obras/Sin-Bombeo sirve para determinar la influencia que el bombeo ejerce en la regulación del nivel del complejo Hinojo-Las Tunas.

El trasvase del escenario Obras/Trasvase se representó, sobre el período 1963-2004, como dos pulsos uniformes de 5 m^3/s de amplitud para las siguientes ventanas de tiempo: enero 1986-diciembre 1987, enero 1999-diciembre 2002.

El trasvase correspondiente al escenario Obras/Quemú-Quemú se representó en analogía como el asociado al de la Laguna La Picasa (subregión A1): como un pulso uniforme de 5 m^3/s de amplitud para la ventana de tiempo enero 1997-diciembre 2004. Este penetra a través del secundario Lertora.

En el escenario 'Obras/Secundarios' se incluyen 5 canales secundarios a lo largo de los ramales más significativos (ver capítulo 8), los cuales se indican en la Figura 6.4.2.

El escenario 'Obras/CNO5' considera la derivación producida por la presencia del canal CNO5.

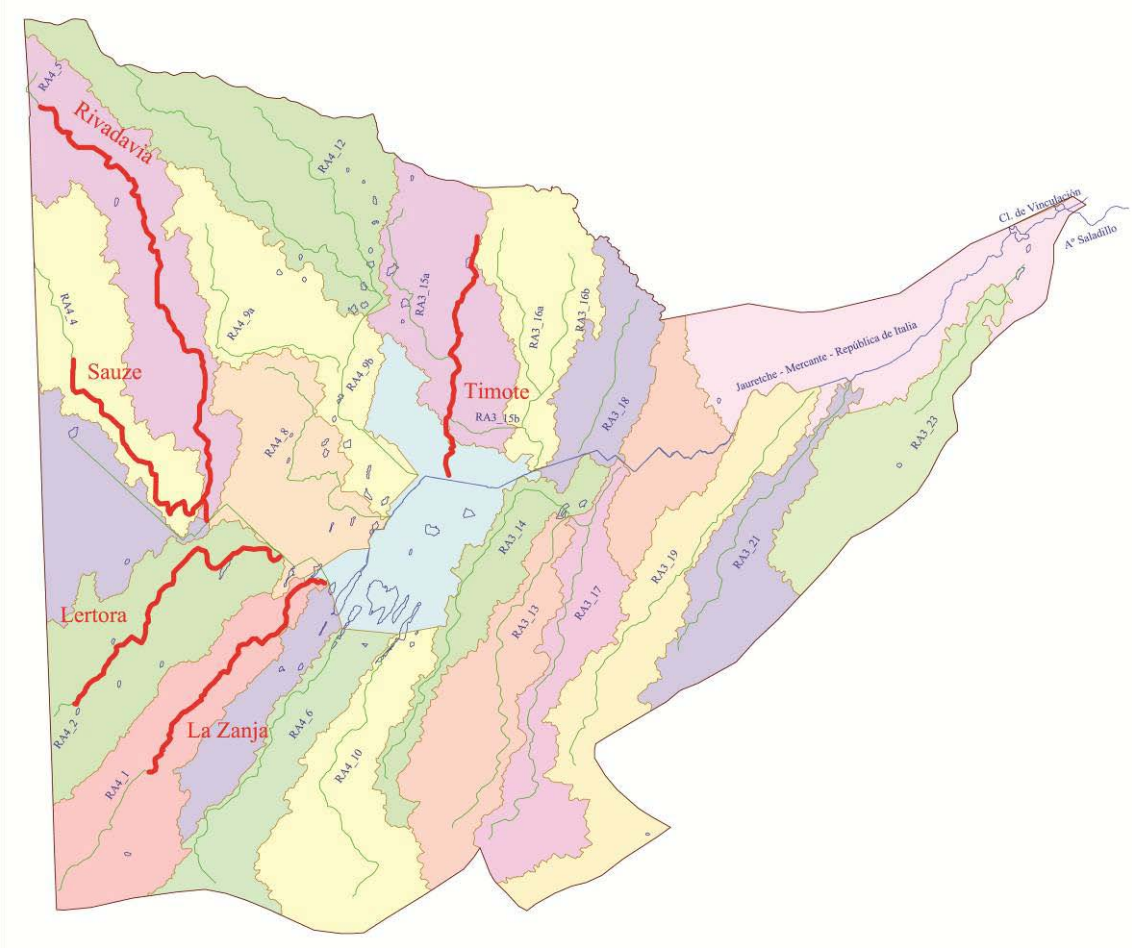


Figura 6.4.2. Canales secundarios proyectados para la subregión A3/A4.

6.4.2 Efectos de las obras

Escenario Obras/Base

En la Figura 6.4.3 se muestra la serie de niveles en el complejo Hinojo-Las Tunas para el escenario Obras/Base, incluyéndose la correspondiente al escenario Preoperacional/Base

para comparación. Se observa la bajada del nivel de base de la laguna y el aumento de la velocidad de vaciado luego de las grandes crecidas por efecto del bombeo.

En la Figura 6.4.4 se muestra la ubicación de las estaciones utilizadas para efectuar comparación de caudales entre ambos escenarios. La Figura 6.4.5a presenta la serie de caudales para el Canal JMI en la estación Carlos Casares. Se observa claramente el alivio que representa el bombeo hacia el Canal al Sur de la Ruta 5, cuya serie temporal de caudales a la salida se muestra en la Figura 6.4.5b. Téngase en cuenta que este canal también recibe aportes en su trayecto, incluido ramales, por lo que, en ocasiones de crecidas, el caudal puede superar claramente los 20 m^3/s bombeados desde el complejo Hinojo-Las Tunas. La Figura 6.4.5c presenta el caudal del Canal JMI en la estación French, donde ya ha recibido el aporte del Canal al Sur de la Ruta 5. Se observa que la respuesta para el escenario Obras/Base es menos laminada que para la situación preoperacional, lo que es debido a que los desbordes son menores en el primer caso. Además, en la situación con obras se transporta un mayor volumen de agua, que resulta alrededor de 2,5% superior respecto de la situación preoperacional.

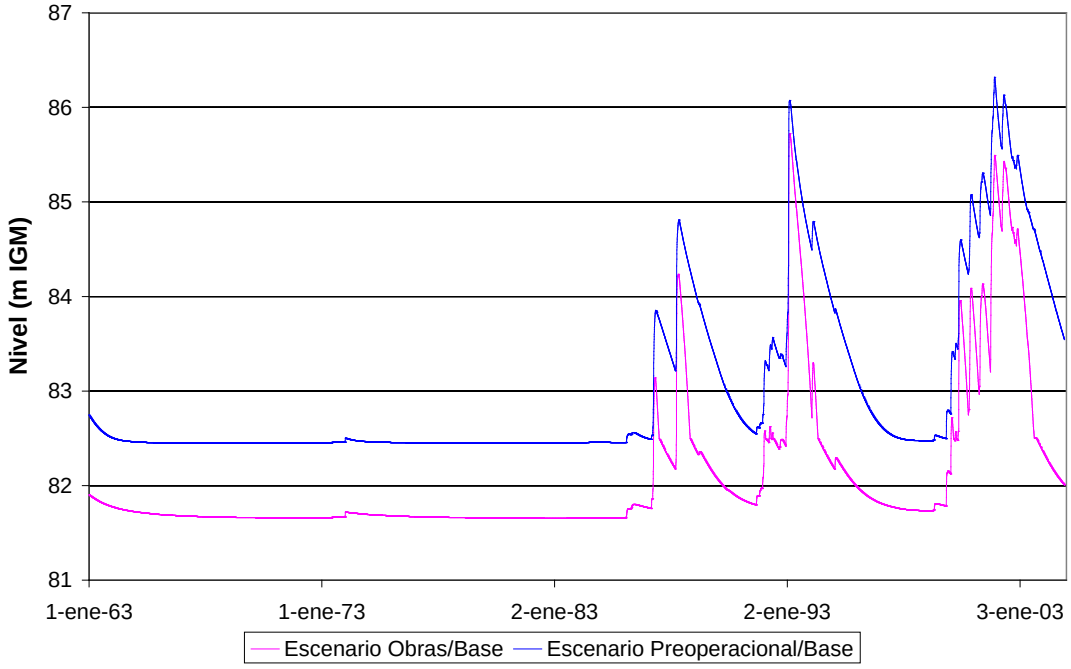


Figura 6.4.3. Nivel de agua en el complejo Hinojo-Las Tunas para el escenario Obras/Base.

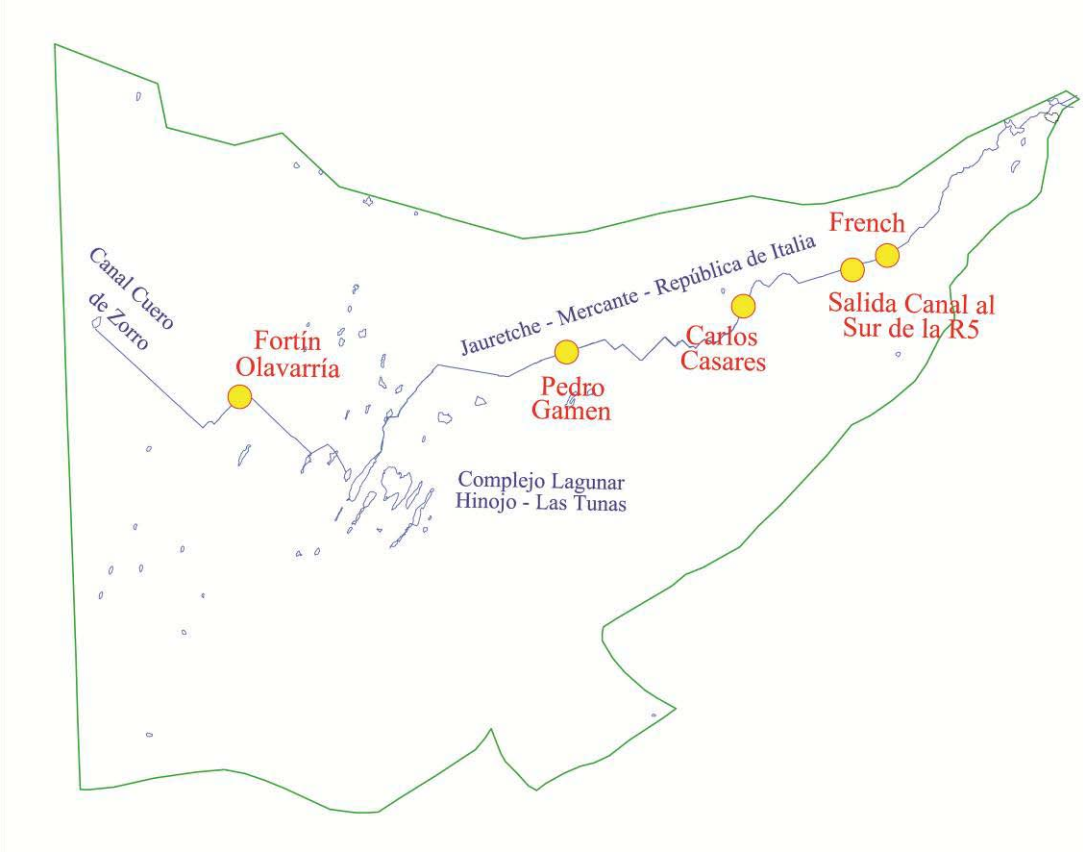
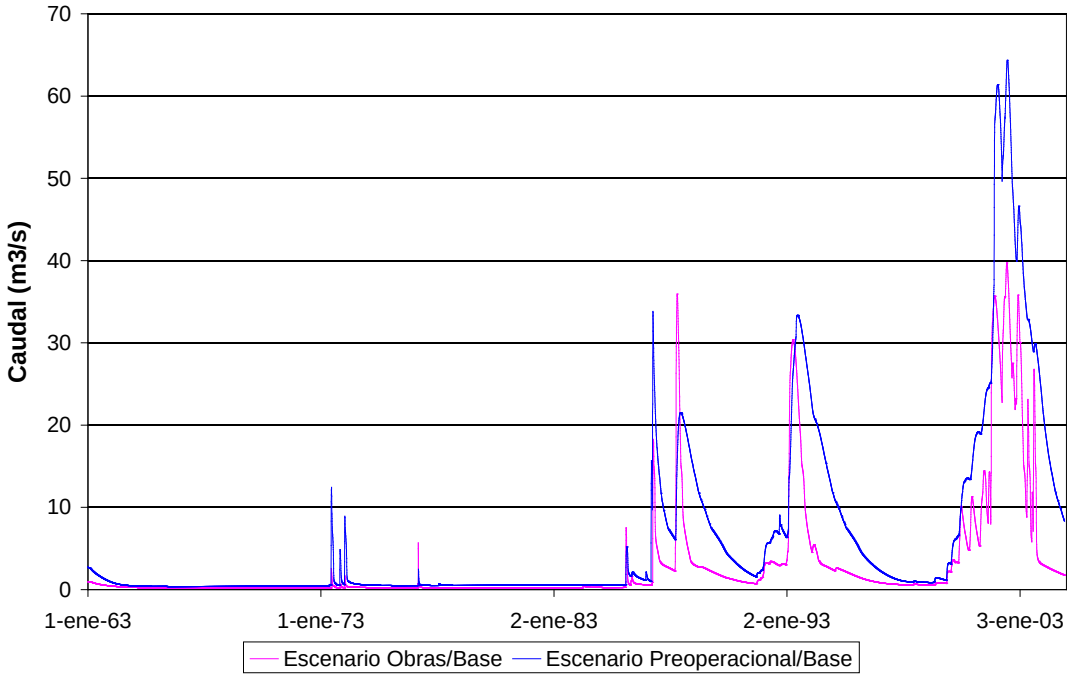
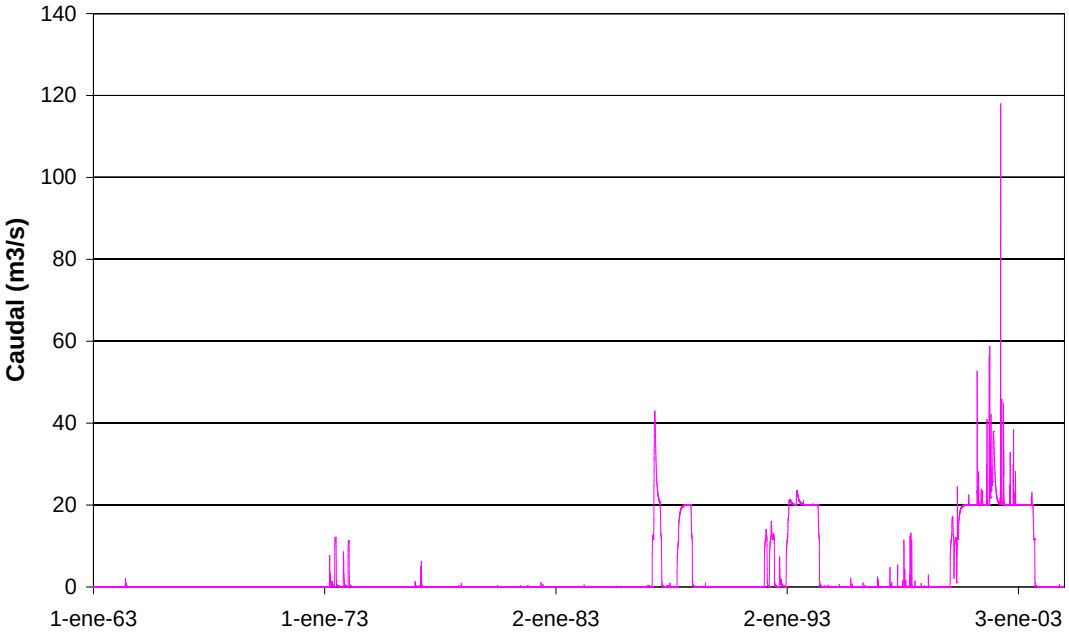


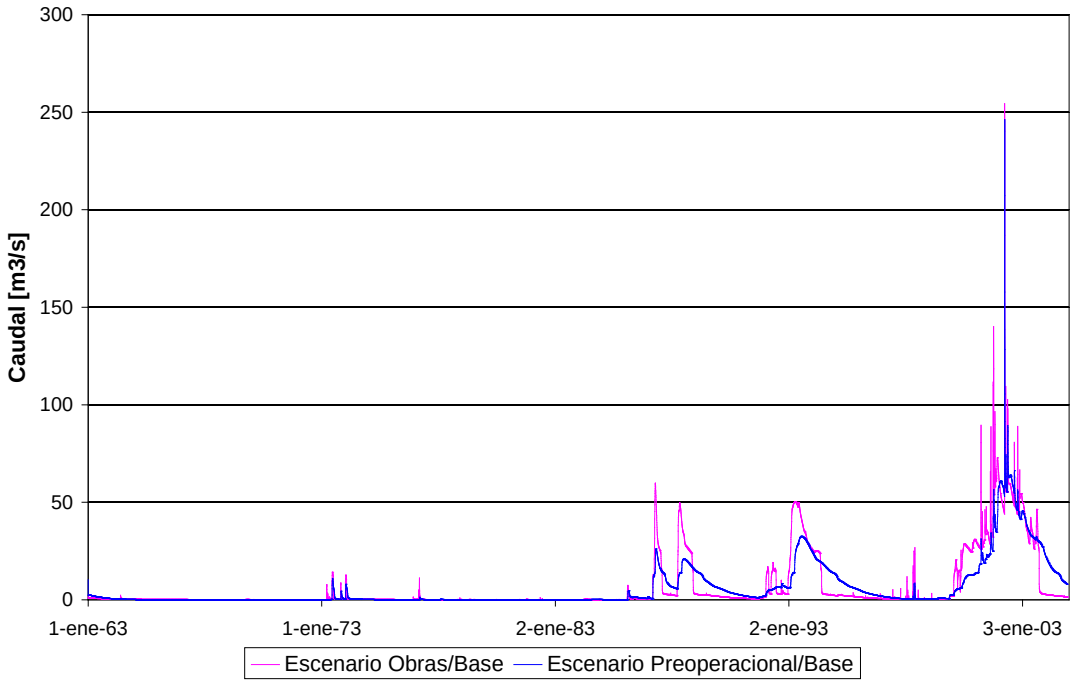
Figura 6.4.4. Estaciones de comparación para la subregión A3/A4.



a) Carlos Casares.



b) Salida del Canal al Sur de la Ruta 5.



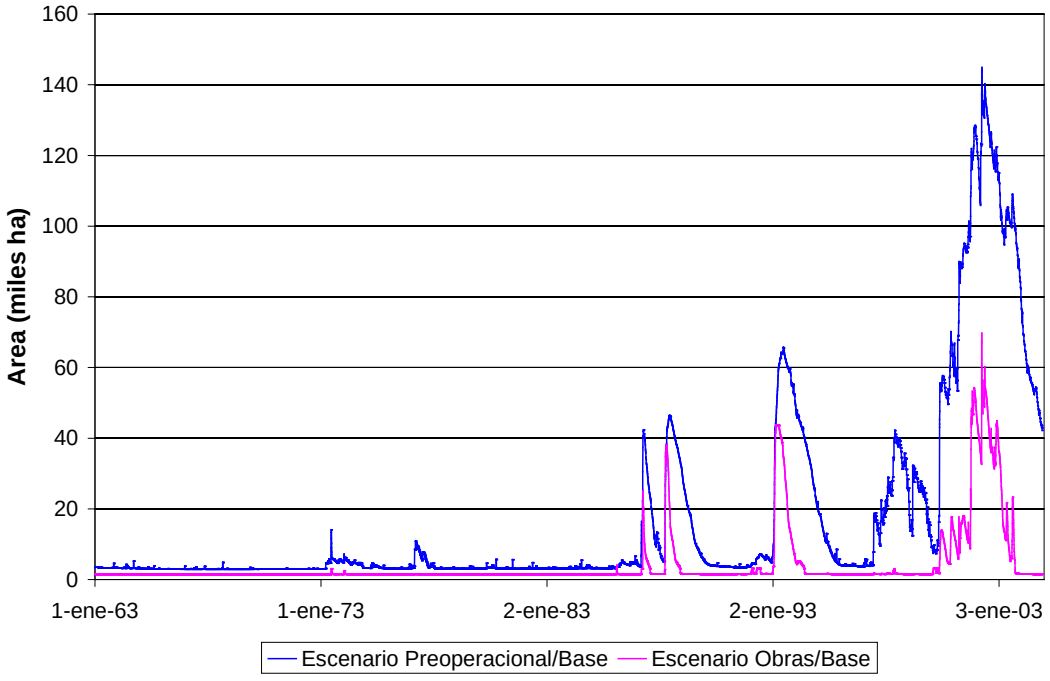
c) French.

Figura 6.4.5. Caudales en estaciones de comparación de la subregión A3A4 para el escenario Obras/Base.

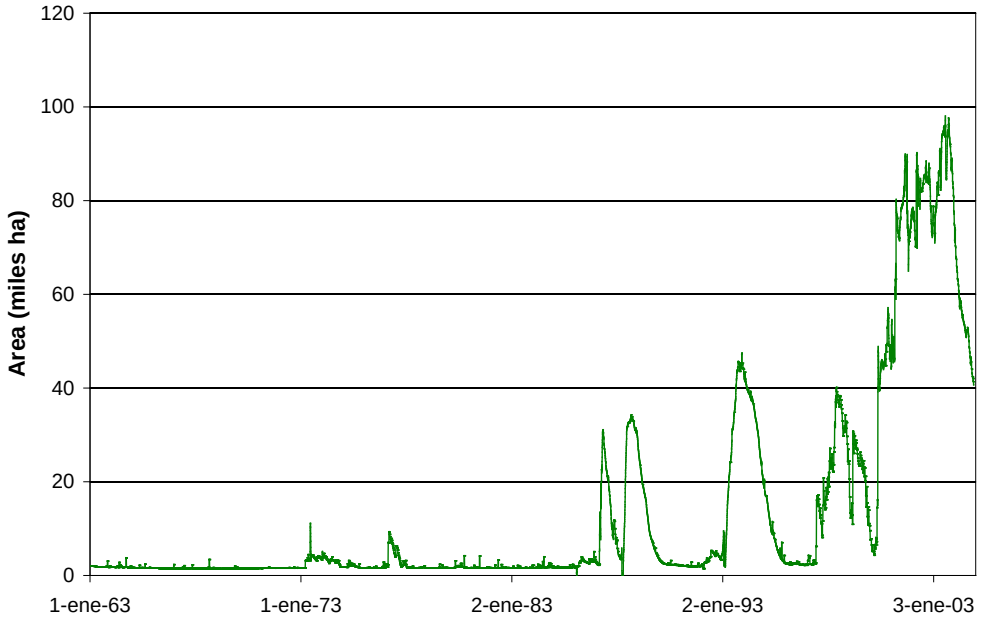
En la Figura 6.4.6a se muestra la serie temporal de área inundada total de la subregión A3/A4 (incluyendo los valores de base para bajos no drenados y conducciones) sobre la zona drenada por las obras del escenario Obras/Base (que totalizan 150 mil ha, es decir, alrededor del 4% del área total de la subregión A3/A4), tanto para la situación preoperacional como para el propio escenario Obras/Base. El área involucrada es del orden de varias decenas de miles de hectáreas, una fracción significativa, aunque menor, del área total inundada (ver Figura 5.4.6). La presencia de las obras se manifiesta, según se observa, en una reducción importante del área inundada, lo cual se produce a partir del establecimiento de un nivel base algo menor de áreas bajo agua en forma permanente. En la Figura 6.4.6b se presenta la diferencia entre las áreas inundadas con y sin obras, lo que representa el 'área recuperada'.

De la Figura 6.4.6a se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1987, 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.

En la Figura 6.4.7 se presentan los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/Base. Comparándolos con el escenario Preoperacional/Base (Figura 5.5.1c), se observa la reducción lograda en las áreas de inundación en torno a las obras de conducción.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.4.6. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A3/A4 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Base.

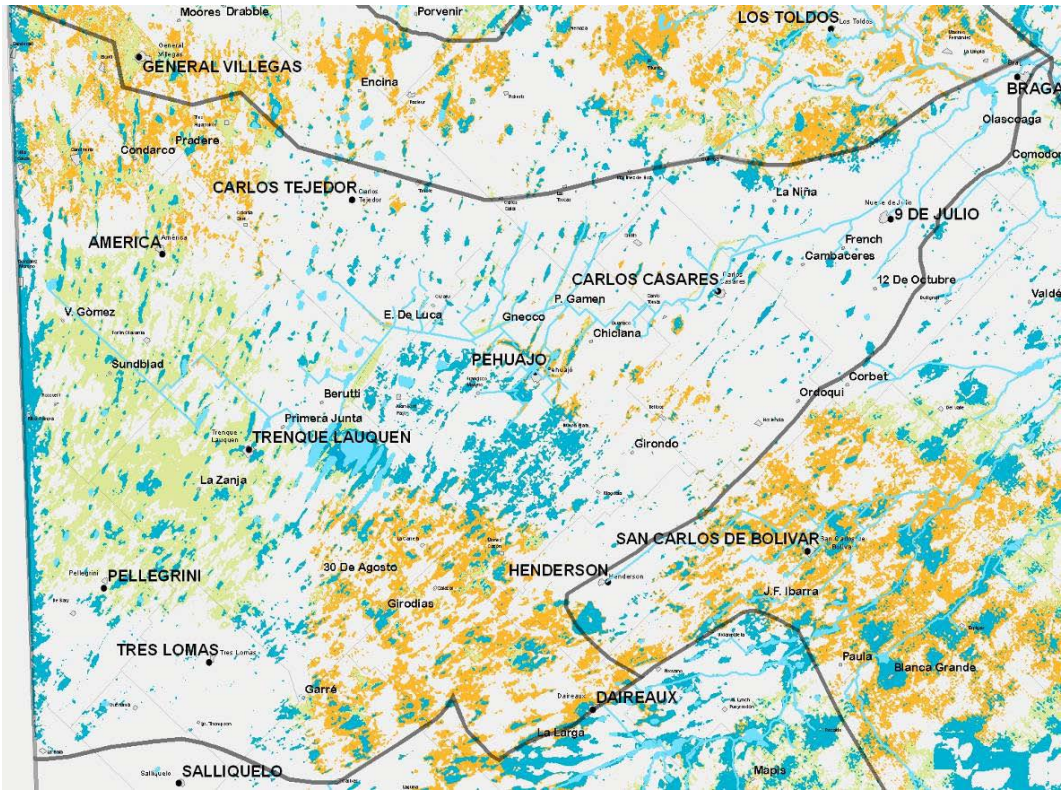


Figura 6.4.7. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/Base de la subregión A3/A4.

Escenario Obras/Sin-Bombeo

La Figura 6.4.8 presenta la comparación de niveles en Hinojo-Las Tunas entre los escenarios Obras/Base y Obras/Sin-Bombeo. Se observa que, efectivamente, el bombeo contribuye en forma decisiva a disminuir el nivel de las lagunas luego de los picos extraordinarios de crecida.

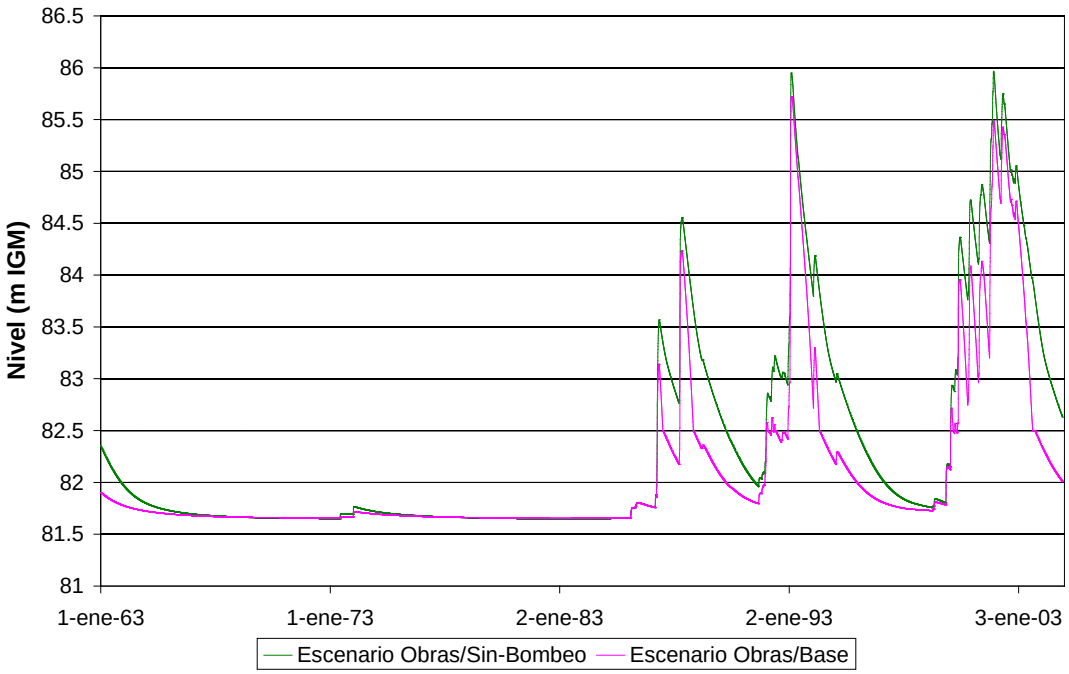
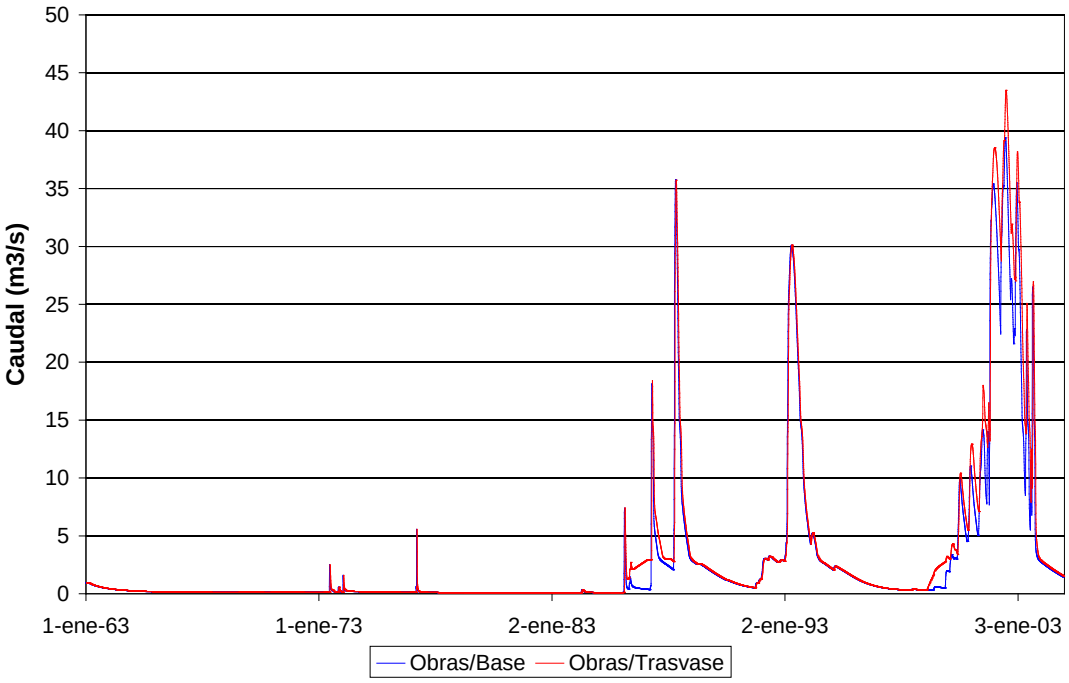


Figura 6.4.8. Nivel de agua en el complejo Hinojo-Las Tunas para el escenario Obras/Sin-Bombeo.

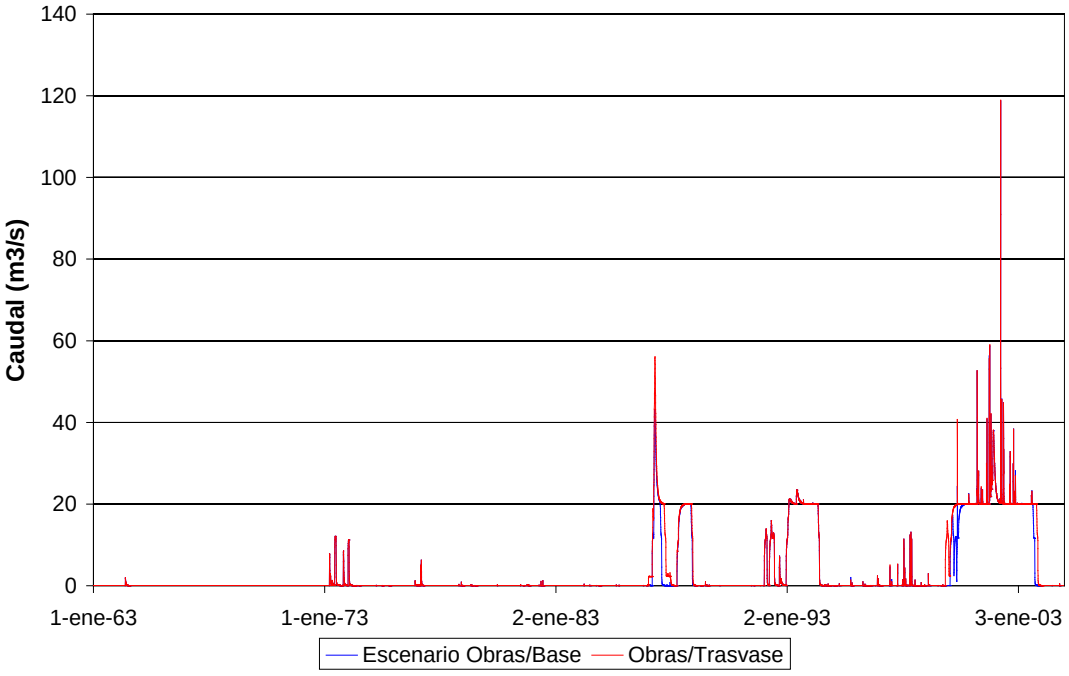
Escenario Obras/Trasvase

La respuesta en caudales del sistema para el escenario Obras/Trasvase se muestra en la Figura 6.4.9, donde también se representan los resultados para el escenario Obras/Base como referencia. Se observa que los efectos del trasvase son relativamente pequeños; el efecto cuantitativo mayor es un 10% de incremento en los picos del 2001 para la estación Carlos Casares, que baja a un 3% en French.

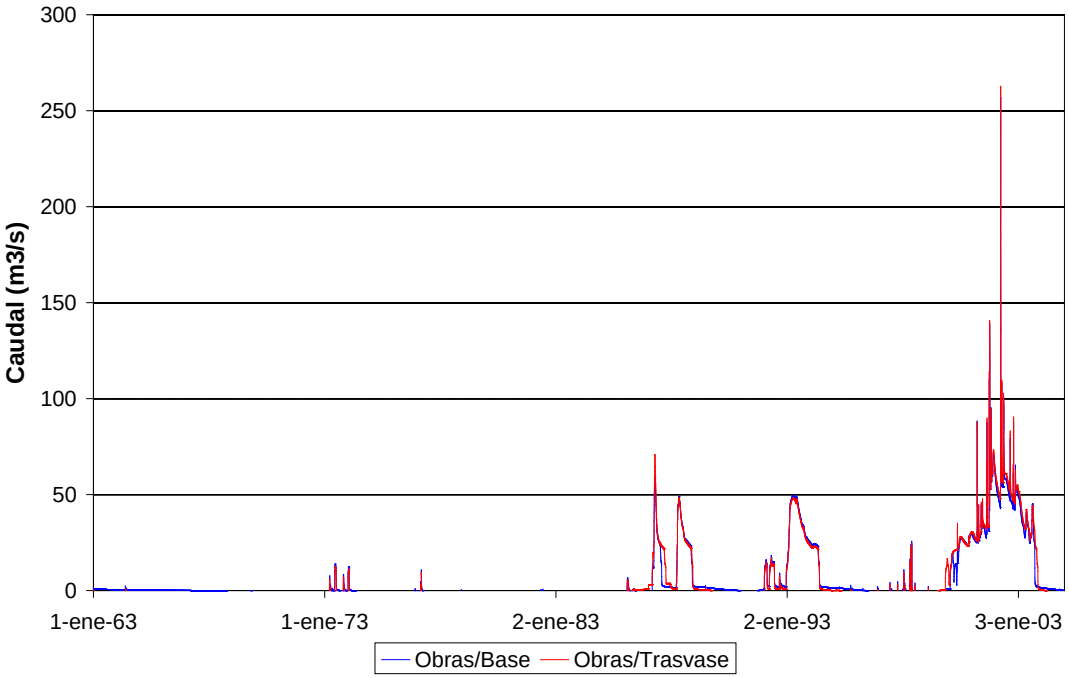
En la Figura 6.4.10 se presenta la comparación de niveles en Hinojo-Las Tunas entre los escenarios Obras/Base y Obras/Trasvase. Se observa que el efecto del trasvase también es relativamente débil en niveles, con un incremento máximo de 0,20 m para el pico mayor de 2001.



a) Estación Carlos Casares.



b) Salida del Canal al Sur de la Ruta 5.



c) Estación French.

Figura 6.4.9. Caudales en estaciones de comparación de la subregión A3A4 para el escenario Obras/Trasvase.

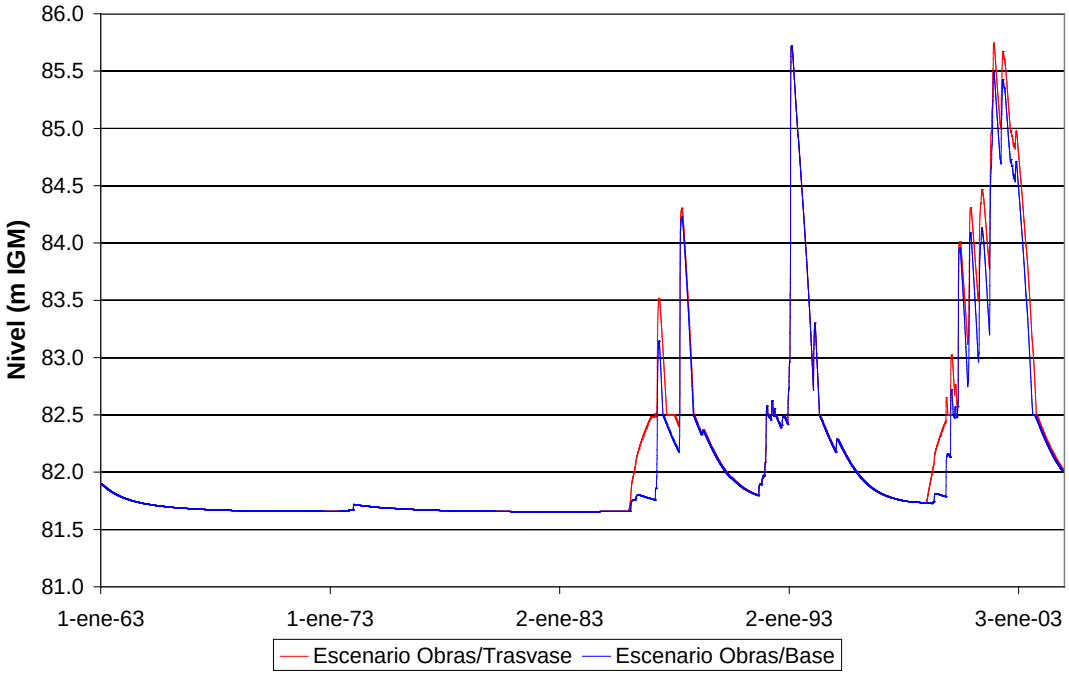
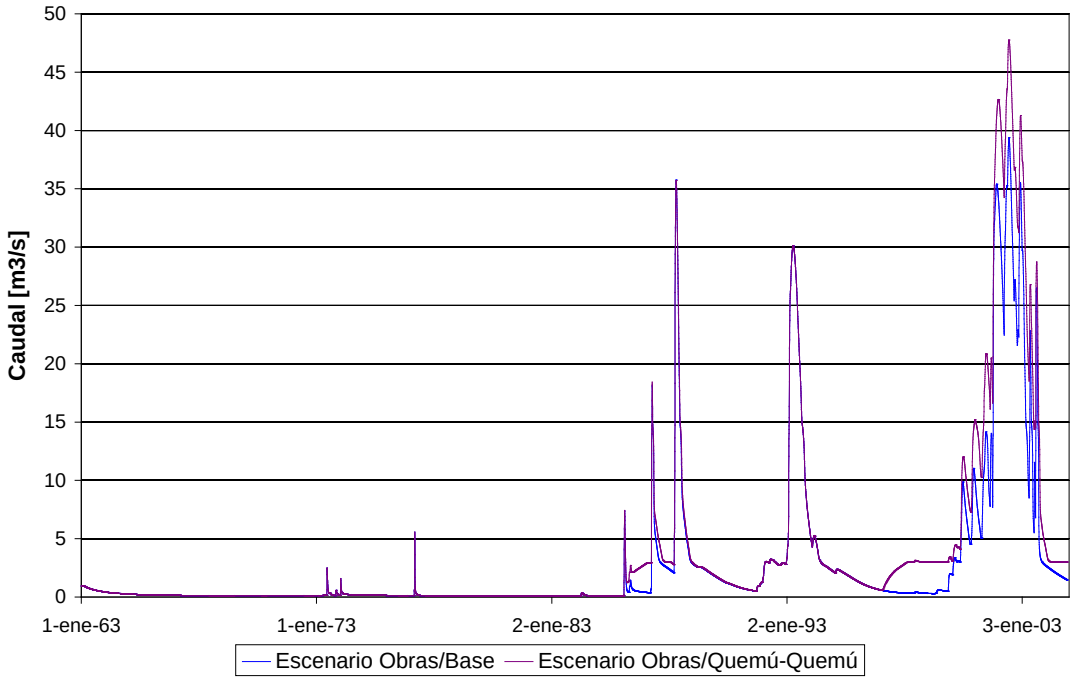


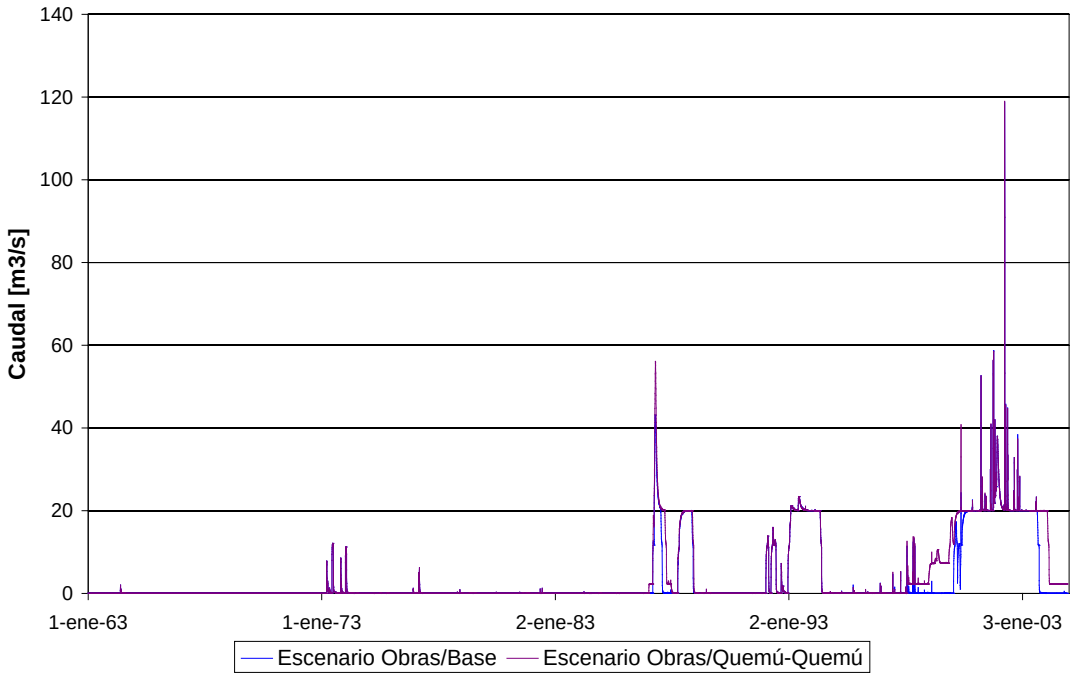
Figura 6.4.10. Nivel de agua en el complejo Hinojo-Las Tunas para el escenario Obras/Trasvase.

Escenario Obras/Quemú-Quemú

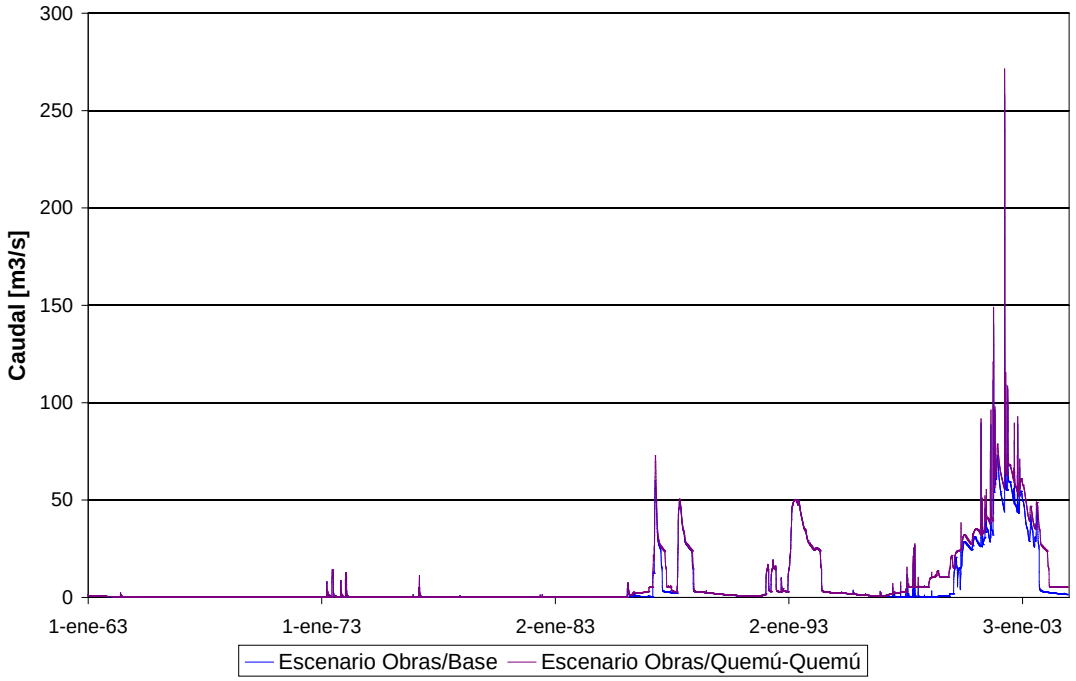
Las Figuras 6.4.11 y 6.4.12 presentan las respuesta en caudales y niveles del sistema, respectivamente, para el escenario Obras/Quemú-Quemú, donde también se muestran los resultados para el escenario Obras/Base como referencia. Comparando con las Figura 6.4.9 y 6.4.10, respectivamente, se observa que las diferencias respecto del escenario Obras/Trasvase son relativamente pequeñas.



a) Estación Carlos Casares.



b) Salida del Canal al Sur de la Ruta 5.



c) Estación French.

Figura 6.4.11. Caudales en estaciones de comparación de la subregión A3A4 para el escenario Obras/Quemú-Quemú.

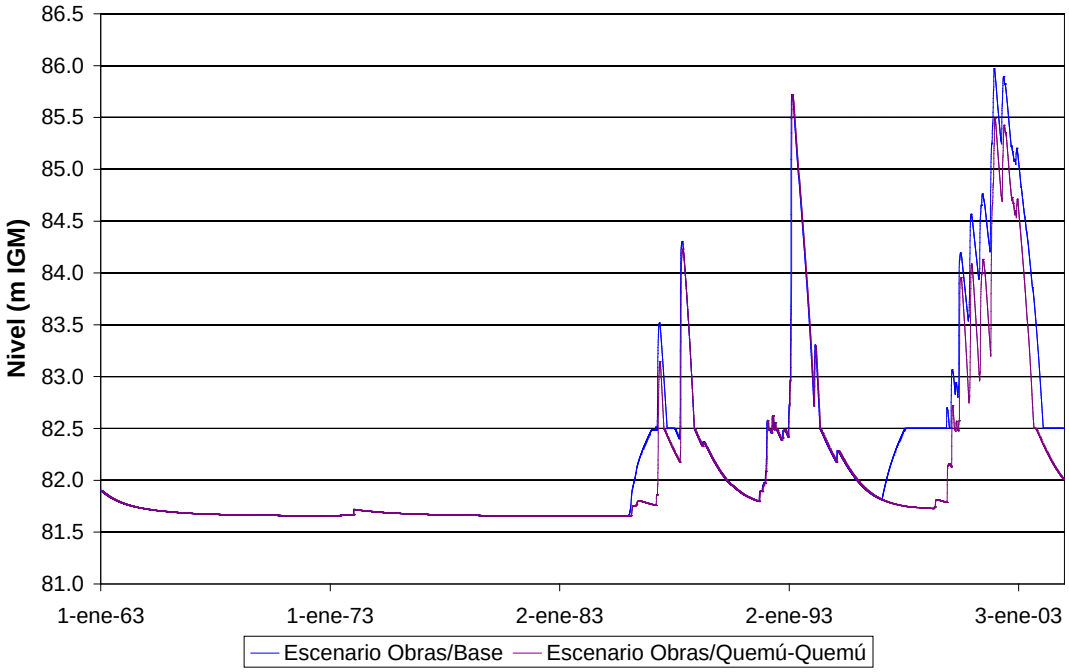


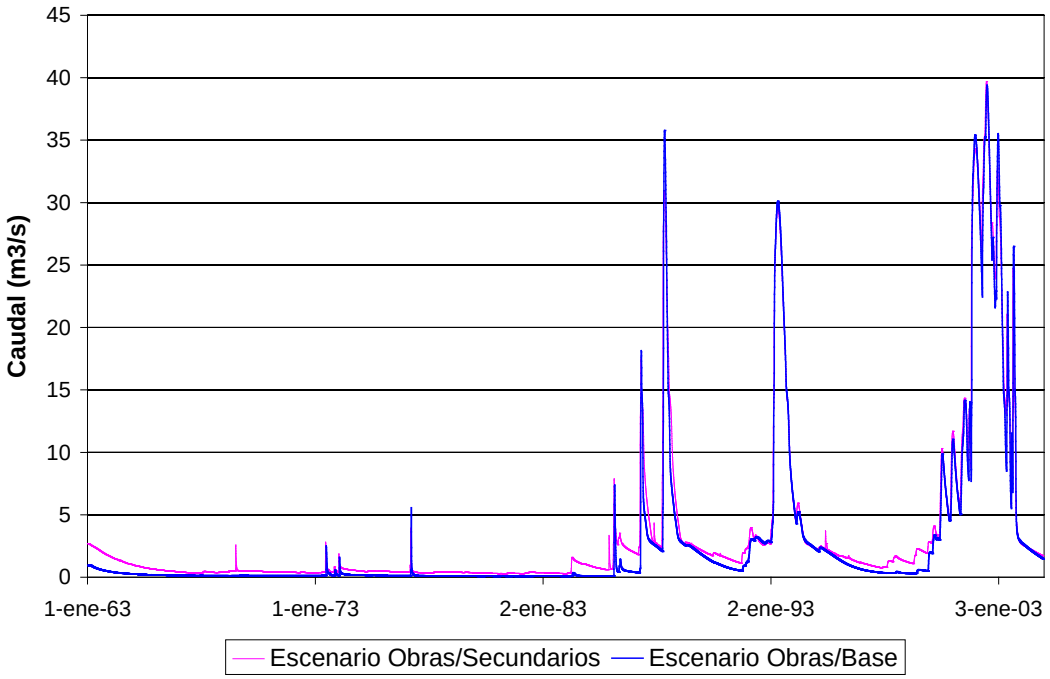
Figura 6.4.12. Nivel de agua en el complejo Hinojo-Las Tunas para el escenario Obras/Quemú-Quemú.

Escenario Obras/Secundarios

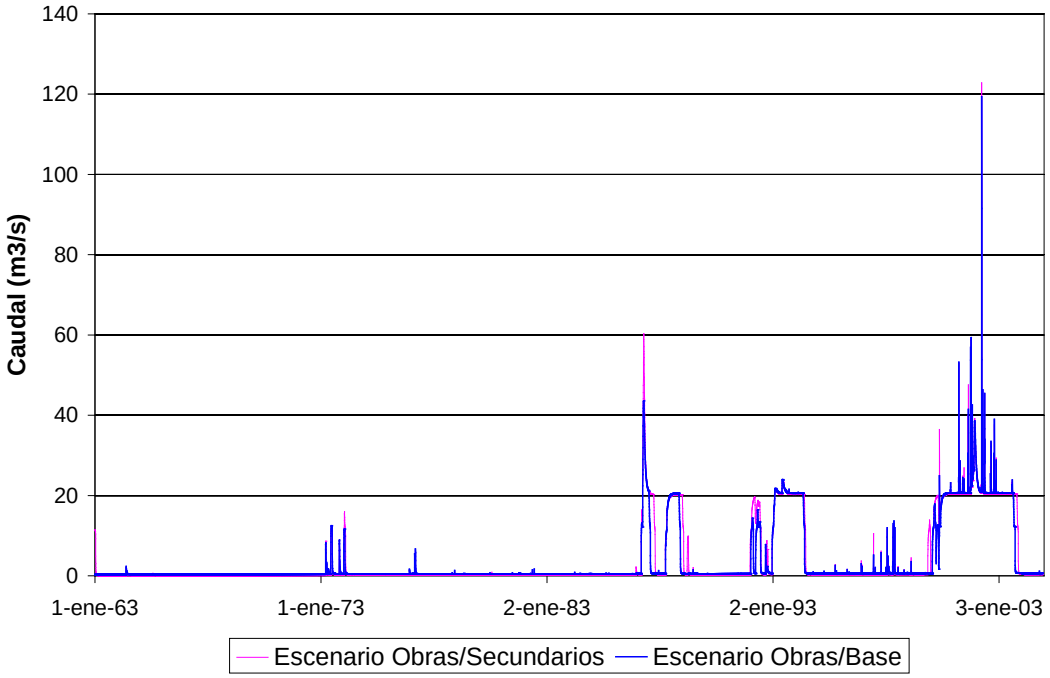
Los aumentos del volumen drenado de las respectivas subcuencas, en relación a la situación original sin canalización secundaria, son los siguientes:

- La Zanja: 45%
- Lertora: 38%
- Sauze: 86%
- Rivadavia: 50%
- Timote: 58%

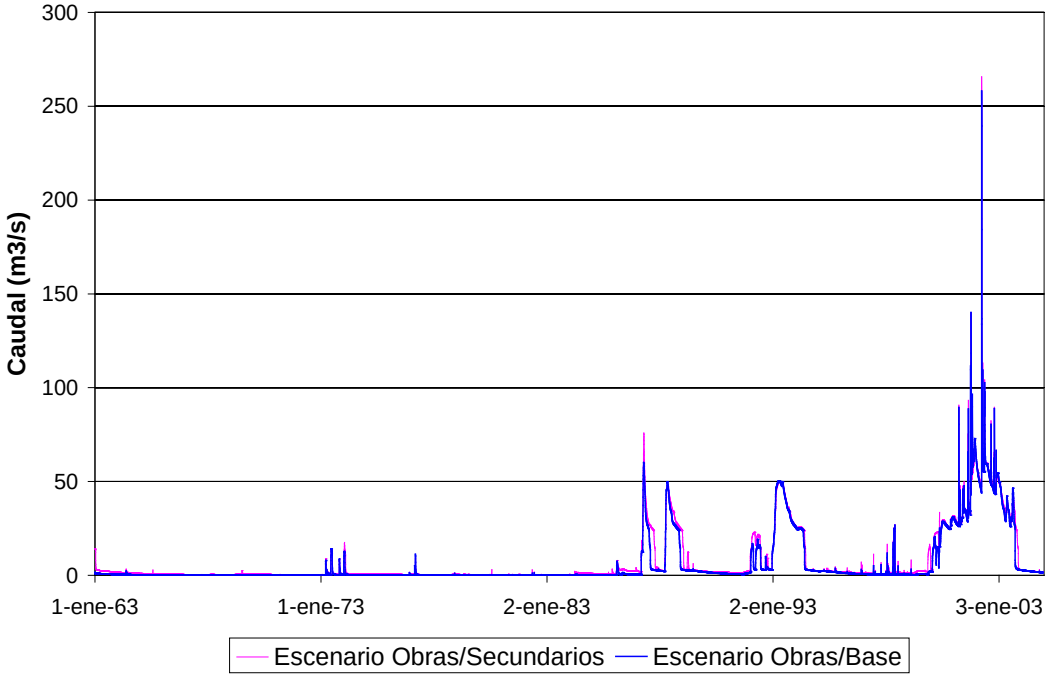
En la Figura 6.4.13 se muestra el caudal en las estaciones de comparación. Se observan diferencias menores. El aumento del volumen de agua transportado por el canal JMI con secundarios resulta del orden del 20% superior al caso sin secundarios.



a) Carlos Casares



b) Salida del Canal al Sur de la Ruta 5



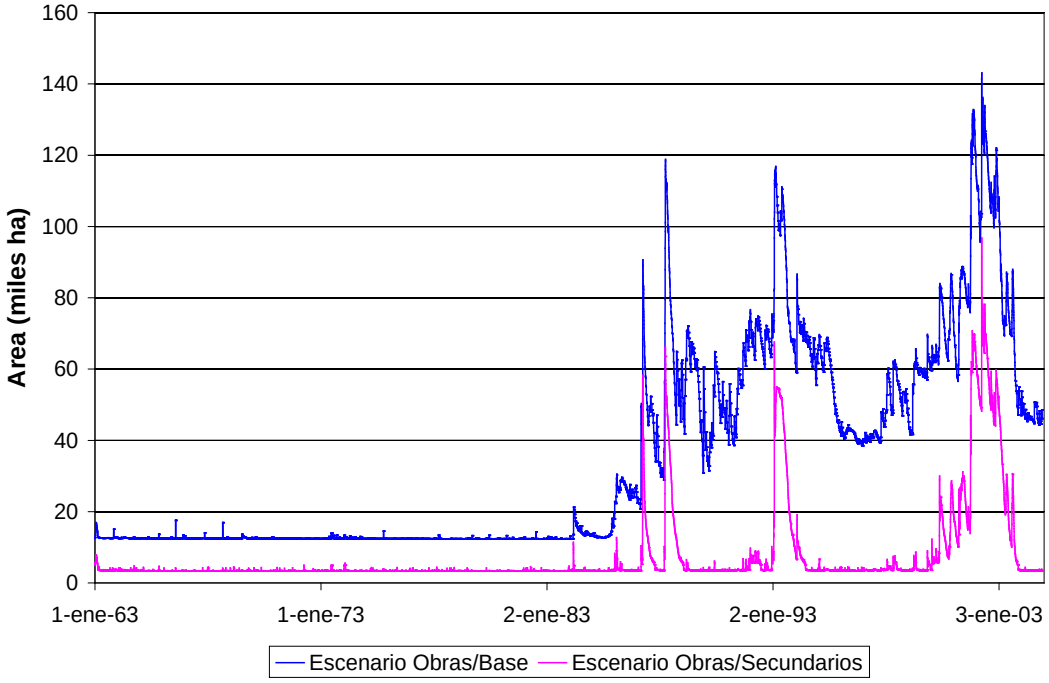
c) French

Figura 6.4.13. Caudales en estaciones de comparación de la subregión A3A4 para el escenario Obras/Secundarios.

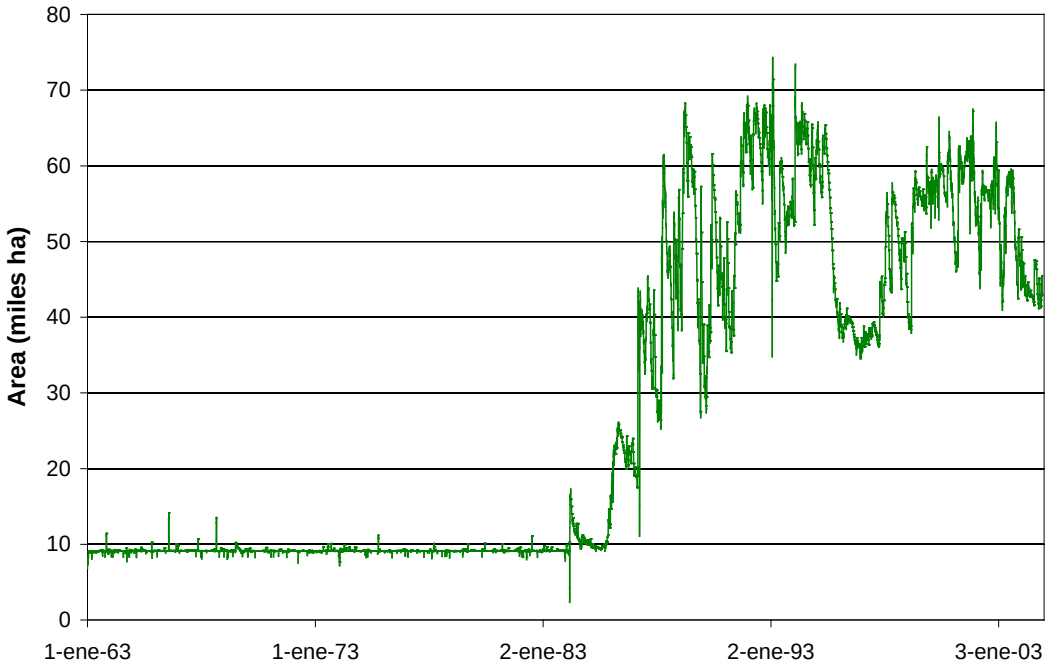
La Figura 6.4.14a presenta la serie temporal de área inundada total (bajos no drenados y conducciones) de la subregión A3/A4 (incluyendo los valores de base) sobre la zona drenada por las obras del escenario Obras/Secundarios (que totaliza 320 mil ha, si se incluyen las obras troncales, lo que constituye alrededor del 8% del área total de la subregión A3/A4), y se la compara con la correspondiente al escenario Obras/Base. Se observa que la presencia de los canales secundarios genera una disminución adicional significativa del área inundada, a partir de un nivel base menor de áreas bajo agua en forma permanente respecto del escenario Obras/Base. La Figura 6.4.14b muestra las áreas recuperadas por la construcción de los secundarios en relación al escenario Obras/Base.

De la Figura 6.4.14a se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1987, 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.

La Figura 6.4.15 muestra los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/Secundarios. Si se lo compara con los asociados al escenario Obras/Base (Figura 6.4.7), se observa la reducción adicional lograda en las áreas de inundación en torno a las nuevas obras de conducción.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.4.14. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A3/A4 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Secundarios.

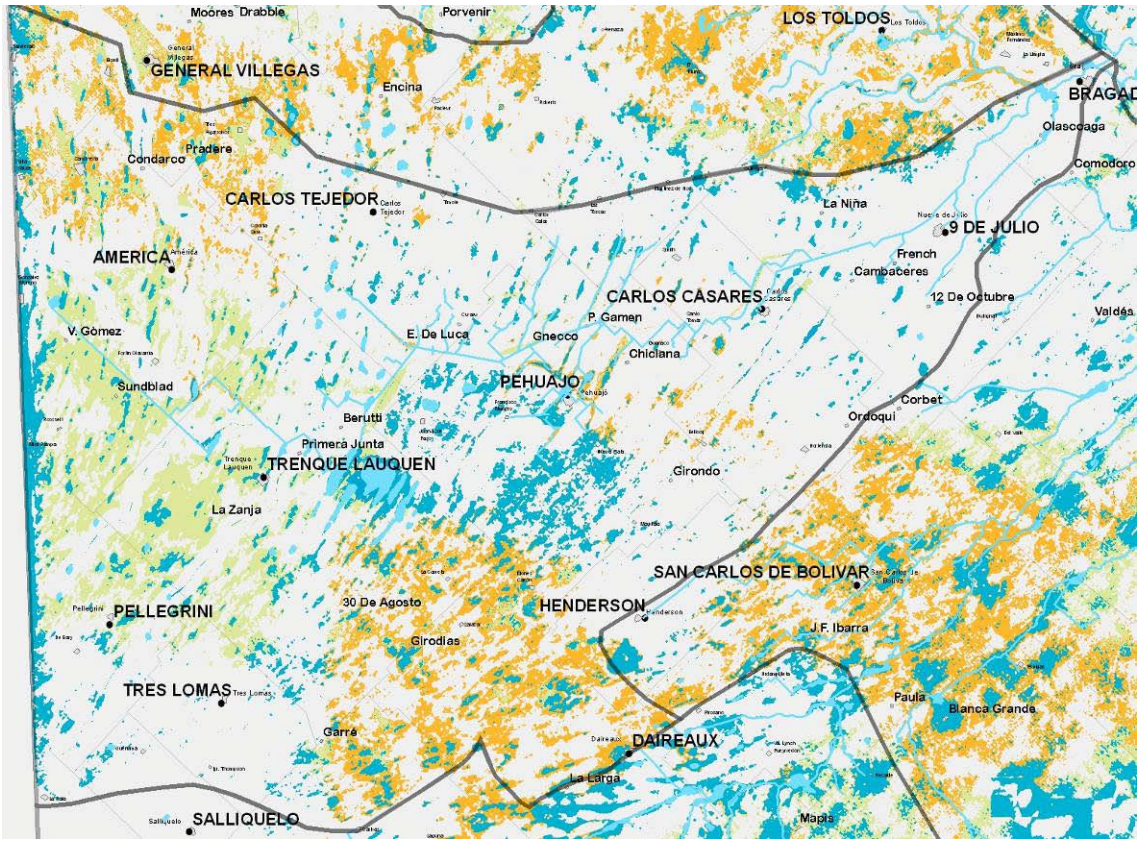
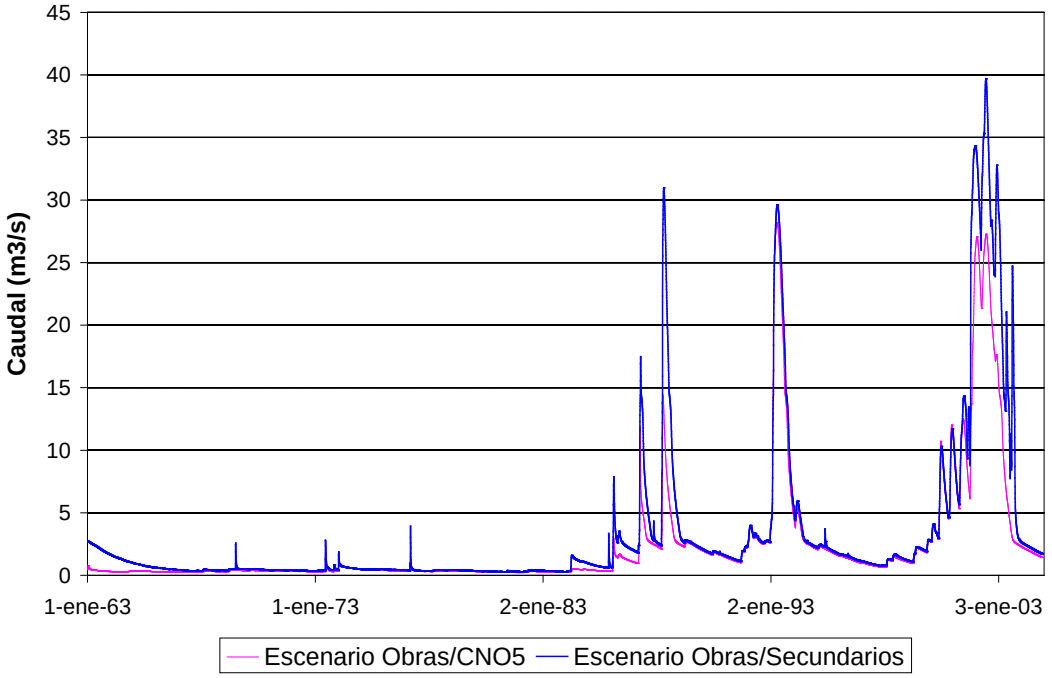


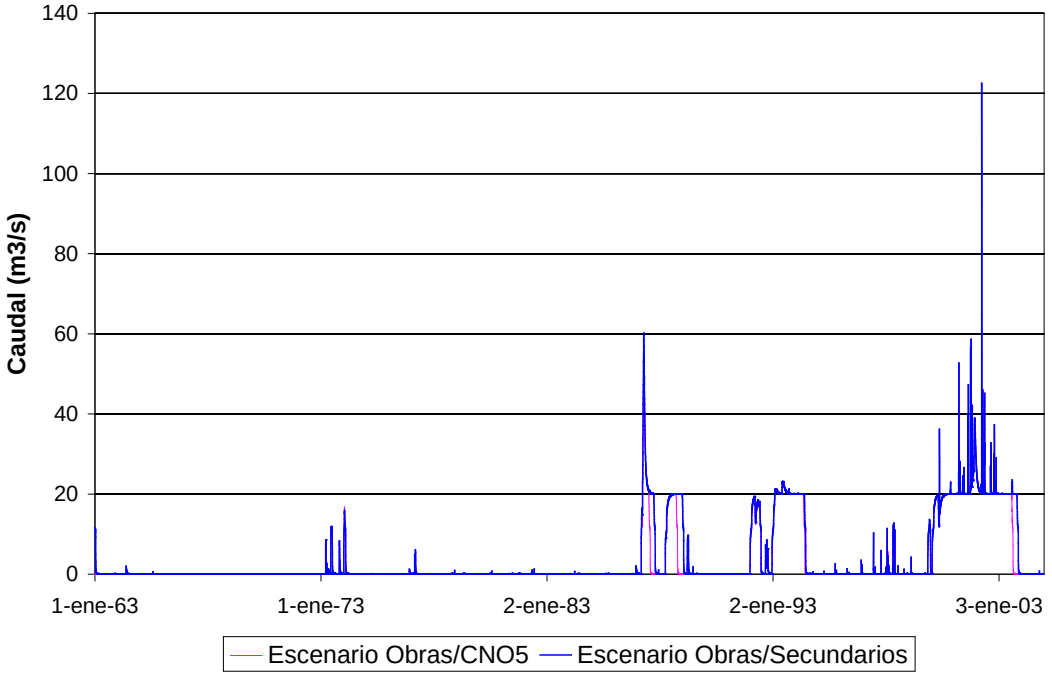
Figura 6.4.15. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/Secundarios de la subregión A3/A4.

Escenario Obras/CNO5

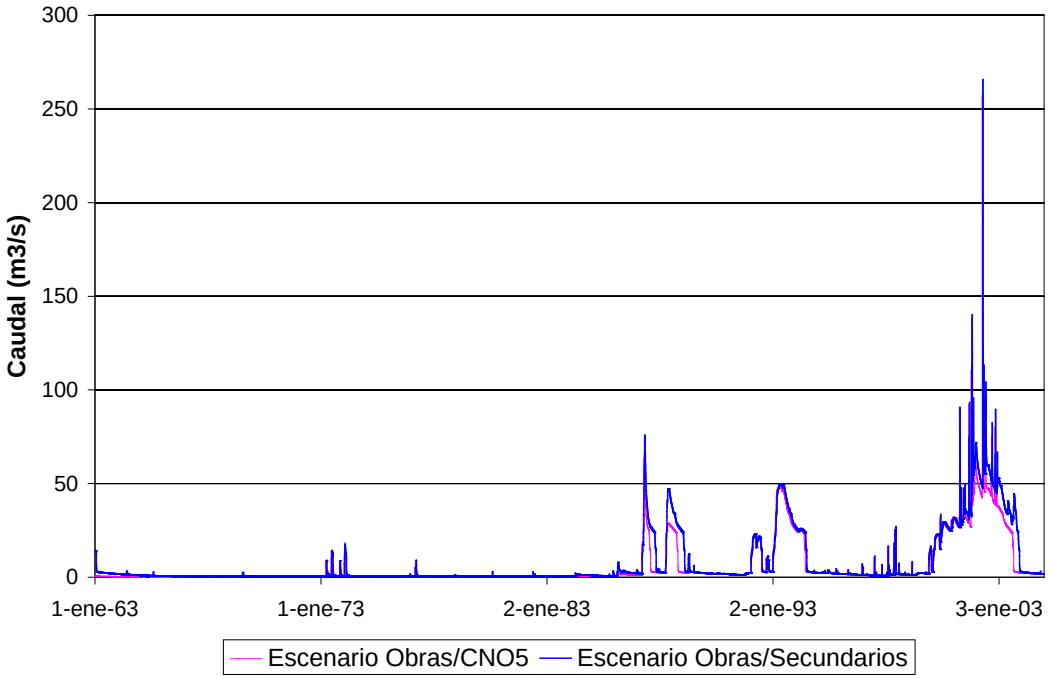
La Figura 6.4.16 presenta el caudal en las estaciones de comparación. Se observan diferencias menores repecto del escenario Obras/Secundarios. La reducción del volumen de agua transportado por el canal JMI respecto del escenario Obras/Secundarios es de alrededor del 28% a la altura de la estación Carlos Casares, reduciéndose al 18% a la altura de la estación French.



a) Carlos Casares



b) Salida del Canal al Sur de la Ruta 5



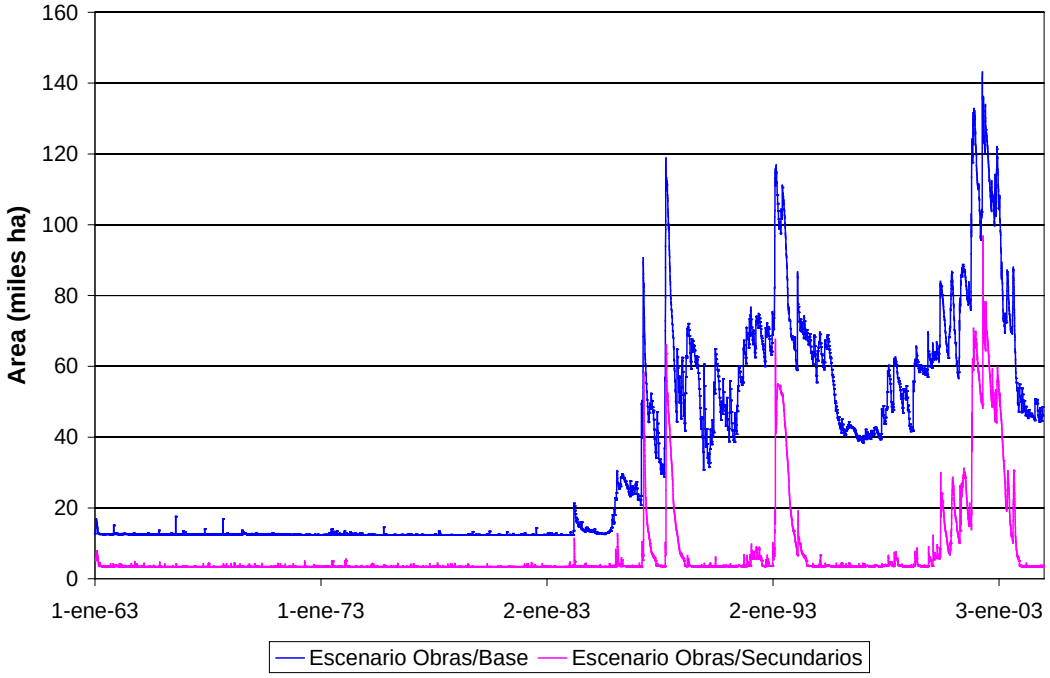
c) French

Figura 6.4.16. Caudales en estaciones de comparación de la subregión A3A4 para el escenario Obras/CNO5.

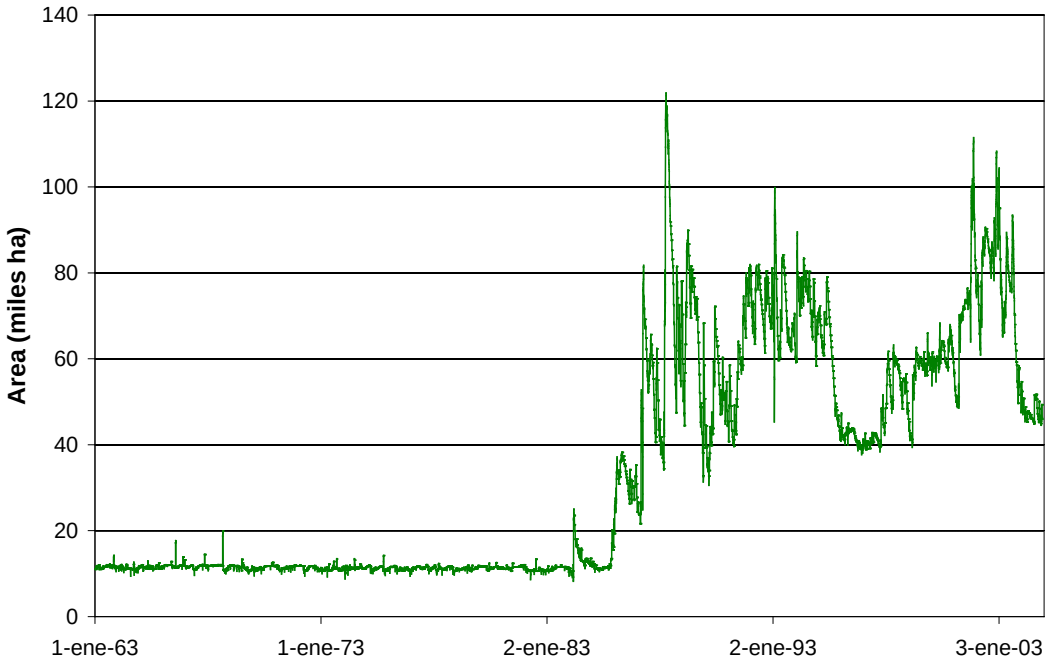
La Figura 6.4.17a presenta la serie temporal de área inundada total (bajos no drenados y conducciones) de la subregión A3/A4 (incluyendo los valores de base) sobre la zona drenada por las obras del escenario Obras/CNO5 (que totaliza 423 mil ha, si se incluyen las obras troncales, lo que constituye alrededor del 11% del área total de la subregión A3/A4), y se la compara con la correspondiente al escenario Obras/Base. Se observa la disminución adicional significativa del área inundada. La Figura 6.4.17b muestra las áreas recuperadas por la construcción de los secundarios en relación al escenario Obras/Base.

De la Figura 6.4.17a se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1987, 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.

La Figura 6.4.18 muestra los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/CNO5. Si se lo compara con los asociados al escenario Obras/Secundarios (Figura 6.4.15), prácticamente no se observa reducción en las áreas de inundación.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.4.17. Series temporales de áreas inundadas de la subregión A3/A4 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/CNO5.

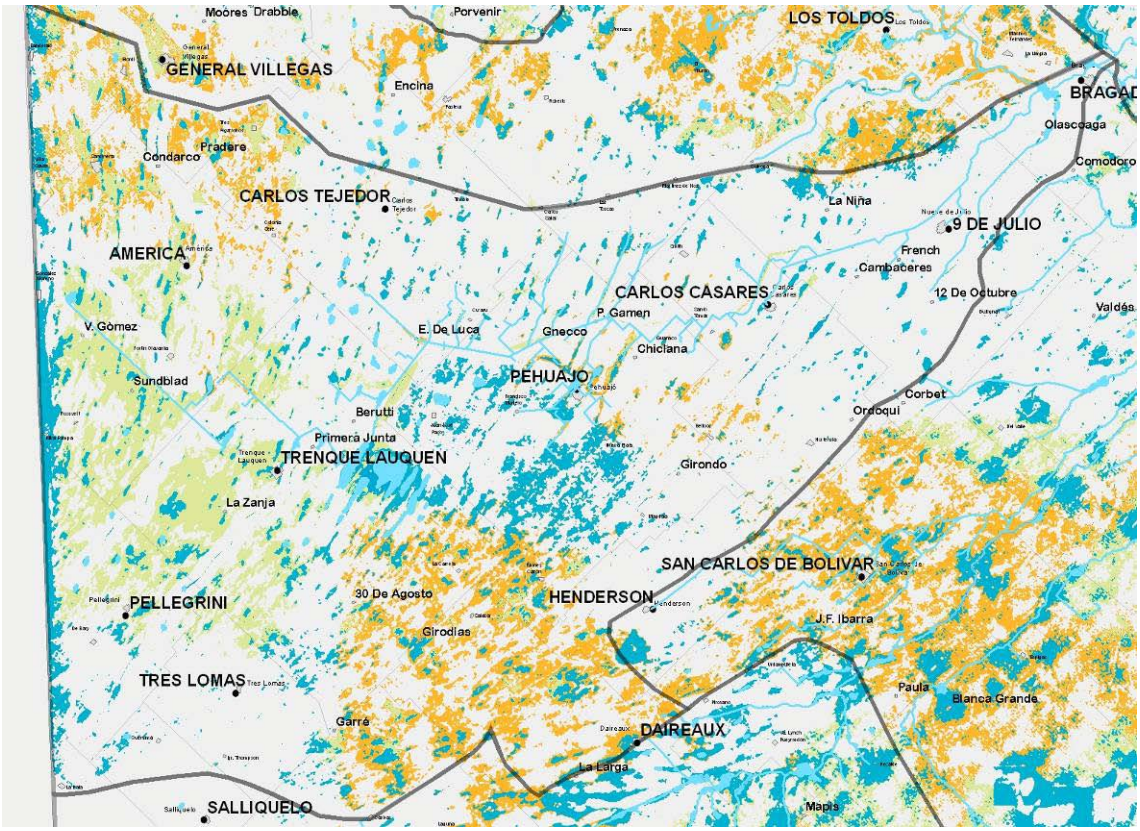


Figura 6.4.18. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/CNO5 de la subregión A3/A4.

6.5 Subregión B1

6.5.1 Escenarios de obras

La única obra prevista consiste en la canalización del río Salado Superior (Figura 6.5.1), que comprende una profundización de la sección actual, con un cauce menor de taludes 1V:3H y un cauce mayor con taludes 1V:4H. En la Tabla 6.5.1 se indican las dimensiones proyectadas. De acuerdo con el proyecto ejecutivo, al cauce se le asignó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,025 y a la planicie 0,1.

Se definieron distintos escenarios de obra, en relación a los establecidos en las subregiones de aporte:

- *Obras/Base:* Obras/Base de A1 + Obras/Base de A2 + Obras/Base de A3A4 + canalización Salado Superior.
- *Obras/Trasvase:* Obras/Base de A1 + Obras/Base de A2 + Obras/Trasvase de A3A4 + canalización Salado Superior.
- *Obras/Secundarios:* Obras/Secundarios de A1 + Obras/Secundarios de A2 + Obras/Secundarios de A3A4 + canalización Salado Superior.
- *Obras/CNO5:* Obras/Secundarios de A1 + Obras/CNO5 de A2 + Obras/CNO5 de A3A4 + canalización Salado Superior.

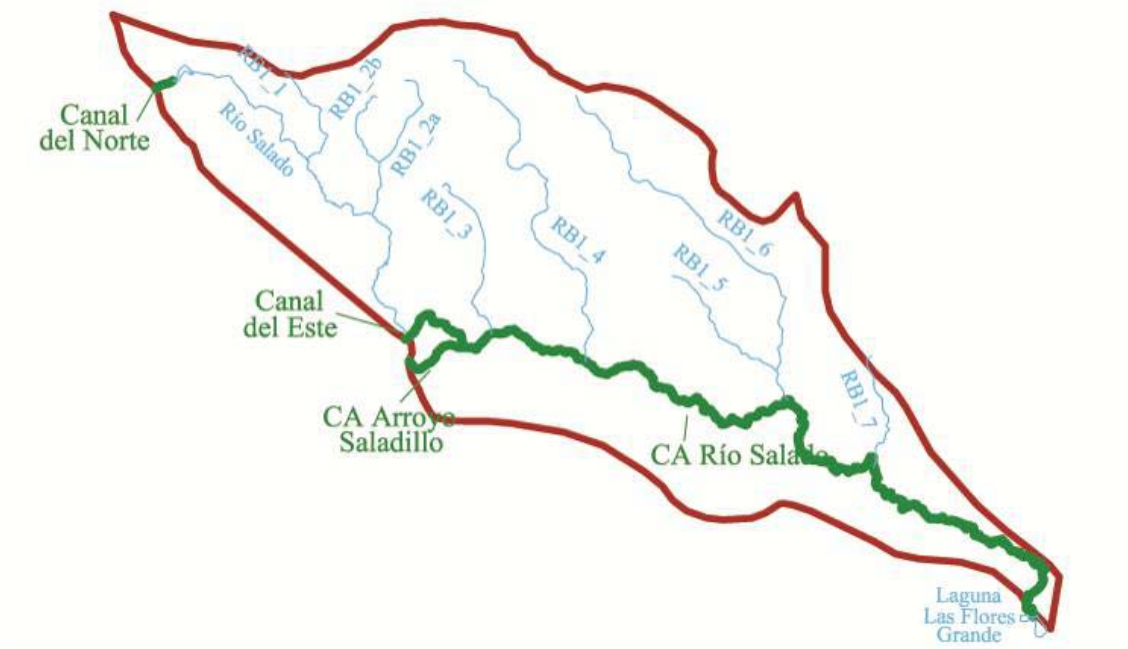


Figura 6.5.1. Obras hidráulicas en la subregión B1 (CA: canalización).

Tabla 6.5.1. Dimensiones de la canalización proyectada para el río Salado Superior.

Tramo	Desde	Hasta	Ancho cauce menor [m]	Prof. cauce menor [m]	Ancho cauce mayor [m]	Pend. [o/oo]
1	Laguna Las Flores Chica	Camino Beguerie - Lobos	100	Variable	-	0.0430
	Camino Beguerie - Lobos	Progresiva 332.707	30	1.2	65	0.1814
	Progresiva 332.707	Ruta Nacional Nº 205 en Roque Pérez	40	1.2	100	0.0894
2	Ruta Nacional Nº 205 en Roque Pérez	Puente sobre el camino Ernestina - Elvira	30	1.2	80	0.1281
3	Puente sobre el camino Ernestina - Elvira	Puente sobre la Ruta Provincial Nº 30	30	1.2	80	0.1379
4	Puente sobre la Ruta Provincial Nº 30	Puente Mora, sobre el camino Chivilcoy - 25 de Mayo	30	1.2	80	0.1379
5	Puente Mora, sobre el camino Chivilcoy - 25 de Mayo	Puente Ferroviario Bell- Ugarte	30	1.2	80	0.1379
	Puente Ferroviario Bell- Ugarte	Puente sobre Ruta Nacional Nº 5	30	1.2	85	0.2070

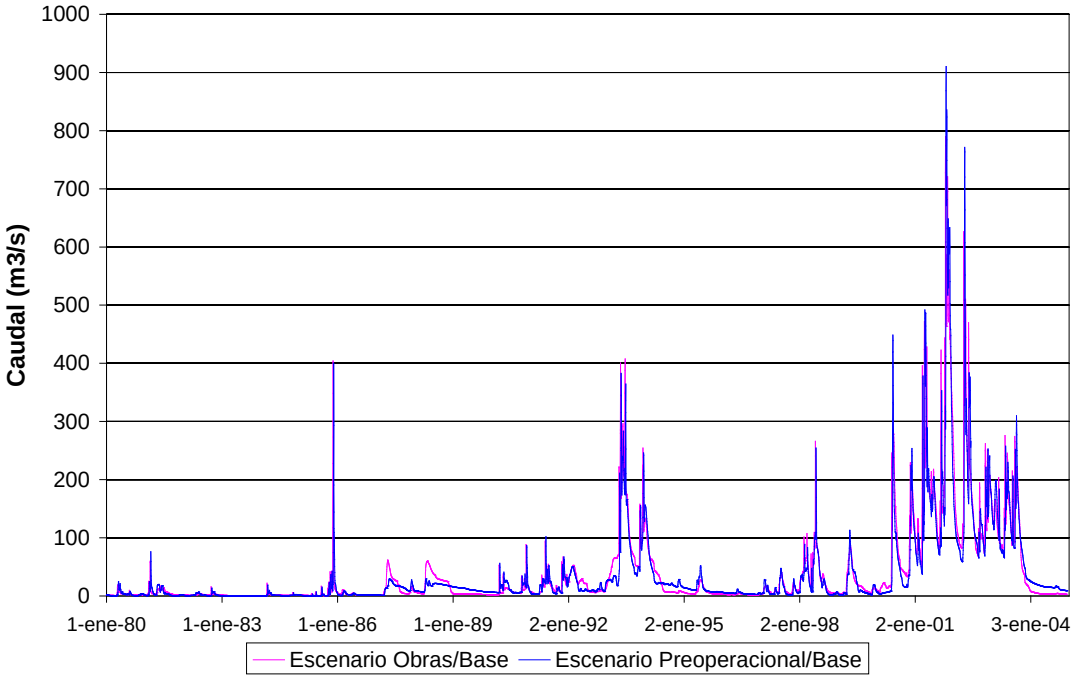
6.5.2 Efectos de las obras

Escenario Obras/Base

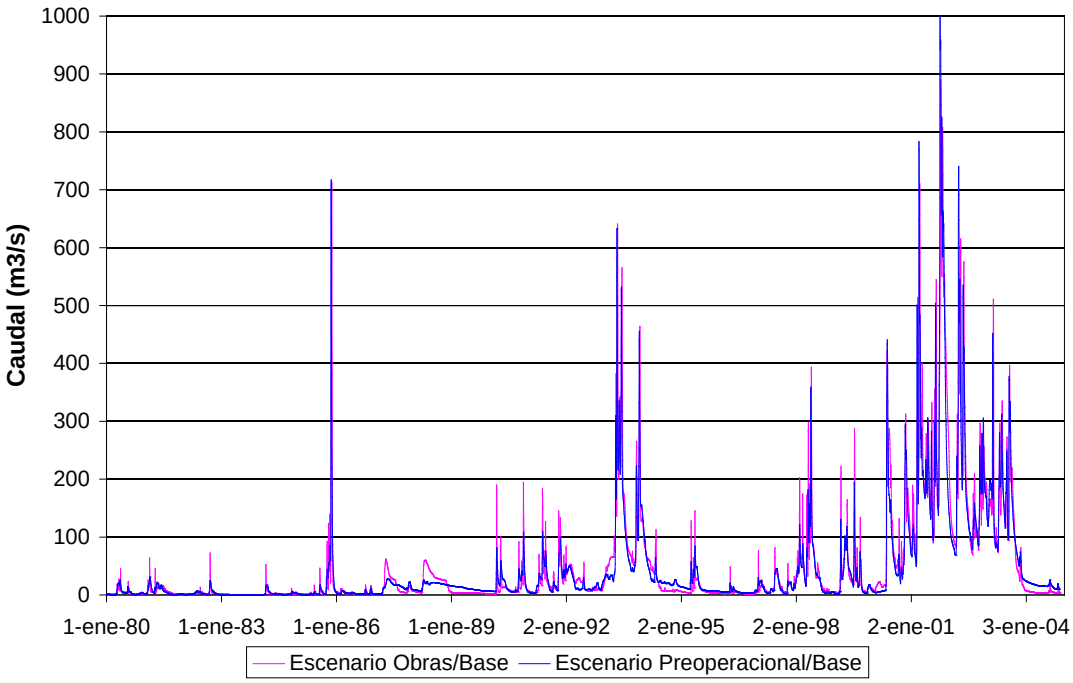
Se efectuaron comparaciones de caudales entre distintos escenarios en las mismas estaciones de medición (Figura 4.5.1). La Figura 6.5.2 presenta la comparación entre los resultados correspondientes al escenario Obras/Base y Preoperacional/Base. Se observa que, en general, aparecen picos algo mayores para la situación con obras, pero que esos incrementos no son grandes, en términos relativos. El aumento del volumen de agua transportado con la presencia de obras, en relación a la situación preoperacional, es del 5% en Achupallas (Ruta 51), que baja al 4% en Roque Perez (Ruta 205) debido al aporte en ruta.

La Figura 6.5.3a muestra la serie temporal de área inundada total de la subregión B1 sobre la zona drenada por las obras del escenario Obras/Base (que totalizan 58 mil ha, lo que representa aproximadamente el 7% del área total de la subregión), tanto para la situación preoperacional como para el propio escenario Obras/Base. El área involucrada es del orden de decenas de miles de hectáreas, una fracción significativa, aunque menor, del área total inundada (ver Figura 5.4.6) Se observa que la presencia de las obras produce una reducción del área inundada, a partir del establecimiento de un nivel base algo menor de áreas bajo agua en forma permanente. En la Figura 6.5.3b se presenta la diferencia entre las áreas inundadas con y sin obras, lo que representa el 'área recuperada'.

De la Figura 6.5.3a se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1987, 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.

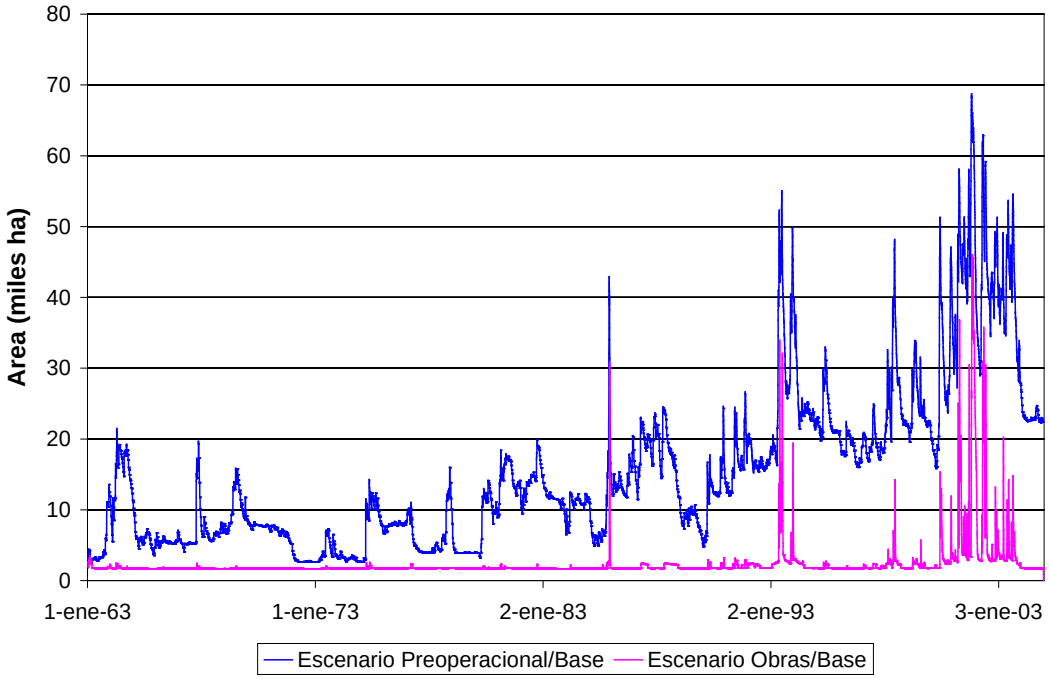


a) Río Salado – Achupallas (R51 – HE1020).

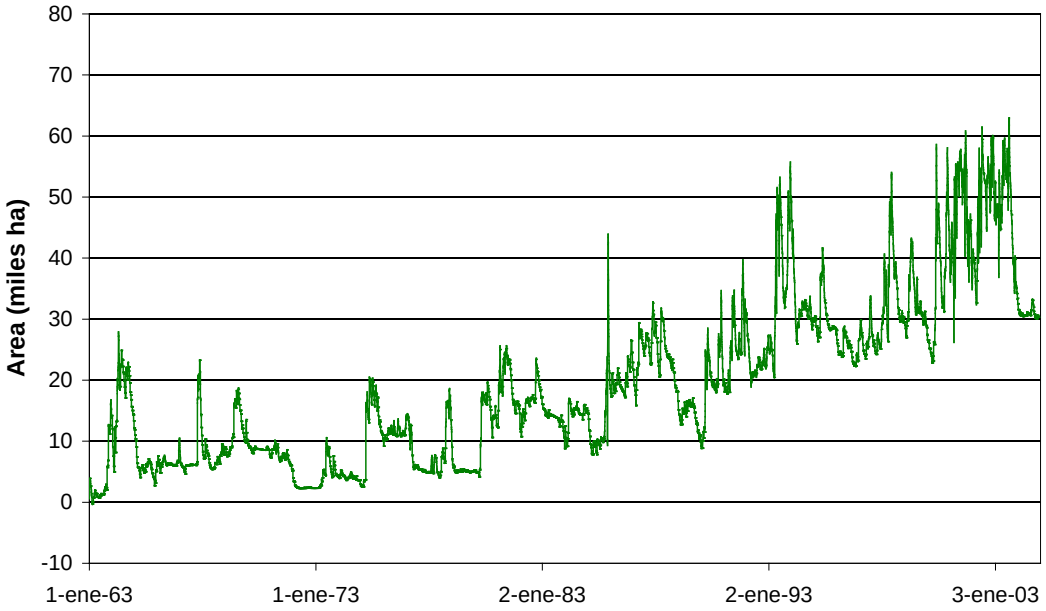


b) Río Salado - Ruta 205 (R205 – HE1030).

Figura 6.5.2. Caudales en estaciones de comparación de la subregión B1 para el escenario Obras/Base.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.5.3. Series temporales de áreas inundadas de la subregión B1 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Base.

La Figura 6.5.4 muestra los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/Base. Si se lo compara con los asociados al escenario Preoperacional/Base (Figura 5.5.1c), se observa la reducción lograda en las áreas de inundación en torno a la obra de conducción.

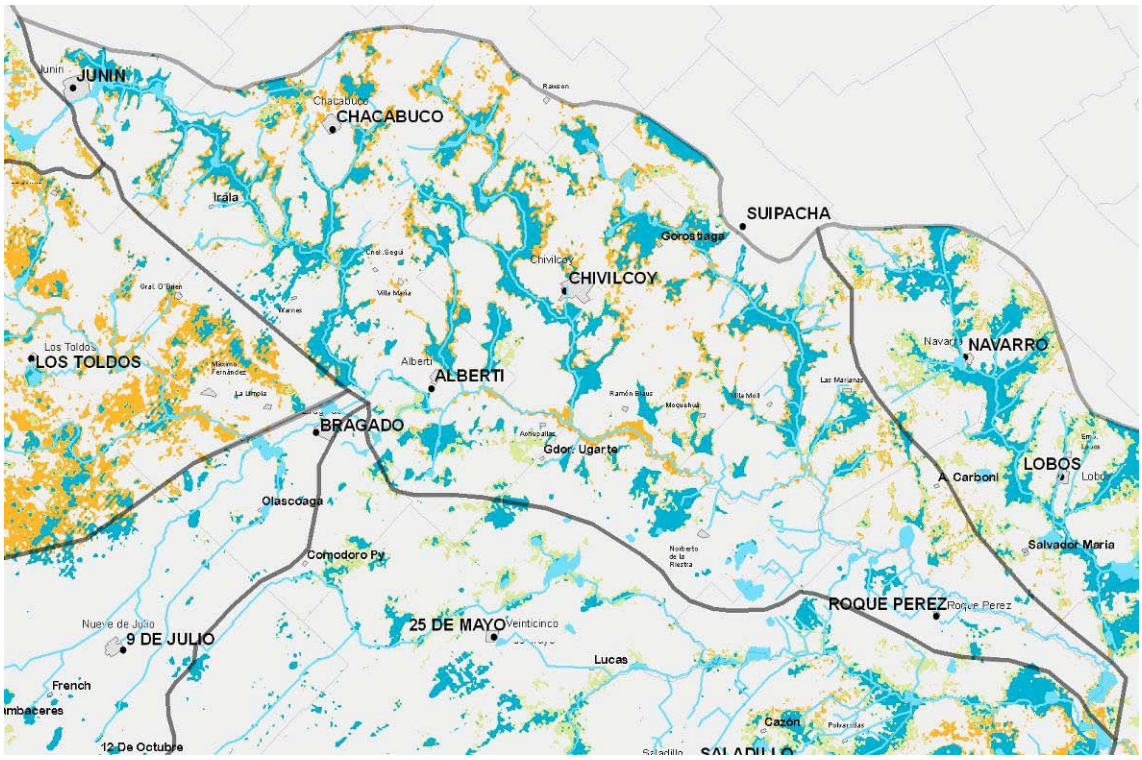


Figura 6.5.4. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/Base de la subregión B1.

Escenario Obras/Trasvase

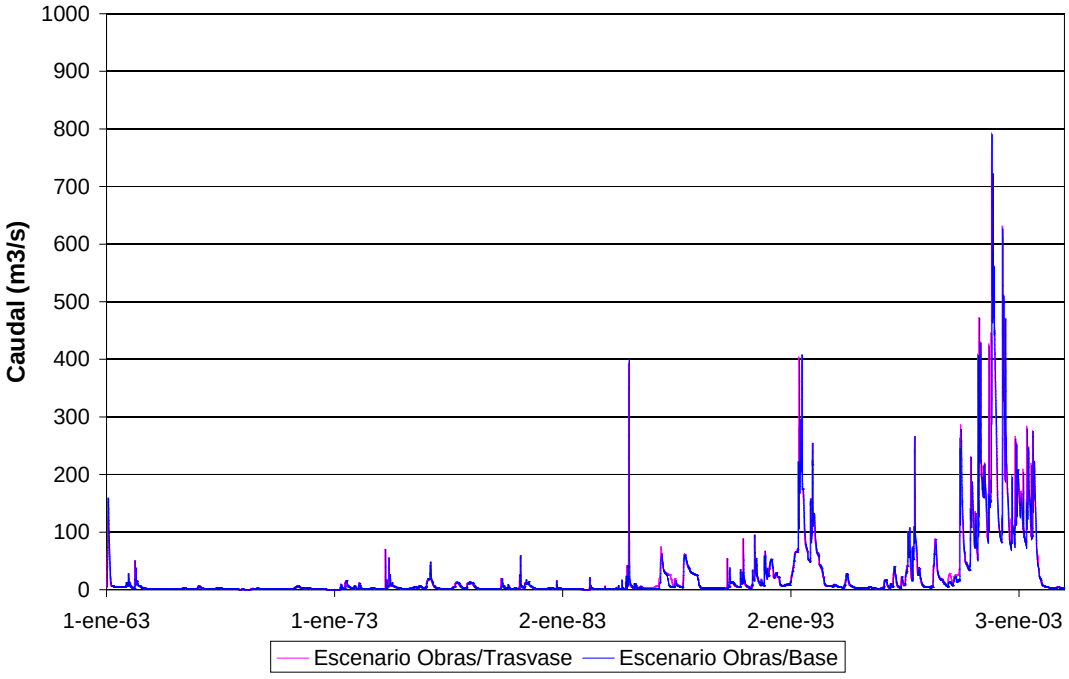
En la Figura 6.5.5 se muestran los caudales correspondientes al escenario Obras/Trasvase. Se observan efectos mínimos en relación a los correspondientes al escenario Obras/Base.

Escenario Obras/Secundarios

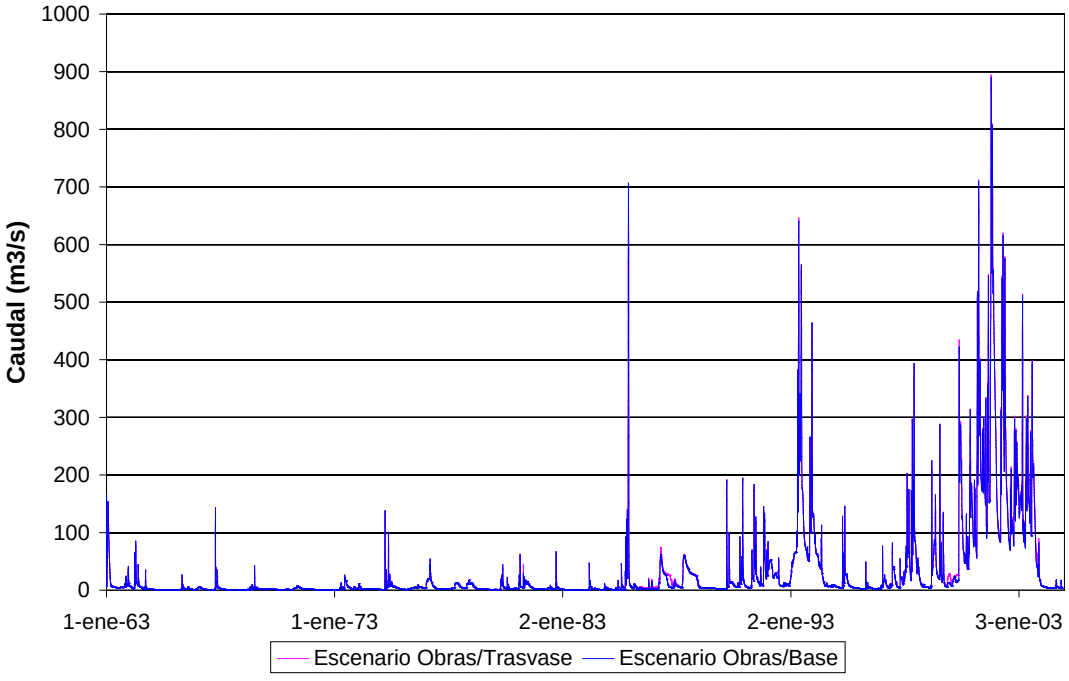
El caudal transportado por el río Salado no cambia significativamente respecto del correspondiente al escenario Obras/Base, tal como se observa en la Figura 6.5.6. Tampoco se nota variación apreciable en el área inundada.

Escenario Obras/CNO5

El caudal transportado por el río Salado no cambia significativamente respecto del correspondiente al escenario Obras/Base, tal como se observa en la Figura 6.5.7. Tampoco se nota variación apreciable en el área inundada.

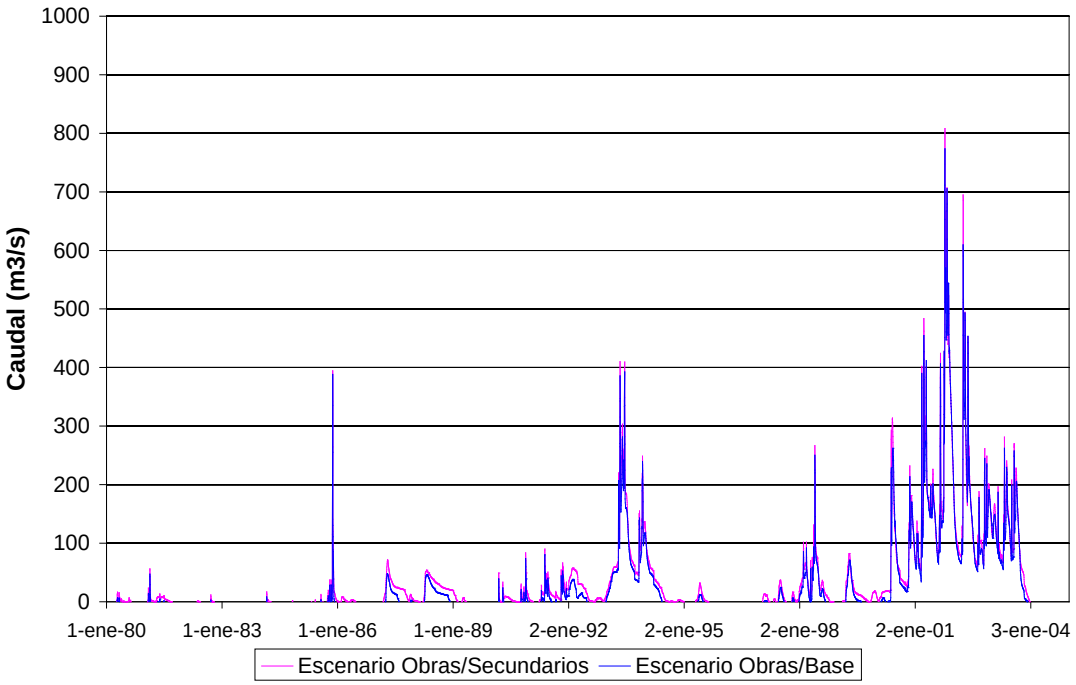


a) Río Salado – Achupallas (R51 – HE1020).

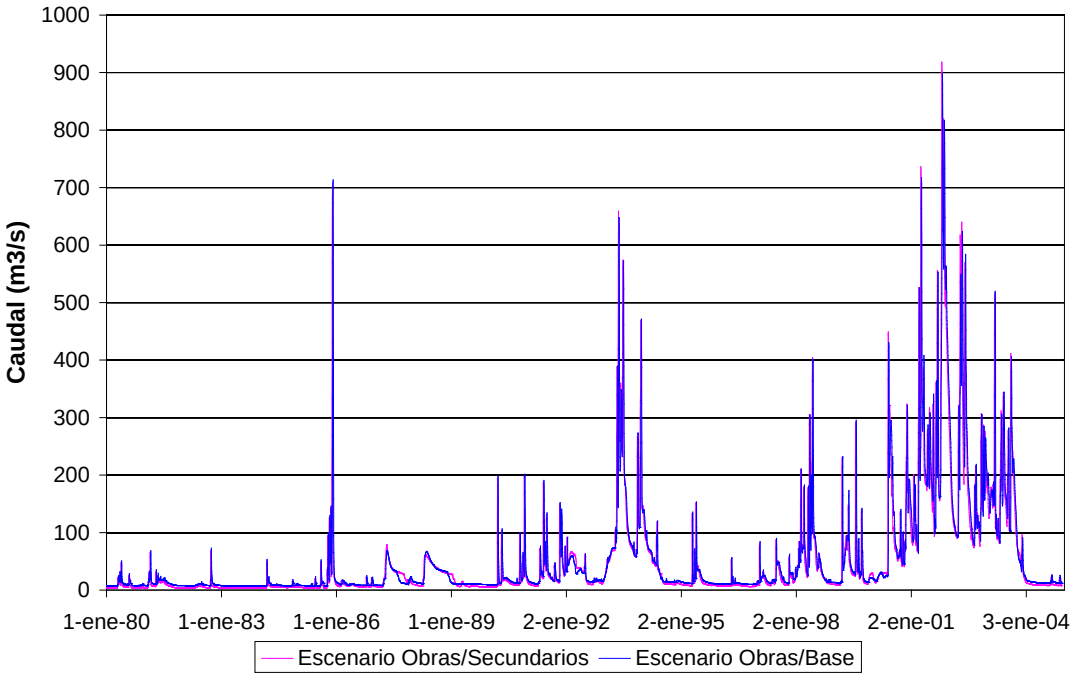


b) Río Salado - Ruta 205 (R205 – HE1030).

Figura 6.5.5. Caudales en estaciones de comparación de la subregión B1 para el escenario Obras/Trasvase.

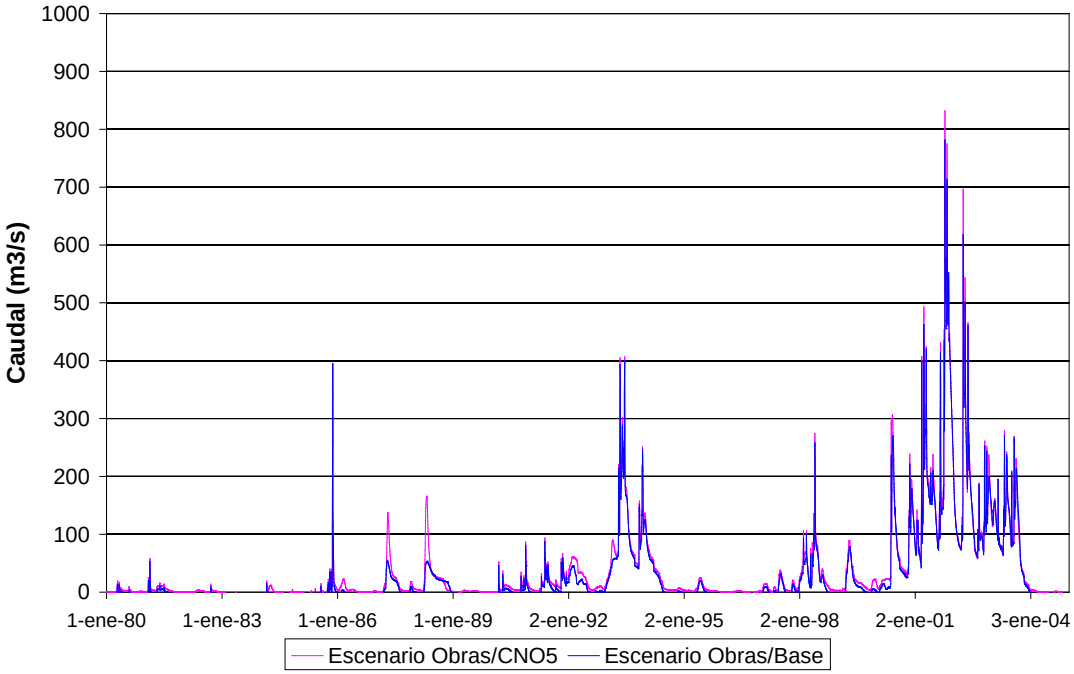


a) Río Salado – Achupallas (R51 – HE1020).

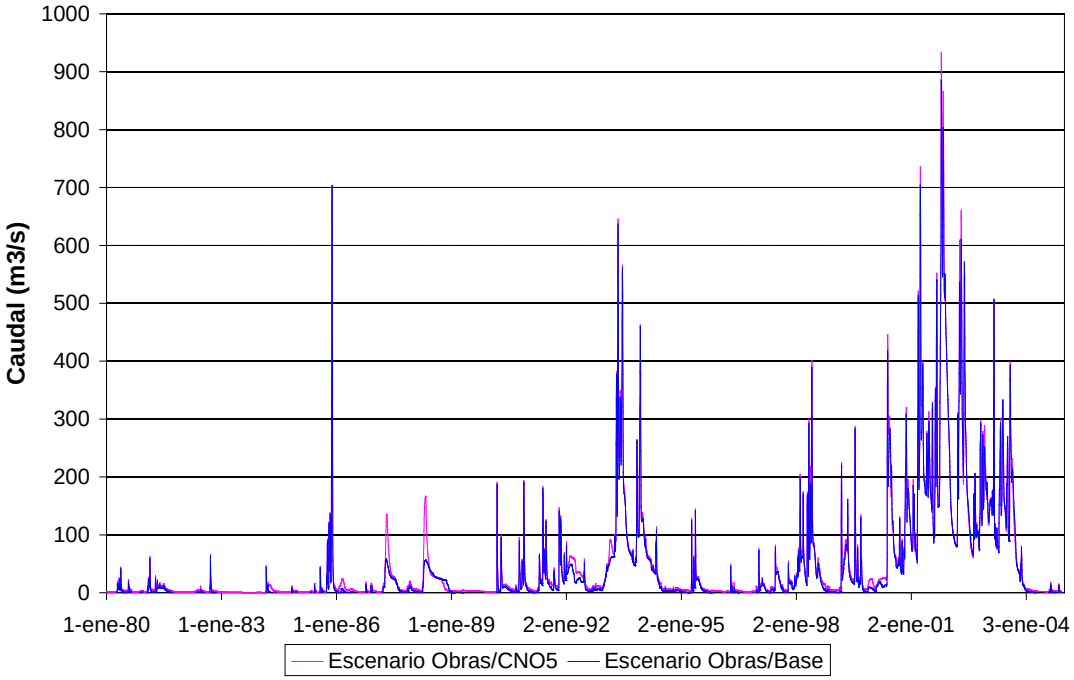


b) Río Salado - Ruta 205 (R205 – HE1030).

Figura 6.5.6. Caudales en estaciones de comparación de la subregión B1 para el escenario Obras/Secundarios.



a) Río Salado – Achupallas (R51 – HE1020).



b) Río Salado - Ruta 205 (R205 – HE1030).

Figura 6.5.6. Caudales en estaciones de comparación de la subregión B1 para el escenario Obras/CNO5.

6.6 Subregión C

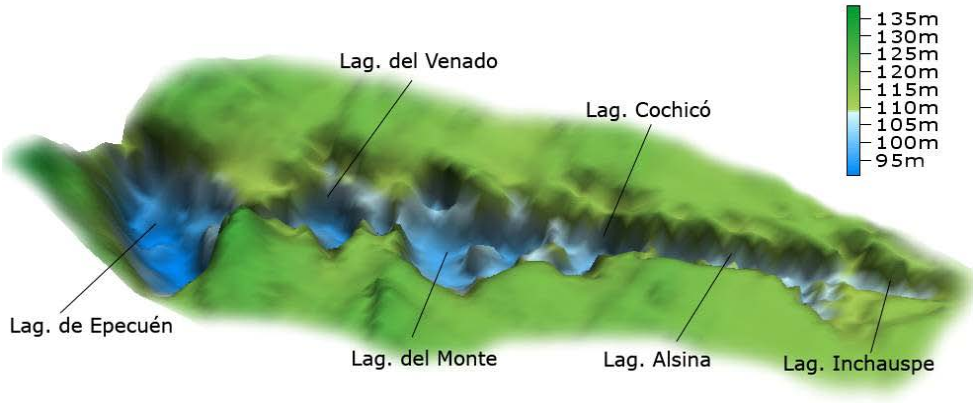
6.6.1 Escenarios de obras

Las obras previstas para la subregión C son exclusivamente de regulación del nivel del Sistema de Lagunas Encadenadas del Oeste. Este sistema es una cuenca endorreica, interconectada desde la laguna Alsina hasta la de Epecuén, donde desembocan todos los excedentes del oeste de la subregión C (Figura 6.6.1).

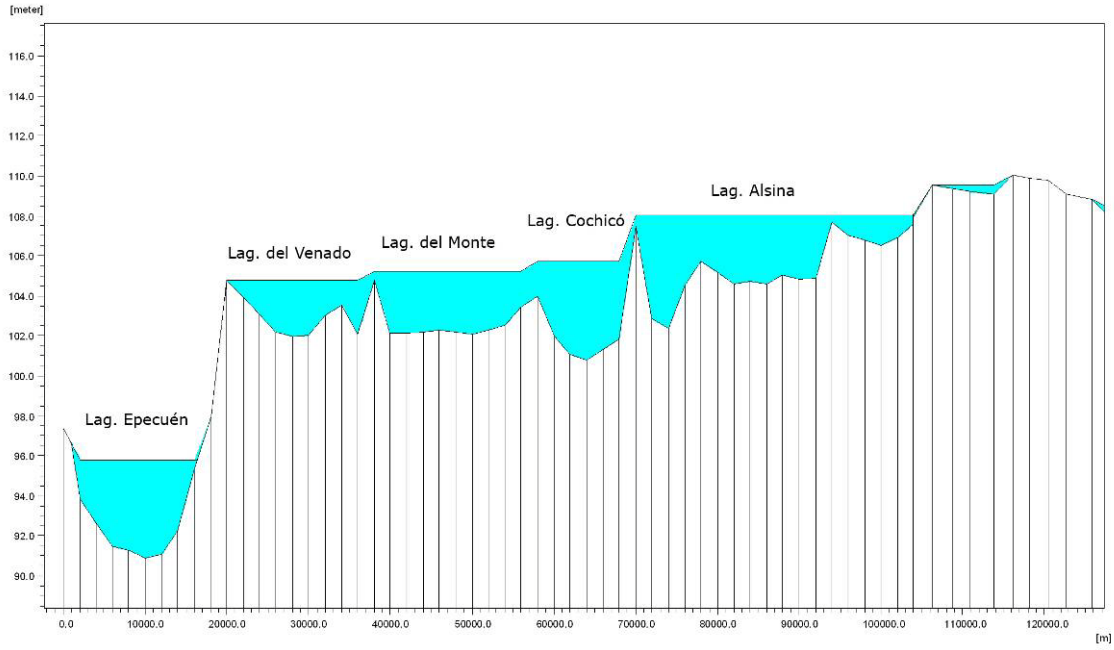
El "Plan Director para la Cuenca de las Lagunas Encadenadas del Oeste y Cuenca Superior del Arroyo Vallimanca", en su Anexo I, indica las consignas de operación de las obras de control. Se trata de consignas simples, en función de los diferentes escenarios posibles, a saber:

- *Condiciones normales de equilibrio hídrico:* Se buscará, mediante la operación de las compuertas, mantener niveles objetivos en las lagunas.
- *Situaciones extremas de exceso de agua:* El sistema funcionará para mantener niveles altos en las lagunas, evacuando excesos a la cuenca del Aº Vallimanca. Por razones de seguridad de los cascos urbanos de Carhué (Laguna Epecuén) y Guaminí (Laguna del Monte), no se deberán superar ciertos niveles máximos.
- *Situaciones extremas de déficit de agua:* El objetivo será mantener reservas en las lagunas altas, como Alsina, Cochicó y del Monte, para que puedan ser distribuidas aguas abajo. Además, se debe tratar de no bajar de un nivel mínimo por razones turísticas, pesqueras y medio ambientales.
-

Los niveles críticos definidos en las consignas se indican en la Tabla 6.6.1.



a) Vista tridimensional



b) Esquema en corte

Figura 6.6.1. Sistema de Lagunas Encadenadas del Oeste.

Tabla 6.6.1. Niveles críticos para las Lagunas Encadenadas del Oeste.

Laguna	Nivel Mínimo (m IGM)	Nivel Objetivo (m IGM)	Nivel Máximo (m IGM)
Alsina	108,00	109,00	111,00
Cochicó	105,50		106,50
Del Monte	104,00		106,00
Venado	103,80	106,00	
Epecuén	93,00	No especifica (se adoptó 95,00)	No especifica (se adoptó 98,00)

A continuación se describen las obras de control (Figura 6.6.2) y se detalla la regla de operación implementada para cada una de ellas, identificadas bajo el escenario 'Obras/Regulación'.

Obra de Control Rolito

Ubicada entre las lagunas Epecuén y del Venado. Consta de 4 compuertas de 2 m de ancho y 2 m de altura, con cota de umbral de 104,80 m IGM. La regla de operación es la siguiente:

- Apertura gradual si la laguna de Epecuén está por debajo del nivel objetivo (95,00 m IGM).
- Apertura gradual en caso de que el nivel de Epecuén sea superior al de la laguna del Venado. El objetivo es permitir el flujo inverso si se da esa situación.
- Caso contrario, se realiza un cierre gradual de las compuertas.

Obra de Control Saturno

Ubicada entre las lagunas del Venado y del Monte. Consta de 4 compuertas de 2m de ancho y 2 m de altura, con cota de umbral de 104,80 m IGM. La regla de operación es la siguiente:

- Apertura gradual si la laguna del Venado está por debajo del nivel objetivo (106,00 m IGM).
- Apertura gradual en caso de que el nivel de la laguna del Venado sea superior al de la laguna del Monte. El objetivo es permitir el flujo inverso si se da esa situación.
- Caso contrario, se realiza un cierre gradual de las compuertas.

Obra de Control Álamos

Ubicada entre las lagunas del Monte y Cochicó. Consta de 6 compuertas de 1,5 m de ancho y 2 m de altura, con cota de umbral de 106,00 m IGM, y de 3 compuertas de 1,5 m de ancho y 3 m de altura, con cota de umbral de 105,00 m IGM. La regla de operación es la siguiente:

- Apertura gradual si la laguna del Monte está por debajo del nivel objetivo (106,00 m IGM).
- Apertura gradual en caso de que el nivel de la laguna del Monte sea superior al de la laguna Cochicó. El objetivo es permitir el flujo inverso si se da esa situación.
- Caso contrario, se realiza un cierre gradual de las compuertas.

Obra de Control Ruta 65

Ubicada entre las lagunas Cochicó y Alsina. Consta de 3 compuertas de 1,5 m de ancho y 1,8 m de altura, con cota de umbral de 107,46 m IGM. La regla de operación es la siguiente:

- Apertura gradual si la laguna Cochicó está por debajo del nivel objetivo (106,50 m IGM).
- Apertura gradual en caso de que el nivel de la laguna Cochicó sea superior al de la laguna Alsina. El objetivo es permitir el flujo inverso si se da esa situación.

- Caso contrario, se realiza un cierre gradual de las compuertas.

Estación de Bombeo Ruta 65

Se activa cuando la laguna Cochicó supera su nivel máximo (107,50 m IGM). No se especifica caudal de bombeo; se supuso un caudal de 5 m^3/s.

Obra de Control La Larga

Ubicada entre la laguna Alsina y el Canal Aliviador. Consta de 6 compuertas de 2 m de ancho y 2 m de altura, con cota de umbral de 108,15 m IGM. La regla de operación es la siguiente:

- Apertura gradual si la laguna Alsina está por encima del su nivel mínimo (108 m IGM).
- Caso contrario, se realiza un cierre gradual de las compuertas.

La apertura y el cierre graduales fueron implementados a una tasa de 3,6 cm/h.



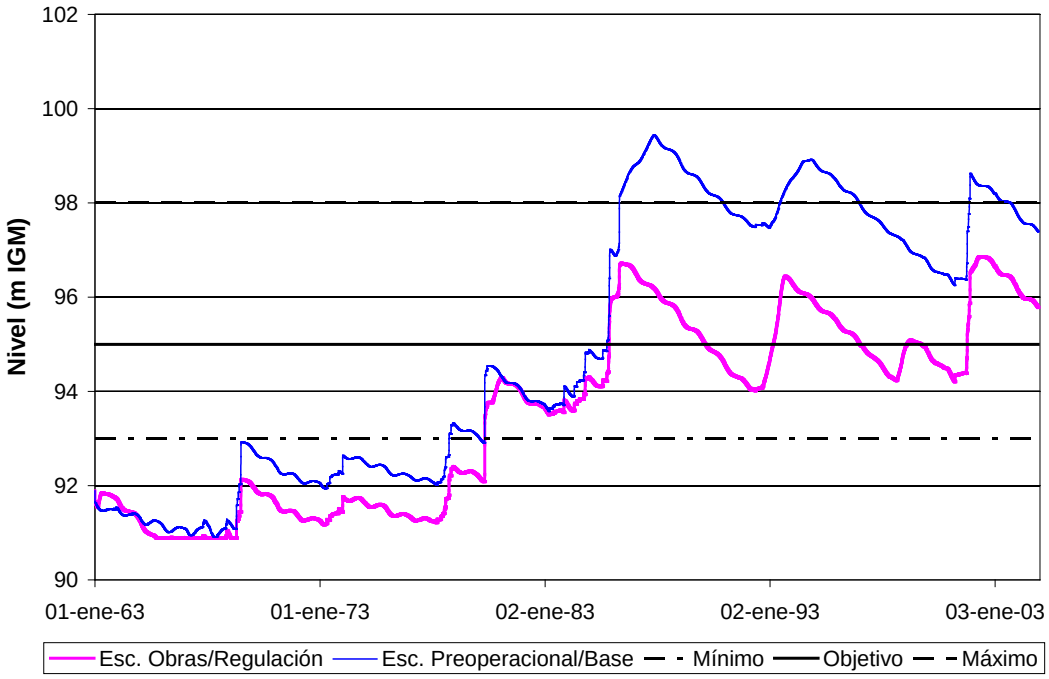
Figura 6.6.2. Obras de control para las Lagunas Encadenadas del Oeste.

6.6.2 Efectos de las obras

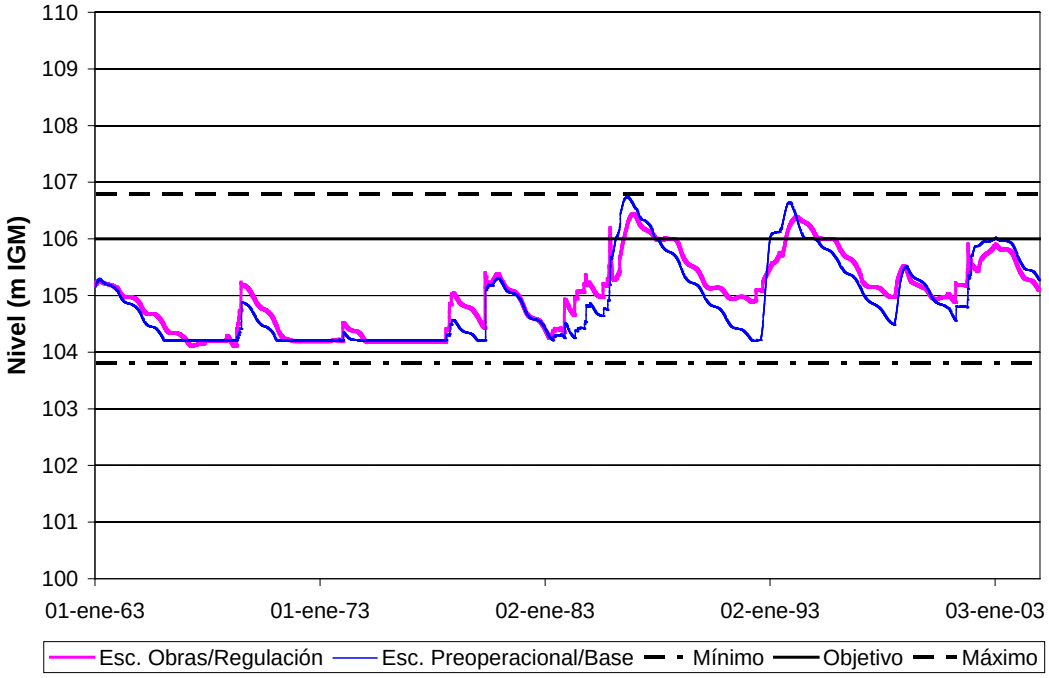
En la Figura 6.6.3 se muestra el nivel de agua en las distintas componentes de las Lagunas Encadenadas cuando se implementa la política de regulación, incluyéndose el resultado correspondiente al escenario Preoperacional/Base como referencia. Se observa que, para la situación histórica de análisis (1963-2004), las consignas de operación son exitosas en cuanto a evitar que el nivel de las lagunas supere el máximo (en particular, Epecuén y Cochicó, que lo superarían en ausencia de regulación). Sin embargo, los mínimos son claramente 'perforados' en Alsina y Cochicó para todo el período de estudio, y también en Monte y Epecuén antes de los 80. Tampoco resulta efectivo querer alcanzar el nivel objetivo en ninguna de ellas.

Con esta política de operación prácticamente no se habría observado cambio alguno en el caudal del Aº Vallimanca.

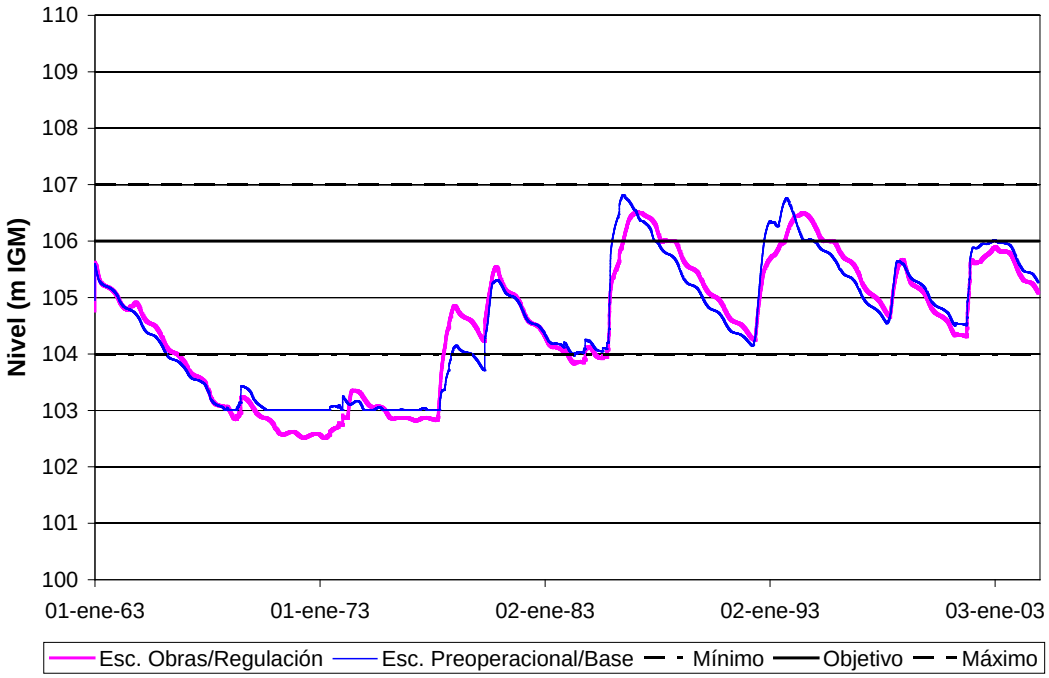
A partir de estos resultados se desprende que no parece existir agua suficiente en la región como para ser administrada con las pautas establecidas. Sería recomendable, entonces, replantear esas pautas, para lo cual sería necesario una discusión y acuerdo previos sobre cuáles de las lagunas puede ser mantenida a niveles más bajos.



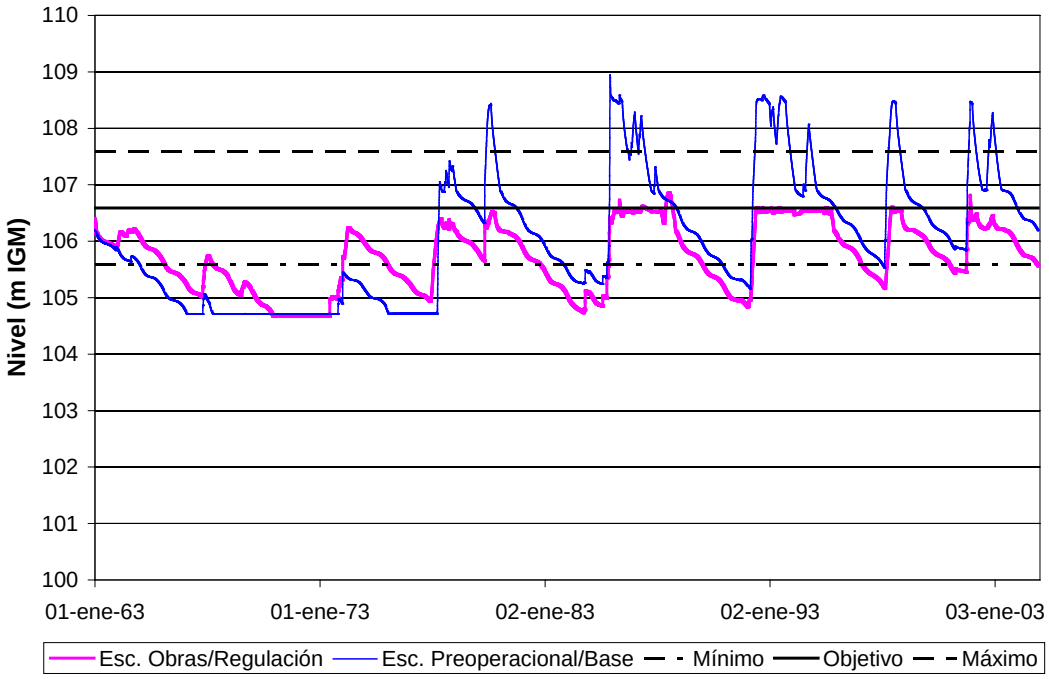
a) Epecuén



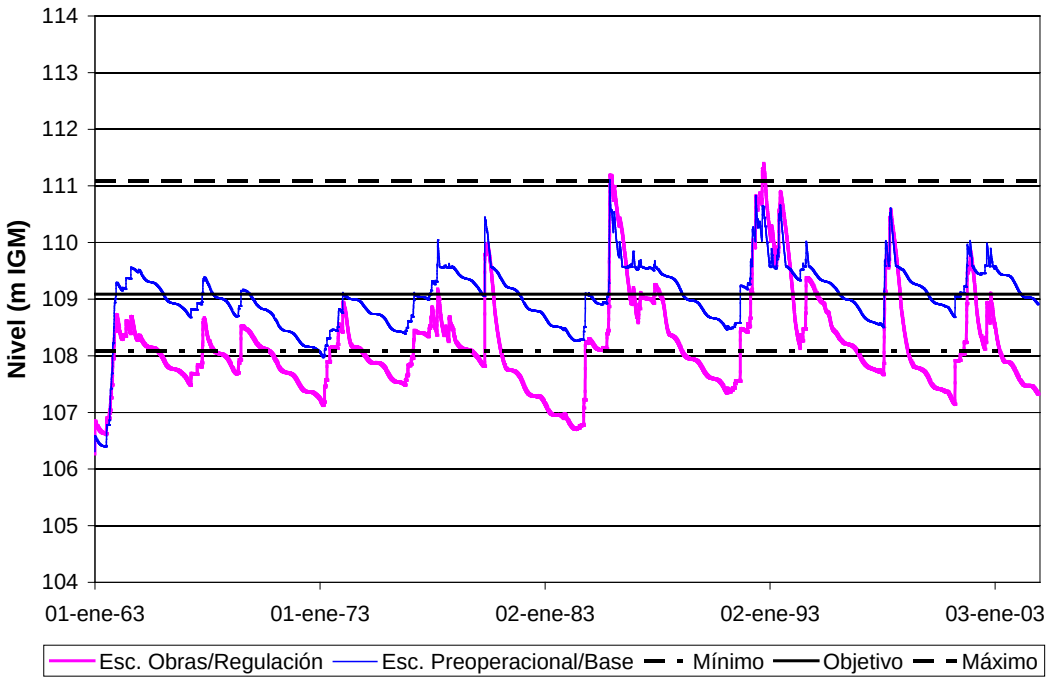
b) del Venado



c) Monte



d) Cochicó



e) Alsina

Figura 6.6.3. Nivel en las Lagunas Encadenadas para el escenario Obras/Regulación.

6.7 Subregión B3

Más allá de ideas generales sobre ampliación de la capacidad de descarga de los arroyos Vallimanca y Las Flores, no existen aún proyectos de obra para la subregión B3, de modo que el único escenario de obras es el asociado al de la subregión C, de la cual la presente subregión es receptaria. Ese escenario se lo denomina, por analogía, 'Obras/Regulación'.

Las pequeñas variaciones en el caudal de aporte del Arroyo Vallimanca por la regulación de las obras de la subregión C se manifestaron en cambios prácticamente despreciables sobre la respuesta del sistema para el escenario Preoperacional/Base.

6.8 Subregión B2

6.8.1 Escenarios de obras

Al igual que para la subregión B1, la obra prevista consiste en la canalización del río Salado, ahora en su tramo Inferior (Figura 6.8.1), que comprende una profundización y ensanche de la sección actual con una sección trapecial de ancho de fondo variable y con taludes 1V:3H. En la Tabla 6.8.1 se indican los anchos proyectados para todo el tramo. De acuerdo con el proyecto ejecutivo, al cauce se le asignó un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,019 y a la planicie 0,045.

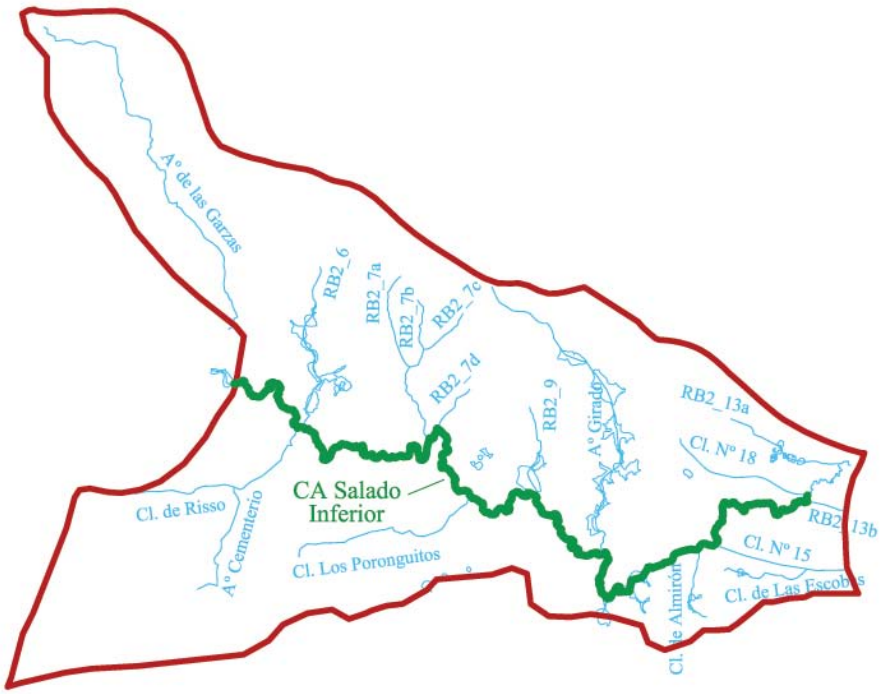


Figura 6.8.1. Obras hidráulicas en la subregión B2 (CA: canalización).

Tabla 6.8.1. Anchos de la canalización proyectada para el río Salado en la subregión B2.

Tramo	Desde	Hasta	Ancho cauce mayor [m]
1	Canal 15 (Prog. 68km)	Prog. 86km.	150
	Prog. 86km.	Prog. 94km.	30
	Prog. 94km.	Ingreso de Aº Girado (Prog. 116km)	150
2	Ingreso de Aº Girado (Prog. 116km)	Ingreso Aº Los Poronguitos (Prog. 171km)	100
3	Ingreso Aº Los Poronguitos (Prog. 171km)	Ingreso Cl. de Risso (Prog. 253km)	80
4	Ingreso Cl. de Risso (Prog. 253km)	Laguna Las Flores (Prog. 287km)	70

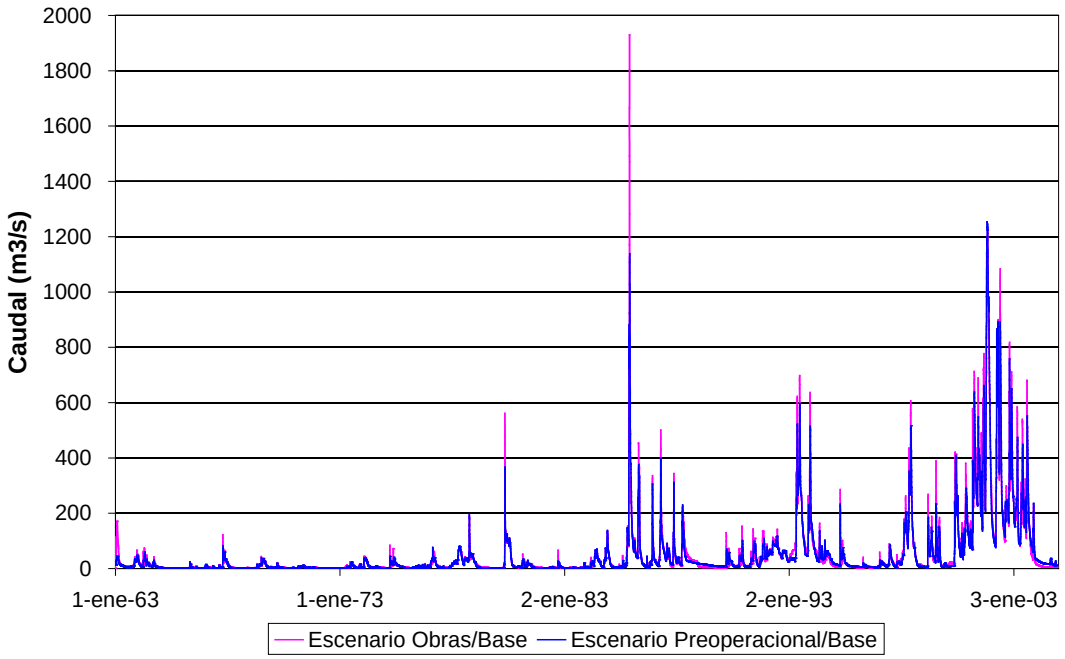
Se definieron los siguientes escenarios de obras:

- *Obras/Base:* Obras/Base de A1 + Obras/Base de A2 + Obras/Base de A3A4 + Obras/Base de B1 + Regulación de C + Regulación de B3 + canalización Salado Inferior.
- *Obras/Trasvase:* Obras/Base de A1 + Obras/Base de A2 + Obras/Trasvase de A3A4 + Obras/Trasvase de B1 + Regulación/Compuertas de C + Regulación/Compuertas de B3 + canalización Salado Inferior.
- *Obras/Secundarios:* Obras/Secundarios de A1 + Obras/Secundarios de A2 + Obras/Secundarios de A3A4 + Obras/Secundarios de B1 + Regulación/Compuertas de C + Regulación/Compuertas de B3 + canalización Salado Inferior.
- *Obras/CNO5:* Obras/Secundarios de A1 + Obras/CNO5 de A2 + Obras/CNO5 de A3A4 + Obras/CNO5 de B1 + Regulación/Compuertas de C + Regulación/Compuertas de B3 + canalización Salado Inferior.

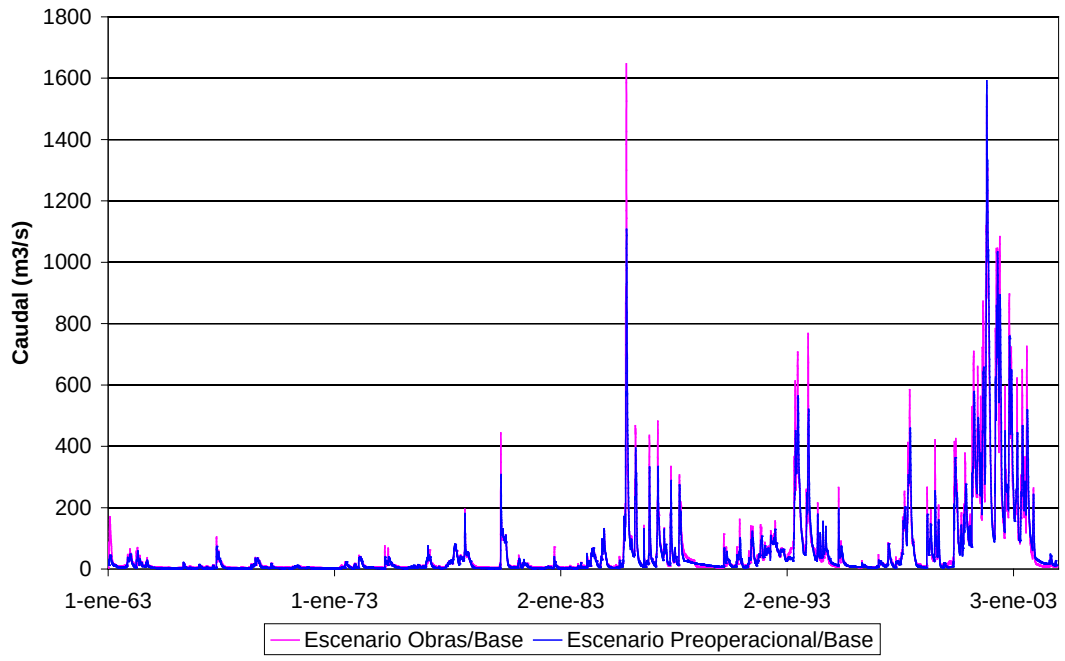
6.8.2 Efectos de las obras

Escenario Obras/Base

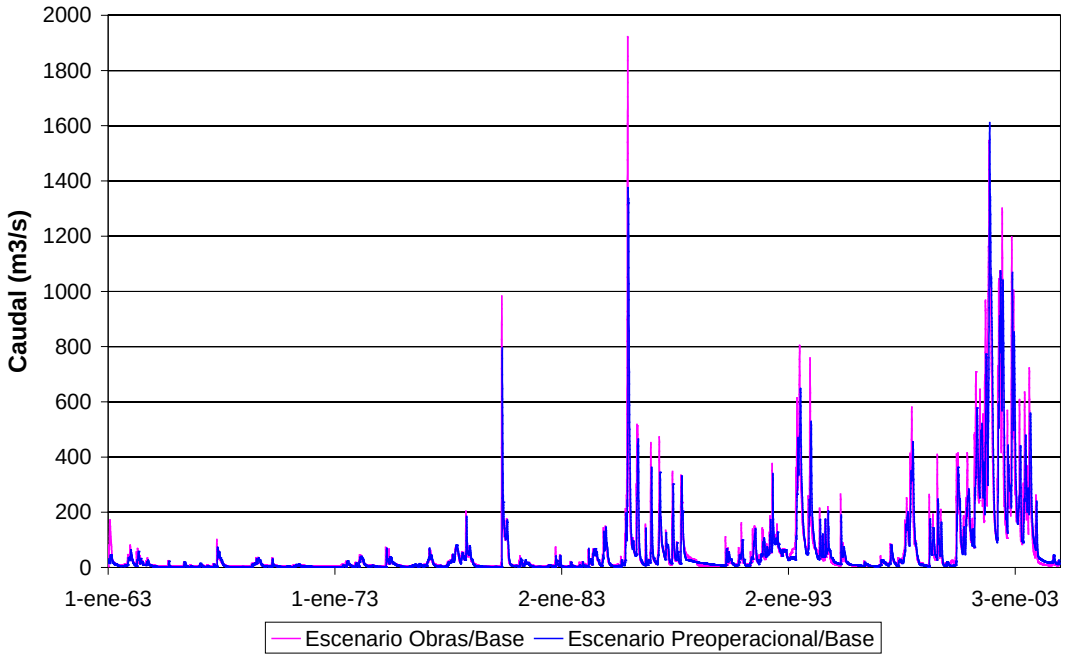
En la Figura 6.8.2 se muestra el caudal del río Salado en tres estaciones para el escenario Obras/Base y se lo compara con el correspondiente al escenario Preoperacional/Base. Se observa que se incrementan los valores pico por efecto de las obras, lo que está relacionado al mayor volumen de agua transportado; este incremento de volumen es de alrededor del 3% a la altura de la Ruta 41, y llega a casi el 5% en las rutas 57 y 2. Como fruto de la canalización, sí se observa una disminución significativa en los niveles, de hasta 2 m, a la altura de las rutas 41 y 57 (Figura 6.8.3).



a) Río Salado - Ruta 41 (HE1035)

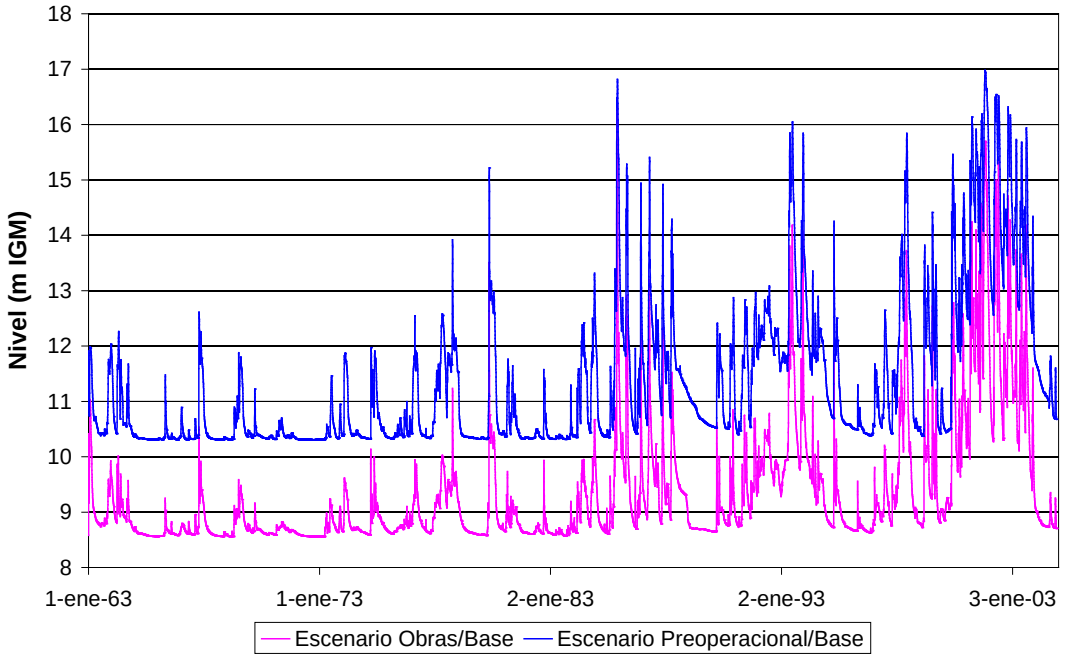


b) Río Salado - Ruta 57 (HL1045)

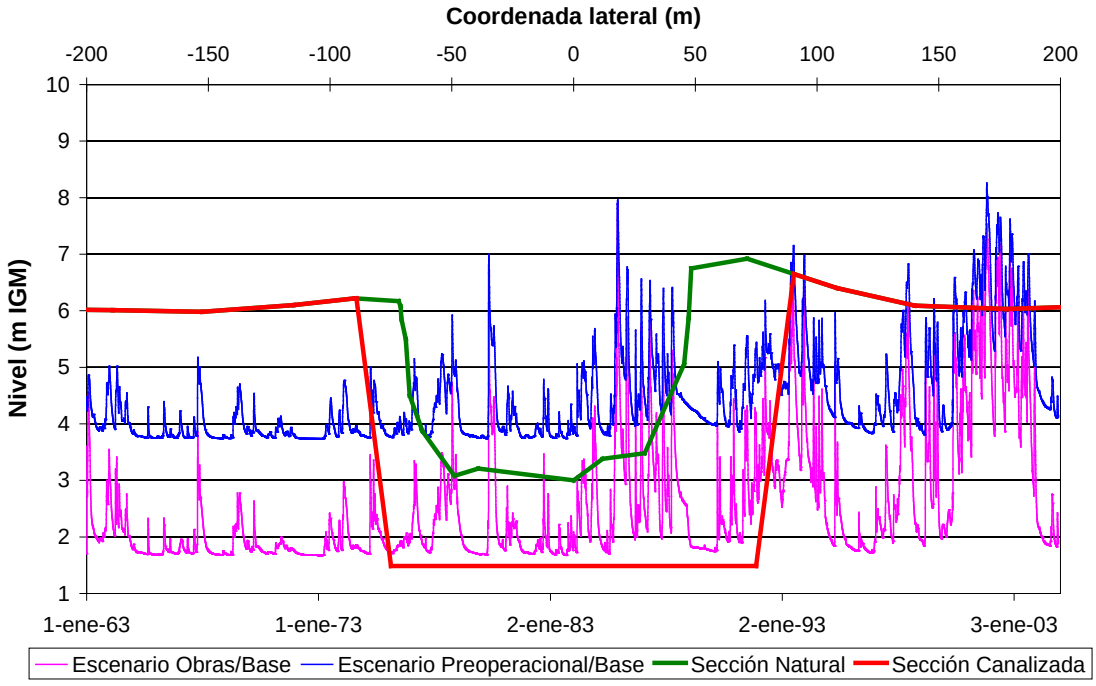


c) Río Salado - Ruta 2 (HL1055)

Figura 6.8.2. Caudales calculados correspondientes al escenario Obras/Base para la subregión B2.



a) Río Salado - Ruta 41 (HE1035)



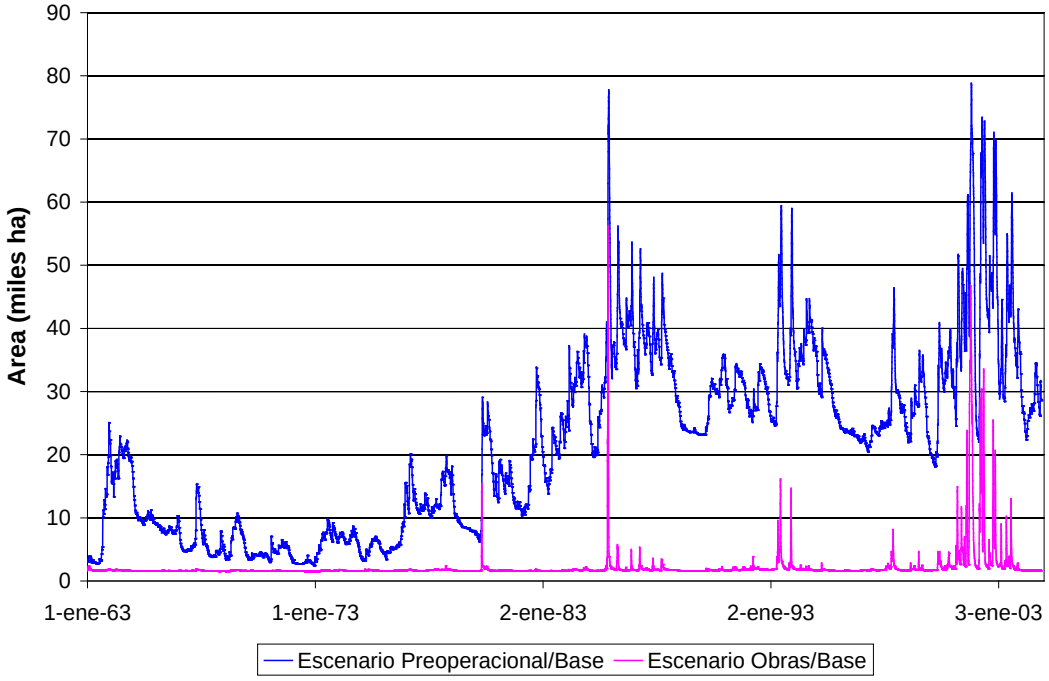
b) Río Salado - Ruta 57 (HL1045)

Figura 6.8.3. Niveles calculados correspondientes al escenario Obras/Base para la subregión B2.

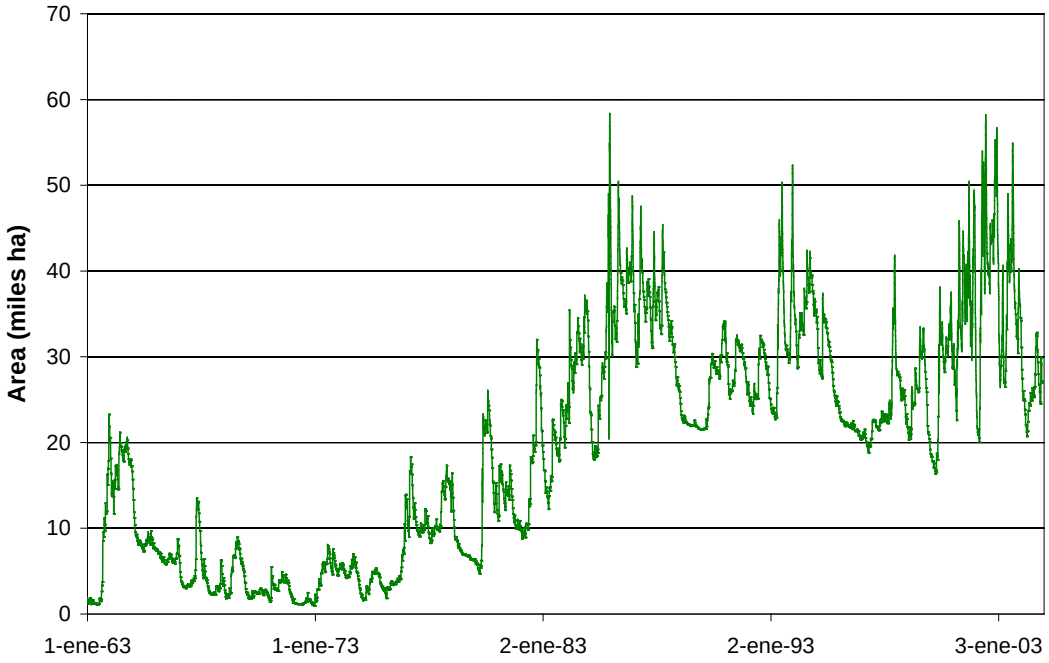
La Figura 6.8.4a muestra la serie temporal de área inundada total de la subregión B2 sobre la zona drenada por las obras del escenario Obras/Base (que totalizan 84 mil ha, lo que representa alrededor del 6% del área total de la subregión), tanto para la situación preoperacional como para el propio escenario Obras/Base. El área involucrada es del orden de decenas de miles de hectáreas, una fracción significativa, aunque menor, del área total inundada (ver Figura 5.4.6) Se observa que la presencia de las obras produce una reducción del área inundada, a partir del establecimiento de un nivel base algo menor de áreas bajo agua en forma permanente. En la Figura 6.8.4b se presenta la diferencia entre las áreas inundadas con y sin obras, lo que representa el 'área recuperada'.

De la Figura 6.8.4a se desprende que persisten las inundaciones en la zona drenada en consonancia con los eventos de 1987, 1993 y 2001 (que superan la recurrencia del evento de diseño para las obras), pero que su extensión y duración resultan muy inferiores a la del escenario Obras/Base.

La Figura 6.8.5 muestra los mapas de inundación para los eventos de 2, 5 y 10 años de recurrencia correspondientes al escenario Obras/Base. Si se lo compara con los asociados al escenario Preoperacional/Base (Figura 5.5.1c), se observa la reducción lograda en las áreas de inundación en torno a la obra de conducción.



a) Comparación



b) Diferencia

Figura 6.8.4. Series temporales de áreas inundadas de la subregión B2 en zonas drenadas por las obras del escenario Obras/Base.

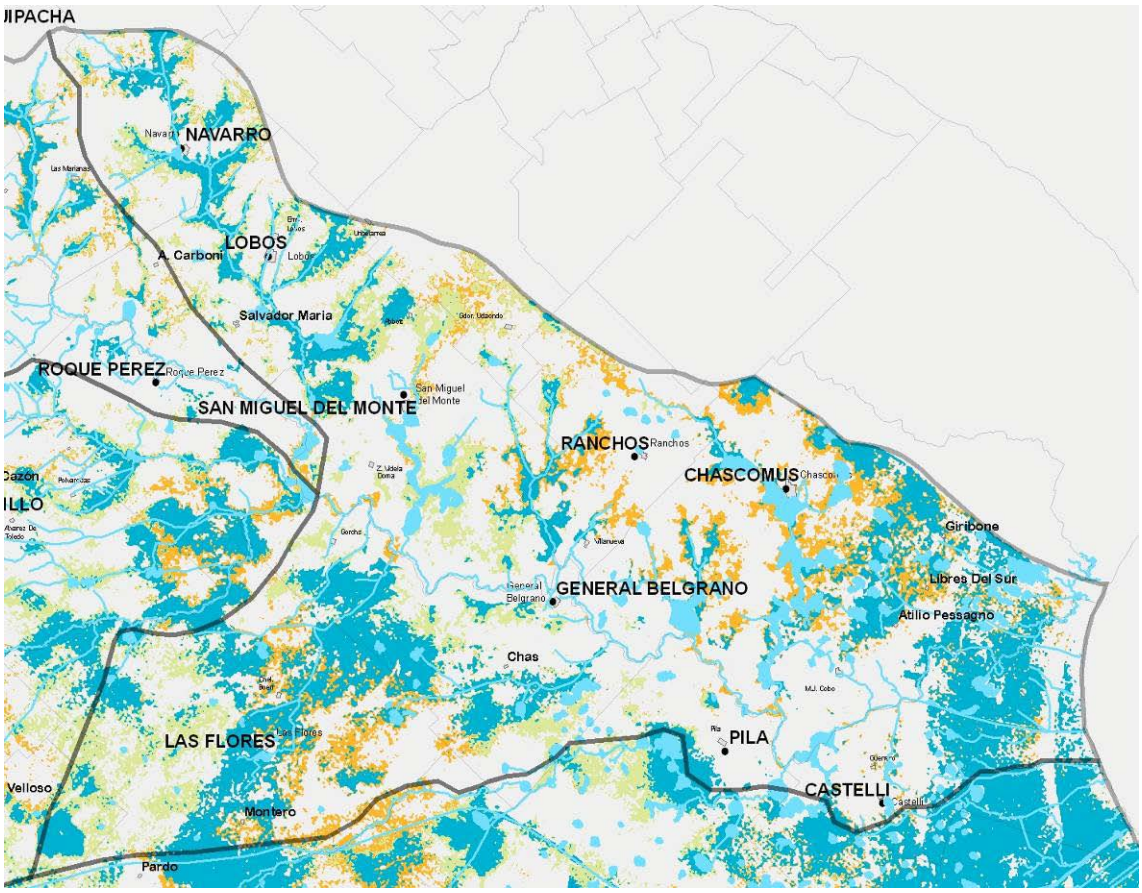


Figura 6.8.5. Mapas de inundación para recurrencias de 2 (azul), 5 (verde) y 10 (anaranjado) años de recurrencia, correspondientes al escenario Obras/Base de la subregión B2.

Escenario Obras/Trasvase

Prácticamente, no se detectan diferencias de caudal ni de nivel entre los escenarios Obras/Trasvase y Obras/Base.

Escenario Obras/Secundarios.

El caudal transportado por el río Salado no cambia significativamente respecto del correspondiente al escenario Obras/Base, tal como se observa en la Figura 6.8.6. Tampoco se nota variación apreciable en el área inundada.

Escenario Obras/CNO5

No se produce una variación apreciable del caudal transportado por el río Salado respecto del correspondiente al escenario Obras/Base, tal como se observa en la Figura 6.8.7. Tampoco se nota variación apreciable en el área inundada.

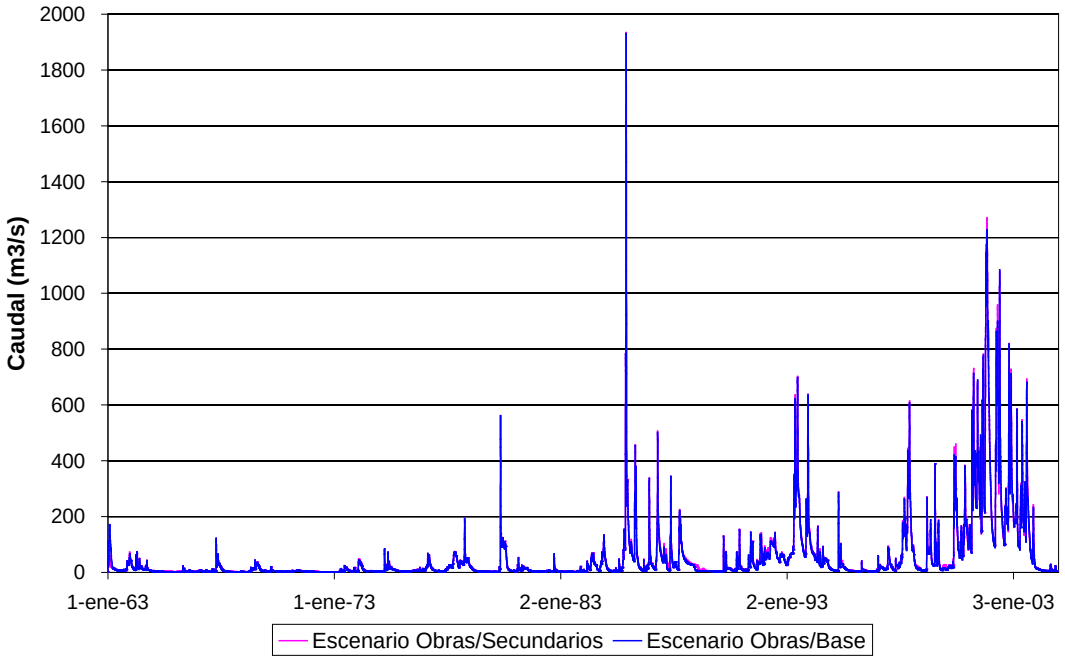


Figura 6.8.6. Caudales calculados en la estación Río Salado - Ruta 41 (HE1035) correspondientes al escenario Obras/Secundarios.

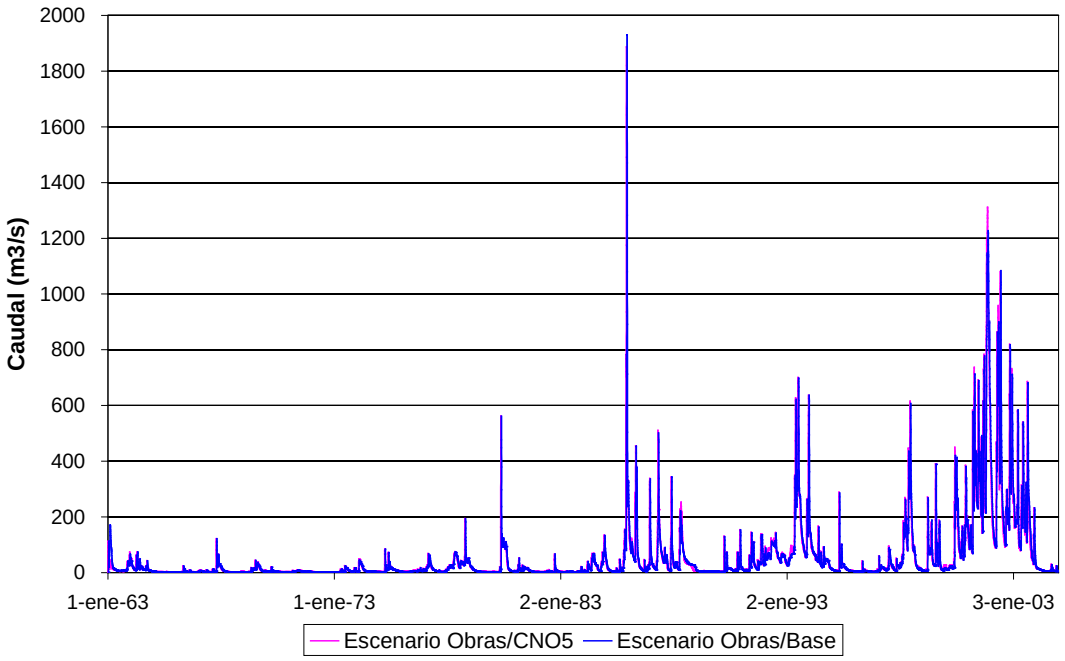


Figura 6.8.7. Caudales calculados en la estación Río Salado - Ruta 41 (HE1035) correspondientes al escenario Obras/CNO5.

7 CONCLUSIONES

El Modelo Matemático Hidrológico-Hidráulico de la Cuenca del Salado ha permitido obtener una gran cantidad de conclusiones relativas a la gestión de la cuenca. Las principales se sintetizan a continuación:

- La crisis de inundaciones que sufrió la cuenca desde fines de los 80 hasta principios de los 2000 se debió al aumento de la frecuencia de las precipitaciones intensas en esta región, que produjo una casi continua elevación del nivel de la napa freática, lo que en algún momento inhibió la capacidad de infiltración de los suelos, dando lugar a la generación de relativamente grandes excedentes hídricos superficiales.
- Si las grandes precipitaciones de 1987 hubieran ocurrido con el Canal Jauretche-Mercante-República de Italia construido, el nivel pico en el Complejo Hinojo-Las Tunas habría sido menor en alrededor de 0,50 m; más significativo es que no hubiera alcanzado la cota 86 m, sobre la cual se producen daños muy significativos. Además, la inundación habría recedido mucho más rápidamente, alcanzando para fines de 1991 un nivel casi 1,5 m menor al registrado.
- Si durante las grandes precipitaciones de 1987 no hubiera habido aporte desde La Pampa, el nivel pico en el Complejo Hinojo-Las Tunas apenas habría superado la cota 84 m IGM, es decir, habría sido 2,20 m menor al registrado.
- Si las grandes precipitaciones de 1987 hubieran ocurrido estando cerrado el Canal Ameghino, el máximo nivel de la laguna de Epecuén hubiera sido prácticamente 2 m menor al que efectivamente tuvo lugar.
- El área efectivamente drenada por las obras en ejecución, las obras proyectadas y las obras propuestas representan, para cada subregión, un porcentaje que oscila aproximadamente entre el 5 y el 20% del área total de la subregión, tal como se muestra en detalle en la Tabla 7.1.
- Si se toma como indicador de área recuperada (es decir, área que se evita inundar por la presencia de las obras) a un valor medio temporal sobre la duración de los eventos

extremos para cada subregión, se obtiene que esa área representa entre el 25 y el 70% del área drenada, tal como se muestra en detalle en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1. Áreas drenadas y recuperadas.

Subregión	Escenario	Área drenada (miles ha)	Área drenada relativa a subregión (%)	Área recuperada (miles ha)	Área recuperada relativa a drenada (%)
A1	Obras/Base	70	5.3%	40	57%
A1	Obras/ Secundarios	102	7.7%	70	69%
A2	Obras/Base	61	5.0%	30	49%
A2	Obras/ Secundarios	90	7.4%	42	47%
A2	Obras/CNO5	230	19.0%	52	23%
A3A4	Obras/Base	150	4.0%	80	53%
A3A4	Obras/ Secundarios	320	8.5%	138	43%
A3A4	Obras/CNO5	423	11.2%	150	35%
B1	Obras/Base	58	6.5%	40	69%
B2	Obras/Base	84	5.5%	35	42%

- Las inundaciones que duraron años pasarían a durar meses en las zonas drenadas por las obras; las de meses pasarían a días.
- En la medida en que los dos trasvases desde la laguna La Picasa (Prov. de Santa Fe) se ajusten a lo acordado (caudal máximo de 5 m^3/s cada uno, en épocas de grandes excedentes hídricos), su efecto sobre las inundaciones será pequeño, tendiendo a ser irrelevante hacia el final de la subregión A1.
- La imposición de una política de regulación a la descarga de la Laguna de Mar Chiquita puede producir una atenuación significativa en los caudales pico erogados hacia Junín durante las grandes crecidas.
- En la medida en que los dos trasvases desde la Provincia de La Pampa se ajusten a lo acordado (caudal máximo de 5 m^3/s cada uno, en épocas de grandes excedentes

hídricos), su efecto sobre las inundaciones será pequeño, tendiendo a ser irrelevante hacia el final de la subregión A3A4.

- En la subregión C no parece existir agua suficiente como para ser administrada con las pautas de regulación establecida para el manejo de niveles de las lagunas. Sería recomendable replantear esas pautas, para lo cual sería necesario una discusión y acuerdo previos sobre cuáles de las lagunas puede ser mantenida a niveles más bajos.

Además de estas conclusiones específicas, el estudio de modelación ha puesto en evidencia el funcionamiento hidrológico de la cuenca del Saldo, que conduce a completar la visión histórica sobre este problema. La visión actualizada es la siguiente:

- Las crecidas extraordinarias evidencian la baja capacidad de drenaje de la cuenca. Es decir, la naturaleza no ha podido moldear una red de drenaje suficiente como para evacuar los excedentes hídricos extraordinarios. Desde una visión geomorfológica, gran parte de la cuenca puede caracterizarse como un "desierto con agua", es decir, una región cuya topografía ha sido modelada por la acción de los vientos en una etapa evolutiva relativamente seca (generando una miríada de 'bajos'), y sobre la que en la era presente se descargan precipitaciones que llegan a ser muy intensas (Edgardo Latrubese, comunicación personal).
- El agua de las precipitaciones se acumula en los bajos. Sólo al completarse su capacidad de almacenamiento el agua drena, buscando elevaciones más bajas (por la acción de la gravedad), lo cual se manifiesta en inundaciones de las zonas topográficamente menos elevadas. Eventualmente la lámina de agua alcanza cañadas o cursos de agua, a través de los cuales drena en forma lenta en dirección hacia el Río de la Plata.
- Para evacuar esos excedentes extraordinarios, mitigando las inundaciones, la acción antrópica se ha concentrado en la construcción de grandes canalizaciones, con el objetivo de conducir más rápidamente el agua hacia su destino final, el Río de la Plata (con almacenamientos temporarios reguladores en el camino, como las grandes lagunas). La eficiencia de esos canales es necesariamente baja (grandes dimensiones relativas para conducir los caudales de diseño) debido a la baja pendiente continental.
- Lo que el presente estudio muestra en forma fehaciente es que el alivio producido por los canales tiene una distancia de acción relativamente pequeña respecto de ellos (es decir, no hay un 'llamado' significativo del agua de napa hacia las canalizaciones). En consecuencia, para drenar una superficie es necesario contar con un canal cercano. Es decir, sólo con una red dendrítica de canalizaciones primarias, secundarias, terciarias, etc., se podría alcanzar el drenaje completo, en el sentido de expulsar los excedentes hacia el Río de la Plata.
- Esta limitación de la estrategia de drenaje basada en canalizaciones ha hecho que, en la práctica, los esfuerzos de control de inundaciones se hayan dirigido mayormente a la defensa de pueblos y ciudades (es decir, donde hay gran concentración relativa de población), y sólo tangencialmente hayan atendido la problemática de la inundación de campos productivos.
- Ante la imposibilidad práctica de mitigar a gran escala las inundaciones de campos productivos mediante canalizaciones generalizadas, sólo quedan tres tipos de respuesta: la resignación, la adaptación (por ejemplo, hubo campos inundados que

practicaron acuacultura durante el pico de inundación), y el desarrollo de estrategias de control alternativas.

- En este último sentido, el manejo del uso del suelo para controlar el nivel de la napa (que, como se ha visto en este estudio, es un factor determinante de las inundaciones) aparece como una herramienta a investigar, al menos dentro de determinados límites. Esta estrategia tiene la ventaja de que también permite atender la problemática opuesta de las sequías, que causa estragos económicos globalmente más importantes. Actualmente se trabaja en un proyecto de investigación, financiado por la *National Science Foundation* (NSF)* y por el *Inter-American Institute for the Global Change Research* (IAI)**, con el objetivo de determinar el alcance potencial de este tipo de intervenciones.

* **Proyecto:** "From farm management to governance of landscapes: climate, water and land use decisions in the Argentine Pampa"
Participantes:

• University de Miami: Guillermo Podestá
• Argonne National Laboratory: Charles Macal, Michael North y Pamela Sydelko
• University de Colorado: Balaji Rajagopalan
• University de Illinois, Chicago: Moira Zellner
• University de Pennsylvania: Howard Kunreuther
• Manhattan College: Poonam Arora
• National Center for Atmospheric Research: Richard Katz
• AACREA: Fernando Ruiz Toranzo
• Servicio Meteorológico Nacional: Mónica Marino
• Instituto Nacional del Agua (INA): Angel Menéndez
• Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA): Daniel Lema
• Univ. de San Luis. Grupo de Estudios Ambientales: Esteban Jobbágy
• Univ. de Buenos Aires. Federico Bert, Claudia Natenzon,

** **Proyecto:** "From farm-level management to governance of landscapes: Climate, water and land use decisions in the plains of Southern South America"

Participantes: Esteban Jobbágy (Univ. de San Luis, Argentina), Federico Bert (Facultad de Agronomía, Univ. de Buenos Aires), Marcelo Nosetto (Univ. de San Luis), Guillermo Podestá (Univ. de Miami, USA), Fernando Ruiz Toranzo (AACREA, Argentina), Poonam Arora (Manhattan College, USA), Angel Menéndez (Instituto del Agua, Argentina), Sebastian Mazzilli (UDELAR, Uruguay), Andrés Berger (INIA, Uruguay), Andrés Wehrle (UNA, Paraguay), Claudia E. Natenzon (Univ. de Buenos Aires), Gervasio Piñeiro (Univ. de Buenos Aires), Moira Zellner (Univ. de Illinois - Chicago)