



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL
NORDESTE

TRABAJO FINAL

Estudio del sistema hídrico de las lagunas FACA–Anadón – Fontana, Chaco

Autores:

Frers, Alex Roberto
Leyes, Ramón Manuel

Tutor

Ing. Rorhmann Hugo

Asesor

Dr. Ing. Eder, Matías

2024

Índice

1. Introducción	5
1.1. Objetivos	5
1.2. Ubicación y límites	5
1.3. Clima.....	10
1.4. Topografía	11
1.5. Servicios e infraestructura	12
1.6. Suelos	12
1.7. Análisis hidrológico e hidráulico.....	12
1.7.1. Análisis Hidrológico	13
1.7.2. Análisis Hidráulico	14
2. Estudios Básicos	15
2.1. Introducción	15
2.2. Precipitaciones	15
2.3. Cartografía.....	16
2.4. Topografía	17
2.4.1. Características del equipo utilizado	23
2.4.2. Trabajos de gabinete.....	23
3. Análisis Hidrológico	25
3.1. Introducción	25
3.2. Área de aporte	25
3.3. Impermeabilidad actual y futura.....	27
3.3.1. Metodología empleada	28
3.3.2. Tasa de crecimiento de la impermeabilidad e impermeabilidad futura.....	34
a. Horizonte de diseño	34
b. Impermeabilidad futura	34
c. Tasa de crecimiento de la impermeabilidad	35
3.4. Estudio hidrológico.....	37
3.4.1. Modelación hidrológica.....	37
3.4.2. Metodología empleada	37
3.4.3. Parámetros físicos e hidrológicos.....	38
a. Parámetros físicos	38
b. Determinación de las pérdidas	39

3.4.4. Períodos de retorno de diseño.....	41
3.4.5. Lluvia de diseño.....	42
3.4.6. Calibración del modelo.....	46
3.4.7. Análisis de Sensibilidad y validación del modelo	51
Resultados	52
3.4.8. Situaciones de Diseño	53
Análisis de los resultados	55
3.4.9. Análisis del reservorio Balasto	57
Resultados	60
4. Análisis Hidráulico	62
4.1. Introducción	62
4.2. Metodología	62
4.3. Escenarios a analizar y evaluar.....	62
4.3.1. Situación actual y futura sin obras.....	63
a. Análisis del canal Av. Alvear.....	63
b. Canal Av. Cacuí.....	67
c. Canal Pasaje Juan D. Perón.....	69
d. Canal Pasaje Brasil.....	73
e. Conducto calle Misiones	75
4.4 Selección de la alternativa de obra más adecuada.....	79
4.5. Análisis de situación futura con la incorporación de obras nuevas	82
a. Análisis del canal Av. Alvear, situación futura con obra	82
b. Análisis del canal Av. Cacuí, situación futura con obra	84
c. Análisis del Canal Pasaje Juan D. Perón, situación futura con obra.....	86
d. Análisis del canal Pasaje Brasil, situación futura con obra.....	87
4.6 Propuesta de paseo de recreación y esparcimiento	88
4.6.1 Creación de los espacios	88
5. Marco Legal	97
5.1. Introducción	97
5.2. Regulación de la ocupación del suelo	97
5.3. Regulación del uso del suelo	98
5.4. Medidas del tipo no estructural.....	99
6. Cómputo y Presupuesto	101
6.1. Cómputo métrico	102
6.1.1. Canal de mampostería:	102
6.1.2. Rectificación, limpieza y construcción de alcantarillas	104

6.2. Presupuesto	105
7. Evaluación Socio-económica	106
7.1. Objetivos y alcances de la evaluación económica	106
7.2. Horizonte de planeamiento del análisis.....	106
7.3. Determinación de daños	106
7.4 Beneficios directos e indirectos derivados del proyecto	107
7.5 Conclusiones.....	109
8. Conclusiones y Recomendaciones	110
8.1. Conclusiones.....	110
8.2. Recomendaciones	110
BIBLIOGRAFÍA.....	111
ANEXOS	113
Anexo 1: Resolución 1334/21 – IDF	113
Anexo 2: Tabla de precipitaciones	128
Anexo 3: Plano catastral chacra 41	130
Anexo 4: Fotografía área 1962, delimitada según área de aporte.	131
Anexo 5: Imagen satelital de Google Earth Pro, noviembre de 2002, delimitada según área de aporte.	132
Anexo 6: Clasificación de usos de suelos, Imagen satelital 2002.....	133
Anexo 7: Imagen aérea 2011, delimitada según área de aporte.	134
Anexo 8: Clasificación de usos de suelos, Imagen aérea 2011.	135
Anexo 9: Imagen VANT 2021, delimitada según área de aporte.	136
Anexo 10: Clasificación de usos de suelos, Imagen VANT 2021.	137
Anexo 11: Clasificación de usos de suelos, Imagen 1962.	138
Anexo 12: Calibración del modelo hidrológico con datos de precipitación de noviembre 2009, Imágenes de resultado HEC-HMS.	139
Anexo 13- Corridas del modelo hidrológico para situación actual y situación de diseño. Imágenes de resultado HEC-HMS.	157
Anexo 14- Corridas del modelo hidrológico para situación actual Laguna Balasto. Imágenes de resultado HEC-HMS.	165
Anexo 15-Resolucion 121-14 Zonificación riesgo hídrico por precipitaciones AMGR.....	169
Anexo 16: Computo y Presupuesto.....	174
Anexo 17: Evaluación Socio-Económica.....	186
ANEXOS DE PLANOS	187

1. Introducción

1.1. Objetivos

El presente trabajo tiene como objetivo el análisis hidrológico e hidráulico del sistema hídrico de la cuenca FACA-Anadón de la localidad de Fontana, Chaco.

En los alcances del trabajo se incluye el análisis de la capacidad reguladora de las lagunas y del cuerpo receptor; el análisis de los usos del suelo; zonificación de riesgo hídrico urbano por precipitaciones; restricciones de ocupación de suelo en zonas de ribera. Se analizará la capacidad de conducción de la infraestructura existente.

Como resultado final se busca optimizar la capacidad instalada de las lagunas e infraestructura existente.

1.2. Ubicación y límites

El área de estudio del sistema hídrico de las lagunas FACA-Anadón se sitúa geográficamente en el Chaco, esta provincia está ubicada al noreste de la República Argentina (Anexo – Plano n°1); y tiene una superficie de 99.633 km² distribuida en veinticinco departamentos.

Como se observa en la Fig. 1, limita:

al norte, a través del río Bermejo, con la provincia de Formosa,

al noroeste, con la provincia de Salta,

al oeste con la provincia de Santiago del Estero;

al este, a través de los ríos Paraná y Paraguay, limita con Corrientes, y la República de Paraguay respectivamente;

al sur la provincia limita con Santa Fe.

Como se mencionó la provincia está dividida en 25 departamentos, uno de ellos, el departamento San Fernando, es donde se ubica la ciudad de Fontana, una localidad que posee una superficie de 25,03 km². Limita al sureste con la capital provincial, Resistencia, hacia el noroeste limita con el municipio de Puerto Tirol, al norte con el río Negro. La localidad forma parte de un aglomerado urbano denominado Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR), lo conforma junto con las localidades de Resistencia, Barranqueras y Vilelas. En la Fig. 2 se pueden apreciar la localidad de Fontana con las ciudades limítrofes y en Anexos Plano n°2 se ubica a la zona de estudio dentro de la localidad.

Fig.1. Provincia del Chaco y sus límites
(Fuente: Wikipedia, 2024).

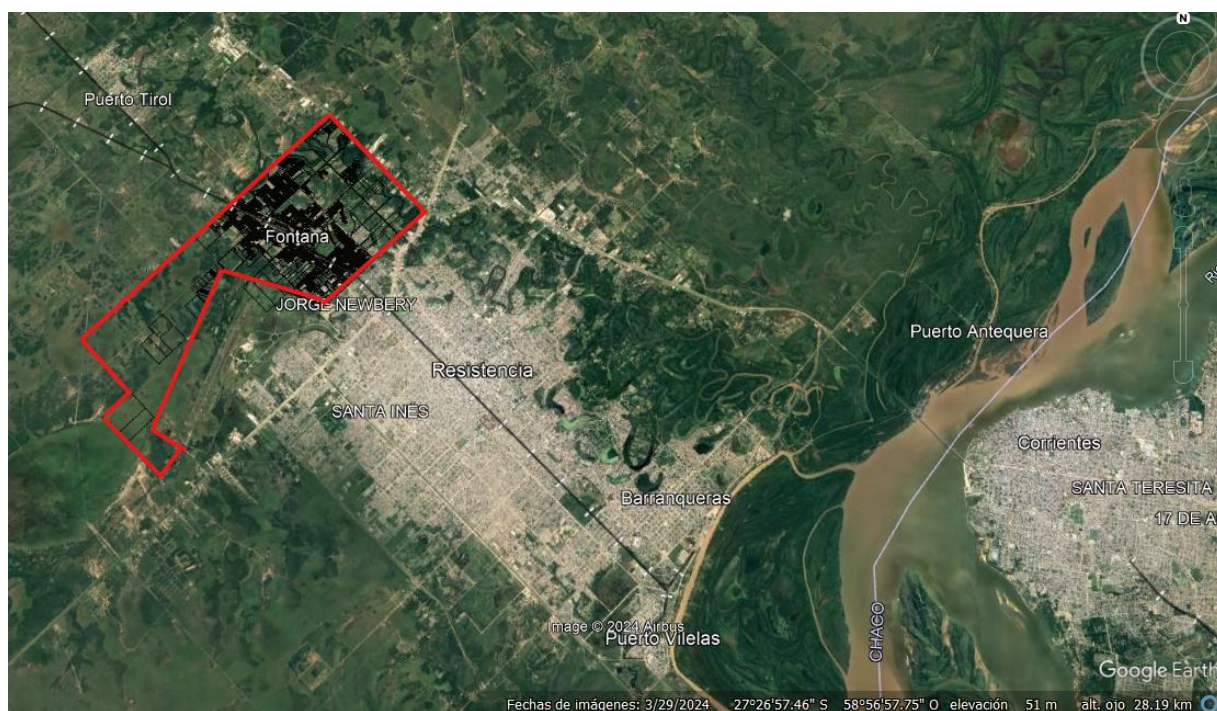
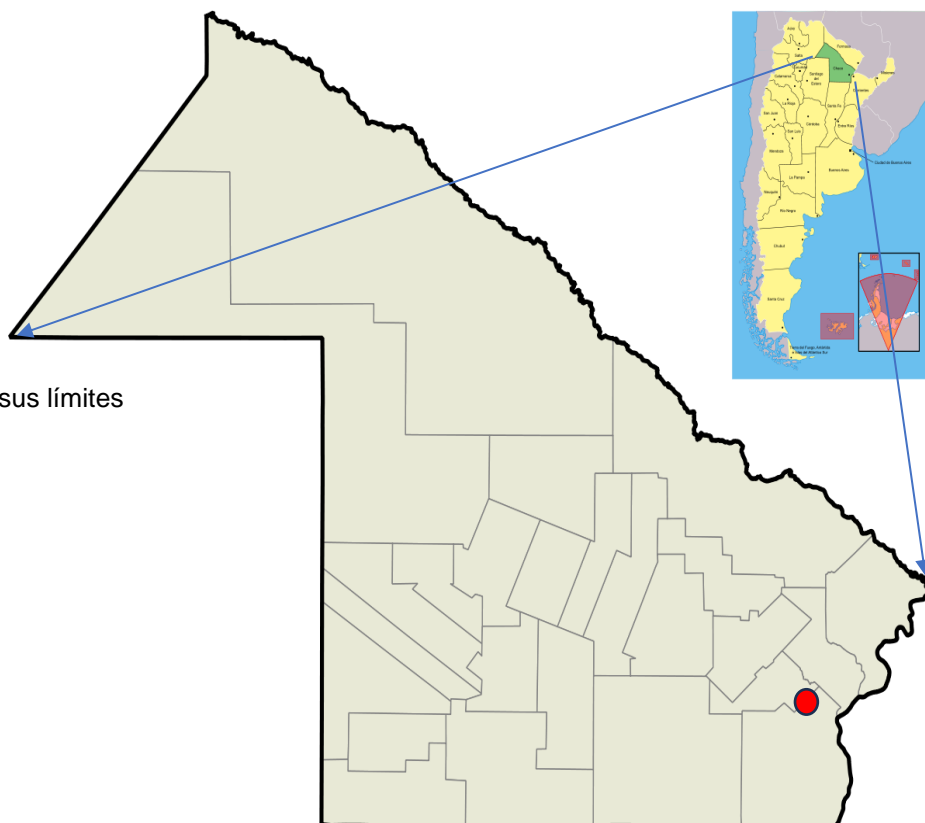


Fig.2. Localidad de Fontana (Fuente: Google Maps, 2024).

El crecimiento demográfico de la localidad muestra un avance importante en el uso de suelo, no solo en el centro de la ciudad, sino más bien a las afueras y si se analiza la zona de la cuenca FACA-Anadón, podemos ver mayor crecimiento en sus alrededores que han producido una gran impermeabilización de la superficie de estudio, tanto por las obras de viviendas particulares, como también por las trazas viales pavimentadas de sus calles.

El objeto es poder analizar la situación actual de la cuenca mencionada, determinar la superficie de aporte, la capacidad de almacenamiento de las lagunas, las condiciones de su sistema regulado por alcantarillas y las descargas aguas abajo hacia los sistemas receptores.

Con ello se podrá modelar y con los resultados y para tormentas de diseño sugeridas será posible relacionar altura y volumen y altura-superficie inundada de las lagunas para establecer la zonificación de riesgo hídrico urbano por precipitaciones.

Con estos parámetros se establecerán recomendaciones y propuestas no estructurales para la programación del uso del suelo y poder garantizar a la comunidad la seguridad de poder establecerse o no en zonas de cercanías al sistema lagunar.

Para comprender cómo es el funcionamiento hidrológico de los distintos cuerpos lagunares, se tendrá en cuenta las precipitaciones máximas anuales registradas durante el periodo en el cual la APA ha realizado mediciones, como por ejemplo con un tiempo de recurrencia de dos años y también precipitaciones críticas con recurrencias asimilables a las de diseño de desagües pluviales con tiempo de recurrencia de diez años.

Se realizará un análisis del cuerpo receptor del sistema, denominado Balasto y su interconexión con el río Negro, que es el destino final del sistema lagunar.

La capacidad de evacuación que disponen hoy las lagunas evaluadas se conforma por alcantarillas y canales excavados en tierra, y está contemplada en cada una de las simulaciones que se presentan, vinculada con las condiciones de almacenamiento y regulación temporaria al incorporar las relaciones entre cota-superficie afectada-volumen almacenado.

En la Fig. 3 se puede ver el sistema lagunar estudiado, FACA – Anadón – Balasto, con su descarga canalizada al río Negro (DESC. 1) y una antigua conexión (DES 1-2, hoy en desuso) a uno de los paleocauces del río Negro, y su posterior descarga al río homónimo. El paleocauce nombrado anteriormente también recibe la descarga del sistema lagunar Fortín – Oro – Palma.

Actualmente la única descarga en funcionamiento del sistema FACA – Anadón – Balasto, es el río Negro, (Fig. 4) materializado por un canal de tierra que data de la creciente del año 1982, y el cual originalmente era solamente una cuneta, y en el año 2015 se la amplió con excavadora, sin un análisis previo del funcionamiento de su interacción con el río. Por lo dicho anteriormente se analizará el funcionamiento del sistema con esta descarga, y en caso de no verificar se plantearán las modificaciones necesarias.

Como marco Normativo para el proyecto se detallan aquellas autoridades que tengan intervención, regulación o injerencia en el manejo y uso de los recursos hídricos en la localidad. A nivel provincial la Administración Provincial del Agua del Chaco (APA) y nivel Municipal la Dirección de Drenaje Pluvial y Alcantarillado Urbano de Fontana.



Fig. 3. Sistemas lagunares y sus descargas al río Negro (Fuente: elaboración propia, 2024).



Fig. 4. Sistema lacustre FACA – Anadón – Balasto (Fuente: elaboración propia, 2024).

Las lluvias son generalmente intensas durante el período cálido (octubre a marzo) y los inviernos son secos. Las condiciones climáticas son más benignas hacia el este donde las lluvias son regulares, mientras que en el oeste se acentúan las diferencias pluviales entre estaciones (“Cuaternario y Geomorfología Argentina”, Fucks-Pisano, UNLP, 2017).

Las precipitaciones son del tipo convectivas, de marcada intensidad en periodos cortos de tiempo.

En el informe “Anuario de Precipitación” de la Administración Provincial del Agua (APA) del año 2021, en la Fig. 5, es posible observar las isohietas medias anuales, basadas en las de mediciones de los pluviómetros instalados desde el año 1956 al 2021, teniendo una precipitación media de 700 mm/año en el sector noroeste de la provincia, mientras que, en el sector sureste, donde se ubica Fontana, se observa una media de 1300 mm/año.

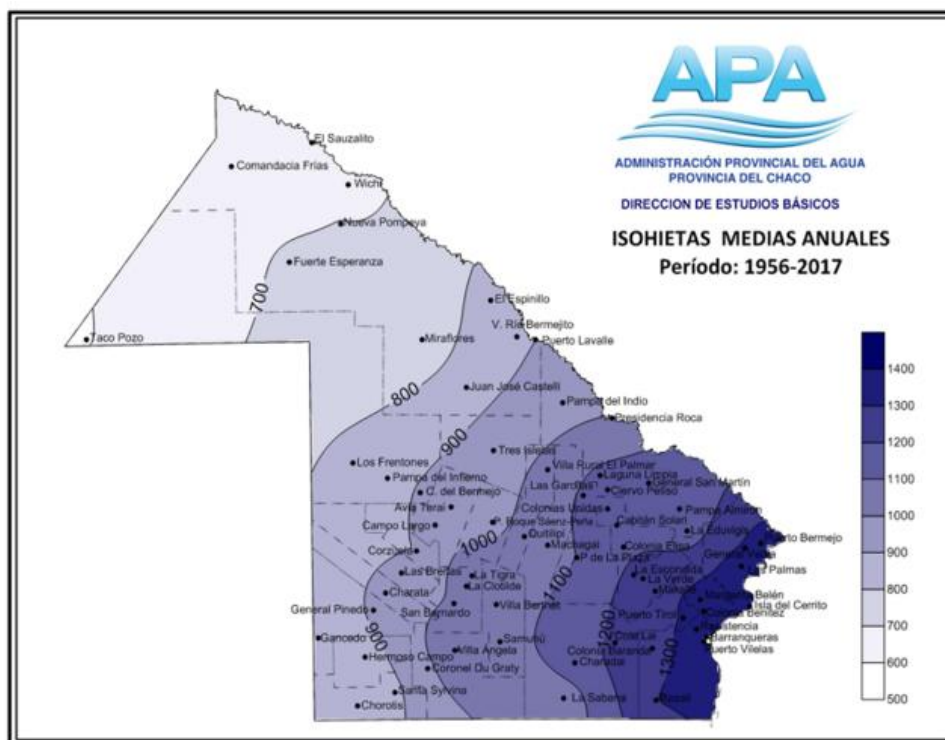


Fig. 5. Isohietas Medias Anuales (Fuente: APA, 2021).

1.4. Topografía

Según la geomorfología de la Llanura Chaqueña, la provincia presenta una superficie de llanura en gran parte de toda su extensión, la zona de mayor elevación topográfica se ubica en el noroeste de la provincia, cerca de 250 msnm, y en el sureste, la cota es de 50 msnm (metros sobre el nivel del mar), por lo que se tiene desniveles de poca pendiente, que va de dirección noroeste a sureste.

Se puede ver en la Fig.6 la representación de la superficie en el territorio chaqueño y sus formaciones de cuencas, bañados, esteros.

Este desnivel escaso, de aproximadamente 20cm por cada 1km en promedio, en general en la superficie provincial, también se ve reflejado en la localidad de Fontana, lo que demuestra la formación de ríos de llanura y sus sistemas lacustres, como la cuenca del río Negro.

En esta cuenca está ubicada la localidad de Fontana, precisamente en la cuenca baja del río Negro, con formaciones de meandros por la poca energía que tiene, además del sistema lacustre conformado por lagunas principales como Oro, Fortín y Anadón-FACA.

En este punto se describen con detalle los relevamientos topográficos realizados en el sitio correspondiente a la cuenca de las lagunas FACA y Anadón. Se ha decidido que la información topográfica disponga de una versión donde la totalidad de los valores acotados altimétricamente estén referidos al Cero del Ministerio de Obras Públicas de la Nación (MOP), en atención a que tanto la normativa aprobada en distintas instancias por la APA como los manuales de operación de los diferentes componentes del sistema de defensas del Área Metropolitana están referidos a ese plano topográfico.

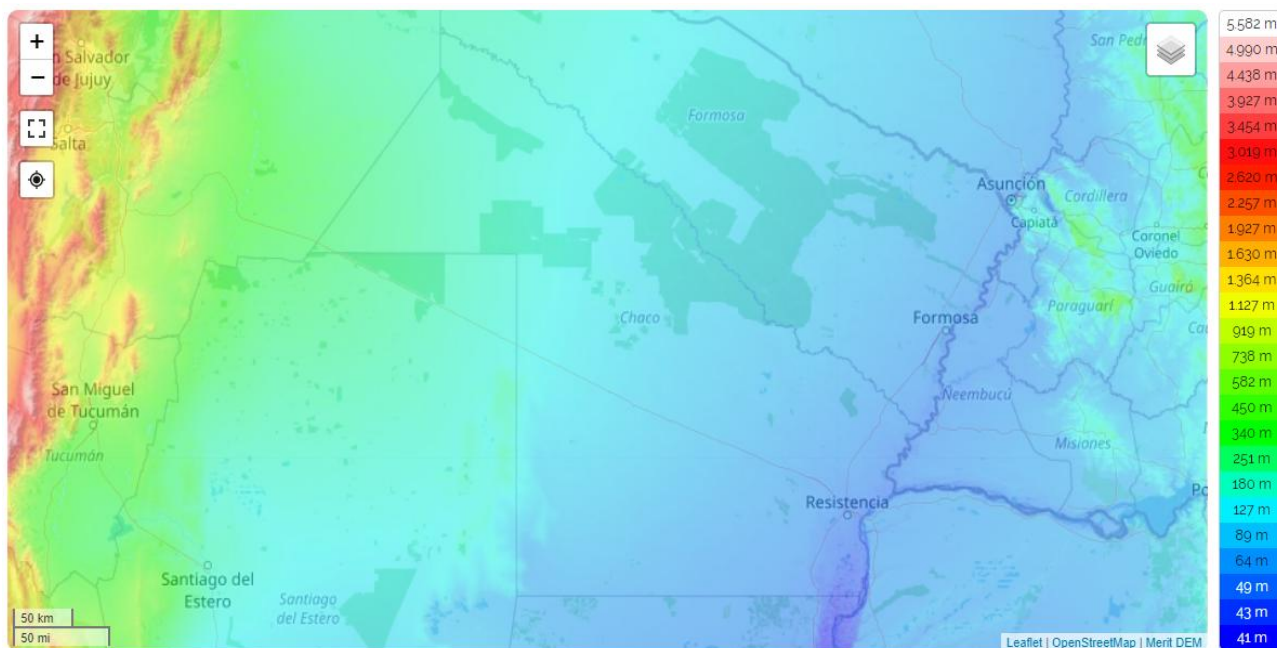


Fig.6. Elevaciones del territorio chaqueño (Fuente: OpenstreetMap, 2023).

1.5. Servicios e infraestructura

Los servicios con los que cuenta Fontana son red de electricidad, telecomunicaciones, internet, agua potable y redes de desagües cloacales en algunos barrios de la ciudad. Cuenta con servicios de transporte tanto comercial como público (colectivos, remises, cargas, etc.) y también es posible mencionar que se tiene un servicio ferroviario el cual es utilizado para el transporte de personas (SOFSE) y transporte de cargas mediante el tren Belgrano cargas.

En el área de salud la ciudad cuenta con un Hospital Central, ubicado en el centro de la localidad y tres centros de salud (en los barrios Río Arazá, Cacique Pelayo y Villa Oro), además se encuentra en etapa de anteproyecto un Instituto de Alta Complejidad cardio-oncológico (IACO) en el centro de la localidad.

A nivel educativo la localidad cuenta con establecimientos de jardín, escuelas primarias, escuelas secundarias, una escuela técnica y centros culturales (música, bellas artes, danzas).

En lo que refiere a seguridad cuenta con tres comisarías y con el Escuadrón n° 51 de Gendarmería Nacional.

1.6. Suelos

Dada la geomorfología de la provincia, los suelos en la cuenca baja del río Negro, se formaron por sedimentación de suelos, provenientes de la erosión eólica y el arrastre de partículas en tiempos de crecidas por precipitaciones.

Según datos del INTA en la localidad de Fontana predominan los suelos del orden Molisol caracterizados por ser suelos de color oscuro que tienen la capacidad de tener buen drenaje, bien desarrollados con un alto contenido de materia orgánica.

Principalmente en las regiones bajas dominadas por esteros y bañados se generan Alfisoles caracterizados por un mayor contenido de arcillas y limos lo que en conjunto con la posición topográfica ocasionan un drenaje imperfecto produciendo anegamientos (ver Fig. 7).

Se cuenta con estratos de suelos limosos, limo-arenoso y arena que se pueden ver en el mapa geológico de la provincia del Chaco (ver en anexo plano n° 3)

1.7. Análisis hidrológico e hidráulico

La localidad de Fontana se ubica dentro de la cuenca baja del río Negro, donde la escasa pendiente genera un curso de agua de baja energía de relieve, lo que posibilita la formación de meandros. Las lagunas de la localidad, fueron originadas de paleocauces del río Negro. El conjunto fluvial-lacustre es utilizado como descarga del desagüe pluvial planificado en la ciudad.

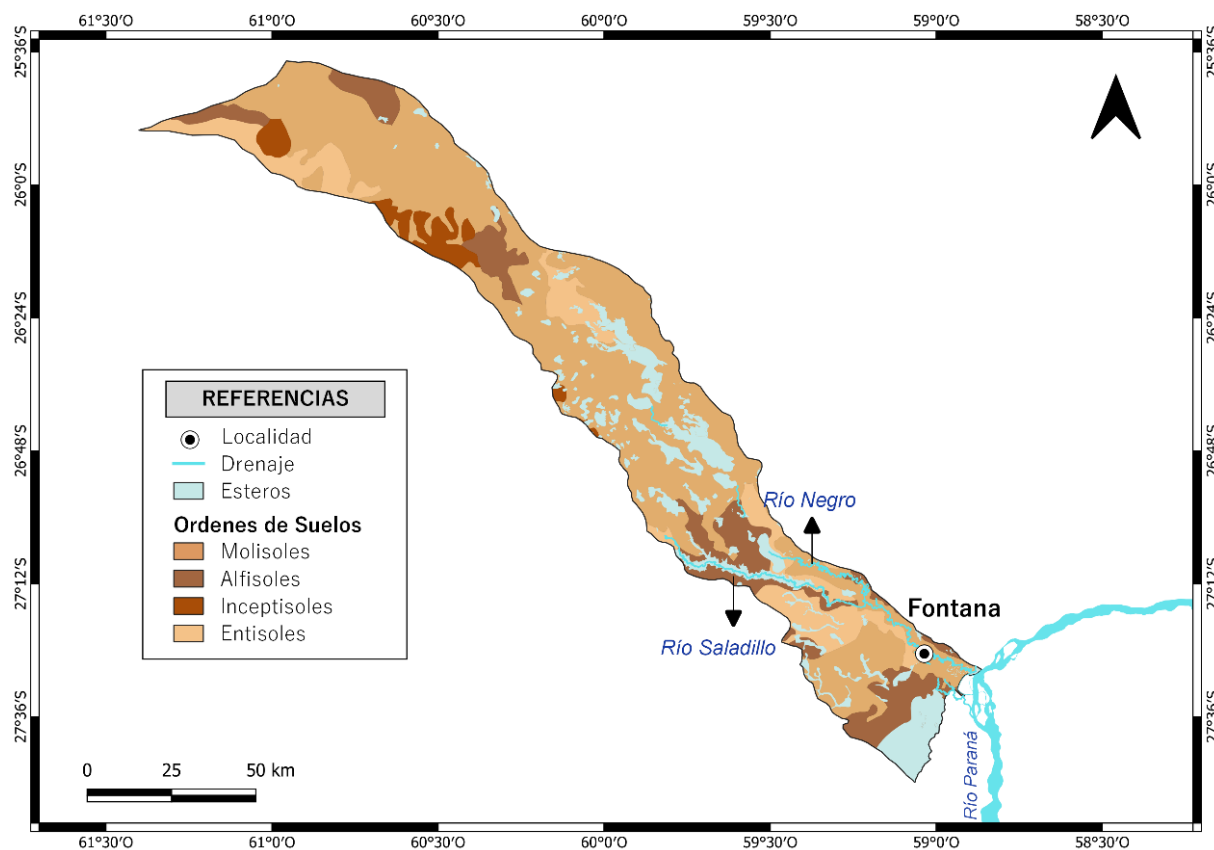


Fig. 7. Clasificación del suelo según nivel taxonómico de Orden (Fuente: IDE-INTA, 2024).

En la ciudad el crecimiento demográfico, acompañado de la demanda de construcciones inmobiliarias y el desarrollo de la traza vial, aumenta la superficie de impermeabilización de suelos, por ello es importante un desarrollo planificado de las obras públicas incluidos los desagües pluviales, para disminuir los riesgos ante posibles inundaciones o anegamientos de los barrios. A las medidas anteriores se la debe complementar con medidas no estructurales de acuerdo a los marcos normativos.

1.7.1. Análisis Hidrológico

En el análisis hidrológico se realiza el estudio de los distintos parámetros que intervienen en la generación de escurrimiento superficial, los cuales se describen a continuación:

Análisis de los usos del suelo urbano.

La ocupación del suelo en distintos usos y su correcta valoración representan una de las cuestiones más relevantes en los estudios de hidrología urbana, debido a su importancia en la generación del escurrimiento superficial. En consecuencia, se realiza el análisis del uso actual del suelo urbano en base a la interpretación de imágenes satelitales y fotografías de alta definición, con el objeto de definir los porcentajes de participación, y con determinar el grado de impermeabilidad de cada cuenca.

Adopción de la Tormenta de Diseño.

En primer lugar, se establecerán las tormentas a ser evaluadas, tanto para dimensionado como para verificación general del sistema. En general la tormenta para el dimensionado está referida al período de recurrencia para el cual se espera que el sistema esté en condiciones de conducir todos los excedentes, en tanto que para la de verificación, interesará definir el período para el cual se establece un grado máximo de afectación superficial.

Se trabajará con las curvas de intensidad de precipitación – duración – recurrencia y los parámetros para las tormentas de diseño en desagües pluviales urbanos aprobadas por la Resolución 1334/21 de la APA. (Anexo n°1)

Modelación Hidrológica:

Para analizar el escurrimiento de las subcuencas involucradas, se utiliza el modelo matemático para la transformación de las lluvias en caudales y que consideren la influencia que tiene el almacenamiento temporario en las subcuencas involucradas. Para ellos se utiliza el programa HEC – HMS desarrollado por US Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos).

1.7.2. Análisis Hidráulico

Luego de la delimitación de las subcuencas y el análisis hidrológico, se realizará el diseño hidráulico primario del sistema, verificando la capacidad de los principales canales del área de estudio y se propondrán las adecuaciones necesarias para optimizar la capacidad de evacuación del sistema existente.

2. Estudios Básicos

2.1. Introducción

En el presente capítulo se presentan los datos necesarios obtenidos y elaborados, que nos permite generar documentación gráfica para interpretar y poder modelar el terreno y posteriormente el modelado hidrológico. Estos datos disponibles son básicamente las precipitaciones, los datos de altimetría y fotografías aéreas del terreno correspondiente al área de estudio.

2.2. Precipitaciones

El informe “Anuario de Precipitaciones” de la APA del año 2021, nos muestra las cuencas que conforman el territorio chaqueño, como también los lugares donde se ubican los pluviómetros que registran los datos de precipitaciones que luego son utilizados para datos estadísticos. En la Fig. 8 vemos el mapa de la red pluviométrica y las cuencas del Chaco.

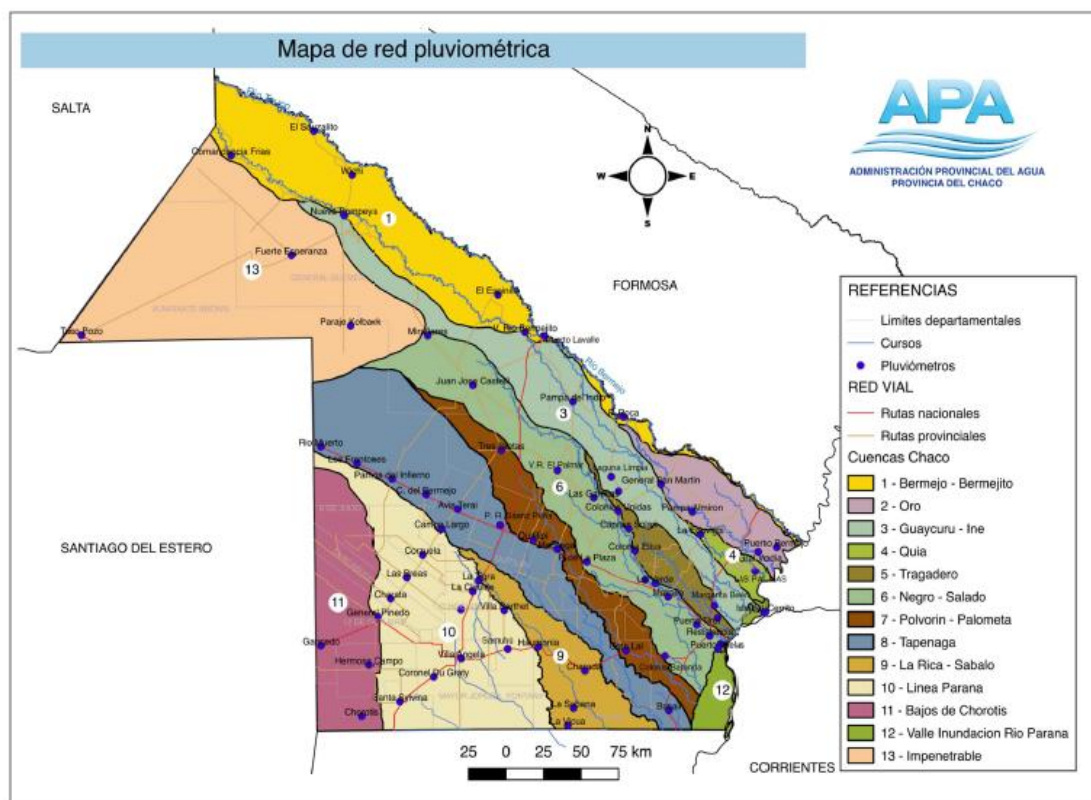


Fig. 8. Red pluviométrica y cuencas del Chaco (Fuente: APA, 2021).

Posteriormente, en la Fig. 9, se presenta el Hietograma de Precipitaciones Anuales y en el Anexo n°2 se presenta la Tabla de precipitaciones mensuales de la ciudad de

Resistencia, la cual es la más próxima al área de estudio, desde el período 1954/1955 al periodo 2020/2021, datos provenientes del anuario mencionado anteriormente.

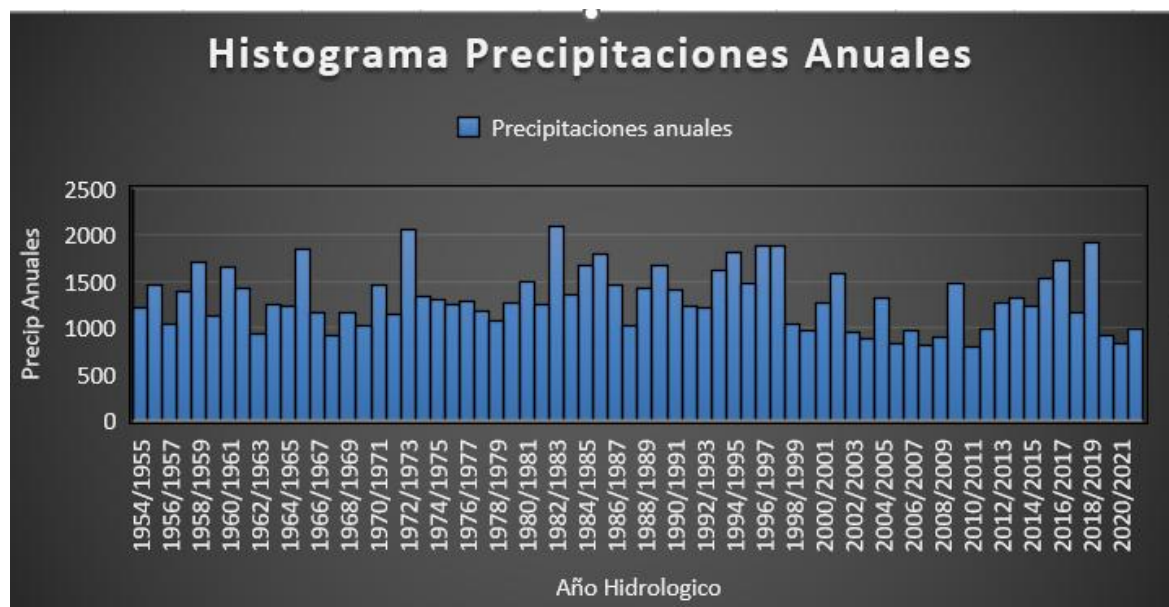


Fig. 9: Histograma de precipitaciones anuales. Período 1954/1955 al 2020/2021 (Fuente: APA, 2021).

Por último, y como ya se ha mencionado, se dispone de la Resolución 1334/21 de la APA (Anexo n°1) la cual dispone las curvas de intensidad de precipitación – duración – recurrencia para el Área Metropolitana del Gran Resistencia (Fig.10), que nos permite obtener las precipitaciones de diseño, para las distintas recurrencias que se requiera verificar el sistema, y diseñar las obras que se propongan.

2.3. Cartografía

La localidad de Fontana cuenta con imágenes aéreas del año 2011 elaboradas por la UTN Regional Resistencia, imágenes de los años, 2018 y 2021 elaboradas por el IGN, las cuales están en la página de dicho organismo y a su vez están disponibles en el Departamento de Catastro del municipio, quien cedió dicha información, a partir de la cual se realizará el análisis de los usos de suelos del área de aporte del sistema hídrico a través del programa ArcGis 10.5.

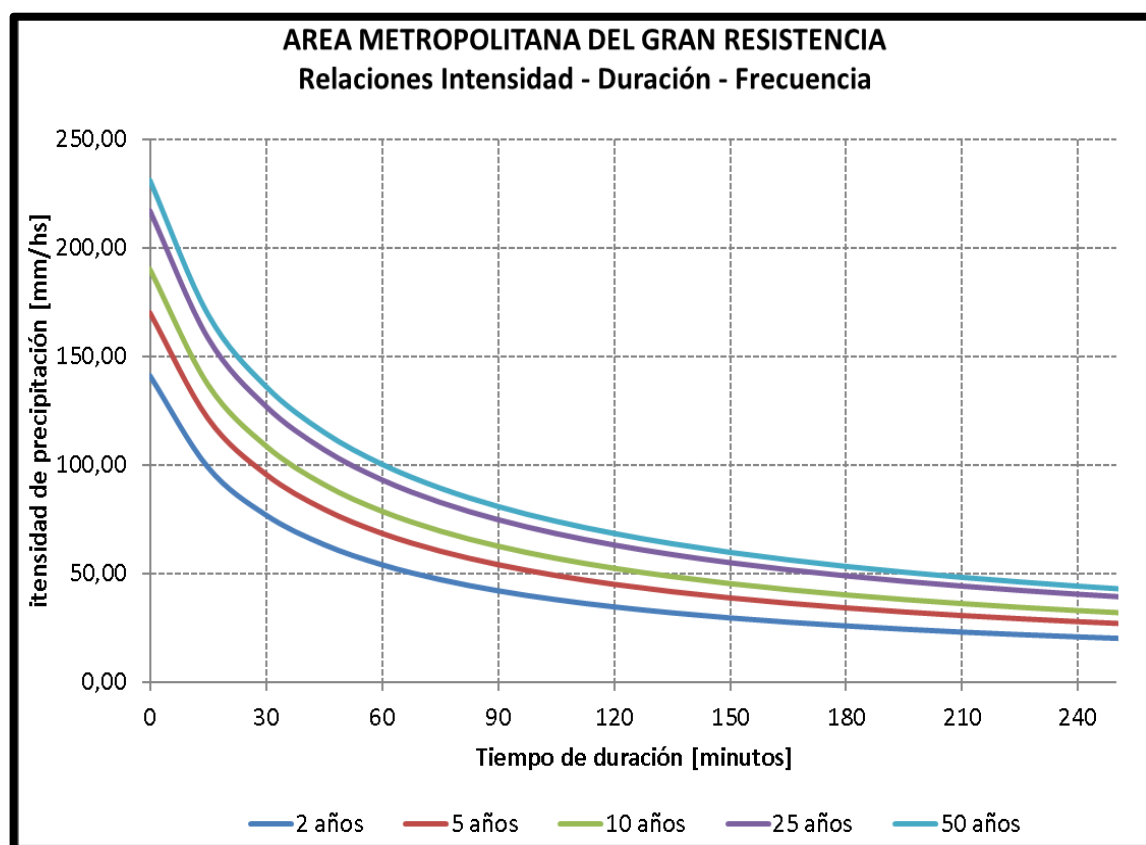


Fig. 10. curvas I-d-f del AMGR (fuente: APA, 2021)

Estas imágenes obtenidas por el IGN son del tipo VANT, es decir, fueron obtenidas por la metodología de Vuelos Aéreos no Tripulados a través de vuelos con Drones.

Además, se cuenta con el ejido municipal georreferenciado, el cual tiene la información de las Chacras, Manzanas, Parcelas y nombre de calles.

En la Fig. 11, se puede ver el mosaico VANT del año 2021 y en la Fig. 12, se presenta el catastro georreferenciado con archivos de chacras, manzanas, parcelas, lagunas y ríos que atraviesan la localidad, todos estos datos fueron entregados por el municipio.

2.4. Topografía

Para disponer de la información necesaria nos apoyamos inicialmente en los relevamientos topográficos previos realizado por el equipo técnico de la municipalidad de Fontana, los cuales consisten en relevamiento de distintas arterias principales en el marco de un proyecto de desagües pluviales en el año 2016.

Para aquel relevamiento, el equipo técnico se apoyó en dos puntos fijos existentes, uno en la estación Cacuí del FF.CC. Belgrano Carga, y otro ubicado en la seccional de SECHEEP Fontana en av. Alvear 4900 referidos altimétricamente al Cero del Ministerio de Obras Públicas de la Nación (MOP).



Fig. 11: mosaico VANT. (Fuente: IGN – municipalidad de Fontana, 2021).

Esta información antecedente consiste en una nivelación cerrada desde la Estación Cacuí, pasando por Diagonal Hartenek, calle Misiones, av. 25 de mayo, calles Brasil y Bolivia hasta llegar al PF ubicado en SECHEEP, realizando un primer control de la nivelación y desde allí se procedió a cerrar la nivelación nuevamente en la estación Cacuí, atravesando la diagonal Cabral.

Durante esta nivelación se dejaron distintos puntos fijos auxiliares para futuros relevamiento (ver Fig. 13 y 14), de los cuales los puntos fijos ubicados en el mástil de la plaza de barrio Independencia y el de calle Brasil y Santiago del Estero luego fueron verificados entre sí a través de una nivelación abierta. A modo de resumen se confecciona la tabla 1.

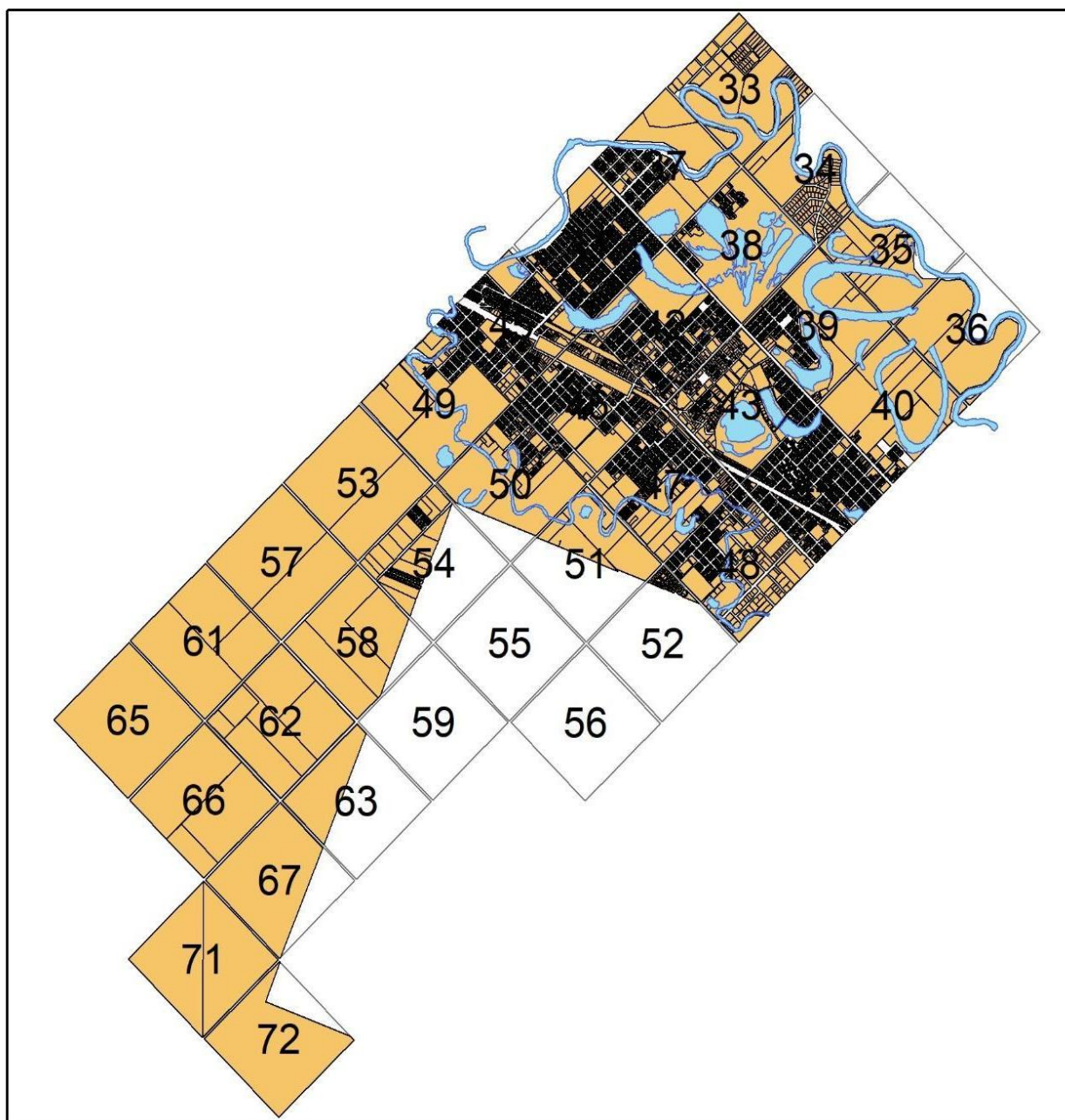


Fig. 12. Catastro georreferenciado de Fontana (Fuente: municipalidad de Fontana, 2021)



Fig. 13. Barrios pertenecientes al área de estudio. (Fuente: elaboración propia, 2024)

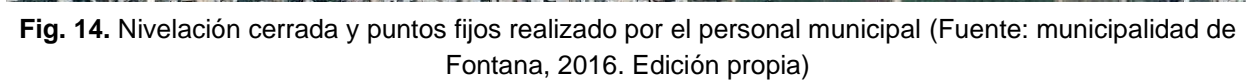


Tabla 1. Resumen de puntos fijos.

Denominación	Observaciones	Cotas MOP (m)
PF CACUI	Estación Cacuí FF.CC.	53,665
PF SECHEEP	SECHEEP, Fontana. Alvear 4900	53,081
PF1	Sobre Alc. FFCC – Calle Misiones, Puerto Vicentini	53,255
PF2	Mástil plaza barrio Independencia.	51,885
PF3	Poste de Hormigón – av. 25 de mayo y misiones	50,273
PF4	Sobre alcantarilla, desembocadura de la laguna Anadón. Av. 25 de mayo 5100	51,000
PF5	Poste de madera – Calle Brasil y Santiago del Estero.	53,030

Posteriormente cada proyecto de pavimento y de desagües pluviales realizado en la localidad tomó como base estos puntos para los relevamientos y proyectos ejecutivos respectivos. De esa manera se amplió la información dentro de nuestra área de estudio, obteniendo información en la zona sur de barrio Independencia, barrio El Libertador y barrio Cacuí, todos ellos realizados por el Departamento de Catastro con GPS geodésico de doble frecuencia.

Luego, en el año 2021, basándonos en este primer antecedente y apoyándonos en los puntos fijos obtenidos en él, en el marco de los trabajos realizados en nuestra Práctica Profesional Supervisada (PPS), hemos realizado un relevamiento topográfico a nivel de anteproyecto, ampliando la información con el objetivo principal de obtener el área de aporte de las lagunas FACA y Anadón.

Actualmente para el desarrollo de la topografía de detalle, que nos permita resolver los objetivos planteados, se realizan nivelaciones complementarias a fin de densificar la nube de puntos obtenidos anteriormente, primordialmente en los alrededores inmediatos a las lagunas de interés.

En ambos casos se realizan los trabajos con nivel automático, a través de nivelación cerrada por rodeo, las cuales se cierran durante el mismo día de trabajo para minimizar las posibilidades de errores. En cada nivelación se materializaron puntos de pasos de control a través de puntos pintados en veredas, y se colocaron estacas de referencias o puntos materializados con clavos o tornillos en los postes de luz para posteriores trabajos, todos ellos nivelados de ida y vuelta.

2.4.1. Características del equipo utilizado

Para el desarrollo de la tarea se ha utilizado un Nivel automático Topcon AT-B4, el cual posee un sistema de amortiguación magnética AT-B de la serie niveles automáticos que lo hace rápido para estabilizar la línea de visión. Las características del equipo se presentan en la Fig. 15.

Estos instrumentos de precisión garantizan la nivelación fiable, incluso al trabajar cerca de equipo pesado o carreteras con mucho tráfico, donde las vibraciones finas podrían estar presentes.

Cuentan con IPX6, protección contra fuertes chorros de agua desde todas las direcciones y son completamente resistentes a la lluvia y salpicaduras de agua (datos obtenidos de los catálogos de la marca Topcon).

TELESCOPIO	
Longitud	215 mm (8,46 pulgadas)
Aumento	24X
Apertura del objetivo	32 mm (1,26 pulgadas)
El poder de resolución	4 pulgadas
Campo de visión	1 ° 25 '(en 100m/328pies.)
(A 100m/328pies.)	(2.5m/8.2 pies)
Min. Enfoque desde el extremo del telescopio	0,2 m (7,9 pulgadas)
Min. Enfoque desde el centro de instrumento	0,3 m (1 pie)
Imagen	Erecto
Estadio Constante	0
Relación de los estadios	100
Botón de enfoque	2-velocidad
Avistamiento de Ayuda	Gun Sight

Fig. 15. característica Nivel automático Topcon AT-B4 (Fuente: www.geosistema.com.ar, 2024)

2.4.2. Trabajos de gabinete

Estos trabajos consisten en procesar los datos de los relevamientos de campo para elaboración de los planos correspondientes a la topografía (planimetría de relevamiento), posteriormente elaboración de las curvas de nivel, plano de hidrodinámica y obtención el área de aporte de la zona de estudio.

Los datos de campo se procesan en planillas de cálculo donde se corrobora la bondad de los resultados y posteriormente los resultados son exportados al programa CivilCAD. Con esto generamos la nube de puntos cogo, con base en un plano de Fontana georreferenciado, que contienen información sobre valores de elevación, cargados de manera manual. El resultado es el Anexo Plano 4 de Relevamiento Topográfico.

Una vez que se tienen los puntos georreferenciados en la zona de estudio, se generan en el programa con el comando “superficies”, las curvas de nivel con una equidistancia de 0,20m, es un valor con buena precisión para trabajar en zonas de baja energía de relieve. Se realiza el contorno de estas curvas en función de nuestra zona de estudio como atributo para limitar nuestra área de trabajo. Podemos ver los resultados en el Anexo Plano 5 Curvas de Nivel FACA-Anadón.

Finalmente, con estos datos se obtuvieron el anexo plano 6 Área de aporte de las lagunas FACA-Anadón y el plano 7 de Hidrodinámica, estableciendo los sentidos de escurrimiento de las distintas subcuencas.

3. Análisis Hidrológico

3.1. Introducción

En el presente capítulo se estudiará el comportamiento hidrológico del área en estudio, con el análisis de los usos de suelos por lectura e interpretación de mapas digitales como así también de fotografías aéreas, estableciendo suelos permeables o impermeables relevantes, se seleccionará las tormentas de diseño considerando el tiempo de recurrencia utilizados por la APA para estas obras o acciones.

Una vez obtenidos los parámetros físicos e hidrológicos, se procederá a la modelación que permita determinar las líneas de riberas, zonificaciones de riesgo hídrico, funcionamiento de los reservorios, funcionamiento de la descarga y el cuerpo receptor basándonos en herramientas digitales como HEC-HMS.

3.2. Área de aporte

Para la determinación y delimitación de la cuenca y subcuencas de la zona de estudio se utilizó en forma complementaria información planialtimétrica proveniente de un relevamiento topográfico suministrado por el Municipio de Fontana y los de elaboración propia (según capítulo 2). En el plano n° 4 se presenta el relevamiento topográfico y en el n°5 las curvas de nivel elaboradas con una equidistancia de 0,20m.

La delimitación del área de aporte se realizó sobre la base de la información topográfica, presentada en el apartado anterior, para lo cual no solo se tuvieron en cuenta los sentidos de escurrimientos de las calles sino también el sistema de alcantarillado de la zona, cunetas, canales, sumideros y cuerpos de aguas existentes.

La elección de la equidistancia de las curvas de nivel igual a 0,20 m se justifica en relación a la zona de escasa pendiente de relieve y buscando la precisión en los resultados de la línea de rivera y la zonificación de riesgo hídrico.

Posteriormente a las curvas de nivel y con estas como datos, a través del Programa AutoCAD Civil 3D 2014, se elaboran para las lagunas FACA y Anadón por separado, las curvas Cota-Superficie y Cota-Volumen almacenado, las cuales se utilizan en el modelado hidrológico del sistema para evaluar la capacidad de almacenamiento y respuesta ante eventos de distintas recurrencias.

La capacidad de evacuación que disponen hoy las lagunas evaluadas se conforma por alcantarillas del tipo Z según requerimientos de Vialidad Nacional y canales excavados en tierra, lo mencionado está contemplado en cada una de las simulaciones que se presentan, vinculada con las condiciones de almacenamiento y regulación temporaria al incorporar las relaciones entre cota-superficie afectada-volumen almacenado (ver Fig. 16 y 17).

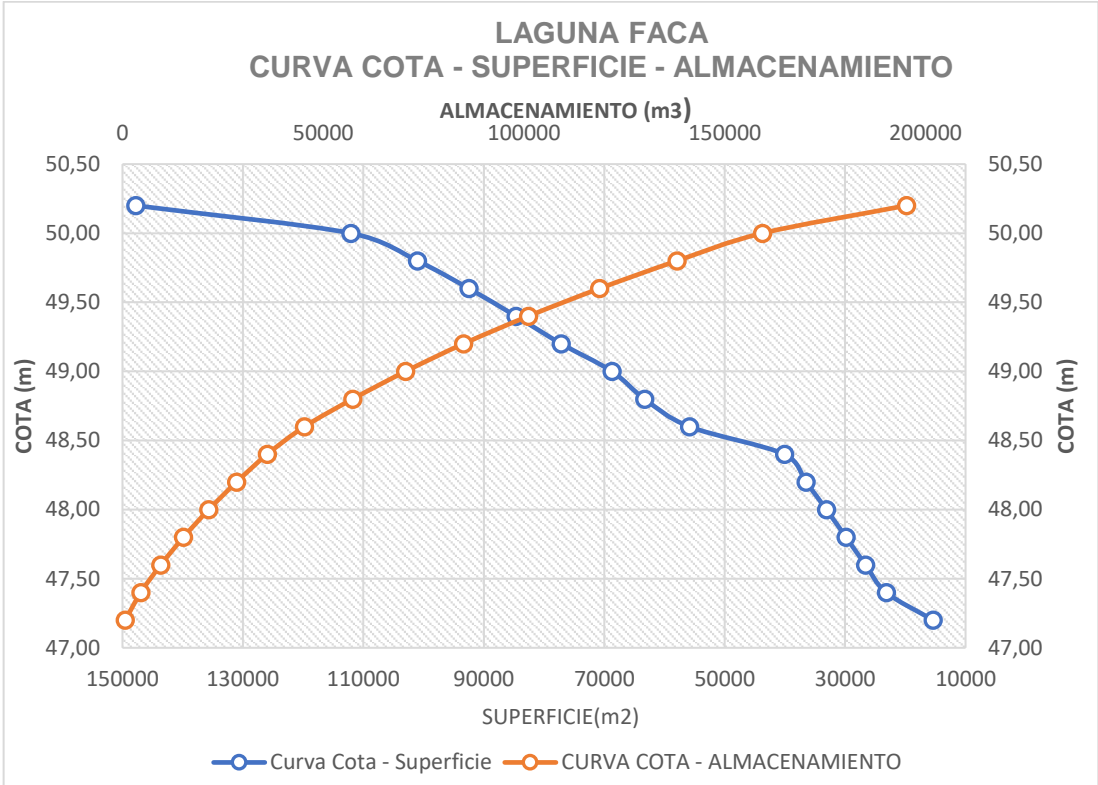


Fig. 16. Curvas cota-superficie afectada-volumen almacenado, laguna FACA (Fuente: elaboración propia, 2024)

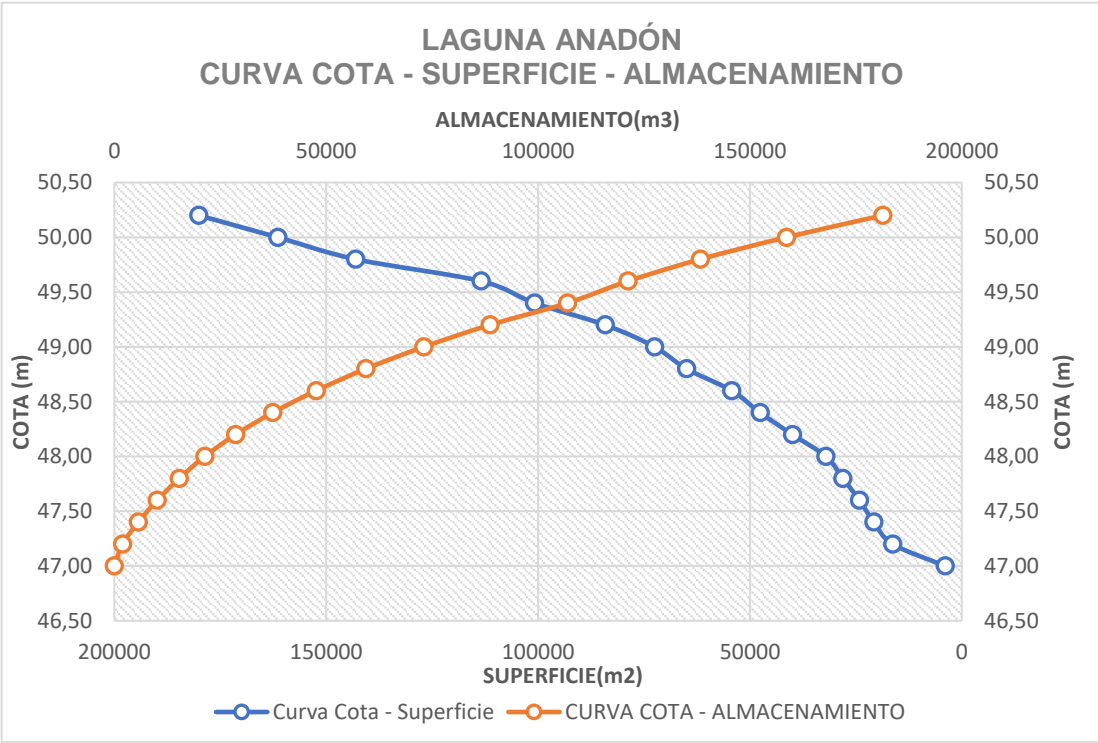


Fig. 17. Curvas cota-superficie afectada-volumen almacenado, laguna Anadón (Fuente: elaboración propia, 2024)

3.3. Impermeabilidad actual y futura

La valoración de la ocupación actual del uso del suelo urbano desarrollado en el marco del presente análisis del sistema Hídrico FACA-Anadón, atiende en principio, una de las cuestiones más relevantes en lo que se refiere a la hidrología del sector y a su caracterización física, que tiene que ver con la valoración de los grados de impermeabilidad presentes en el área de estudio y que afectan directamente al escurrimiento superficial; en tal sentido resulta comprensible que un análisis de la cobertura actual del suelo es un proceso metodológico ineludible en este tipo de trabajos, partiendo de la premisa que los caudales que genere un evento de precipitación de diseño, vienen relacionados con la infiltración y el escurrimiento en superficie.

Además, este punto tiene como premisa determinar el uso del suelo futuro, con un horizonte de 20 años, con el objetivo de determinar la impermeabilidad futura relacionada.

Para realizar una valoración futura de la impermeabilidad, se partirá del análisis de cuatro imágenes de distintos años, calculando para cada una los usos del suelo y a partir de este se obtiene la impermeabilidad relacionada. Con estos valores se determina una tasa de crecimiento de la impermeabilidad, que nos permite plantear el crecimiento de la impermeabilidad y su valoración para el horizonte fijado y con este posteriormente se pueden realizar simulaciones hidrológicas a futuro con el objetivo de brindar previsiones al municipio local.

Las imágenes disponibles son las siguientes:

- Imagen de fotografías aéreas de 1962 – Fuente APA.
Tamaño de pixel: 11,017m x 6,102m
- Imagen satelital de Google Earth Pro, noviembre de 2002.
Tamaño de pixel: 0,407m x 0,407m.
- Vuelo aéreo, julio de 2011 – Fuente UTN.
Tamaño de píxel: 0,30m x 0,30m.
- Imagen VANT, agosto de 2021 – Fuente IGN
Tamaño de píxel: 0,12m x 0,12m.

Las imágenes de 1962, 2011 y 2021 fueron entregadas por el área de Catastro de la municipalidad de Fontana.

La imagen de 1962 no posee una resolución que permita determinar los usos de suelo con una buena precisión, pero se la tiene presente para visualizar que hasta esa época aún, la zona de estudio era básicamente agrícola y las únicas construcciones existentes eran la Escuela Primaria n° 6, la estación del FFCC y la aceitera FACA.

Los primeros loteos residenciales del área fueron a inicio de los años '80 (ver anexo n°3), en la chacra 41 y a mediados de los '90 se entregaron las primeras viviendas FONAVI en la chacra 42. De estos años no se dispone de imágenes por lo que tomamos para el

análisis la más próxima a dichos años, disponible de Google Earth Pro, noviembre de 2002.

3.3.1. Metodología empleada

En función a la interpretación de una imagen satelital de alta definición planimétrica y los vuelos disponibles, se realiza una clasificación en distintos usos identificables y que se condicen con los distintos grados de impermeabilidad de escorrentía evaluados en la modelación hidrológica. Los usos identificables utilizados en la interpretación de las imágenes son las siguientes:

Uso 1: Vegetación densa

Uso 2: Pastura.

Uso 3: Suelo desnudo.

Uso 4: Techos.

Uso 5: Pavimentos y solados.

Uso 6: Lagunas.

Para el caso de las lagunas se utiliza como información el área determinada por el departamento de catastro de la municipalidad y se lo mantiene constante en los distintos años de análisis, ya que la misma si bien en parte tiene los bordes ocupados, esta área nunca fue invadida y deberá ser preservada en el futuro.

Para el procesamiento de las imágenes se emplea el programa ArcGIS 10.5 del Enviromental Systems Research Institute (ESRI®), con las imágenes georreferenciadas al sistema de coordenadas POSGAR 2007 faja 5.

La metodología empleada en la identificación de los seis usos del suelo propuesto se basó en una combinación de técnicas que se apoyan en algoritmos de categorización supervisados y de clasificación manual.

Se inició en una primera etapa, con la determinación en forma supervisada de aquellas clases de uso del suelo (1 a 5) que pueden confundirse con el procesamiento automático. Esto se realiza a través de un muestreo de puntos (alrededor de 500 puntos para cada uso) donde se indica en cada punto del muestreo a que uso pertenece ese pixel, es por ello que se denomina Clasificación Supervisada a través de la función “Multivariate - Maximum Likelihood Clasiffication” de la herramienta “Spatial Analys Tools”, trabajando a escala 1:1.000 en el sistema de información geográfica generado.

En segunda instancia se digitaliza de manera manual el uso correspondiente a lagunas (polígono ya disponible), ya que tanto en una clasificación automática o en una supervisada debido a que las superficies de las lagunas están cubiertas de vegetación, el procesamiento los confunde con algún otro tipo de uso.

Finalmente se realiza una superposición de la primera clasificación supervisada con el polígono digitalizado en el segundo punto, para obtener como resultado final el uso del suelo de la imagen correspondiente, con las 6 categorías adoptadas; esto se realiza con

la herramienta “Spatial Analys Tools” y dentro de esta con la función “Over” que devuelve como resultado la superposición antes mencionada.

En los resultados se consideran como suelos impermeables a las superficies correspondientes a suelos desnudos (generalmente compactados), techos, pavimentos y solados y a las lagunas; se consideran suelos permeables a las superficies correspondientes a vegetación densa y a pasturas.

En las Fig.18 a 24 (y en anexos n° 4 a 10) se observan las imágenes aéreas y las tres clasificaciones realizadas para las situaciones analizadas.

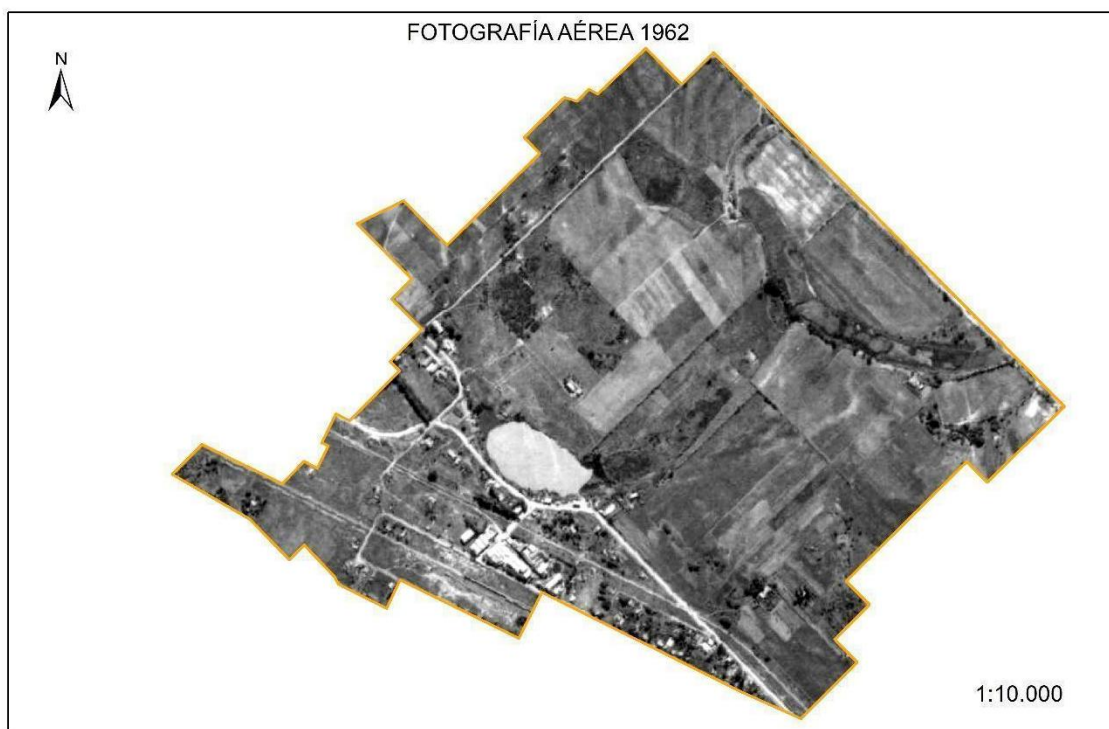


Fig. 18. Fotografía área delimitada según área de aporte (Fuente: APA, 1962)

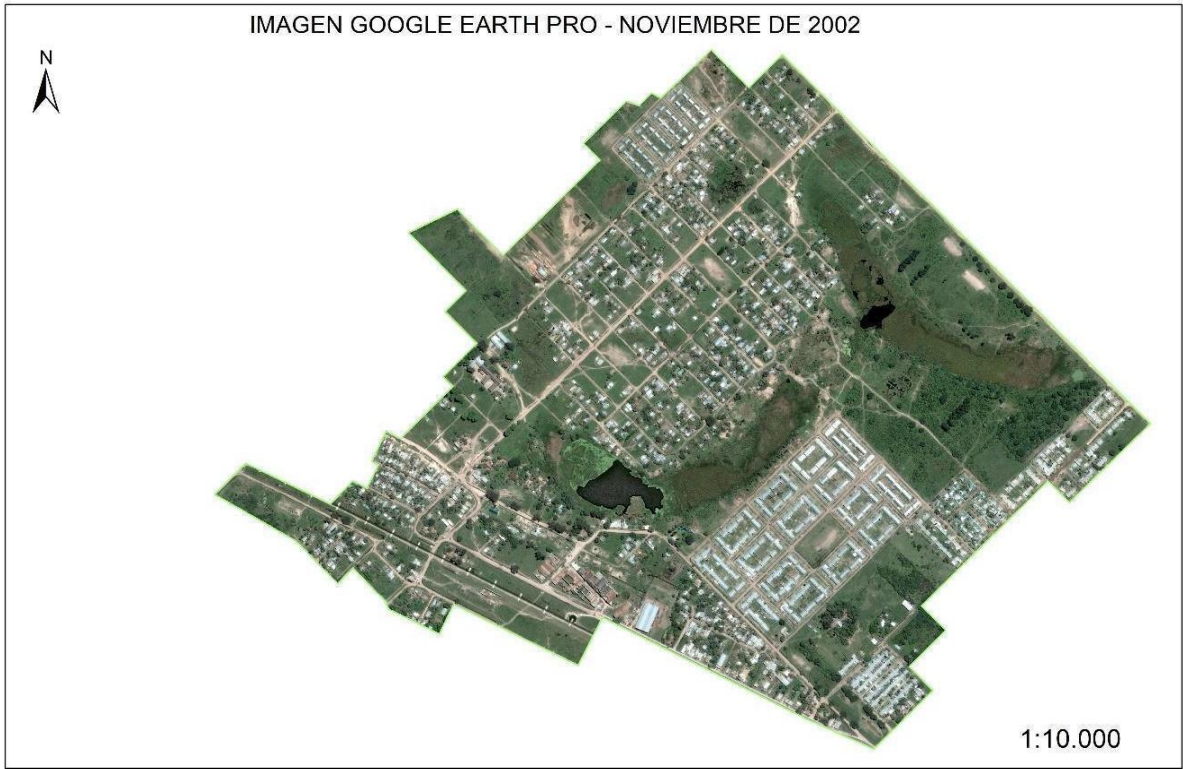


Fig. 19. Imagen satelital de Google Earth Pro delimitada según área de aporte (Fuente: Google Earth Pro, 2002)

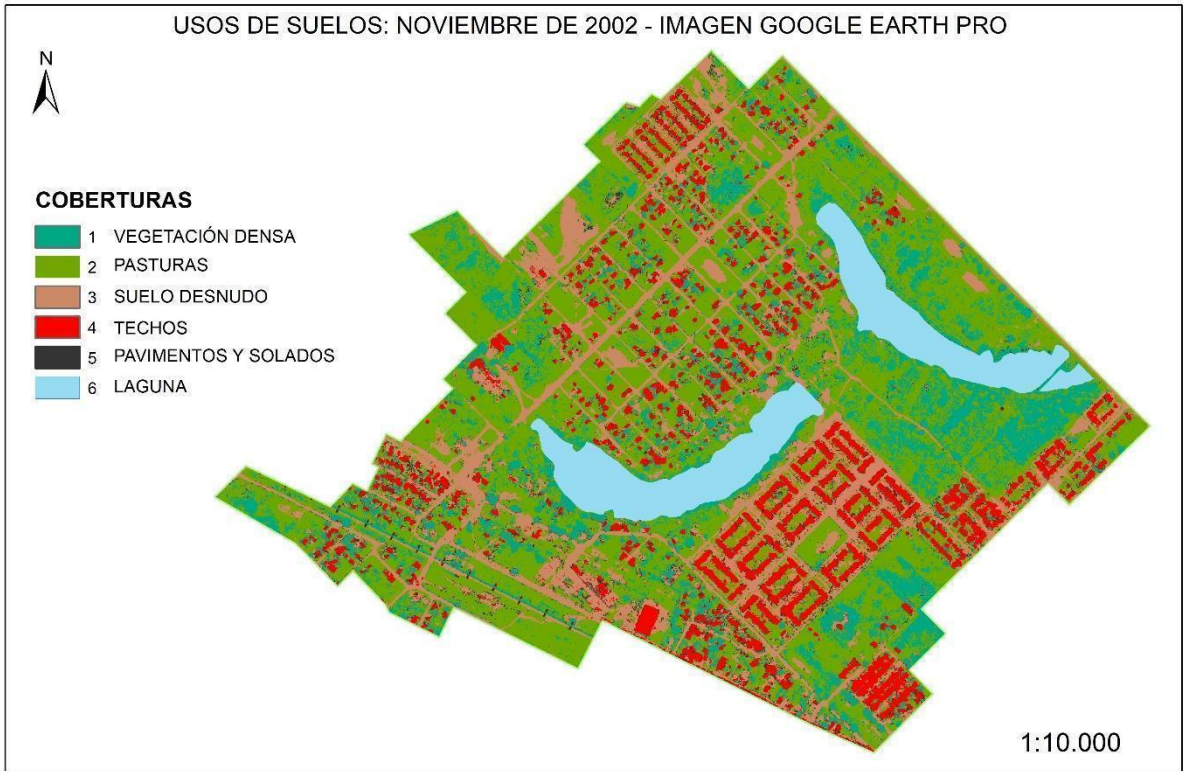


Fig. 20. Imagen 2002 clasificada (Fuente: edición propia, 2024).

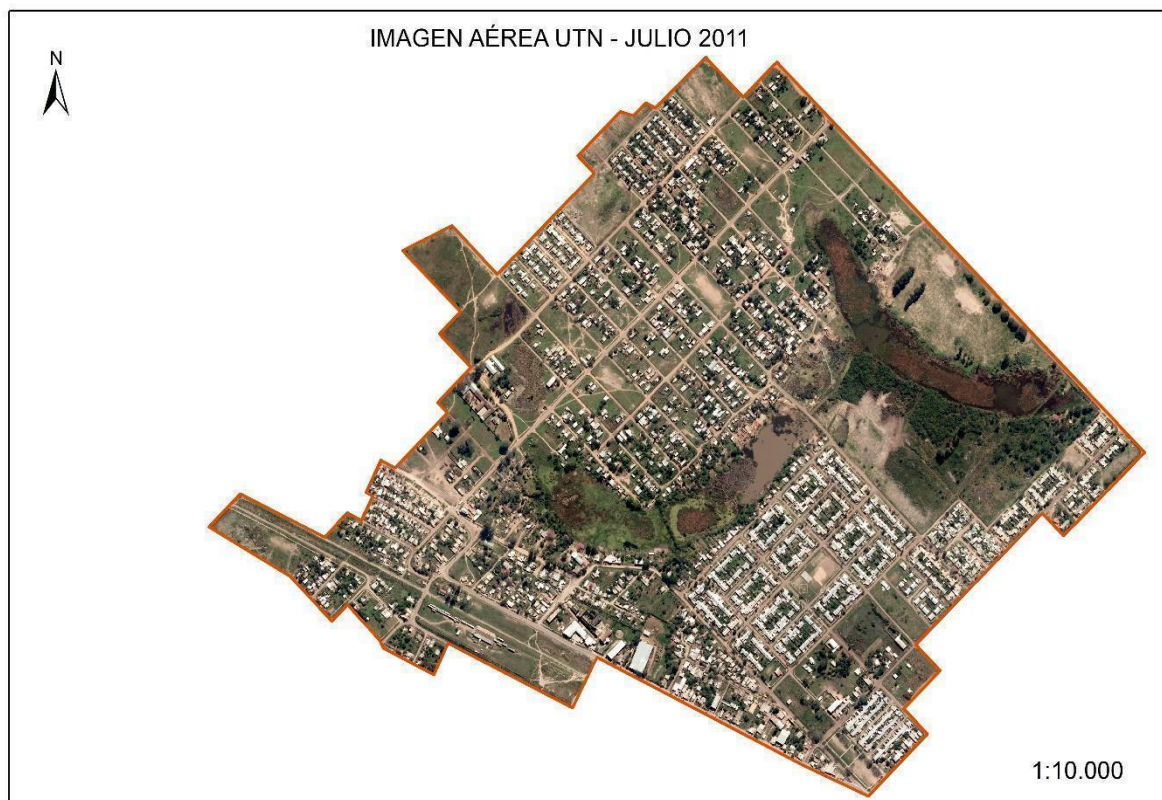


Fig. 21. Imagen aérea delimitada según área de aporte (Fuente: UTN, 2011).

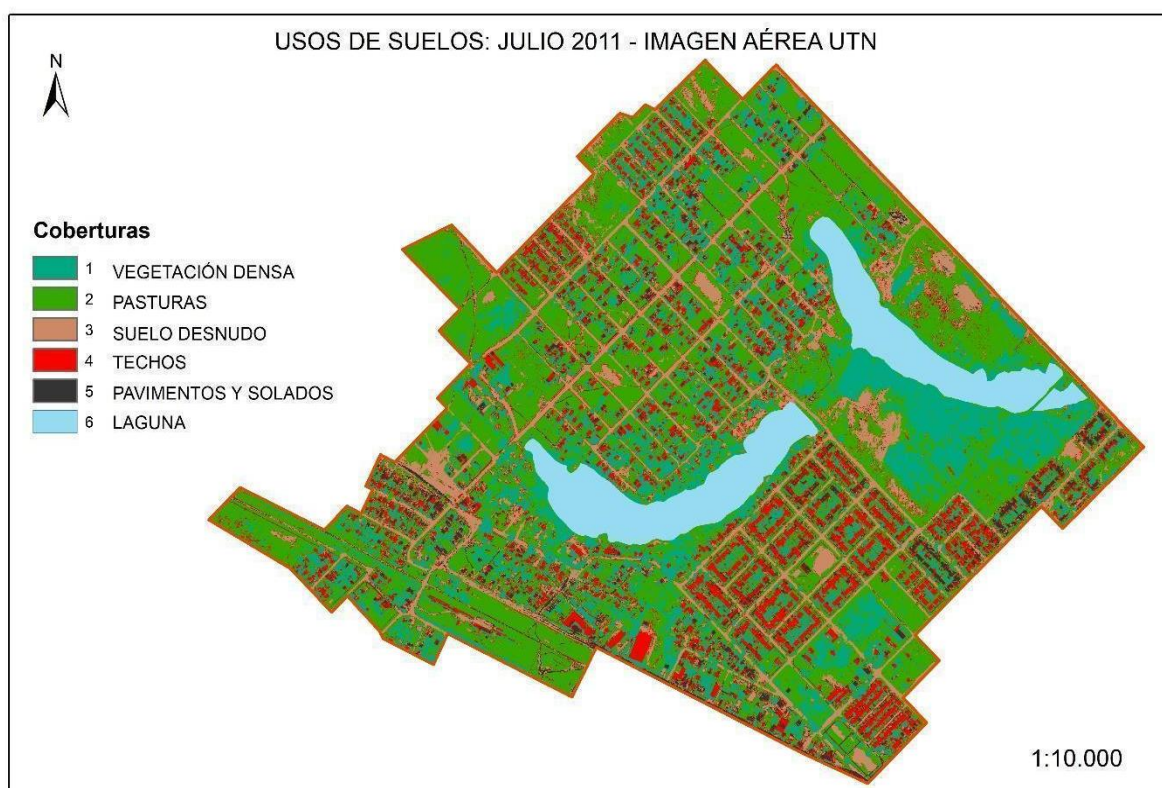


Fig. 22. Imagen 2011 clasificada (Fuente: edición propia, 2024).



Fig. 23: Imagen VANT delimitada según área de aporte (Fuente: IGN, 2021).



Fig. 24. Imagen VANT 2021 clasificada (Fuente: edición propia, 2024).

Se presenta en la tabla 2 la clasificación final del uso del suelo correspondientes a las tres imágenes pertenecientes al área de aporte al sistema FACA-Anadón:

Tabla 2. Clasificación final del uso del suelo.

IMAGEN GOOGLE EARTH NOVIEMBRE 2002			
COBERTURAS		ÁREA DE COBERTURA (ha)	% DE COBERTURA
1	VEG DENSA	32,914	17,88%
2	PASTURAS	92,461	50,24%
3	SUELO DESNUDOS	28,860	15,68%
4	TECHOS	10,574	5,75%
5	SOLADOS	5,456	2,96%
6	LAGUNA	13,766	7,48%
TOTALES		184,03	100,0%
IMPERMEABILIDAD			31,87%

IMAGEN UTN JULIO 2011			
COBERTURAS		ÁREA DE COBERTURA (ha)	% DE COBERTURA
1	VEG DENSA	36,815	20,00%
2	PASTURAS	77,540	42,13%
3	SUELO DESNUDOS	29,487	16,02%
4	TECHOS	16,874	9,17%
5	SOLADOS	9,549	5,19%
6	LAGUNA	13,766	7,48%
TOTALES		184,03	100,0%
IMPERMEABILIDAD			37,86%

IMAGEN VANT AGOSTO 2021			
COBERTURAS		ÁREA DE COBERTURA (ha)	% DE COBERTURA
1	VEG DENSA	48,990	26,62%
2	PASTURAS	47,476	25,80%
3	SUELO DESNUDOS	30,965	16,83%
4	TECHOS	24,473	13,30%
5	SOLADOS	18,361	9,98%
6	LAGUNAS	13,766	7,48%
TOTALES		184,03	100,0%
IMPERMEABILIDAD			47,58%

3.3.2. Tasa de crecimiento de la impermeabilidad e impermeabilidad futura

a. Horizonte de diseño

Para estudios de hidrología urbana la localidad de Fontana no establece en su Código Urbano, ni cuenta con ordenanza alguna que determine o establezca los horizontes de diseño ni los periodos de retornos de los eventos de diseños.

Debido a esto se consultó en la Dirección de Arquitectura y Urbanismo de la localidad, dependiente de la secretaría de Obras y Servicios Públicos, poniéndola al tanto del presente trabajo y los alcances del mismo, con la finalidad de exponer cuales son efectos de establecer tanto un horizonte de diseño como los tiempos de retornos de distintos eventos y principalmente el impacto de estos en el funcionamiento de las lagunas y su entorno y la posible implementación de la línea de ribera y zonificación de riesgo hídrico en su código urbano a futuro.

Como resultado de esto se acordó establecer para el presente estudio un horizonte de diseño de 20 años y los periodos de retornos de 2 años y 10 años para línea de ribera y para zonificación de riesgo hídrico respectivamente.

b. Impermeabilidad futura

Determinar la impermeabilidad futura no resulta sencilla, si bien se puede calcular la misma para un cierto periodo, su extrapolación está condicionada a varios factores, como pueden ser cambios en las disposiciones municipales en cuanto a los usos permitidos, como así también estrechamente relacionado al crecimiento demográfico, o cuestiones económicas y sociales, que afectan en mayor o menor medida al crecimiento de la

urbanización. Es por eso que hallar una tasa da una idea del crecimiento, aunque no deja de ser una estimación o escenario promedio de crecimiento.

Conociendo la evolución del uso del suelo en los años recientes a partir del análisis de imágenes satelitales y fotografías aéreas antes mencionadas nos permite obtener una tendencia de crecimiento y hallar la tasa de crecimiento de la impermeabilidad.

La imagen del año 1962 que no fue procesada con el mismo procedimiento, debido a la calidad reducida de la misma, para obtener los porcentajes de usos de suelo, aun así, es posible obtener de manera aproximada un valor del porcentaje de impermeabilidad, si asumimos un valor de superficie de las lagunas igual a la actual, sumando las escasas construcciones que había hasta entonces, con esto se obtendrán una línea de tendencia de la tasa de crecimiento promedio desde el año 1962 al 2021.

Lo dicho anteriormente se refleja en la tabla n°3 y se representa gráficamente la variación temporal de la impermeabilidad en la fig. 25.

Para la determinación de la superficie impermeable del año 1962 (anexo n°11), se considera a las lagunas, 13,77 ha (7,48%) más las superficies de la Escuela n°6, la aceitera FACA, y las calles de tierras con 4,5 ha (2,44%) lo que da un valor de impermeabilidad de 9,93%.

Tabla 3. Resumen comparativo de los usos de suelo

Año	Áreas (%)	
	Permeables	Impermeables
1.962	90,07	9,93
2.002	68,13	31,87
2.011	62,14	37,86
2.021	52,42	47,58

El procedimiento utilizado aparece como herramienta válida para realizar el seguimiento y evolución de la impermeabilidad y su impacto hidrológico el cual se realizará una vez que se obtengan todos los parámetros hidrológicos necesarios en el presente capítulo y que permitirán el cálculo de los caudales para que cada año analizado.

c. Tasa de crecimiento de la impermeabilidad

Recordando que la valoración de los grados de impermeabilidad afecta directamente al escurrimiento superficial; que su estimación no resulta sencilla y no es más que eso, una estimación, pero resulta de vital importancia, ya que, la misma nos permite realizar

estimaciones de los caudales de diseño en el horizonte planteado, de ahí la necesidad de la valoración de la impermeabilidad futura. Entonces, a partir de las imágenes analizadas para un periodo de 59 años se procede a estimar una tasa de crecimiento de la impermeabilidad con el objetivo de estimar el porcentaje de impermeabilidad para el horizonte de diseño.

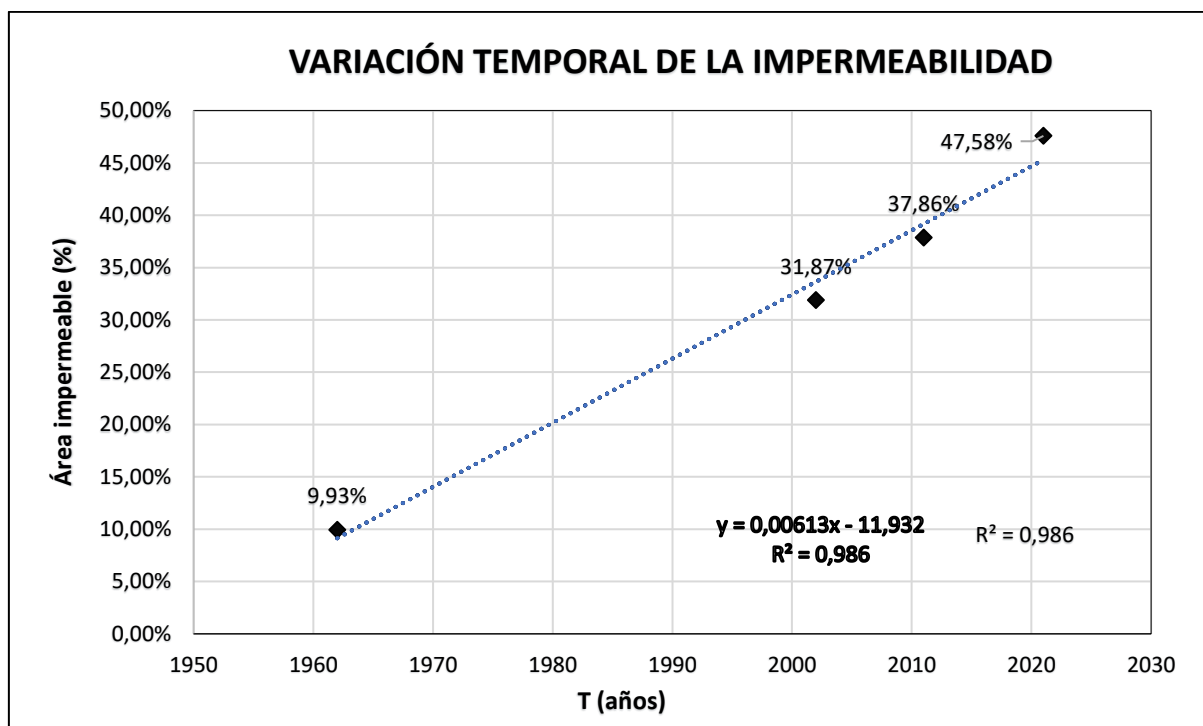


Fig.25. Variación temporal de la impermeabilidad. (Fuente: elaboración propia, 2025)

Análisis de la impermeabilidad: periodo 1962 a 2021

cantidad de años: 59 años.

aumento de la impermeabilidad de 9,93% a 47,58%: +37,65%

Lo que da una tasa de crecimiento de 0,64% anual.

Si tenemos en cuenta la ecuación polinómica de ajuste, se obtiene un valor de impermeabilidad para el año 2041 del 58%; y si tenemos en cuenta el crecimiento promedio anual (tasa) se obtiene para el año 2041 una impermeabilidad 60,34%.

Finalmente, adoptamos un valor de impermeabilidad para el año 2041 (horizonte de diseño) de 60%, el cual se utilizará para las simulaciones en situación de diseño.

Este valor es menor a 70% de FIT (factor de impermeabilización total) según establecidos por la ordenanza n° 5403- anexo III, del Código Urbano de la Ciudad de Resistencia, la cual Fontana Anexa en su Código Urbano, valor que representa el grado de impermeabilidad o superficie no absorbente del suelo, a nivel de parcela.

3.4. Estudio hidrológico

En este apartado se presenta el estudio hidrológico elaborado para la determinación de los caudales de diseño de cada uno de los elementos del sistema hidrológico/hidráulico. Se aplica un modelo de transformación lluvia – caudal y se asocian los caudales a las recurrencias de las precipitaciones, asumiendo que las tormentas de proyecto y los picos de caudales que éstas generan poseen la misma recurrencia.

El estudio hidrológico se realizó aplicando el Método del Hidrograma Unitario (debido a que el área de la cuenca no supera los 2 km²). Para el cálculo de la intensidad de precipitación se utilizan las curvas Intensidad Duración Recurrencia, mencionadas anteriormente.

3.4.1. Modelación hidrológica

Para el modelado hidrológico se utilizó el programa HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System), este programa de simulación hidrológica fue diseñado para ser aplicado en un amplio rango de regiones geográficas; puede ser utilizado en pequeñas cuencas urbanas o en grandes cuencas sin intervención, los resultados se pueden aplicar para estudios de estimación de caudales máximos, disponibilidad de agua, estudio de inundaciones, análisis de impactos debido al uso de suelo, observación de flujo, impacto de intervenciones en cuencas, diseño de sistemas de alertas tempranas, etc.

Realizando las simulaciones, vamos a poder visualizar los resultados en forma gráfica y en tablas, tanto de hidrogramas de ingresos y egresos, como curvas de almacenamiento en los reservorios.

3.4.2. Metodología empleada

Se utiliza el hidrograma unitario adimensional del SCS modificado, el cual se define por la siguiente relación:

$$qp = PRF \times A \times Qtp$$

Donde:

qp: Caudal pico del hidrograma unitario en pies³/s.

A: Área de la cuenca en mi².

Q: Volumen escurrido en pulgadas.

tp: Tiempo al pico del hidrograma unitario en horas.

PRF: factor de tasa pico, adimensional.

El porcentaje del volumen que escurre antes de alcanzar el caudal pico (PRF por sus siglas en inglés Peak Rate Factor) no es uniforme en todas las cuencas debido a que depende de la longitud del cauce principal, cobertura del suelo y otras propiedades de la cuenca.

Haciendo variar este factor, se pueden obtener diferentes hidrogramas unitarios adimensionales del SCS.

Se ha encontrado que las cuencas de llanura poseen factores PRF más bajos (del orden de 100 a 300); mientras que cuencas con mayores pendientes poseen PRF más altos (del orden de 400 a más de 600).

Para poder definir el factor PRF de los hidrogramas unitarios adimensionales, Sheridan et. al (2002) desarrollaron una relación entre dicho factor y dos características de las cuencas: el área de drenaje (A, en km²) y la pendiente del cauce principal (S, en %):

$$PRF = 490,196 \times S^{0,882} \times A^{0,264}$$

Por las características de la zona y sus bajas pendientes se utilizó el hidrograma unitario del SCS Delmarva con un **PRF = 284**.

Para poder aplicar este hidrograma unitario, es necesario además calcular el tiempo de retardo (t_{lag}) de la cuenca, parámetro que se calcula como el 60% del tiempo de concentración de la misma, es decir:

$$t_{lag} = 0,6.T_c$$

Para el cálculo de los tiempos de concentración (TC) se utilizó la ecuación de Kirpich, la cual produce estimaciones de tiempo de concentración consistentes con valores obtenidos en cuencas que fueron calculados a partir de tormentas reales e hidrogramas de escorrentía.

3.4.3. Parámetros físicos e hidrológicos

a. Parámetros físicos

De acuerdo a los objetivos planteados en el presente capítulo, teniendo en cuenta que la cuenca no supera los 2 km², y que se aprecia homogeneidad en los usos del suelo, para la simulación hidrológica se considera una sola área de aporte para cada laguna, sin la necesidad de subdividir en las subcuencas de cada canal o conducto existente.

A continuación, se presenta un cuadro resumen de los parámetros físicos:

Área de aporte laguna FACA: 116ha

	L(m)	ΔH(m)	S(m/m)
Canal avenida Alvear	950	2,15	0,0023
Conducto calle Misiones	1110	3,05	0,0028

Área de aporte laguna Anadón: 68,03 ha

	L(m)	$\Delta H(m)$	S(m/m)
Canal pje Perón	785	2,89	0,0037
Canal pje Brasil	605	2,05	0,0033

L: Longitud del cauce principal de las subcuencas.

ΔH : Desnivel máximo del cauce principal de las subcuencas.

S: Pendiente del cauce principal de las subcuencas.

Se pusieron de manifiesto los conductos o canales más largos de cada subcuenca a fin de calcular cuál es el tiempo de concentración determinante en cada una de ellas.

b. Determinación de las pérdidas

Para el cálculo de las abstracciones o pérdidas en las subcuencas se utilizó el método de la curva número (SCS – CN) . Este método utiliza dos parámetros: CN e infiltración inicial (Ia); pero este último se obtiene a partir del valor de CN con la siguiente ecuación:

$$Ia(mm) = 0,20 * \left(\frac{25400}{CN} - 254 \right)$$

Los números de curva del SCS se obtienen de tablas para condiciones antecedentes de humedad (AMC por sus siglas en inglés) normales o AMC II. Para condiciones secas (AMC I) o húmedas (AMC III) los números de curva equivalentes pueden calcularse como:

$$CN_{(I)} = \frac{4,2 * CN_{(II)}}{10 - 0,058 * CN_{(II)}}$$

$$CN_{(III)} = \frac{23 * CN_{(II)}}{10 + 0,13 * CN_{(II)}}$$

Los valores de curva número (CN) se obtienen a partir de la relación de los mismos con distintos usos de suelo.

Además, para definir los valores de CN es necesario saber el tipo de suelo.

Para el tipo de suelo, teniendo en cuenta que según el método de abstracciones del SCS – CN se dividen los diferentes tipos de suelo en 4 categorías, a continuación, se caracteriza cada una de ellas:

- * Grupo A: arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- * Grupo B: suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- * Grupo C: margas arcillosas, o bien arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y con alto contenido de arcilla.
- * Grupo D: suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

A partir de las características del tipo de suelo presentado anteriormente en el apartado “Geología y geomorfología” se adoptó para todas las cuencas un Grupo de suelo B.

En la tabla n° 4 y 5 se presentan los valores curva número para condición de humedad normal para eventos con tiempo de retorno de 2 años y 10 años respectivamente (según el uso del suelo actual) y posteriormente se presentan los valores hidrológicos de las subcuencas.

Tabla 4. Cálculo de la curva número para $t_r = 2$ años

COBERTURAS		ÁREA DE LA COBERTURA (Ha)	% DE COBERTURA	CN (II)
1	VEG DENSA	48,99	26,62%	50,00
2	PASTURAS	47,48	25,80%	58,00
3	SUELO DESNUDOS	30,96	16,83%	65,00
4	TECHOS	24,47	13,30%	90,00
5	PAVIMENTOS Y SOLADOS	18,36	9,98%	90,00
6	LAGUNAS	13,77	7,48%	90,00
CN PONDERADO				67,00

Tabla 5. Cálculo de la curva número para $t_r = 10$ años

COBERTURAS		ÁREA DE LA COBERTURA (Ha)	% DE COBERTURA	CN (II)
1	VEG DENSA	48,99	26,62%	60,00
2	PASTURAS	47,48	25,80%	64,00
3	SUELO DESNUDOS	30,96	16,83%	70,00
4	TECHOS	24,47	13,30%	99,00
5	PAVIMENTOS Y SOLADOS	18,36	9,98%	99,00
6	LAGUNAS	13,77	7,48%	99,00
CN PONDERADO				75,00

Subcuenca FACA:

$tr = 2$ años. $CN II = 67$; $la = 25$ mm

	$T_c(\text{min})$	$T_{lag}(\text{min})$	PRF
Canal avenida Alvear	40	24	284
Conducto calle Misiones	42	25	284

Subcuenca Anadón:

$tr = 2$ años. $CN II = 67$; $la = 25$ mm

	$T_c(\text{min})$	$T_{lag}(\text{min})$	PRF
Canal pasaje Perón	29	17	284
Canal pje Brasil	24	15	284

Para los eventos con una recurrencia de 10 años consideramos como condición de diseño un aumento del valor del tiempo de concentración para tener en cuenta que para eventos más intensos el sistema de drenaje urbano comienza a colapsar, generalmente este está conformado por cunetas y canales a cielo abierto con escasa limpieza, alcantarillas con cotas no alineadas o capacidad insuficiente lo que produce un retraso en el escurrimiento.

Entonces:

Subcuenca FACA:

$tr = 10$ años. $CN II = 75$; $la = 17$ mm

$t_c = 60$ min.

Subcuenca Anadón:

$tr = 10$ años. $CN II = 75$; $la = 17$ mm

$t_c = 43$ min.

3.4.4. Períodos de retorno de diseño

La determinación de la línea de Ribera se la realiza con un periodo de retorno de dos (2) años, ya que puede considerarse como un evento frecuente, cuyas respuestas en las elevaciones de los reservorios está asociada a niveles medios máximos posibles de alcanzar.

Para la zonificación de riesgo hídrico se trabaja con un periodo de retorno de 10 años.

Objetivo	Tiempo de retorno
Determinación de la Línea de ribera	2 años
Zonificación de riesgo hídrico.	10 años

3.4.5. Lluvia de diseño

Para obtener la lluvia de diseño hace falta establecer la relación entre tres variables: la intensidad (i), la duración (d), y el período de retorno (T, inversamente relacionado a la probabilidad de ocurrencia) las cuales requieren para su construcción, de registros continuos (pluviografía), escasos en Argentina, tanto por su cobertura espacial como por la extensión temporal de sus series.

En este estudio se utiliza la Resolución 1334/21 de la APA, la cual dispone las curvas IDF y Parámetros de la tormenta de diseño en Desagües Pluviales Urbanos en el Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR).

En esta resolución se establecieron las relaciones existentes entre intensidad de precipitación (mm/hr) – duración (minutos) – tiempo de recurrencia del evento (años), para duraciones desde 15 hasta 240 minutos y recurrencias entre 2 y 50 años, apoyados en los registros procesados del período 1960 – 2019, según la Tabla 6.

La representación gráfica de los valores tabulados permite interpretar la variación continua de las relaciones i_p (mm/hr) – d (minutos) – TR (años) de modo que habilita a interpolar valores intermedios, según se puede observar en la Fig. 26.

Además, para realizar el ajuste analítico de los valores puntuales obtenidos para cada recurrencia, en la misma resolución, se dispone de una función continua que responden a la expresión:

$$I_p\left(\frac{mm}{hs}\right) = \frac{A}{(Td+B)^c}$$

Tabla 6. Relaciones intensidad, duración y recurrencia AMGR.

TR (años)	INTENSIDAD DE PRECIPITACION (mm/hr)						
	DURACION (minutos)						
	15	30	45	60	120	180	240
2	102,5	77,0	62,6	51,1	33,3	25,3	20,9
5	129,6	95,7	80,2	66,4	45,1	35,0	28,8
10	145,6	106,7	90,5	75,0	53,3	42,0	34,0
25	163,8	119,5	102,0	84,8	64,2	51,8	40,6
50	176,1	128,3	109,6	91,3	72,7	59,7	45,5

Donde A, B y C son parámetros de ajuste de la función adoptada; y Td = Duración del evento en minutos.

Los parámetros de ajuste para las distintas recurrencias se presentan en la tabla 7.

Tabla 7. Parámetros de relaciones intensidad, duración y recurrencia AMGR.

TR (años)	A	B	C
2	2711,632	29,742	0,871
5	2725,371	29,434	0,820
10	2740,193	29,19	0,791
25	2760,347	28,989	0,755
50	2786,493	28,757	0,741

Ip	[mm/h]	Intensidad de lluvia	
A, B, C	[-]	Parámetros de ajuste	
Td	[minutos]	Tiempo de duración	

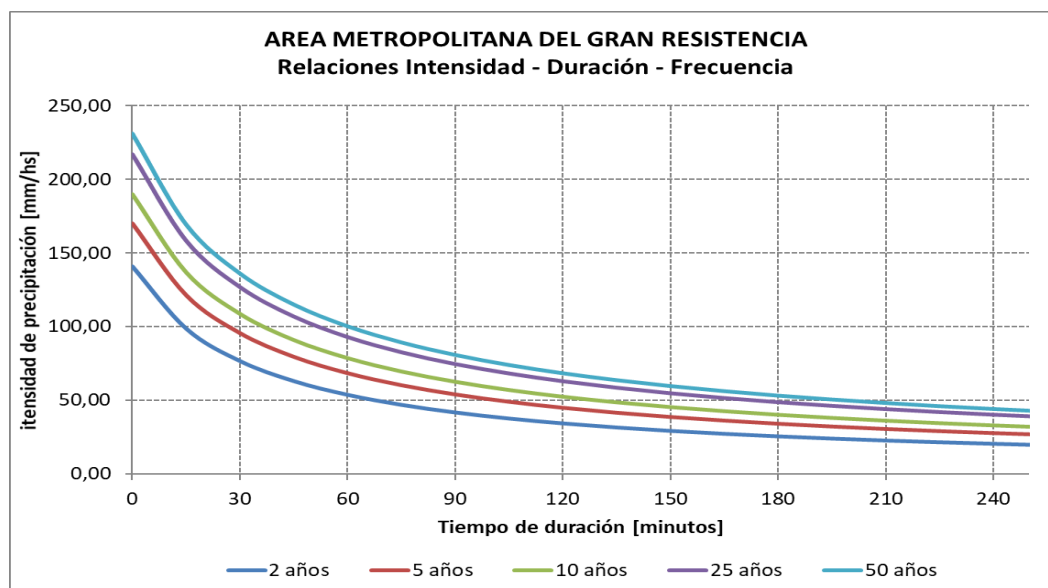


Fig.26. Curvas IdF – AMGR (Fuente: APA, 2021)

Precipitación de diseño

Se define una duración de la tormenta de diseño igual a 2 horas (mayor al Tc), con intervalos de 15 minutos y se aplica el método de bloque alterno, para la obtención de su hietograma de diseño.

En la tabla 8 se expresa la obtención del hietograma de diseño para un tiempo de retorno de 2 años y en la tabla 9 un tiempo de retorno de 10 años.

Tabla 8. Hietograma de diseño a través de los bloques alternos. $T_r = 2$ años.

DURACIÓN (min)	INTENSIDAD (mm/h)	PROFUNDIDAD ACUMULADA (mm)	PROFUNDIDAD INCREMENTAL (mm)	TIEMPO (min)		PRECIPITACIÓN (mm)
				DE	HASTA	
15	98,96	24,74	24,74	0	15	3,32
30	76,93	38,46	13,72	15	30	5,00
45	63,29	47,47	9,01	30	45	9,01
60	53,97	53,97	6,50	45	60	24,74
75	47,17	58,97	5,00	60	75	13,72
90	41,98	62,98	4,01	75	90	6,50
105	37,88	66,29	3,32	90	105	4,01
120	34,55	69,11	2,82	105	120	2,82

Tabla 9. Hietograma de diseño a través de los bloques alternos. $T_r = 10$ años.

DURACIÓN (min)	INTENSIDAD (mm/hs)	PROFUNDIDAD ACUMULADA (mm)	PROFUNDIDAD INCREMENTAL (mm)	TIEMPO (min)		PRECIPITACIÓN (mm)
				DE	HASTA	
15	136,88	34,22	34,22	0	15	5,83
30	108,63	54,31	20,09	15	30	8,28
45	90,85	68,14	13,83	30	45	13,83
60	78,54	78,54	10,40	45	60	34,22
75	69,45	86,81	8,28	60	75	20,09
90	62,44	93,66	6,85	75	90	10,40
105	56,85	99,49	5,83	90	105	6,85
120	52,28	104,56	5,07	105	120	5,07

En la Fig. 27 y 28 se presentan los hietogramas de diseño asociados a 2 y 10 años de tiempo de retorno.

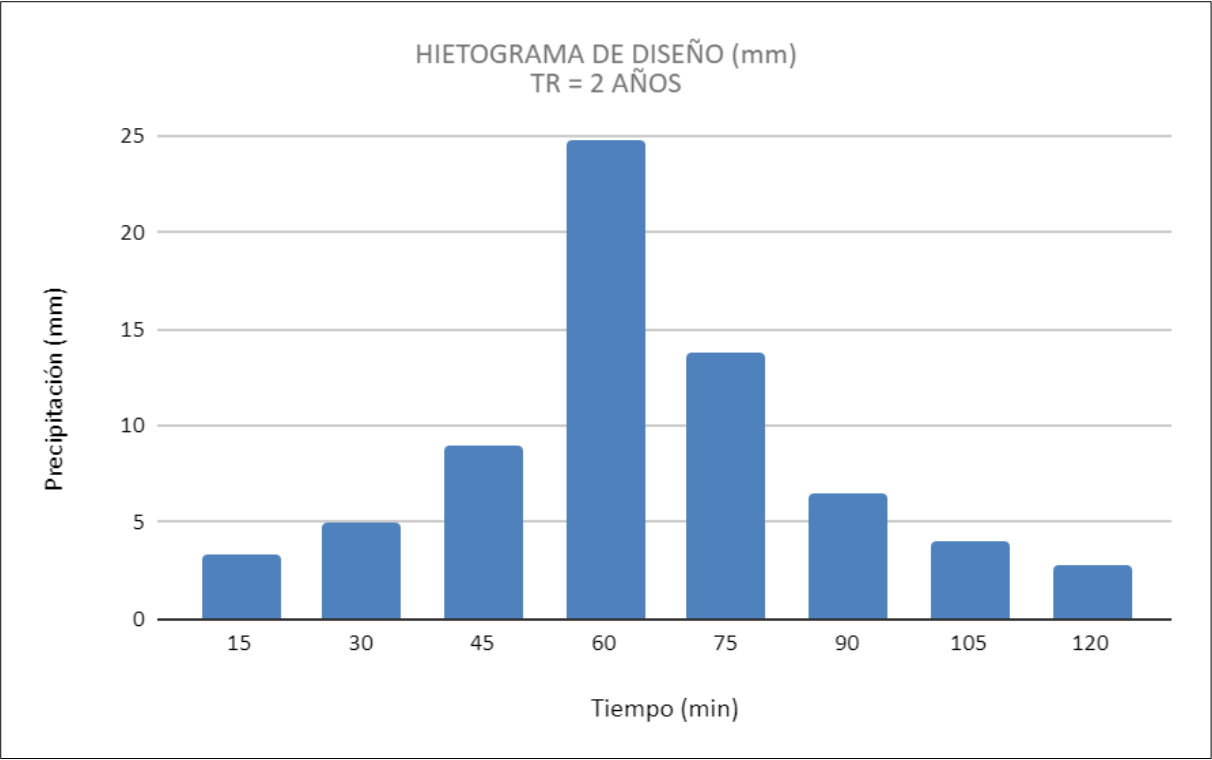


Fig. 27. Hietograma de diseño con tr = 2 años (Fuente: elaboración propia,2024).

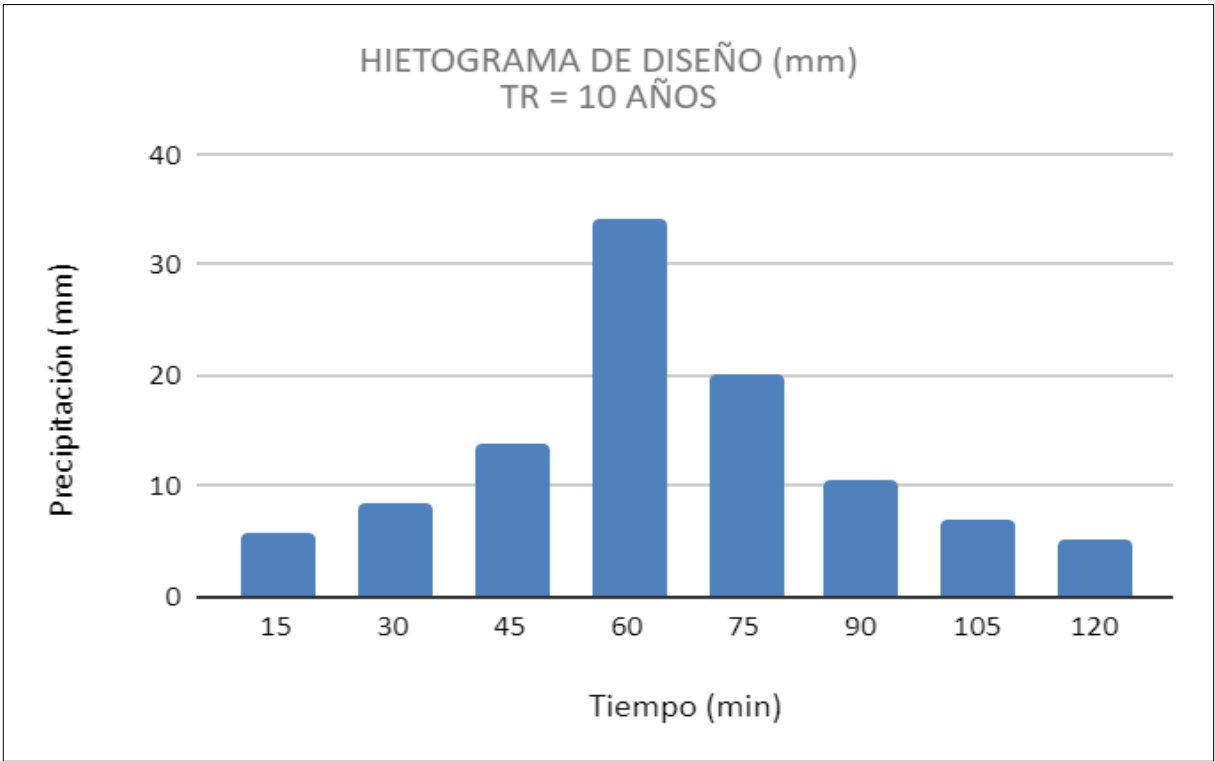


Fig. 28. Hietograma de diseño con tr = 10 años (Fuente: elaboración propia,2024).

3.4.6. Calibración del modelo

La aplicación de un modelo matemático en el estudio hídrico de lagunas requiere como paso previo la calibración del mismo para asegurar que los resultados brindados sean representativos del sistema hidrológico que se está simulando.

El municipio de Fontana no lleva registros pluviométricos ni hidrométricos, por lo que la calibración no se realizará con los caudales de las corridas, sino a través de los volúmenes de almacenamiento de las lagunas. Entonces en el estudio hídrico de las lagunas FACA-Anadón se procedió a calibrar el modelo con la precipitación crítica del día 24/11/09, evento del cual se accedió a datos pluviográficos y pluviométricos de archivos de la APA y una imagen satelital del área de inundación obtenida del momento del evento en la página <https://earth.google.com/> en sus fotos históricas.

Con la imagen mencionada se establece la cota de inundación, a través del área inundada alcanzada y posteriormente con las relaciones cota-superficie-almacenamiento se establece el volumen de almacenamiento alcanzado durante el evento, valor con el cual se calibrará y validará el modelo.

Esquema de simulación adoptado

Para comprender el funcionamiento del modelo en este estudio se detalla en la Fig. 29 el esquema de simulación adoptado en HEC – HMS desarrollado para la zona de estudio con las subcuencas, tránsitos y lagunas correspondientes. La misma se adoptó de manera simplificada teniendo en cuenta la homogeneidad de los parámetros físicos en las distintas subcuencas, adopción ya realizada en puntos anteriores.

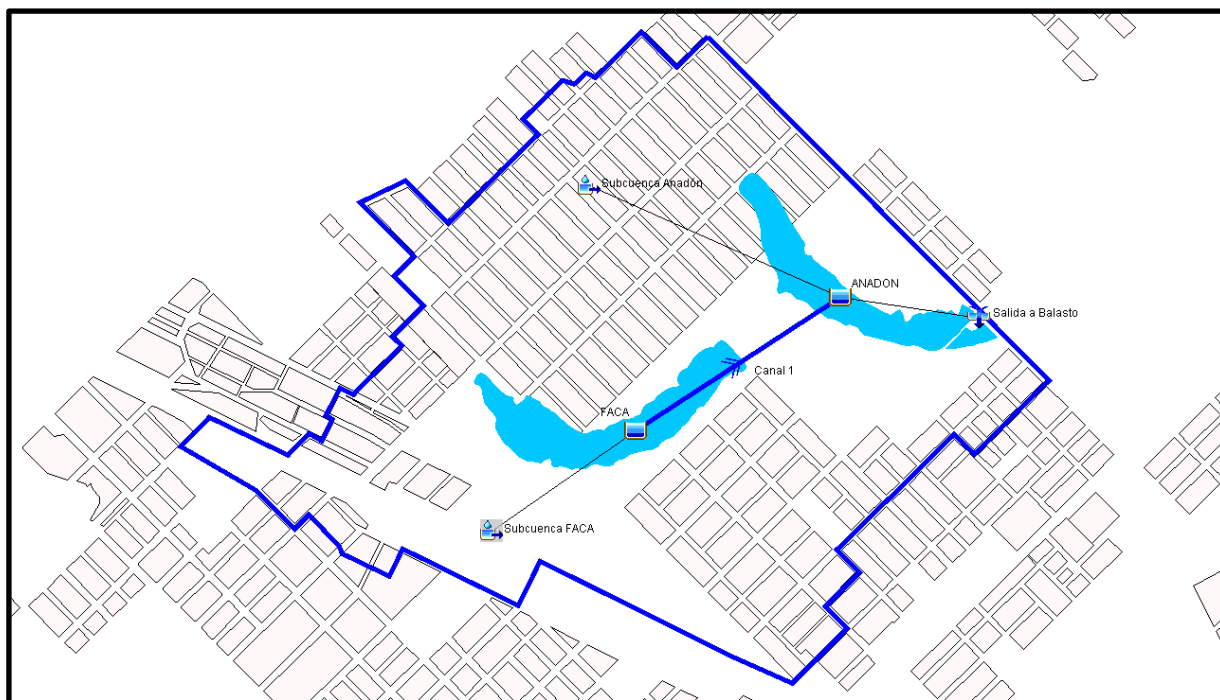


Fig. 29. Esquema de simulación adoptado para el modelado hidrológico (Fuente: elaboración propia, 2024).

Las cuencas establecidas son laguna FACA y laguna Anadón y los respectivos reservorios asociados a sus curvas de cota-superficie-almacenamiento y sus alcantarillas de descargas.

Evento de entrada: Tormenta del 24 de noviembre de 2009

Del evento del 24 de noviembre de 2009 se cuenta con datos pluviógrafos del Sistema Automático de Telemedición (SAT) de la cuenca baja del río Negro (APA), de las siguientes estaciones.

- Laguna Avalos, total precipitado: 121,6mm.
Distancia al centro del área de estudio: 5,5 km.
- Laguna, Villa Gonzalito: total precipitado: 126,2mm.
Distancia al centro del área de estudio: 7,0 km.
- USDI – Sede en APA, ruta Nicolás Avellaneda, total precipitado: 110,4mm.
Distancia al centro del área de estudio: 12,5km.
- Colonia Popular, total precipitado: 228,2mm.
Distancia al centro del área de estudio: 19 km aproximadamente.
- Laguna Blanca, total precipitado: 204,6mm.
Distancia al centro del área de estudio: 26 km aproximadamente.

Adicionalmente se cuenta con el dato pluviométrico del Aeropuerto: 130mm.
Distancia al centro del área de estudio: 3 km. Este evento tiene una recurrencia de 7,3 años, para eventos de 1 día de duración.

De manera simplificada, teniendo en cuenta las duraciones y los tiempos de inicio y finalización de los eventos y como segunda comparación la cercanía a nuestra área de estudio, se adopta como correcto el volumen total del aeropuerto, el cual es similar a los registros de laguna Avalos y Villa Gonzalito.

Dada la similitud en volúmenes totales del registro del aeropuerto y las lagunas mencionadas se distribuye la primera en función de los promedios de las lagunas. Para esto se realiza el promedio de las lagunas en intervalos de tiempos correspondientes y el valor tomado para nuestra cuenca (130mm) lo distribuimos según la proporción promedio calculada (ver tabla 10)

En la fig. 30 se comparan los registros pluviográficos de la laguna de Avalos con los de la de Villa Gonzalito. Se aprecia un comportamiento similar y volúmenes total idénticos.

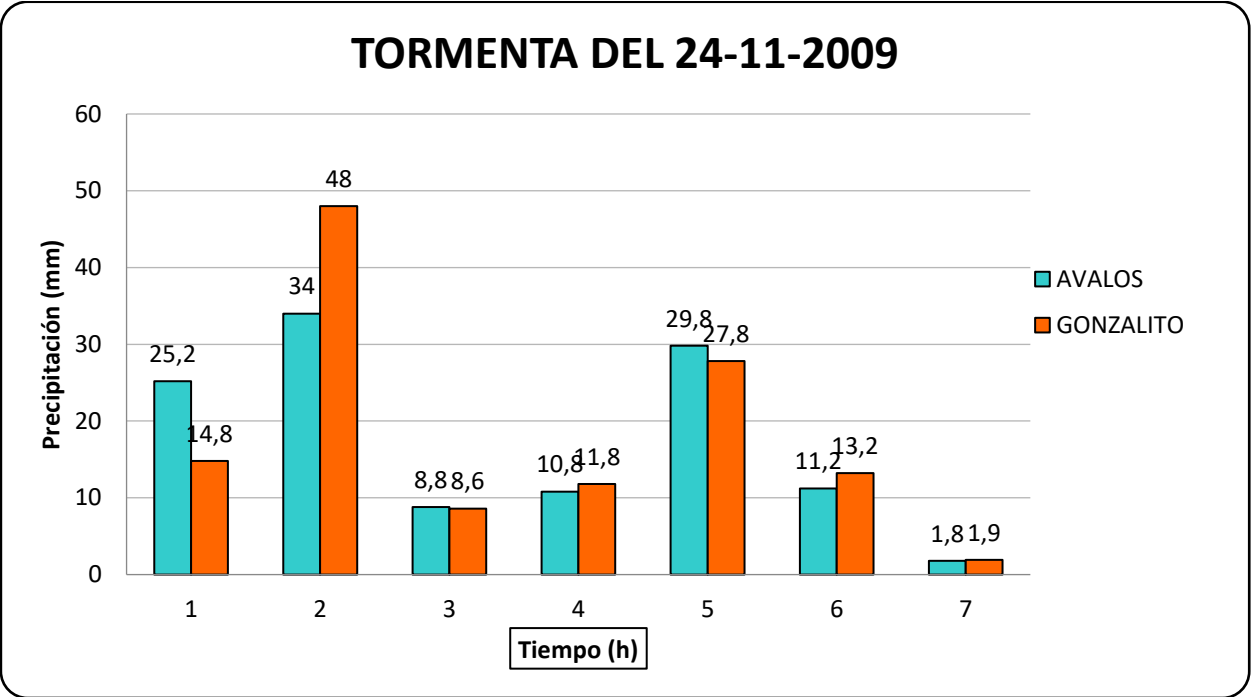


Fig. 30. hietogramas lagunas Avalos y Gonzalito, tormenta del 24/11/2009 (Fuente: APA, edición propia,2024).

Posteriormente se realiza el promedio en intervalos de 15 minutos y se afecta a la estación del aeropuerto, valor tomado como verdadero para el área de estudio.

Tabla 10. Datos pluviográficos de lagunas Avalos y Gonzalitos y cálculo de valores promedio, y cálculo distribución temporal del evento para el sistema hídrico FACA – Anadón.

Fecha	Hora	ÁVALOS	GONZALITO	PROMEDIO	FACA-ANADON
24/11/2009	04:14:00	0,4	0	0,2	0,21
24/11/2009	04:30:00	2	0,2	1,1	1,15
24/11/2009	04:44:00	8	3,8	5,9	6,19
24/11/2009	04:59:00	14,8	10,8	12,8	13,43
24/11/2009	05:14:00	8,4	15,4	11,9	12,49
24/11/2009	05:29:00	10,4	9,4	9,9	10,39
24/11/2009	05:44:00	9,4	14,2	11,8	12,38
24/11/2009	05:59:00	5,8	9	7,4	7,76
24/11/2009	06:14:00	0,8	4,4	2,6	2,73
24/11/2009	06:29:00	1,2	1	1,1	1,15
24/11/2009	06:44:00	2,8	0,6	1,7	1,78

24/11/2009	06:59:00	4	2,6	3,3	3,46
24/11/2009	07:14:00	4,4	4,4	4,4	4,62
24/11/2009	07:29:00	3,2	4,8	4	4,20
24/11/2009	07:44:00	0,8	2,2	1,5	1,57
24/11/2009	07:59:00	2,4	0,4	1,4	1,47
24/11/2009	08:14:00	3,4	1,4	2,4	2,52
24/11/2009	08:29:00	12	3,8	7,9	8,29
24/11/2009	08:44:00	7	17,4	12,2	12,80
24/11/2009	08:59:00	7,4	5,2	6,3	6,61
24/11/2009	09:14:00	3,6	4	3,8	3,99
24/11/2009	09:29:00	4,6	3	3,8	3,99
24/11/2009	09:44:00	2,4	4,4	3,4	3,57
24/11/2009	09:59:00	0,6	1,8	1,2	1,26
24/11/2009	10:14:00	1,4	0,8	1,1	1,15
24/11/2009	10:29:00	0,2	1	0,6	0,63
24/11/2009	10:44:00	0	0	0	0,00
24/11/2009	10:59:00	0	0,2	0,1	0,10
24/11/2009	11:14:00	0,2	0	0,1	0,10
TOTALES		121,6	126,2	123,9	130,00

Con esto se realiza la construcción del hietograma del evento de calibración que puede verse en la fig. 31.

Abstracciones: como se dijo anteriormente se utiliza el método de curva número (SCS – CN). En este punto se busca representar las condiciones del día del evento, para lo cual, a través de las imágenes analizadas y los usos obtenidos se obtiene el valor de CN ponderado de la cuenca, según la tabla 11.

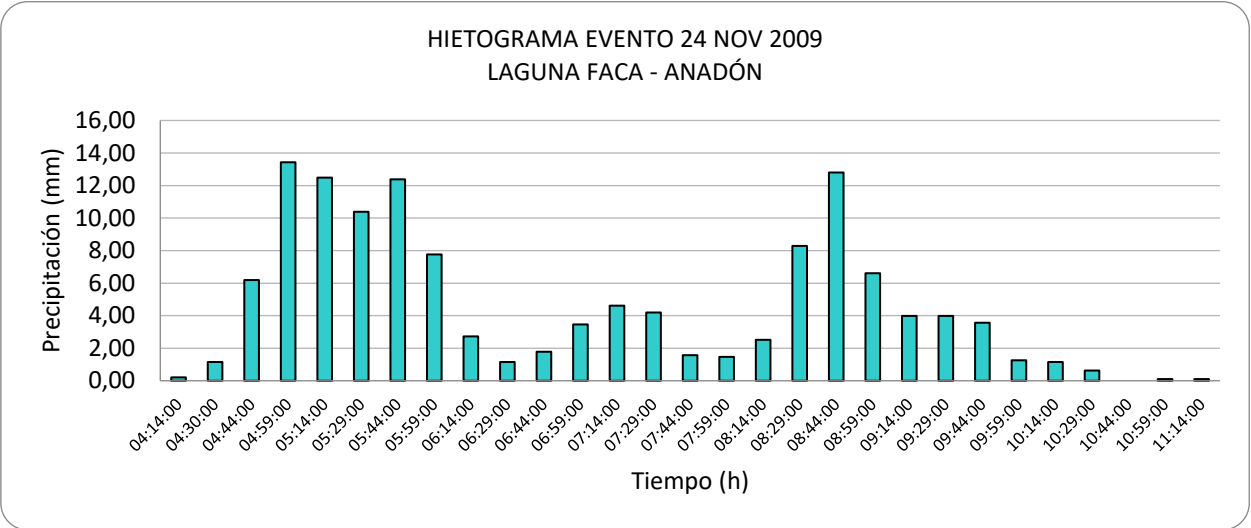


Fig. 31. Hietogramas FACA-Anadón, tormenta del 24/11/2009 (Fuente: APA, edición propia,2024).

Tabla 11. Cálculo de CN para el evento de calibración

CÁLCULO DE CN - GRUPO HIDROLÓGICO B – EVENTO 24/11/2009					
COBERTURAS		ÁREA DE COBERTURA (ha)	% DE COBERTURA	CN (II)	CN (III)
1	VEG DENSA	36,815	20,00%	50	69,70
2	PASTURAS	77,540	42,13%	58	76,05
3	SUELO DESNUDOS	29,487	16,02%	65	81,03
4	TECHOS	16,874	9,17%	90	95,39
5	PAVIMENTOS Y SOLADOS	9,549	5,19%	90	95,39
6	LAGUNAS	13,766	7,48%	90	95,39
TOTALES		184,03	100%	57,78	79,80

Teniendo en cuenta la humedad antecedente los 5 días previos al evento, tenemos una cuenca con condición húmeda, por lo que se modela el evento con AMC_{III} , es decir, con un valor $CN_{(III)}$ igual a 80.

3.4.7. Análisis de Sensibilidad y validación del modelo

Para el análisis de sensibilidad se utilizan los valores de CN y el tiempo de retardo de las subcuencas como parámetros de ajustes.

Para cada valor de CN se realizan 3 simulaciones con 3 tiempos de retardos diferentes que varían 10% entre sí. Posteriormente se realizan nuevamente 3 simulaciones con el CN calculado + un 5% y por último 3 simulaciones con el CN calculado - un 5%. Con esto se refleja la sensibilidad de la cuenca con la variación de los parámetros de ajuste. (ver tabla 12)

Como valor de comparación se utiliza el volumen de almacenamiento. Con la imagen analizada (Fig. 32 y plano n° 8 de anexos) el almacenamiento alcanzó una altura de 49,80 msnm (MOP) para el cual el volumen de almacenamiento resulta: 276.451,09m³
Para la validación del modelo se aceptará un error absoluto de $\pm 5\%$



Fig. 32. Imagen satelital Nov/2009 (Fuente: Google Earth, 2009)

Resultados

Tabla 12. Resultados de las simulaciones – Análisis de sensibilidad

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD CUENCA FACA ANADON							
CN	VAR %	Tc FACA	Tc ANADON	VAR %	VOL ALM TOTAL (m ³ /1000)	Elevación pico FACA y Anadón	ERRORES RELATIVOS
80	CN +/- 0%	66	47	10%	286,4	49,8 Y 49,9	-0,56%
80		60	43	0%	288,0	49,8 Y 49,9	0,00%
80		54	39	-10%	289,4	49,8 Y 49,9	0,49%
84	CN + 5%	66	47	10%	295,0	49,9 Y 49,9	-0,57%
84		60	43	0%	296,7	49,9 Y 49,9	3,02%
84		54	39	-10%	298,1	49,9 Y 49,9	0,47%
76	CN - 5%	66	47	10%	278,2	49,8 Y 49,8	-0,54%
76		60	43	0%	279,7	49,8 Y 49,9	-2,88%
76		54	39	-10%	281,0	49,8 Y 49,9	0,46%

Los valores de errores relativos de la tabla 12 tienen en cuenta la variación del volumen del almacenamiento cuando varían los tiempos de retardos ($\pm 10\%$) para un mismo valor de CN. Esto demuestra que la respuesta del almacenamiento es poco sensible a los cambios en el tiempo de retardo.

Sin embargo, en la misma columna de errores relativos en rojo se aprecia la variación porcentual del almacenamiento cuando varía el valor de CN en $\pm 5\%$. En este caso se puede apreciar que la variación del almacenamiento es más sensible a la variación de los valores de CN.

En cuanto a la calibración, en la tabla 13 se presentan los resultados de las simulaciones, donde los errores relativos en el almacenamiento con respecto al valor obtenido del evento del día 24/11/2009 se encuentran en la última columna.

recordando:

Volumen de almacenamiento: 276.451,09m³

Tolerancia: $\pm 5\%$

Tablas 13: calibración del modelo

N° CORRID A	CN	VAR %	Tc/T _{LAG} FACA	Tc/T _{LAG} ANADÓN	VAR %	VOL ALM TOTAL (m³/1000)	ERROR % (ALMACENAMIENTO)
CORRID A 1	80	CN +/- 0%	66	47	10,00%	286,40	3,6%
			40	28			
CORRID A 2	80		60	43	0,00%	288,0	4,2%
			36	26			
CORRID A 3	80		54	39	-	289,4	4,7%
			32	23	10,00%		
CORRID A 4	84	CN + 5%	66	47	10,00%	295,0	6,3%
			40	28			
CORRID A 5	84		60	43	0,00%	296,7	7,3%
			36	26			
CORRID A 6	84		54	39	-	298,1	7,8%
			32	23	10,00%		
CORRID A 7	76	CN - 5%	66	47	10,00%	278,2	0,6%
			40	28			
CORRID A 8	76		60	43	0,00%	279,7	1,2%
			36	26			
CORRID A 9	76		54	39	-	281,0	1,6%
			32	23	10,00%		

Se aprecia que los errores en el almacenamiento para valores de CN=84 son mayores al valor de la tolerancia preestablecida (de 5%); los valores de almacenamiento para CN = 80 y CN = 76 tienen una variación menor al 5% respecto del valor de comparación, aunque para CN = 76 los valores son los que más se aproximan.

Teniendo en cuenta los resultados expuestos y los errores tomamos como valores correctos para la validación un valor de CN igual a 76 para el sistema hídrico FACA-Anadón y los tiempos de concentración para la subcuenca FACA 66 minutos y para la subcuenca Anadón 47 min (corrida n°7 de la tabla 13).

En el anexo n° 12 se encuentran los gráficos y tablas con los resultados de las simulaciones obtenidas con el programa HEC-HMS.

3.4.8. Situaciones de Diseño

En este punto, con los datos de la cuenca previamente calibrados, se realizan distintas simulaciones tanto de la situación actual (años 2021) y para el año 2041, recordando que se estableció para el presente estudio un horizonte de diseño de 20 años, con los periodos de retornos de 2 años y 10 años para línea de ribera y para zonificación de riesgo hídrico respectivamente.

Para el nivel de inicio de las lagunas se tiene en cuenta que a lo largo de los años de desde que funciona con el nivel actual de descarga (desde 1999), las lagunas han

mantenido su nivel cercano al nivel de umbral de la alcantarilla de salida en avenida 25 de mayo, y solo en épocas de estiaje se ha notado un pequeño descenso de su nivel, el cual se vuelve a recuperar cuando se normalizan las lluvias. Se toma un nivel de inicio de las lagunas 0,10m por debajo del nivel de la descarga antes mencionada.

Entonces, para la simulación se adopta una cota de inicio de las lagunas igual a 49,06m.

Para la adopción del nivel máximo de operación se tienen en cuenta los umbrales de las construcciones consolidadas en propiedades privadas en el entorno de las lagunas FACA y Anadón. Este nivel se establece en 49,8m.

A continuación, se presentan los resultados que arrojan las simulaciones (tabla 14) y en el Anexo n°13 se presentan los gráficos y tablas que surgen del programa de simulación HEC-HMS.

Adicionalmente se realizan simulaciones correspondientes al año 2011 (tabla 14) con fines de realizar un análisis de la evolución temporal de los caudales de ingreso y de salida. En las fig. 32 y 33 se refleja gráficamente la evolución de los caudales en la cuenca FACA y Anadón respectivamente.

Tabla 14. Resultados de situaciones de diseño.

N° CORRIDA	SITUACIÓN	TR	Tc/T _{LA} G FACA	Tc/T _{LA} G ANADÓN	CN - AMC II	VOL ALM TOTAL m3/100 0	CAUDAL ES ENTRAD A FACA/A NADÓN (m3/s)	ELEV ACIÓ N PICO (MOP)	CAUDAL ES SALIDA FACA/AN ADÓN (m3/s)
1	ACTUAL (2021)	2	44	31	65	210,6	6,0	49,5	0,8
			26	19			4,2	49,4	0,5
2	ACTUAL (2021)	10	66	47	72	254,1	8,9	49,7	2,1
			40	28			6,3	49,7	1,8
3	DISEÑO (2041)	2	44	31	69	223,5	7,8	49,5	1,2
			26	19			5,4	49,4	0,8
4	DISEÑO (2041)	10	66	47	76	269,1	10,4	49,8	2,6
			40	28			7,6	49,7	2,3
5	2011	2	44	31	58	197,0	4,4	49,4	0,5
			26	19			3,1	49,3	0,3
6	2011	10	66	47	64	234,4	6,9	49,6	1,5
			40	28			4,8	49,5	1,2

Análisis de los resultados

En 3.3.2.a. se estableció el horizonte de diseño de 20 años y los periodos de retornos de 2 años y 10 años para línea de ribera y para zonificación de riesgo hídrico respectivamente y teniendo en cuenta las elevaciones alcanzadas por los reservorios se establece:

Laguna FACA:

Línea de ribera: 49,50m (MOP)

Zona de restricción severa: entre 49,50m (línea de ribera) y 49,80m.

Zona de restricción leve: por encima de 49,80m

Laguna Anadón:

Línea de ribera: 49,40m (MOP)

Zona de restricción severa: entre 49,40m (línea de ribera) y 49,70m.

Zona de restricción leve: por encima de 49,70m

En el plano n°9 de anexos se presentan los resultados con la zonificación antes mencionada.

Con los resultados para el horizonte de diseño de 20 años, y con un evento de 10 años de recurrencia, se puede apreciar que la laguna FACA llegará a trabajar en el límite del nivel máximo de operación de 49,80m y la laguna Anadón 0,10m por debajo de este límite.

En las Fig. 32 y 33 vemos la evolución de los caudales, en los cuales se aprecian para la laguna FACA un aumento en los caudales del 31,7% y 20% para 2 y 10 años de recurrencia respectivamente para el horizonte de diseño; para la laguna Anadón la evolución prevista de los caudales es de 33,3% y 20% para 2 y 10 años de recurrencia respectivamente para el mismo periodo.

En el capítulo 5, “Marco legal” se analizan las restricciones al uso del suelo por inundabilidad por precipitaciones, de acuerdo a esta zonificación y la manera de implementarla según las normativas vigentes.

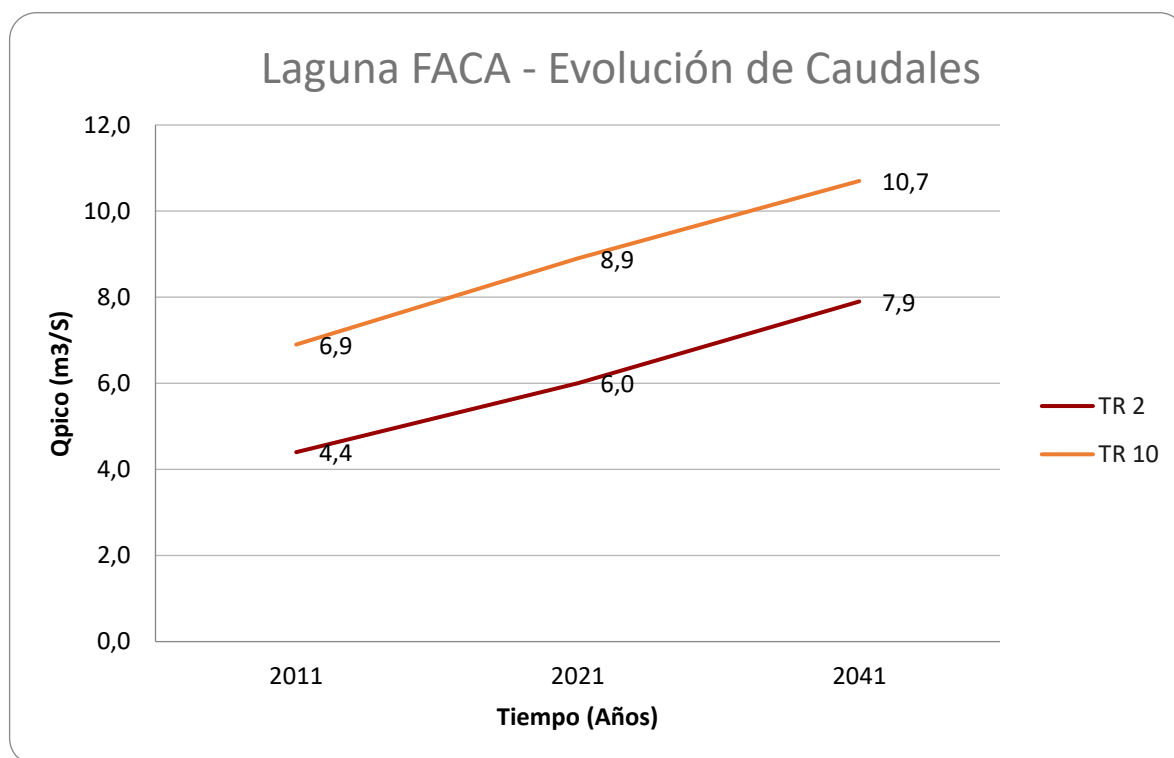


Fig. 33. Evolución de caudales máximo, subcuenca FACA (Fuente: elaboración propia, 2025).

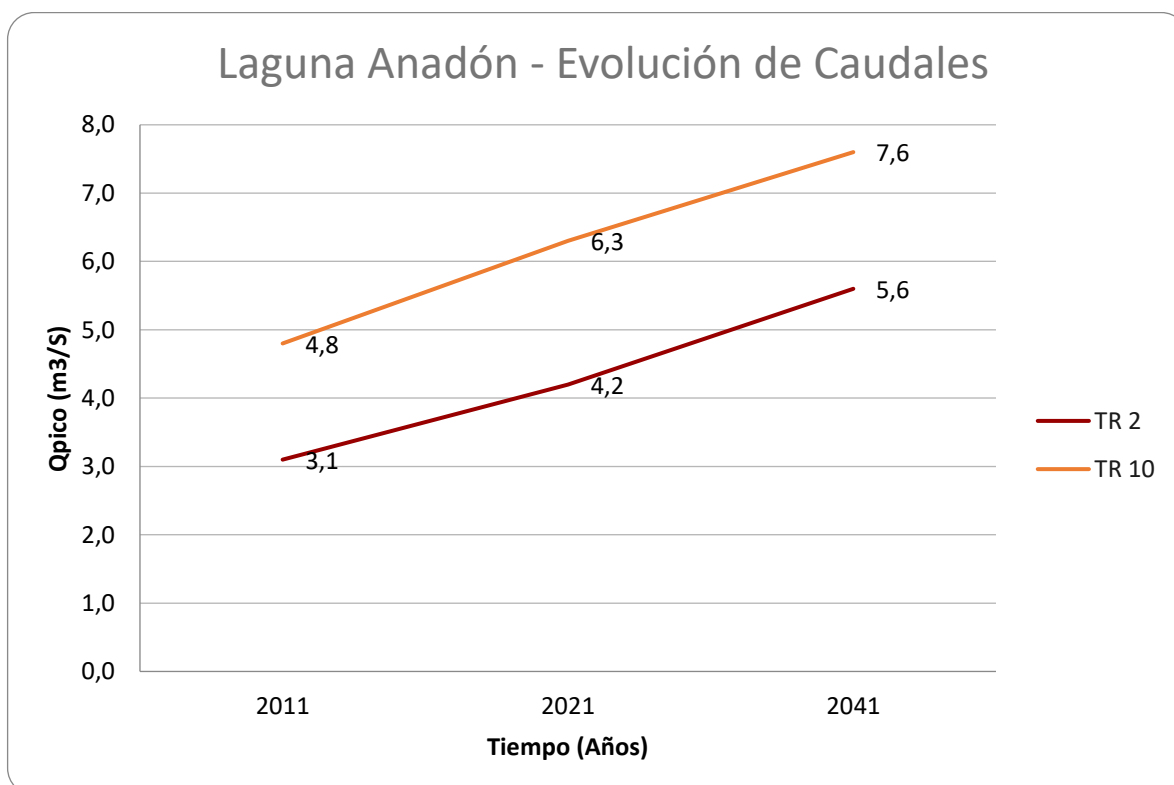


Fig. 34: Evolución de caudales máximo, subcuenca Anadón (Fuente: elaboración propia, 2025).

3.4.9. Análisis del reservorio Balasto

Este punto tiene como objetivo analizar la capacidad de almacenamiento del reservorio Balasto, el cual es el destino final de la cuenca FACA-Anadón, y el centro de Fontana previo a la descarga al río Negro.

Dado el análisis de respuesta lluvia-escorrentía del sistema FACA-Anadón, con la debida calibración realizada anteriormente, podemos llevar a cabo el análisis del sistema Balasto.

Para ello, en primera instancia se obtuvieron las curvas de nivel del reservorio Balasto e Ingeval (plano n°10 de anexos) de manera aproximada, ya que la batimetría y una topografía con mayor densificación de puntos exceden al objetivo de este trabajo. A partir de dichas curvas se obtuvo la relación altura-superficie-volumen (Fig.35).

Se realiza el modelado para verificar la capacidad de almacenamiento con el que cuenta el sistema, para una cota de inicio de 47,37m (MOP), suponiendo que al momento del evento el nivel de agua se encuentra coincidente con el nivel de la alcantarilla de salida. La simulación se realizó con la descarga actual del sistema que consta de una batería de 3 líneas de tubos de 800 mm de diámetro con una cota de descarga de 47,37m.

Para el nivel máximo de operación, se adopta una cota de 48,30m el cual se toma en función de los canales de y conducto de entrada al reservorio, con este valor se asegura que los mismos trabajen a superficie libre. Con este nivel máximo de operación la batería de tubos de la salida trabajará ahogada, aunque no compromete el nivel de calzada en ese sector. Debido a las limitaciones de la topografía no se tiene en cuenta para el nivel máximo de operación los niveles de umbrales de los ocupantes dentro del reservorio.

Para el nivel máximo de operación (NMO) el reservorio tiene una capacidad de 491.795m³.

Los ingresos provienen del reservorio Ingeval, conducto av. Augusto Rey, canalización av. 25 de mayo, y el área de aporte de la cuenca Balasto propiamente, se obtiene a partir de parámetros hidrológicos aproximados (tabla n° 15), a través de comparaciones con datos de cuencas vecinas o las propias FACA-Anadón. Con la misma metodología empleada anteriormente se obtienen los eventos de precipitaciones para los tiempos de retorno de 10 y 25 años (hietograma a partir de las I-d-F de la APA, aplicando el método de bloques alternos)

En la Fig. 36 se presenta una imagen satelital con las distintas descargas al balasto. En la tabla 15 se presentan los parámetros físicos de las distintas áreas de aporte al Balasto.

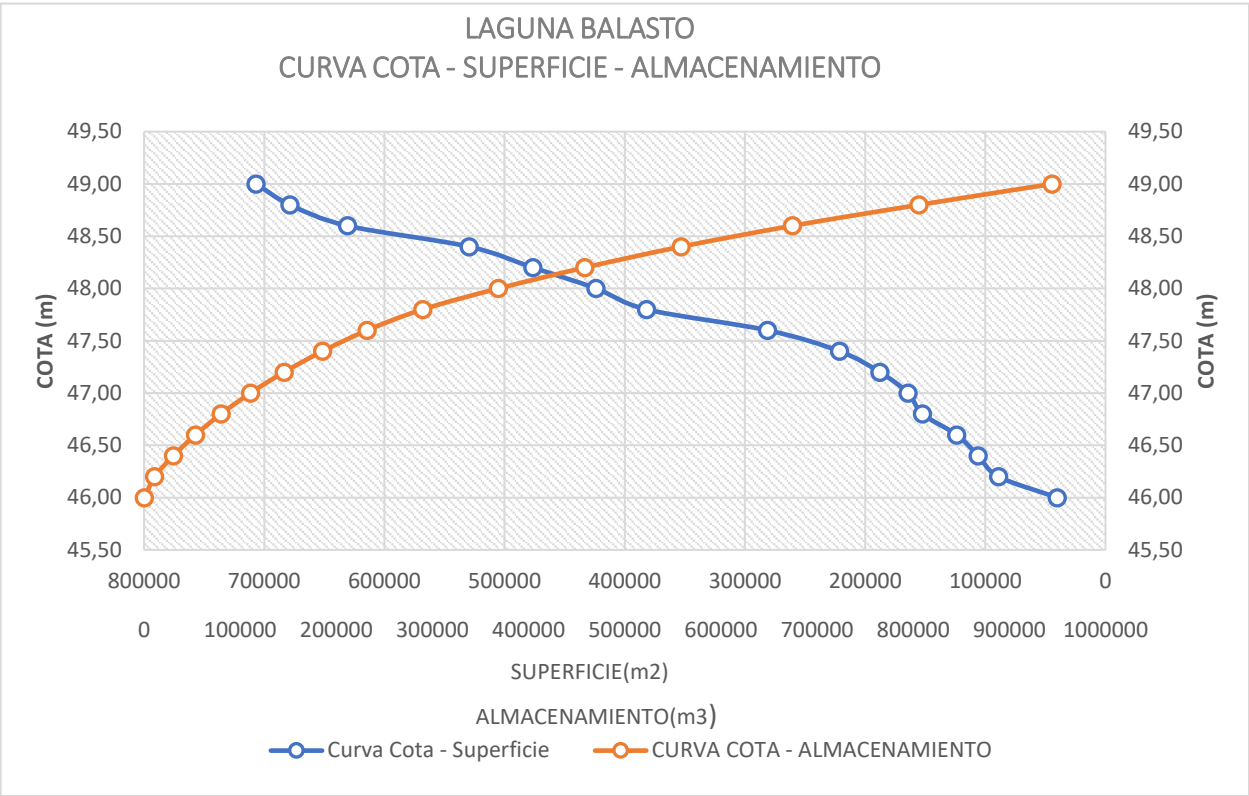


Fig. 35: curvas cota-superficie afectada-volumen almacenado, laguna BALASTO (Fuente: elaboración propia, 2025)



Fig. 36. Imagen del sistema hídrico Balasto. (Fuente: imagen Google 2024, edición propia)

Tabla 15. Parámetros físicos e hidrológicos:

Cuenca	Área de aporte (ha)	CN (AMC II)	tc (min)
Ingeval	24,38	60	30
Cuenca Centro - Conducto Av. Augusto rey	34,07	80	50
Cuenca 125-100-40 viviendas - Canal 25 de mayo.	10,48	72	30
Balasto	100,00	72	30
Sistema FACA-Anadón	184,03	72	66/47

Total, área de aporte: 352,96ha.

Resultados

A continuación, se presentan los resultados que arrojan las simulaciones (tabla 16) y en el Anexo n°14 se presentan los gráficos y tablas que surgen del programa de simulación HEC-HMS.

Tablas 16. Resultados de situación actual para TR 10 y TR 25años.

N° CORRIDA	SITUACION	TR	CN AMCII	ELEVACIÓN INICIO (MOP)	VOL ALM BALASTO m ³ /1000	CAUDALES ENTRADA BALASTO	ELEVACIÓN PICO (MOP)	CAUDALES SALIDA BALASTO
1	ACTUAL (2021)	10	72	47,37	328,5	15,3	47,9	1,0
2	ACTUAL (2021)	25	72	47,37	370,9	19,5	48,0	1,3

Para el evento de Tr 10 años el volumen alcanzado es de 328.500m³ representa un 67% del volumen el NMO; Para el evento de Tr 25 años el volumen alcanzado de 370.900m³ representa un 75% del volumen el NMO.

Podemos afirmar que el Balasto tiene una gran capacidad de almacenamiento, comparando el volumen almacenado en cada evento con el volumen del reservorio en el NMO.

Adicionalmente, se realiza una simulación para una recurrencia de 50 años, tabla 17, a fines de ver si la capacidad remanente del Balasto es suficiente para atenuar a la misma dentro de los límites del NMO.

Tablas 17. Resultados de situación actual para TR 50 años.

N° CORRIDA	SITUACIÓN	TR (años)	CN (AMCII)	ELEVACIÓN INICIO (m)	VOL ALM. BALASTO (m ³ /1000)	CAUDALES ENTRADA BALASTO (m ³ /s)	ELEVACIÓN PICO (m)	CAUDALES SALIDA BALASTO (m ³ /s)
3	ACTUAL (2021)	50	72	47,37	392,0	21,7	48,1	1,5

El volumen alcanzado representa un 80% del volumen el NMO, con lo podemos reafirmar la gran capacidad reguladora que posee el Balasto, ya que, el caudal máximo de entrada de 21,7 m³/s a las 1,5 horas de iniciado el evento, y el caudal máximo de salida resulta 1,5 m³/s, con un desfasaje de 6,5 horas.

Adicionalmente se calculó el Volumen máximo alcanzado para el evento de 50 años de recurrencia, simulando al reservorio sin alcantarilla de salida: se alcanza un volumen almacenado de 482.000m³, es decir que el reservorio almacena el total del evento sin superar el NMO aun si no tuviera una descarga o si la descarga estuviera cerrada.

4. Análisis Hidráulico

4.1. Introducción

En el presente capítulo se analiza la capacidad de conducción de los principales canales existentes y se proponen las adecuaciones necesarias, las cuales derivan en ampliación de canales existentes, revestimientos de los mismos, rectificaciones de pendientes y redimensionamiento de alcantarillas.

Para la adopción del tipo de obra a realizar, se utilizó un análisis comparativo, en particular el conocido como “Método de Análisis Jerárquico – MAJ” (Saaty, 1991), que se basa en la comparación de a pares.

4.2. Metodología

Según el manual para el diseño de planes maestros para la mejora de la infraestructura y la gestión del drenaje urbano (de la Secretaría de Obras Públicas, Unidad Coordinadora de Programas con Financiación Externa, abril 2003), las etapas usuales para su diseño son:

- Evaluación de la capacidad de drenaje existente.
- Identificación de los puntos críticos.
- El planteo de alternativas de control de esos impactos.

Si bien el presente trabajo no tiene los alcances de un plan maestro, los objetivos planteados se pueden ajustar a los lineamientos del manual antes mencionado, por lo que es aplicable al análisis del presente capítulo.

En cuanto al tipo de cálculo hidráulico que se utiliza, se supone flujo permanente y uniforme y los caudales de diseño de los canales se obtuvieron según los parámetros hidrológicos calibrados en el capítulo anterior.

4.3. Escenarios a analizar y evaluar

Se plantean los siguientes escenarios a analizar y evaluar:

- **Situación actual:** considerando las condiciones de urbanización, impermeabilidad e infraestructura actuales.
- **Situación futura:** debe analizarse el último año del horizonte de proyecto, teniendo en cuenta la evolución que pueda sufrir la ocupación del suelo y la impermeabilidad asociada, en caso de continuar con la tendencia de crecimiento actual y manteniendo la red de drenaje existente.

Deberán considerarse, en caso de existir, regulaciones a la expansión urbana (medidas no estructurales).

- **Situación futura con la incorporación de obras nuevas:** Ídem al escenario futuro, pero incorporando al análisis diferentes obras para mejorar las consecuencias de las inundaciones pluviales urbanas.

Teniendo en cuenta estas recomendaciones, en primer lugar, se verifica la capacidad de conducción de cada canal para la sección, pendiente y rugosidad existentes y se realiza una primera verificación de las secciones de los canales sin alcantarillas, si el canal verifica la capacidad luego se realiza otro análisis con la incorporación de las alcantarillas existentes a fin de observar la diferencia en el comportamiento del flujo.

Posteriormente y en caso de no verificarse la capacidad de conducción de los canales analizados se propone la adecuación de los mismos para la situación de diseño, justificando la forma de la sección y material escogido en cada caso. El modelo hidráulico utilizado para las simulaciones, exige fijar dimensiones de los canales o conductos.

Cada canal analizado se ha subdividido en 2 o 3 áreas de aporte a efecto de ir incorporando los caudales según estas áreas. En el plano n° 11 de anexos se presentan las áreas de aporte de cada uno de los canales o conductos.

Para definir el coeficiente de rugosidad de Manning “n” del canal se aplicó la siguiente tabla (Fig. 37) presentada por Linsley, Kolher y Paulus, 1975. Finalmente, el valor de n aplicado para los canales en situación actual es 0,030.

4.3.1. Situación actual y futura sin obras.

a. Análisis del canal Av. Alvear.

Datos:

Longitud de canal: 570m

Material: suelo natural con vegetación densa; coeficiente de manning, n: 0,030

Área de aporte: 28,8ha

Tiempo de retorno 2 años; horizonte de diseño: 20 años.

Caudal futuro máximo: 1,6m³/s

En la Fig. 38, se aprecian las distintas áreas de aporte del canal av. Alvear

En la tabla 18 se presentan los datos físicos del canal existente y los resultados de caudales admisibles en tales condiciones y se compara con los caudales de diseño para la situación actual sin obra y en la tabla 20 se aprecian los resultados para la condición futura sin obra. En las fig. 39 y 40 se presentan imágenes del estado actual del canal Alvear.

372 HIDROLOGIA PARA INGENIEROS

Tabla B-4 VALORES DE n PARA LA FORMULA DE MANNING
(Ecuación 4-7)

Condiciones del canal	n
Plástico, vidrio, tubería revestida	0,009
Cemento bien acabado, metal liso	0,010
Madera cepillada, tubería de asbesto	0,011
Hierro forjado, acero soldado, lona	0,012
Concreto ordinario, hierro fundido recubierto de asfalto	0,013
Madera sin cepillar, arcilla vitrificada, ladrillo vitificado	0,014
Tubería de hierro fundido, tubería de concreto	0,015
Acero riveteado, ladrillo, piedra bien colocada	0,016
Mampostería de piedra	0,017
Tierra lisa	0,018
Grava firme	0,020
Tubería de metal corrugado y canales experimentales	0,023
Canales naturales:	
Limpio, derecho, a nivel máximo, sin pozos	0,029
Como el anterior, con vegetación y piedras	0,035
Sinuoso, limpio, con pozos y rápidos	0,039
Como el anterior a niveles bajos	0,047
Sinuoso, pozos y rápidos, con vegetación y piedras	0,042
Como el anterior, a niveles bajos y con grandes rocas	0,052
Pantanosos, con vegetación y pozos profundos	0,065
Muy pantanoso y con mucha vegetación	0,112

* Los valores anotados son promedios de muchas mediciones; se pueden esperar variaciones tan altas como el 20 por ciento, particularmente en canales naturales.

Fig. 37. Coeficientes de Manning (Fuente: Linsley, Kolher y Paulus 1975)

Tabla 18. Situación actual sin obra, canal Av. Alvear.

Área de aporte	superficie (ha)	superficie acumulada (ha)	Pendiente del tramo (m/m)	Sección hidráulica (m ²)	caudal de admisible (m ³ /s)	caudal de demanda (m ³ /s)
A1	15,35	15,35	0,0005	1,35	0,56	0,8
A2	9,89	25,24	0,0006	1,70	0,84	1,1
A3	3,56	28,8	0,004	1,18	1,34	1,2

Se observa que en las condiciones actuales de urbanización, impermeabilidad e infraestructura el canal Av. Alvear no verifica los caudales para el evento de diseño en los tramos 1 y 2.

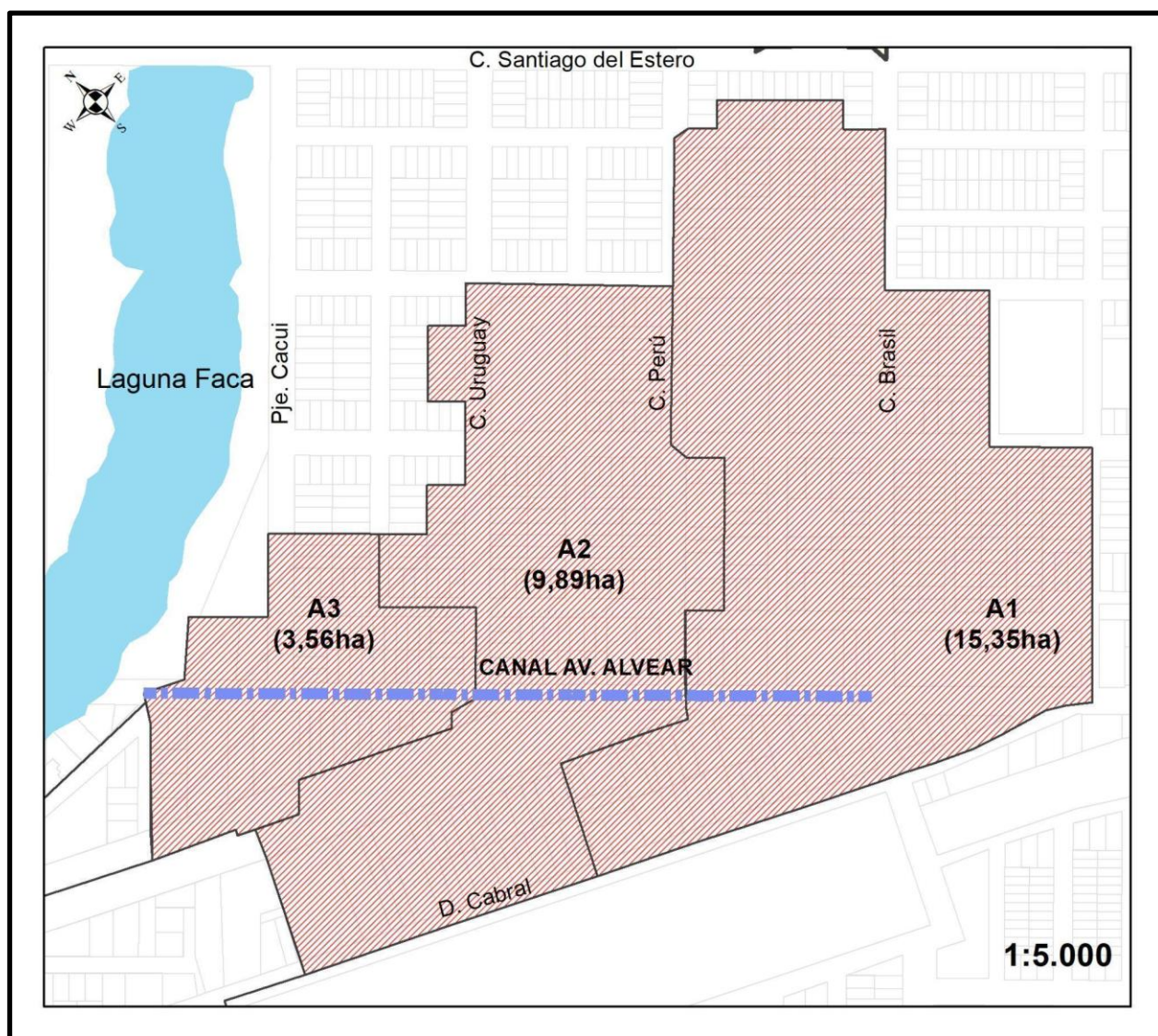


Fig. 38. Áreas de aporte canal av. Alvear (Fuente: elaboración propia, 2025).

Con las condiciones de pendiente y secciones existentes, suponiendo un mantenimiento de rutina riguroso para lograr mejorar las condiciones de conducción el canal funciona al límite de su capacidad, lo que se puede ver en la tabla 19.



Fig. 39 y 40. Situación actual del canal Alvear (fuente: elaboración propia, 2025)

Tabla 19. Situación actual con limpiezas de rutina, canal del canal Av. Alvear.

Área de aporte	coeficiente de manning (canal limpio)	caudal de admisible (m ³ /s)	caudal de demanda(m ³ /s)
A1	0,021	0,80	0,8
A2	0,021	1,20	1,1
A3	0,021	1,91	1,2

En la tabla 20 se presenta el análisis de la situación futura sin obras, con el canal en condiciones limpias.

Con las condiciones de pendiente y secciones existentes, suponiendo mantenimiento de rutina para lograr mejorar la conductividad, el canal no verifica en los tramos 1 y 2 para la situación futura de diseño.

Con los anchos de fondo actuales, mismas pendientes, talud $z=1$ y $n=0,021$ (canal limpio) el canal verifica, aunque demanda un periodo de limpieza corto, y el coronamiento del canal será extenso, lo que dejará un espacio reducido para la vereda y se podría interponer con otras redes de servicios.

Tabla 20: Situación futura sin obras, canal Av. Alvear.

Área de aporte	superficie (ha)	superficie acumulada (ha)	Pendiente del tramo (m/m)	Sección hidráulica (m ²)	caudal de admisible (m ³ /s)	caudal de demanda (m ³ /s)
A1	15,35	15,35	0,0005	1,34	0,80	1,0
A2	9,89	25,24	0,0006	1,70	1,20	1,4
A3	3,56	28,8	0,004	1,18	1,91	1,6

Una segunda opción sería revestir el canal o la construcción de un conducto. La adopción de una solución se realiza en el punto 4.3.3 Situación futura con la incorporación de nuevas obras.

b. Canal Av. Cacuí.

Datos:

Longitud de canal: 230m

Material: suelo natural con vegetación densa; coeficiente de manning, n: 0,030

Área de aporte: 9,91 ha

Tiempo de retorno 2 años; horizonte de diseño: 20 años.

Caudal futuro máximo: 0,8m³/s

En la Fig. 41, se aprecian las distintas áreas de aporte del canal av. Cacuí. A continuación, se presentan los resultados en las tablas 21 y 22. En las fig. 42 y 43 se presentan imágenes de la situación actual del canal.

Tabla 21. Situación actual sin obra, canal Av. Cacuí.

Área de aporte	Superficie (ha)	superficie acumulada (ha)	Pendiente del tramo (m/m)	Sección hidráulica (m ²)	caudal de admisible (m ³ /s)	caudal de diseño (m ³ /s)
A1	5,96	5,96	0,0012	0,94	0,56	0,4
A2	3,95	9,91	0,005	0,94	1,14	0,7

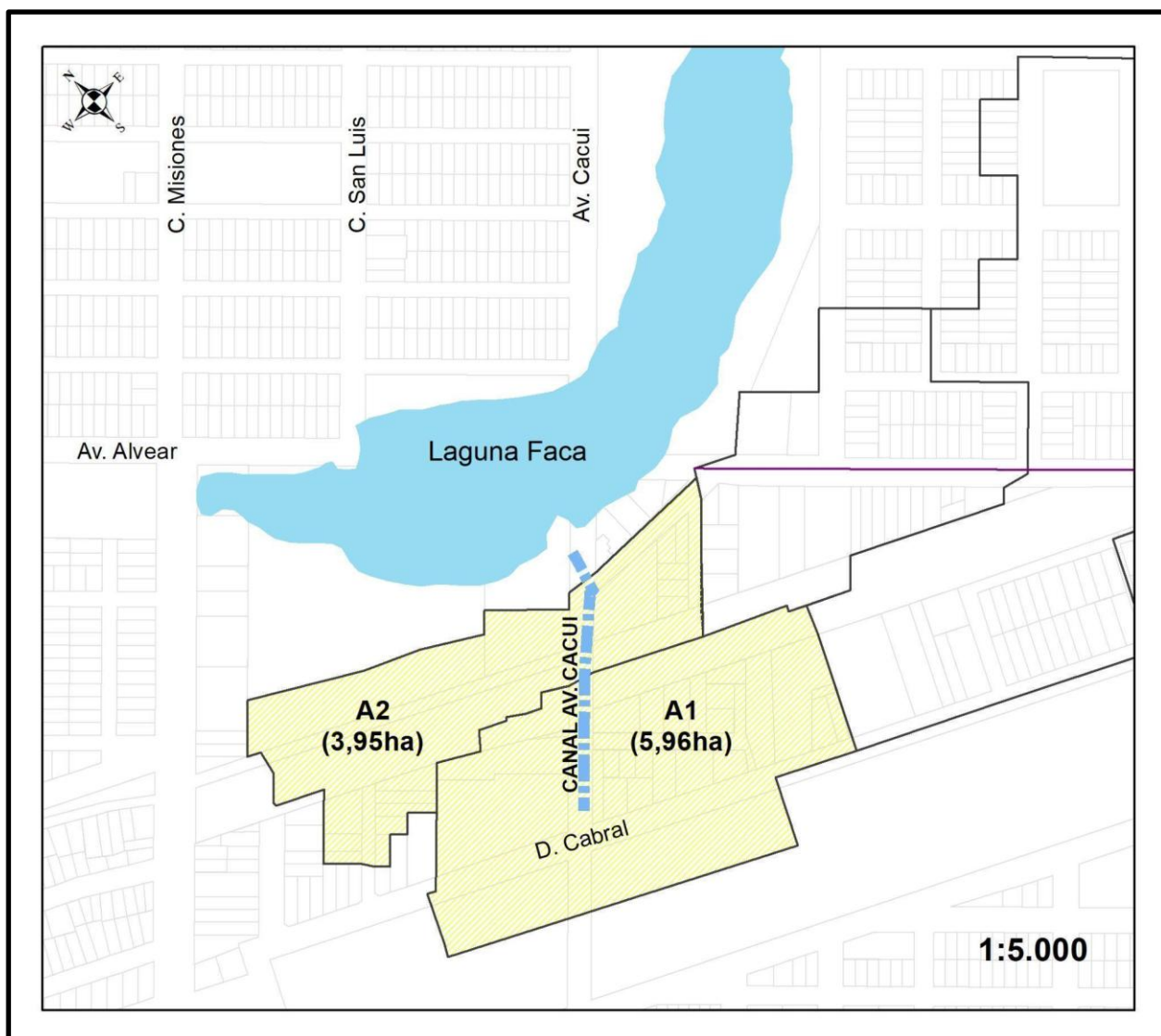


Fig. 41. Áreas de aporte canal av. Cacuí (Fuente: elaboración propia, 2025).



Fig. 42 y 43. Estado actual del canal Av. Cacuí (Fuente: elaboración propia, 2025)

Tabla 22. Situación futura sin obra, canal Av. Cacuí.

Área de aporte	superficie (ha)	superficie acumulada (ha)	Pendiente del tramo (m/m)	Sección hidráulica (m ²)	caudal de admisible (m ³ /s)	caudal de demanda (m ³ /s)
A1	5,96	5,96	0,0012	0,94	0,80	0,5
A2	3,95	9,91	0,005	0,94	1,63	0,8

c. Canal Pasaje Juan D. Perón

Datos:

Longitud de canal: 210m

Material: suelo natural con vegetación densa; coeficiente de manning, n: 0,03

Área de aporte: 18 ha

Tiempo de retorno 2 años; horizonte de diseño: 20 años.

Caudal de diseño: 1,4m³/s

En la Fig. 44, se aprecian las distintas áreas de aporte del canal Pasaje Perón y en las Fig. 45 y 46 se aprecia el estado actual del canal.

A continuación, se presentan los resultados en las tablas 23, 24 y 25 para la situación actual y futura sin obra. Se observa que con las condiciones actuales de urbanización, impermeabilidad e infraestructura el canal Pasaje Perón no verifica los caudales para el evento de diseño.

Tabla 23: Situación actual sin obra, canal Pasaje Juan D. Perón.

Área de aporte	superficie (ha)	superficie acumulada (ha)	Pendiente del tramo (m/m)	Sección hidráulica (m ²)	caudal de admisible (m ³ /s)	caudal de demanda (m ³ /s)
A1	16,15	16,15	0,001	1,12	0,61	1,1
A2	1,85	18	0,003	0,9	0,77	1,1

Tabla 24. Situación actual con limpiezas de rutina, canal Pasaje Juan D. Perón.

Área de aporte	coeficiente de manning (canal limpio)	caudal de admisible (m ³ /s)	caudal de demanda (m ³ /s)
A1	0,021	0,87	1,1
A2	0,021	1,1	1,1

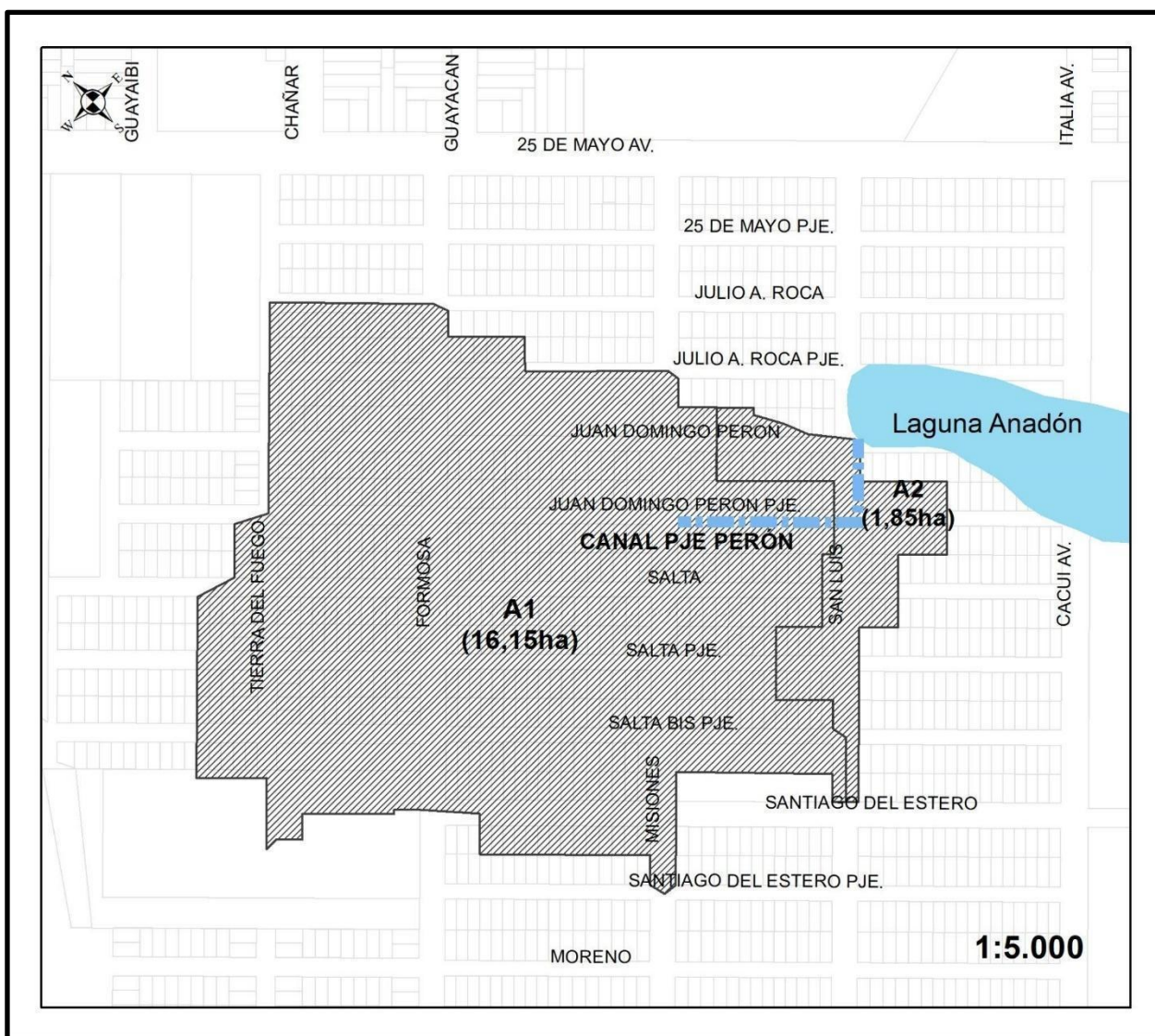


Fig. 44. Áreas de aporte canal Pasaje Juan D. Perón (fuente: elaboración propia, 2025).



Fig. 45 y 46. Estado actual del canal Pasaje Juan D. Perón (Fuente: elaboración propia, 2025).

Tabla 25: Situación futura sin obra, canal Pasaje Juan D. Perón.

Área de aporte	superficie (ha)	superficie acumulada (ha)	Pendiente del tramo (m/m)	Sección hidráulica (m ²)	caudal de admisible (m ³ /s)	caudal de diseño (m ³ /s)
A1	16,15	16,15	0,001	1,33	0,77	1,4
A2	1,85	18	0,005	0,9	1,10	1,4

Se observa que con las condiciones actuales el canal Pasaje Juan D. Perón no verifica la situación de diseño.

Con las condiciones de pendiente y secciones existentes, suponiendo un mantenimiento de rutina para lograr mejorar la rugosidad, aun el canal no verifica en el tramo 1. Este canal está emplazado por vereda, la cual tiene un ancho de 2,5m, por lo que es impracticable un canal más ancho o con talud de mayor pendiente. Lo más conveniente es revestir el canal o la colocación de cañerías.

d. Canal Pasaje Brasil.

Datos:

Longitud de canal: 430m

Material: suelo natural con vegetación densa; coeficiente de manning, n : 0,030

Área de aporte: 8,52 ha

Tiempo de retorno 2 años; horizonte de diseño: 20 años.

Caudal de diseño: $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$

En la Fig. 47, se aprecian las distintas áreas de aporte del canal pasaje Brasil y en las Fig. 48 y 49 se aprecia el estado actual del canal.

A continuación, se presentan los resultados en las tablas 26 y 27 para la situación actual y futura sin obra.

Tabla 26: Situación actual sin obra, canal Pasaje Brasil.

Área de aporte	Superficie (ha)	Superficie acumulada (ha)	Pendiente del tramo (m/m)	Sección hidráulica (m^2)	Caudal de admisible (m^3/s)	Caudal de demanda (m^3/s)
A1	1,49	1,49	0,003	0,48	0,34	0,1
A2	3,26	4,75	0,007	0,56	0,63	0,3
A3	3,77	8,52	0,0033	0,8	0,70	0,6

Tabla 27: Situación futura sin obra, canal Pasaje Brasil.

Área de aporte	Superficie (ha)	Superficie acumulada (ha)	Pendiente del tramo (m/m)	Sección hidráulica (m^2)	Caudal de admisible (m^3/s)	Caudal de demanda (m^3/s)
A1	1,49	1,49	0,003	0,48	0,48	0,2
A2	3,26	4,75	0,007	0,56	0,9	0,4
A3	3,77	8,52	0,0033	0,8	1,0	0,7

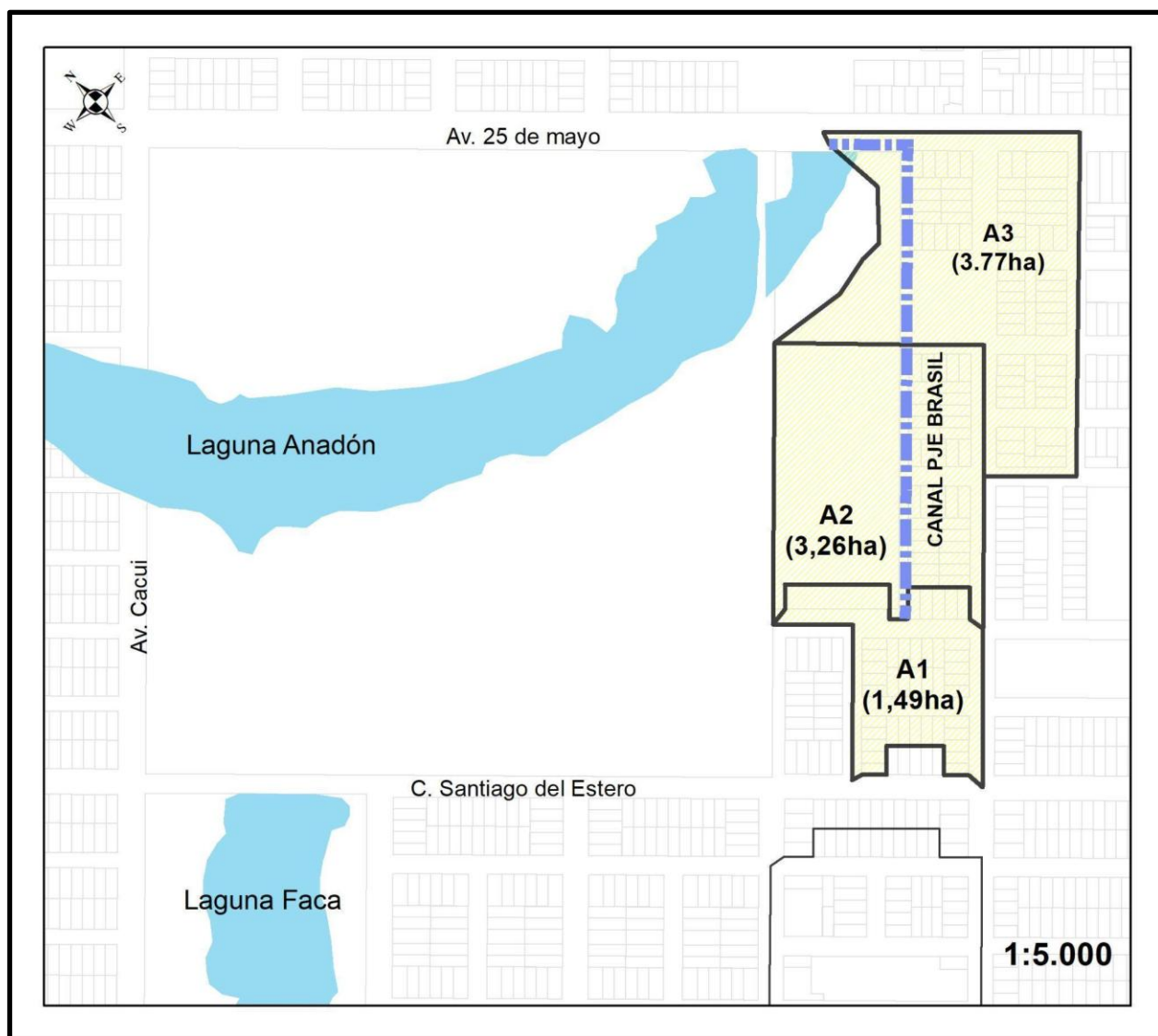


Fig. 47: Áreas de aporte canal Pasaje Brasil (Fuente: elaboración propia, 2025)



Fig. 48 y 49. Estado actual del canal Pasaje Brasil (Fuente: elaboración propia, 2025)

e. Conducto calle Misiones

En la calle Misiones existe un conducto de caños de Polietileno de Alta Densidad (PEAD), conformado por dos hileras de caños de 1200mm de diámetro nominal, el cual fue diseñado para la cuenca denominada “Misiones Sur” y que nace en la alcantarilla del FFCC en el barrio Puerto Vicentini, se desarrolla luego por calle Misiones hasta la av. Alvear y desde ahí por esta arteria hasta desembocar en la laguna FACA.

En la Fig. 50 se puede observar que el tramo por av. Alvear no solo recibe los caudales de la cuenca Misiones Sur, sino que también recibe los caudales de las cuencas Calle Formosa y Misiones Norte. A continuación, se analiza la capacidad del conducto calle Misiones:

Datos:

Longitud del conducto: 560m

Material: PEAD.

Área total de aporte: 50,38 ha

Tiempo de retorno 2 años; horizonte de diseño: 20 años.

En la tabla 28 se presentan los resultados para la situación futura del conducto de calle Misiones existente.

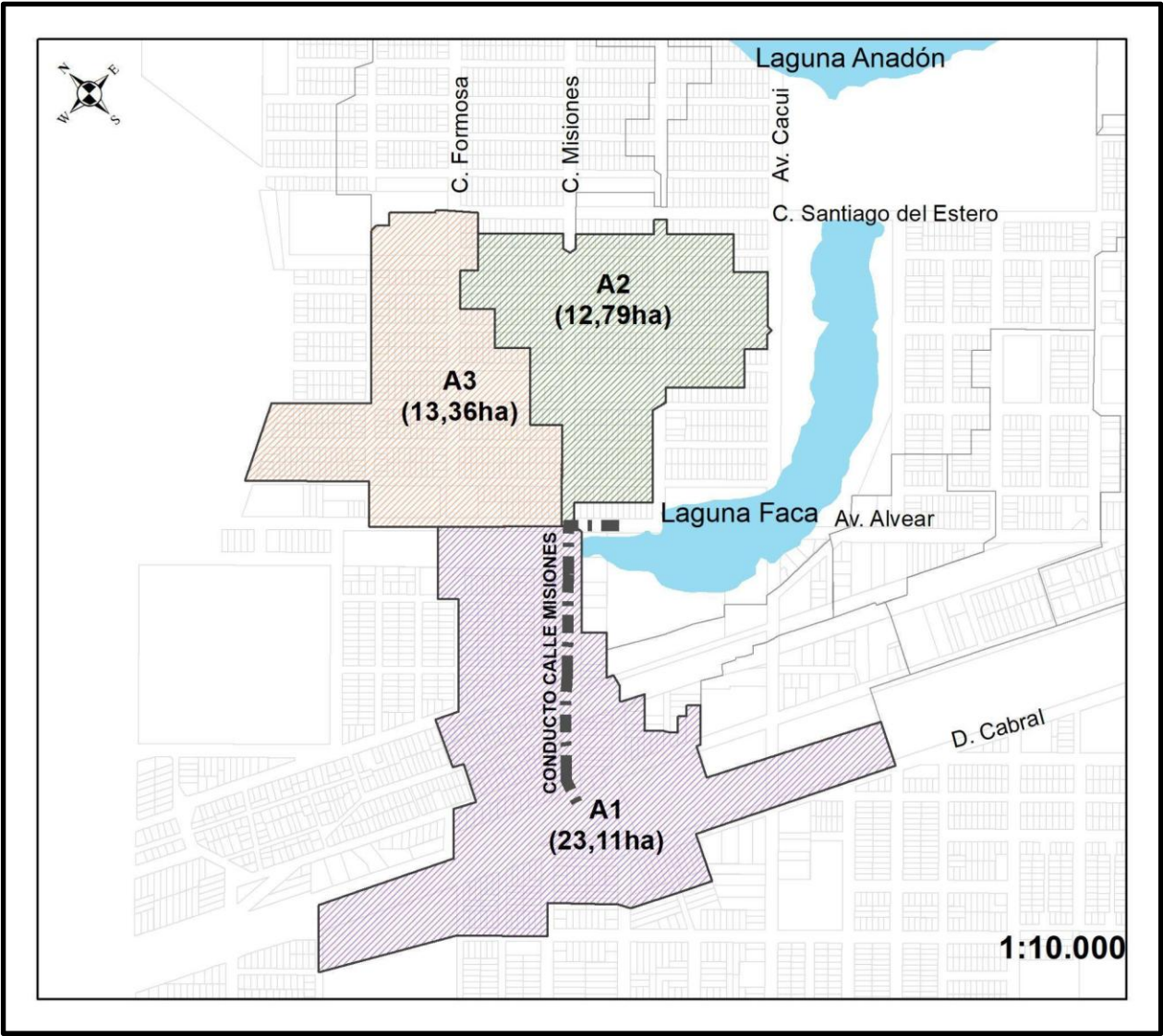


Fig. 50. Áreas de aporte conducto Misiones (Fuente: elaboración propia, 2025).

Tabla 28. Situación futura, conducto calle Misiones.

Área de aporte	Superficie (ha)	Caudal de diseño (m³/s)
A1 - calle Misiones sur	23,11	1,5
A2 - calle Misiones norte	12,79	0,9
A3 - calle Formosa	13,36	1,1

Capacidad del conducto:

Está conformado por 2 caños de 1,20m de diámetro cada uno.

Tirante hidráulico: 0,9m

Sección mojada: 1,82m²

Radio hidráulico: 0,36m

pendiente: 0,002m/m

n de Manning: 0,011 (Caños de PEAD)

caudal admisible: 3,76m³/s

Caudal total sobre calle misiones sur: 1,5m³/s < 3,76m³/s

Caudal total sobre tramo av. Alvear: 3,5m³/s < 3,76m³/s

Vemos que el conducto verifica las condiciones para el horizonte de diseño, por lo que no es necesario redimensionarlo.

Los resultados de los distintos análisis realizados de la situación sin obra, se vuelcan con una valoración cualitativa en la tabla 29, lo cual permite realizar un mapa que refleje de manera rápida la situación de cada tramo.

Esto se ve reflejado en la Fig. 51, donde el color rojo representa aquellos sectores en donde la capacidad del canal no es suficiente aun con limpiezas de rutina, para los eventos actuales. El verde aquellos tramos en que verifica la capacidad en el horizonte de diseño aún en la situación sin limpieza.

El color Naranja es una situación crítica próxima al rojo, ya que actualmente verifica la capacidad del canal con trabajos de mantenimiento, pero no verifica en el horizonte de diseño por lo es necesario tomar medidas estructurales en el corto plazo. Lo opuesto a esto es el amarillo, es una situación próxima al verde, donde verifica la capacidad del canal con limpiezas de rutina para el horizonte de diseño.

Tabla 29. Resumen cualitativo de los resultados.

Verificación de canales y conductos - Resumen de resultados												
Canal		Av. Alvear			Av. Cacuí		Pje. Perón		Pje. Brasil			Conducto Misiones
Situación		A1	A2	A3	A1	A2	A1	A2	A1	A2	A3	
actual	sin limpieza	x	x	✓	✓	✓	x	x	✓	✓	✓	✓
	c/ limpieza	✓	✓	✓			x	✓				
diseño	sin limpieza	x	x	x	✓	✓	x	x	✓	✓	✓	✓
	c/ limpieza	x	x	✓			x	x				

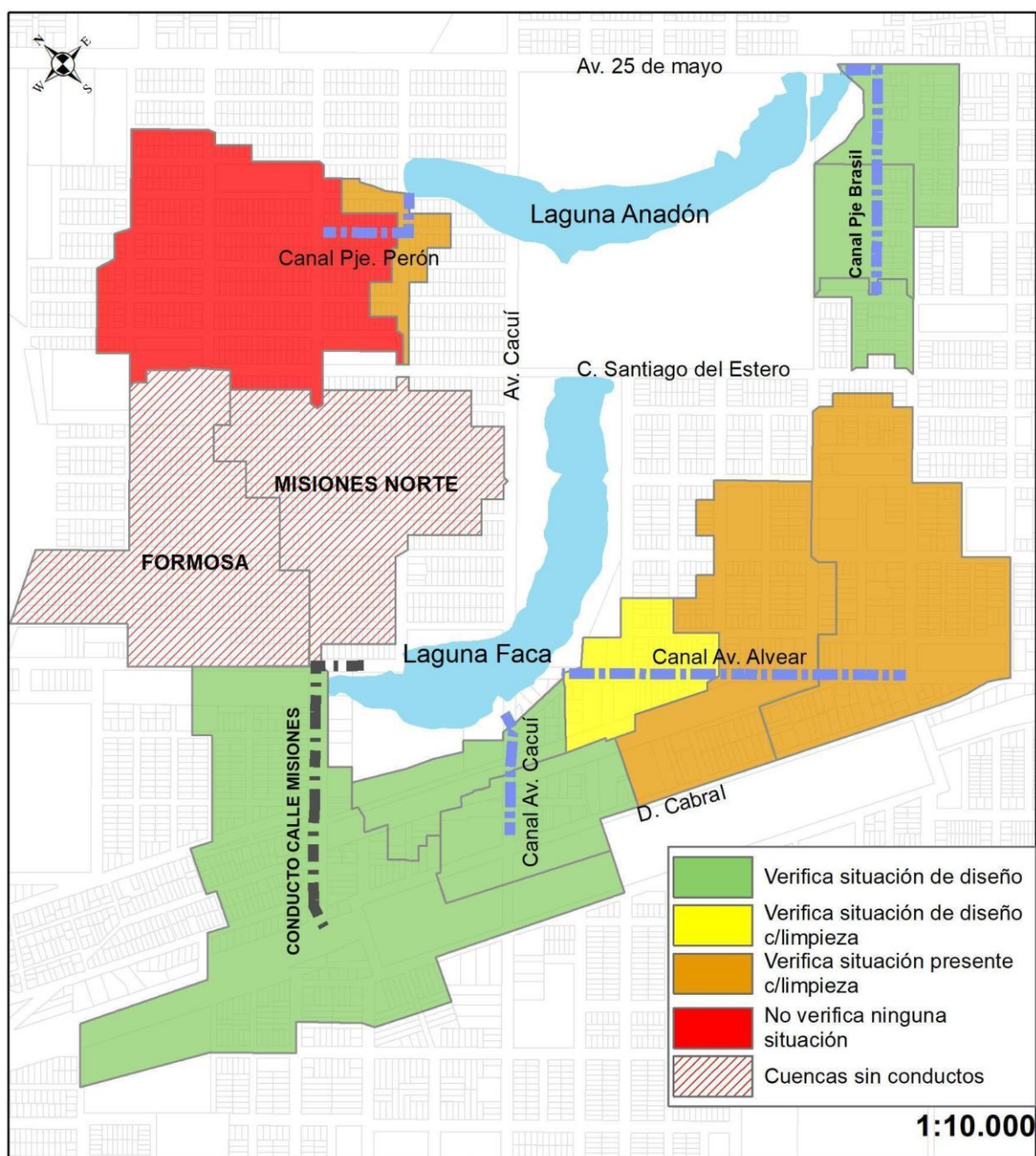


Fig. 51. Situación de los canales (fuente: elaboración propia, 2025)

Hay que tener en cuenta que los análisis realizados en este punto no tienen en cuenta las alcantarillas existentes, solo se tomó en cuenta la sección de los canales sin tener en cuenta las obstaculizaciones que pueden representar las alcantarillas de secciones pequeñas y con cotas no alineadas, por ejemplo.

4.4 Selección de la alternativa de obra más adecuada

Antes de realizar el análisis hidráulico de la situación futura con obras, se realizará un análisis comparativo para definir qué tipo de obra adoptar, para esto se recurre a la técnica de análisis multiobjetivo/multicriterio, en particular la Conocida como “Método de Análisis Jerárquico – MAJ” (Saaty, 1991), que se basa en la comparación de a pares (comparaciones paritarias) entre los aspectos considerados, a través de matrices. Las bases conceptuales del método fueron consultadas en “Herramientas para la gestión y la toma de decisiones” (2da. Ed.). Salta: Editorial Hanne. Pilar, Jorge V. 2012.

La metodología utilizada:

Primeramente, se escogen los aspectos que se consideran relevantes para la selección del tipo de obra a adoptar. En este caso, se tuvieron en cuenta tres aspectos:

- a) Aspecto económico.
- b) Aspecto Ambiental.
- c) Aspecto operativo.

Según los lineamientos del MAJ, la puntuación a adoptar en las comparaciones paritarias debe seguir la escala semántica que se detalla a continuación:

Igual en importancia: 1.

Un poco más importante: 3.

Mucho más importante: 5.

Claramente más importante: 7.

Absolutamente más importante 9.

Es posible utilizar valores intermedios.

En la tabla 30, se presenta la matriz de comparaciones paritaria elaborada al efecto con la escala semántica

Tabla 30. Matriz de comparaciones paritarias entre los aspectos considerados.

	Aspecto económico	Aspecto Ambiental	Aspecto operativo
Aspecto económico	1	2	3
Aspecto Ambiental	0,5	1	1,5
Aspecto operativo	0,33	0,67	1
Suma	1,83	3,67	5,5
Autovector (1/suma)	0,55	0,27	0,18

El autovector de la matriz de comparaciones paritarias entre aspectos considerados (tabla n°30) es un vector de preferencias y se interpreta de la siguiente manera: el aspecto económico influye en 55% en la decisión de la elección del tipo de obra, el aspecto ambiental influye en 27%, y el aspecto operativo influye en 14%.

Siguiendo las pautas del MAJ, seguidamente hay que comparar entre sí los dos tipos de obras preseleccionadas, teniendo en cuenta los tres aspectos considerados, siempre utilizando la escala semántica presentada (ver tablas 31, 32 y 33).

Las obras preseleccionadas son:

- 1) Canal a cielo abierto: puede ser sin revestir o revestido.
- 2) Canal revestido con tapas.

En cuanto a los conductos enterrados de sección circular, ellos requieren tapadas mínimas entre 0,60m y 1 metro sobre el extradós, lo que constituye una problemática teniendo en cuenta la muy baja energía del relieve disponible en los tramos analizados, lo que conspira contra la efectividad hidráulica de este tipo de conductos, es por eso que no se plantean como alternativa.

Además, la localidad cuenta con conductos enterrados y ha tenido mala experiencia, por rotura y aplastamiento de conductos circulares de PEAD debido a no contar con las tapadas mínimas.

Los canales a cielo abierto poseen por lo menos tres características que podrían considerarse como inconvenientes:

- Representan una barrera física.
- En caso de escurrir aguas contaminadas, ellas quedarían a la vista. (ocurre actualmente)
- Aun no están totalmente aceptados “culturalmente” en la localidad, lo que podría mejorarse con charlas educativas e informativas.

Sin embargo, presentan características muy ventajosas a saber:

- Los canales a cielo abierto son una solución que pueden mejorar su desempeño hidráulico con obras progresivas, por lo que se puede decir que es una solución “escalable”, es decir que, por ejemplo, si son de tierra se pueden revestir con mampostería u hormigón (aumentando su capacidad de conducción) y en una etapa posterior se podrían tapar con losas de hormigón, que en este caso sería una mejora en el aspecto visual y estético de la obra, además de eliminar la barrera física que representan los canales a cielo abierto mejorando también la seguridad vial;
- Las obras necesarias son más superficiales (no se requieren tapadas especiales);
- Costos de construcción relativamente bajos: la relación de precios relativos a igualdad de capacidad de conducción está en el orden 1 a 6 entre canal sin revestir y revestidos (fuente: Plan director de Drenaje Pluvial - Saenz Peña- Chaco- 2018).
- Son fáciles de limpiar y mantener.

- Es relativamente fácil y económico incrementar sus dimensiones transversales (ensanchamiento y/o profundización) para mejorar sustancialmente su conductividad hidráulica;

Ahora, ya enunciado algunos aspectos del porqué de estas alternativas siguiendo con los lineamientos del MAJ, se comparan ambas opciones, según los aspectos antes mencionados.

Tabla 31. Comparaciones paritarias según el aspecto económico.

a) Comparación según aspecto económico		
	Canal a cielo abierto	Canal revestido con tapa
Canal a cielo abierto	1	4
Canal revestido con tapa	0,25	1
Suma	1,25	5
Autovector (a)	0,8	0,2

Tabla 32. Comparaciones paritarias según el aspecto ambiental.

b) Comparación según aspecto ambiental		
	Canal a cielo abierto	Canal revestido con tapa
Canal a cielo abierto	1	0,33
Canal revestido con tapa	3	1
Suma	4	1,33
Autovector (b)	0,25	0,75

Tabla 33. Comparaciones paritarias según el aspecto operativo.

c) Comparación según aspecto operativo		
	Canal a cielo abierto	Canal revestido con tapa
Canal a cielo abierto	1	2,5
Canal revestido con tapa	0,4	1
Suma	1,4	3,5
Autovector (c)	0,71	0,29

Por último, se integran todos los aspectos comparativos (tabla), es decir, se ponderan los 3 autovectores a, b y c, por el autovector de la matriz de comparaciones paritarias entre aspectos considerados (tabla 30), de la siguiente manera:

Tabla 34. Integración de los juicios de valor.

	Aspecto a	Aspecto b	Aspecto c			
Canal a cielo abierto	0,8	0,25	0,71	X	0,55	=
Canal revestido con tapa	0,2	0,75	0,29		0,27	
					0,18	
						0,64
						0,36

Entonces, claramente la opción de la utilización de canales a cielo abierto, revestidos o no, se muestra como la mejor alternativa a ser desarrollada como solución estructural, ya que alcanza un valor de 64% de importancia frente a 36% alcanzado por el canal revestido con tapa.

4.5. Análisis de situación futura con la incorporación de obras nuevas

En este punto se realiza el análisis de la capacidad de conducción de los canales con la incorporación de las obras propuestas.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la situación futura sin obras, en este punto se presentan las propuestas de acuerdo al grado de verificación resultante en cada canal. Entonces, se procede a la verificación de la siguiente manera.

- Canal Av. Alvear: se propone el revestimiento del canal.
- Canal Av. Cacuí: se propone el redimensionamiento de las alcantarillas existentes.
- Canal Pasaje Juan D. Perón: se propone el revestimiento del canal.
- Canal Pasaje Brasil: se propone el redimensionamiento de las alcantarillas existentes.

a. Análisis del canal Av. Alvear, situación futura con obra

Para este canal se opta por mantener la traza del mismo, es decir, se emplaza por la vereda. Se propone un canal rectangular, revestido de mampostería armada, sobre base de hormigón armado, con refuerzos transversales. La mampostería tendrá una

terminación con mortero de cemento para aumentar la protección y durabilidad a la vez que se mejora la conducción hidráulica.

En la Fig. 52 se presenta una sección transversal genérica de canal a cielo abierto.

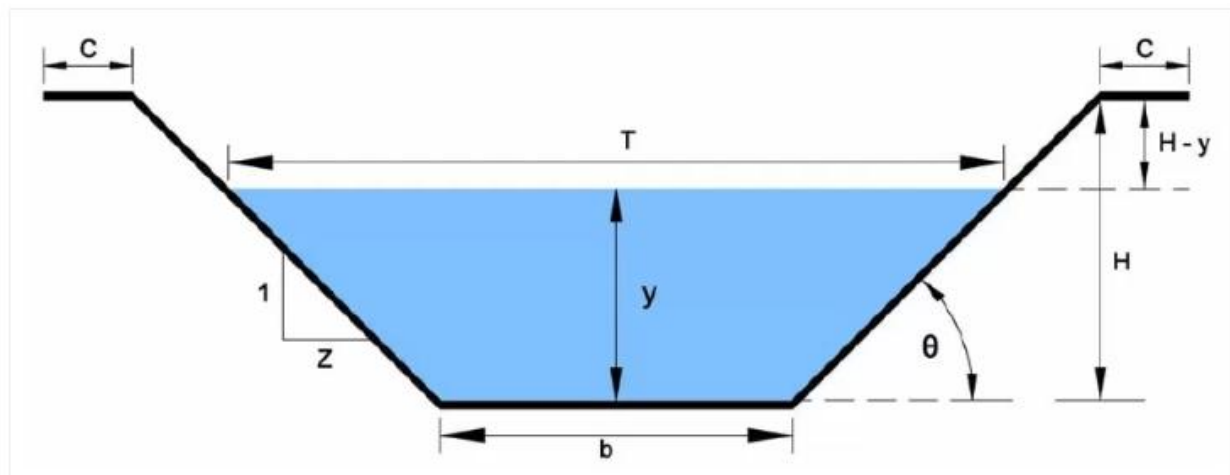


Fig. 52. Componentes de la Sección transversal de un canal a cielo abierto. (Fuente: edición propia, 2025)

Se adoptan las siguientes características hidráulicas:

coeficiente de manning, n : 0,016

pendiente longitudinal:

se adoptan dos pendientes:

Progresiva 0+000 a 0+100: 0,002m/m

Progresiva 0+100 a 0+570: 0,001m/m

Con estos datos se procede a determinar: ancho (b), tirante hidráulico (y) y altura (H) de cada tramo del canal a cielo abierto revestido con mampostería armada. Se adopta $z=0$, entonces $T = b$. Los resultados de las dimensiones adoptadas se presentan en la tabla 35.

Tabla 35. Situación futura con obra, canal Av. Alvear.

Área de aporte	Pendiente del tramo (m/m)	ancho "b" (m)	Tirante "y" (m)	Altura "h" (m)	Sección hidráulica (m ²)	Perímetro mojado (m)	Radio hidráulico (m)	N° de Froude	Tipo de flujo	caudal de diseño (m ³ /s)
A1	0,001	1,4	0,73	0,85	1,02	2,86	0,36	0,37	subcrítico	1,0
A2	0,001	1,6	0,82	0,95	1,31	3,24	0,40	0,38	subcrítico	1,4
A3	0,002	1,6	0,67	0,85	1,07	2,94	0,36	0,55	subcrítico	1,6

b. Análisis del canal Av. Cacuí, situación futura con obra

En la Fig. 53 a 56, se presentan, los resultados de una simulación con el programa HEC-RAS, donde se aprecia la comparación de los resultados sin alcantarillas y con alcantarillas, de allí surge la necesidad de redimensionar las mismas. En el anexo n° 15 se presenta adicionalmente las secciones transversales.

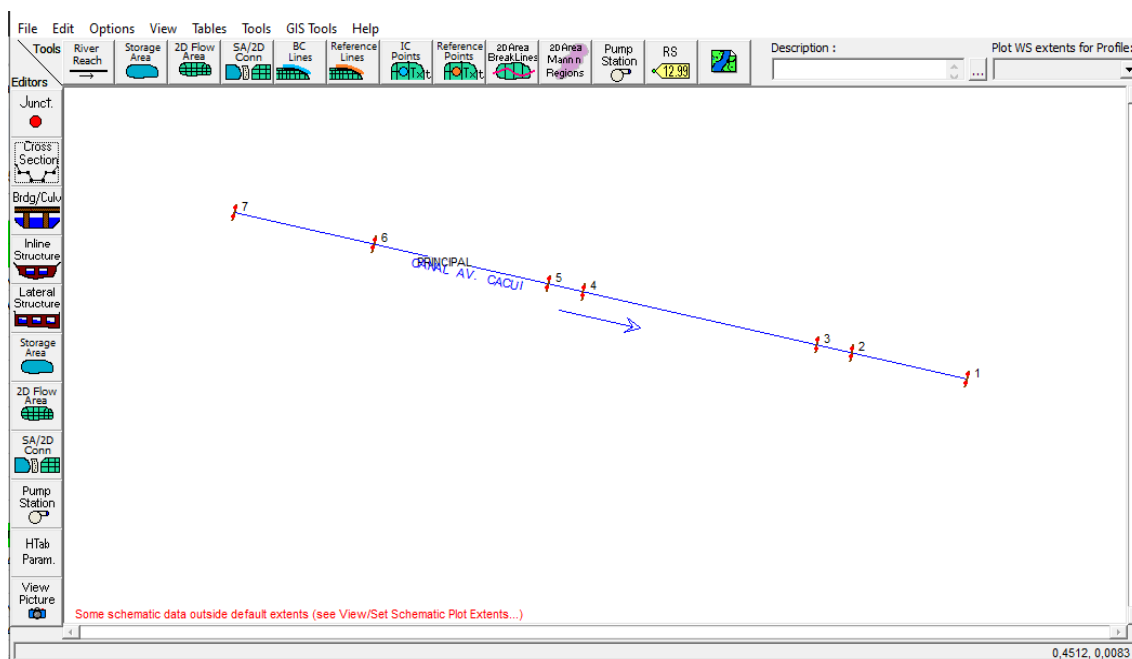


Fig. 53. Perfil longitudinal canal Av. Cacuí, sin alcantarilla. Captura del programa HEC – RAS (fuente: elaboración propia, 2025)

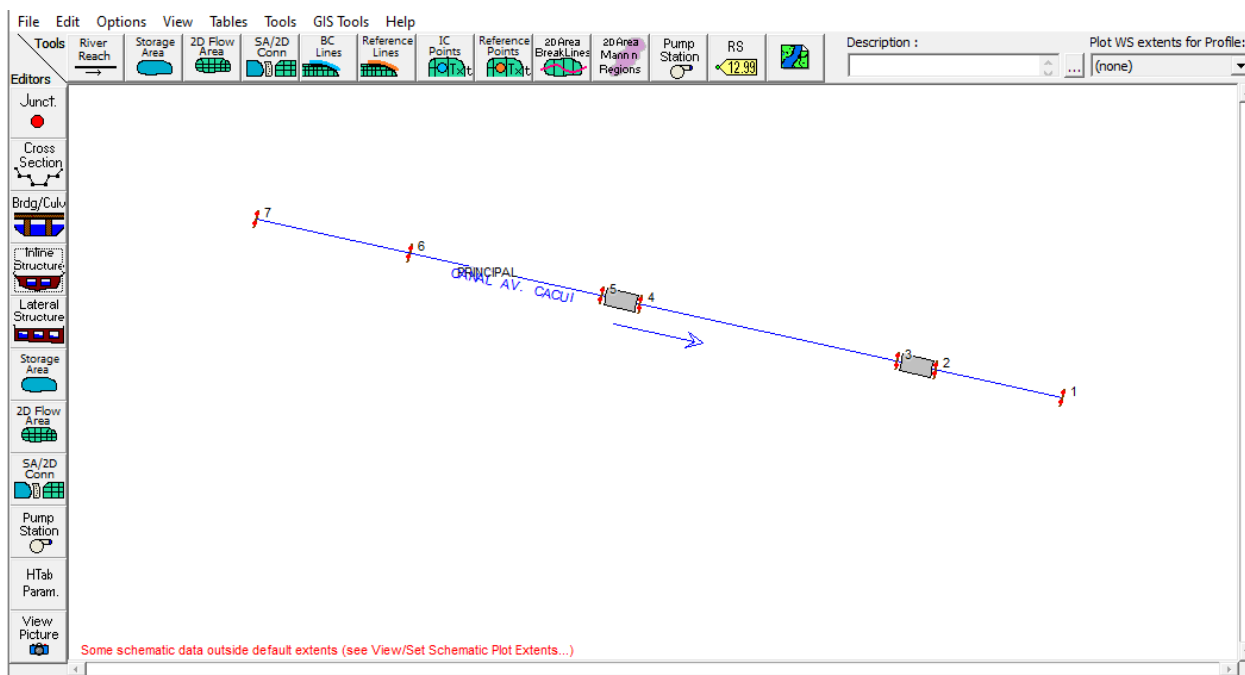


Fig. 54. Perfil longitudinal canal Av. Cacuí, con alcantarillas. Captura del programa HEC – RAS. (fuente: elaboración propia, 2025)

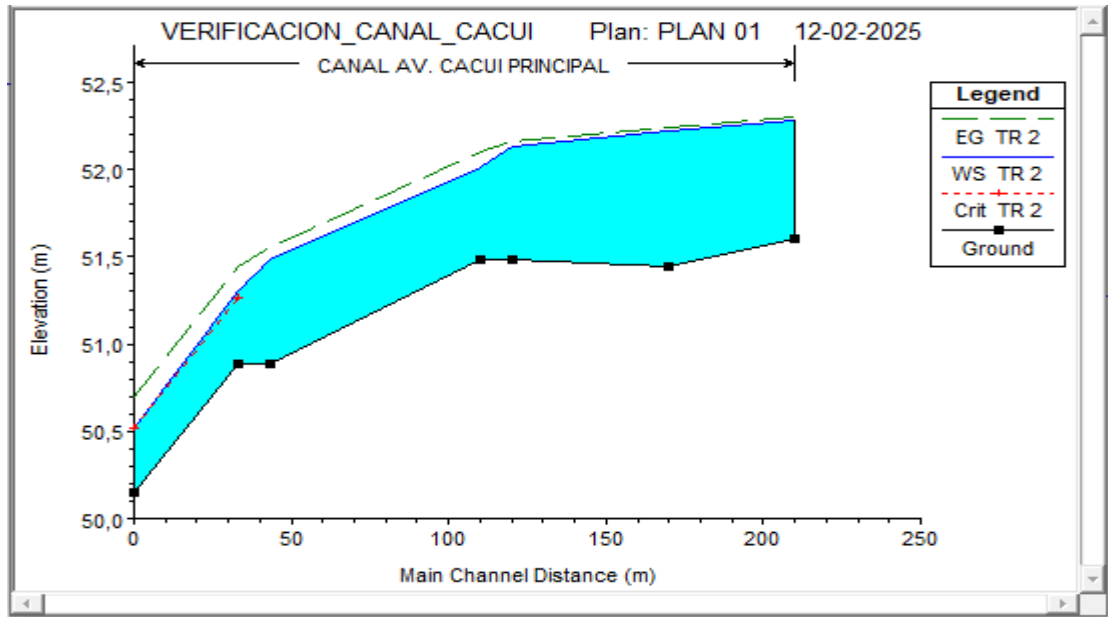


Fig. 55. Línea de energía (EG), tirante de agua (WS) y tirante crítico (Crit WS) de canal Av. Cacuí, sin alcantarilla (fuente: elaboración propia, 2025).

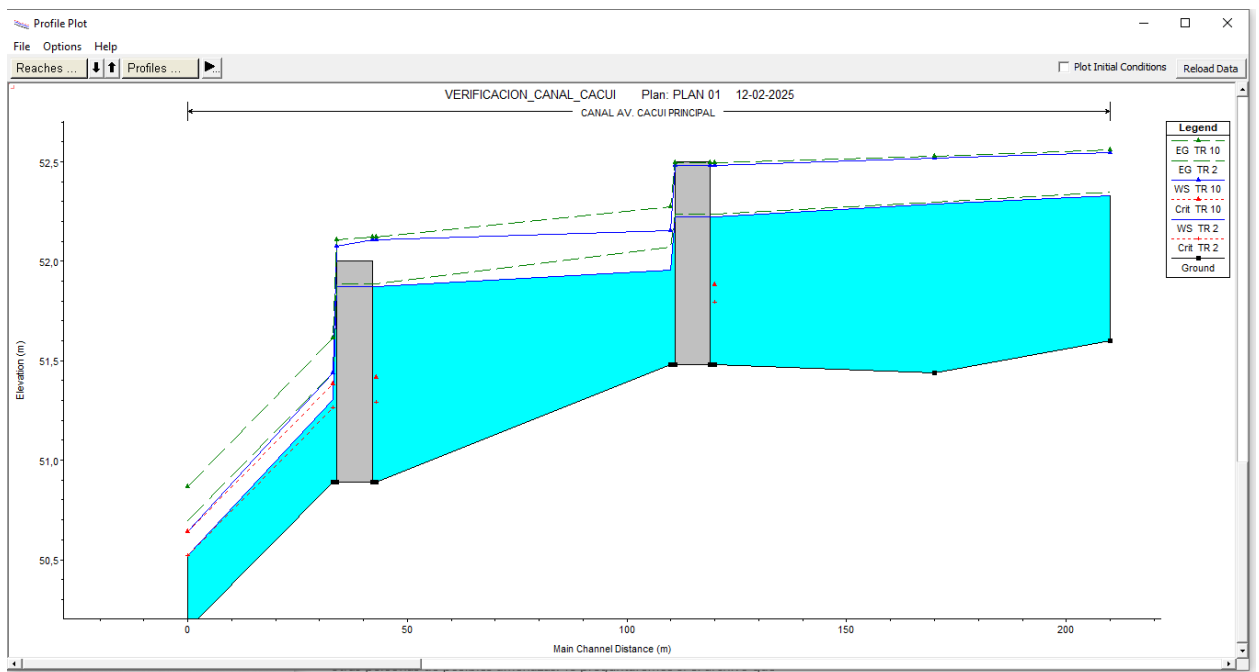


Fig. 56: Línea de energía (EG), tirante de agua (WS) y tirante crítico (Crit WS) de canal Av. Cacuí, con alcantarilla. TR 2 años. (fuente: elaboración propia, 2025)

Luego de analizar los resultados donde se aprecia falta de una pendiente continua y capacidad insuficiente de las alcantarillas, se procedió a rectificar los fondos del canal y a redimensionar las alcantarillas, a través de un proceso por tanteos.

coeficiente de manning, n : 0,016

pendiente longitudinal:

Se modifican las pendientes entre la progresiva 0+043 y 0+210, adoptando una pendiente única de 0,0015m/m.

En el proceso de tanteo se propusieron alcantarillas tanto circulares como rectangulares, determinando la adopción de alcantarillas rectangulares, las que permiten obtener la capacidad necesaria aumentando el ancho sin tener problemas de tapada.

Dimensiones de las alcantarillas adoptadas:

entre secciones 2-3: ancho:1,20m; altura: 0,80

entre secciones 4-5: ancho: 0,90m; altura: 0,70

Se presenta el perfil longitudinal resultante de la simulación en la Fig. 57

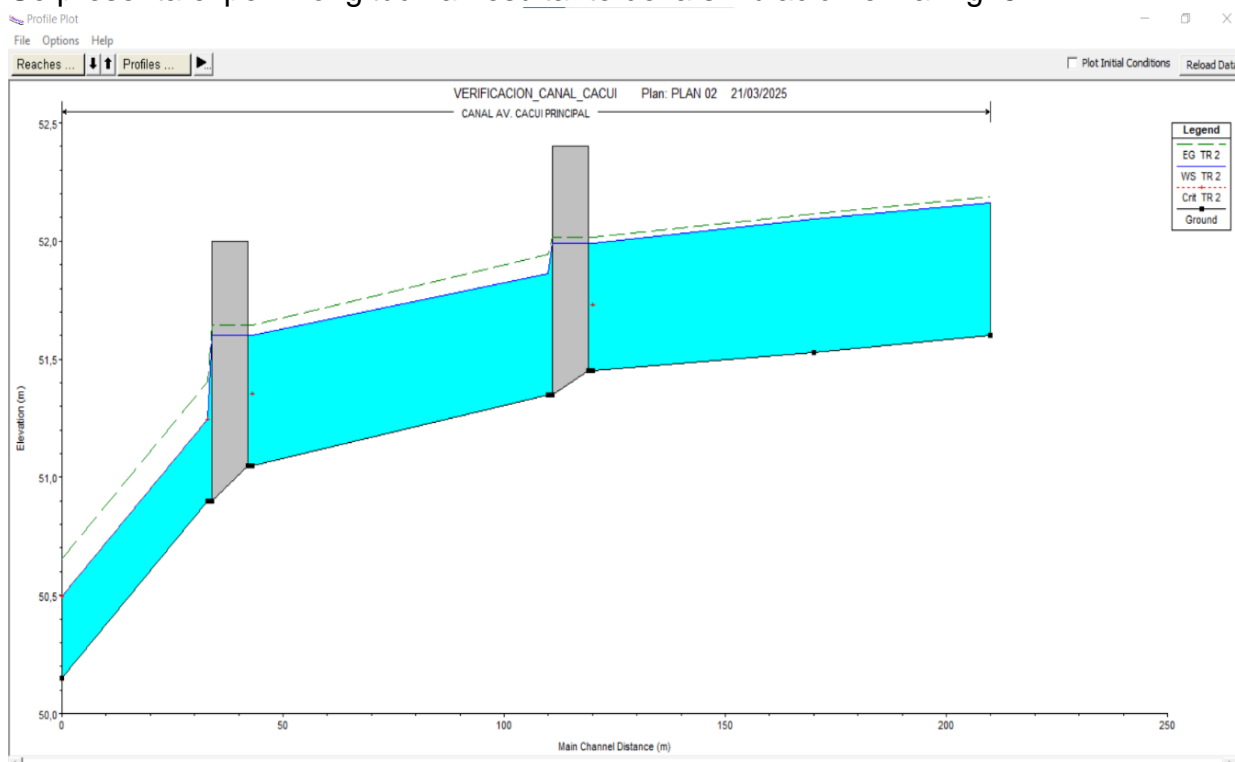


Fig. 57: Canal Av. Cacuí. TR 2 años. Simulación hidráulica con obras propuestas. (fuente: elaboración propia, 2025)

c. Análisis del Canal Pasaje Juan D. Perón, situación futura con obra.

Para este canal se opta por mantener la traza del mismo, es decir, se emplaza por la vereda. Se propone un canal rectangular, revestido de mampostería armada, sobre base de hormigón armado, con refuerzos transversales y tapas de hormigón armado. La mampostería tendrá una terminación con mortero de cemento para aumentar la protección y durabilidad a la vez que se mejora la conducción hidráulica. se adoptan las siguientes características hidráulicas:

coeficiente de manning, n : 0,016 (canal de mampostería)

pendiente longitudinal:

Traza sobre calle San Luis: Progresiva 0+000 a 0+070: 0,0015m/m

Traza sobre pje. Perón: Progresiva 0+070 a 0+230: 0,0015m/m

De igual manera que anteriormente, se procede a determinar: ancho (b), tirante hidráulico (y) y altura (H) de cada tramo del canal a cielo abierto revestido con mampostería armada. Se adopta $z=0$, entonces $T = b$. Las dimensiones y resultados se presentan en la tabla 36.

Tabla 36: situación futura con obra, canal Pasaje Juan D. Perón.

Área de aporte	Pendiente del tramo (m/m)	ancho "b" (m)	Tirante "y" (m)	Altura "h" (m)	Sección hidráulica (m ²)	Perímetro mojado (m)	Radio hidráulico (m)	N° de Froude	Tipo de flujo	caudal de diseño (m ³ /s)
A1	0,0015	1,50	0,75	0,9	1,13	3,0	0,38	0,46	subcrítico	1,4
A2	0,0015	1,50	0,75	0,9	1,13	3,0	0,38	0,46	subcrítico	1,4

d. Análisis del canal Pasaje Brasil, situación futura con obra

Para la rectificación de las pendientes de los distintos tramos del canal y las dimensiones de las alcantarillas, nuevamente se realizaron simulaciones en el programa HEC-RAS y los gráficos de los resultados se encuentran en el anexo n° 15.

coeficiente de Manning:

0,016 (alcantarillas de mampostería)

0,021 (canal de tierra)

En el proceso de tanteo se propusieron alcantarillas tanto circulares como rectangulares, determinando la adopción de alcantarillas rectangulares, las que permiten obtener la capacidad necesaria aumentando el ancho sin tener problemas de tapada.

Pendientes rectificadas y dimensiones de las alcantarillas adoptadas:

Progresiva 0+000 a 0+060: 0,004m/m

Progresiva 0+060 a 0+070: Alcantarilla: ancho: 1,1m; altura: 0,7m

Progresiva 0+070 a 0+150: 0,0025m/m

Progresiva 0+150 a 0+160: Alcantarilla: ancho: 0,8m; altura: 0,6m

Progresiva 0+160 a 0+216: 0,001m/m

Progresiva 0+216 a 0+226: Alcantarilla: ancho: 0,8m; altura: 0,6m

Progresiva 0+226 a 0+320: 0,0075m/m

Progresiva 0+320 a 0+330: Alcantarilla: ancho: 0,6m; altura: 0,6m

Progresiva 0+330 a 0+430: 0,0015m/m.

4.6 Propuesta de paseo de recreación y esparcimiento

A través de la presente se propone la creación de un espacio público con el objetivo de que funcione como un área de sacrificio en caso de crecida en los alrededores de las lagunas. En este caso solo es posible la creación de un espacio público alrededor de la laguna Anadón.

Las lagunas cumplen un rol regulador y como tal van perdiendo capacidad volumétrica, traducida en una disminución de la capacidad de regulación, esto debido no solo a falta de limpieza (aumento constante de sedimentación y vegetación) sino además a los avances de rellenos de asentamientos irregulares, en las riberas de las mismas. En tal sentido, a pesar del control que ejerce la Administración Provincial del Agua (APA) en lo referente a la protección de reservorios, es importante implementar medidas integrales que se complementen con las restricciones legislativas a la ocupación privada.

Con la creación de este espacio entonces, se busca tener un área de recreación y esparcimiento (paseo) a la vez que, ofrece una superficie factible de inundarse, tiempo durante el cual las áreas inundadas no estarán aptas para ser utilizadas, y luego de normalizarse los niveles de la laguna, estos espacios se podrán utilizar nuevamente, es por ello que se la proponen como áreas de sacrificio, ya que, se busca restringir la ocupación del suelo que podrían ser demanda en un futuro por el sector privado. Claramente con esta medida, que restringe la ocupación del suelo colabora directamente con la desaceleración de la impermeabilidad.

Para la creación del “Paseo” se propone afectar la parcela 292, de 17,75ha, donde se ubica el polideportivo Néstor Kirchner, en el que se redistribuirán los espacios, con el objetivo de plantear un paseo de recreación y esparcimiento. La parcela 292 hasta el año 2024 era parte de la parcela 2 (24 ha) que se subdividió en las parcelas 289 a 292, lo cual se puede apreciar en la Fig. 58.

Además, con la creación del paseo se logrará una mejora en el aprovechamiento de los espacios que ocupa hoy el polideportivo, el cual no tiene acceso libre de los ciudadanos, que es un aspecto que se pretende lograr con las modificaciones, esto hace que la sociedad se adueñe de estos espacios, los valore, lo respete y entienda la importancia de los mismos.

4.6.1 Creación de los espacios

El polideportivo tiene una superficie de 7,2ha, la que con las modificaciones propuestas queda reducida a 4,5ha.

Polideportivo: se mantiene el espacio actual de las 2 canchas principales de fútbol 11, la cancha de hockey, el playón multideportivo y el edificio de sanitarios y vestuarios.

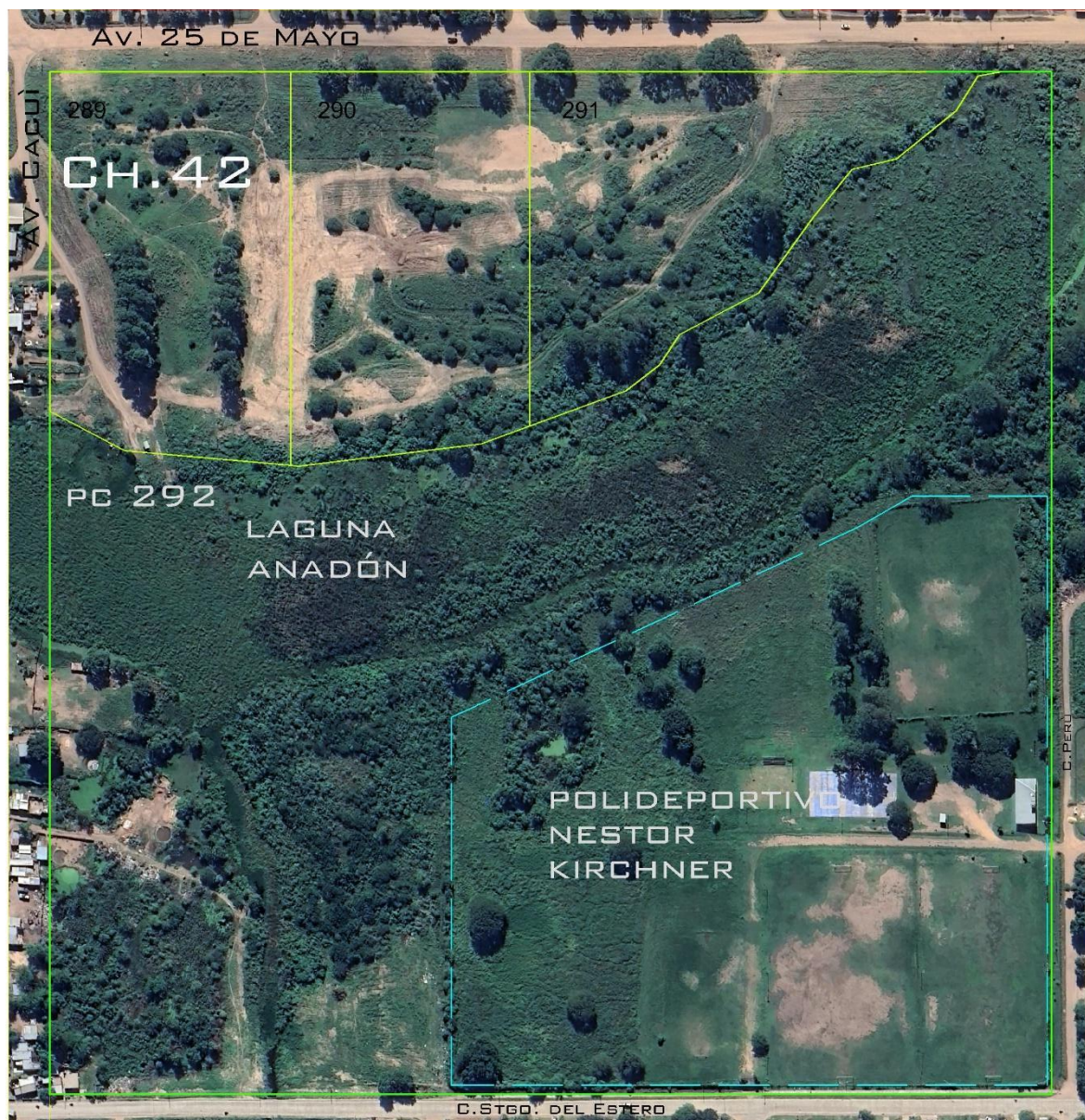


Fig. 58. Subdivisión Pc 02, Ch 42 y ubicación del polideportivo Néstor Kirchner
(Elaboración propia, 2025)

Se propone un espacio de estacionamiento de 0,48ha dentro del predio, espacios para 2 canchas de beach vóley y la zona de descanso. Con esto se lograr mantener el funcionamiento del polideportivo.

Los espacios que se recorta al polideportivo son aquellos que limitan con la laguna Anadón (0,4ha) y un sector al oeste con niveles más bajos que se encuentra sin destinos específicos (2,3ha)

El sector que limita al norte con la laguna anadón (0,4ha) se destinará a veredas para senderismo, y también estará conectada a la vereda que rodea el perímetro del polideportivos a fines de crear sendas peatonales para caminata y áreas de descanso.

Este último sector que se ubica al oeste, se destinará a una plaza (2,3ha) que tendrá áreas para distintas actividades, como: espacio para juegos, zona de gimnasio, y áreas de descanso con arboledas, bancos y veredas permeables.

Un tercer sector a incorporar al paseo está fuera del polideportivo, también es parte de la parcela 292, y es la zona más baja, por lo que es la más propensa a sufrir inundaciones, en esta se encuentra el canal que descarga desde la laguna FACA a la Anadón.

Este sector hoy en día es un baldío y en partes hay ladrillerías aunque estas están invadiendo la propiedad privada. Dada la topografía del lugar en el mismo se proponen senderos permeables y un puente peatonal sobre el canal a fin de generar una continuidad en el Paseo. En la Fig. 59 se describen estas 3 áreas antes mencionadas.

Por último, las parcelas al norte de la laguna Anadón, parcelas 289 a 291, en las mismas se propone únicamente la construcción de veredas perimetrales, no se propone otra intervención ya que, se puede apreciar que entre los límites de las parcelas y la línea permanente de agua de la laguna no se dejó el espacio necesario, aunque citamos, lo fijado por el Código de Planeamiento Urbano del Gran Resistencia. Municipalidad de Resistencia. Ordenanza 523/79, cap.6, p. 49:

“En el caso que el terreno en que se autorice la subdivisión bordeé un curso fluvial permanente o laguna reservorio, sobre toda la extensión de dicho borde deberá cederse una franja de terreno de 35 m de ancho medidos a partir de la línea de máxima creciente con destino a espacio vial y peatonal circulatorios, admitiéndose compensaciones de superficie para efectuar las regulaciones de trazado que sean necesarias. El borde fluvial o lacustre que corresponda a tal vía será obligatoriamente forestado para su cesión, en la forma que en cada caso establezca el Municipio”.

Está claro que al no existir esta franja no se puede plantear ninguna intervención, aunque sí, resalta la importancia que tiene la propuesta del paseo, ya que se evitará que en el futuro esto se repita en la parcela 292.

En el plano n° 12 del anexo se presenta la planimetría del paseo propuesto. En la Fig.60 se aprecia esquemáticamente la sectorización propuesta que se detallara a continuación enumerando cada sector:

- 1.- Mástil: este contara con un espacio centralizado del parque, con un mástil para el izamiento de las banderas provincial y nacional. Las banderas serán visibles desde cualquier punto del paseo.
- 2.- Plaza Cívica: espacio para presenciar el izamiento de las banderas, realizar actos patrios y actividades sociales y culturales.
- 3.- Área de juegos: se plantea un espacio de recreación con juegos diversos para niños.



4.- Sector para actividades físicas: área destinada para la realización de ejercicios físicos de calistenia.



5.- Pistas de Skate: lugar donde poder realizar actividades deportivas como skate y patines.



6.- Sector de Esparcimiento: espacio para realizar actividades recreativas y deportivas.

7.- Sector de descanso en áreas de depresión

8.- Sector de descanso en zonas de altura: en estas zonas se prioriza el espacio para bancos o asientos para descansar y visualizar la naturaleza.

9.- Sector para feriantes y emprendedores: un espacio pensado para que comerciantes y artesanos tengan un lugar para vender sus productos.

10.- Anfiteatro: un lugar que además de cumplir con las actividades culturales, estos espacios se caracterizan por la capacidad para almacenar y retrasar el escurrimiento de aguas pluviales. Esto se debe a que se crean zonas inundables en momentos de precipitación que luego vuelven ser utilizables cuando el agua baja.



11.- Puente peatonal: este será un puente que interconecta el sector este y oeste del canal de conexión de las lagunas FACA y Anadón. Será un puente de madera en forma de arco de uso peatonal.



12.- Muelle: se propone un muelle de madera a orillas de la laguna Anadón para el avistaje de la naturaleza y los espacios de recreación.

13.- Sector gastronómico y sanitarios: contar con un espacio gastronómico le daría un plus como zona de interés al parque. Y tener sanitarios es indispensable para la sanidad de los visitantes.

14.- Costanera: espacio a la vera de la laguna de uso peatonal que cuente también con bancos para poder sentarse y apreciar el paseo verde.

Senderos permeables y no permeables: contar con senderos alrededor de todo el paseo es primordial para poder realizar todo el recorrido y llegar a cada sector propuesto. Con la necesidad ambiental de establecer que sean permeables en mayor medida, con materiales como grava, adoquines y geotextiles, que permiten el crecimiento del césped.



En resumen, con la creación del paseo se busca lograr al menos lo siguiente:

- Mantener la capacidad de almacenamiento de la laguna.
- Generar espacios permanentes factibles de ser inundados que, luego de normalizarse los niveles de las lagunas se puedan utilizar como áreas recreativas y deportivas.
- Restringir la ocupación del suelo, logrando una desaceleración en el crecimiento de la impermeabilidad.

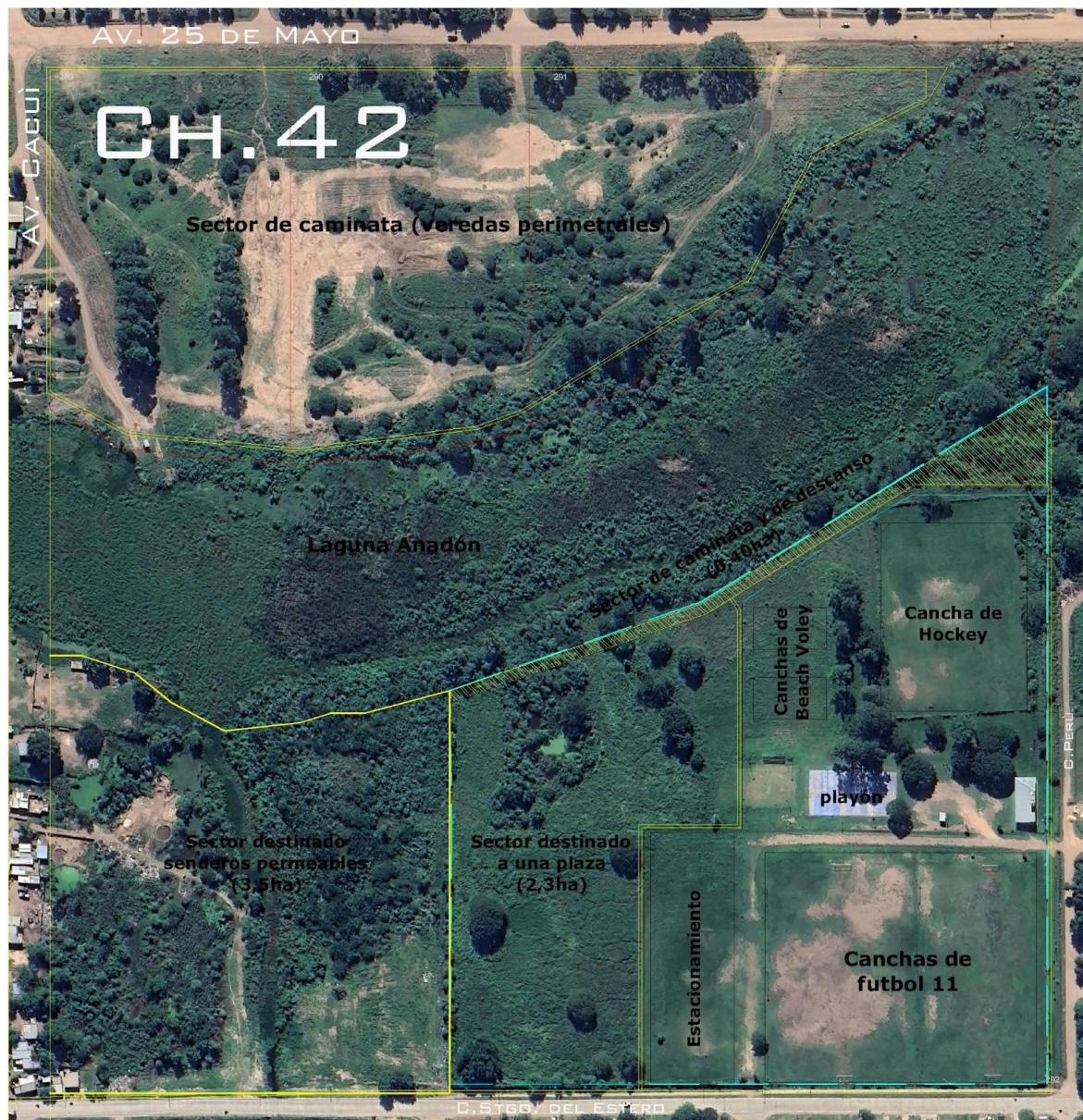


Fig. 59: Sectorización propuesta del paseo y el polideportivo (Elaboración propia, 2025)

Por último, cabe aclarar que la propuesta del paseo, no se encuadra dentro de las obras hidráulicas, ni de obras complementarias, aunque si, se la plantea como sugerencia ya que, presenta distintas ventajas ya enunciadas anteriormente y aporta mayor impacto a la optimización del sistema hídrico analizado.

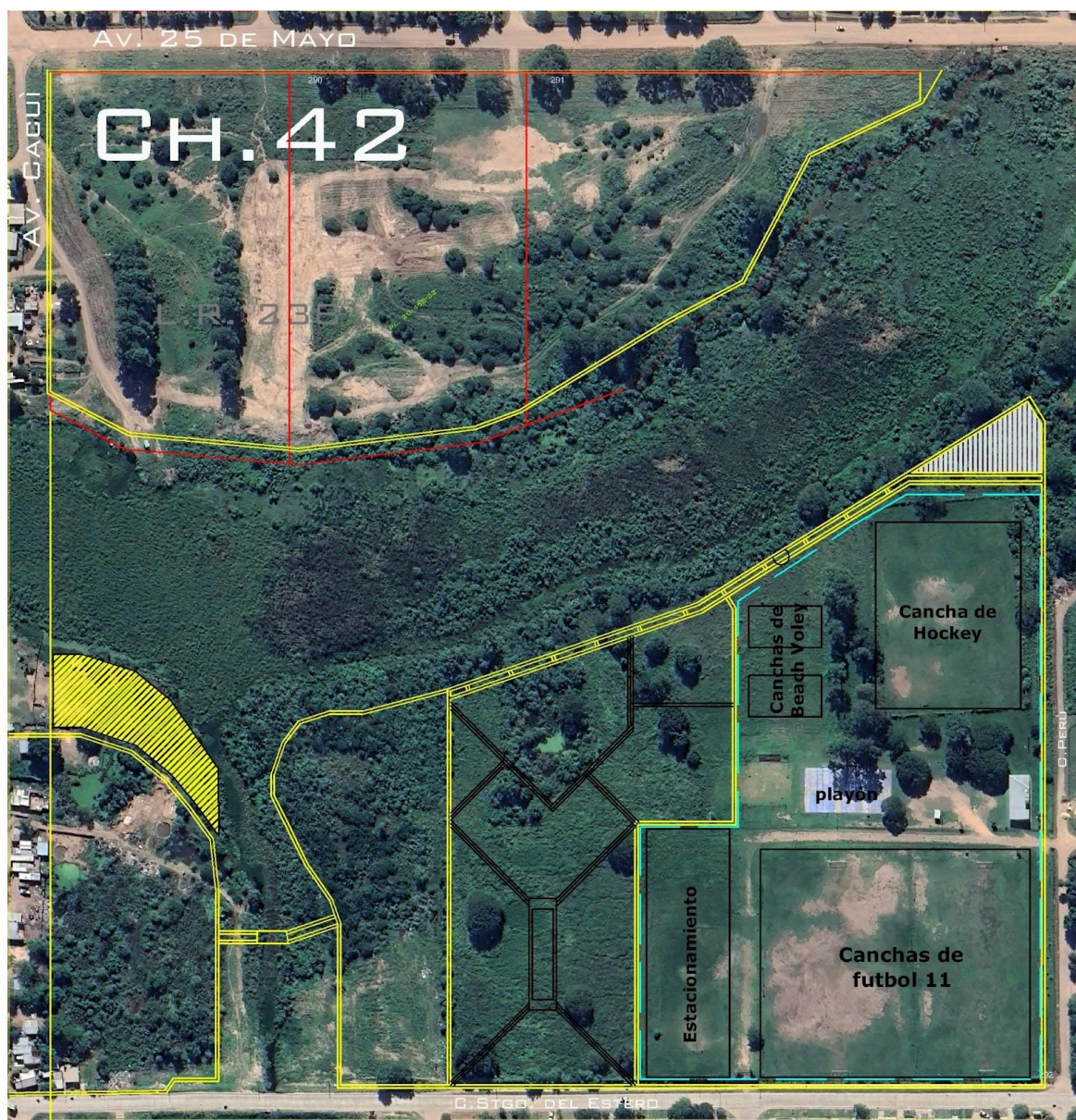


Fig. 60: Sectorización propuesta del paseo y el polideportivo (Elaboración propia, 2025)

5. Marco Legal

5.1. Introducción

Dentro de este capítulo se proponen una serie de medidas para la ocupación del suelo, básicamente en lo concerniente a la regulación por riesgo de inundación debido a precipitaciones, con medidas del tipo legislativas que establezcan zonificaciones de distintos niveles de riesgos a la ocupación del suelo en base a su génesis.

Además, analizará la necesidad de regular el uso del suelo con el objetivo de limitar el incremento desmedido de la impermeabilidad.

También se sugieren medidas operativas y de mantenimiento tanto de las obras hidráulicas como de las lagunas a fines de mejorar el funcionamiento y aumentar la vida útil de las mismas.

Todo esto se encuadra dentro de las denominadas medidas no estructurales o medidas preventivas, es decir, aquellas que buscan extender la efectividad de las medidas estructurales y a disminuir los posibles daños mediante una administración, legislación y control adecuado.

El estudio realizado proporciona información que podrá ser aplicada a la reglamentación Municipal o actualización de varias de las medidas preventivas indicadas.

5.2. Regulación de la ocupación del suelo

La Resolución Nº 121/14 de la Administración Provincial del Agua (ver Anexo 15), establece niveles de Restricciones a la ocupación del suelo por Riesgo de Inundación, asociada a las dificultades naturales y artificiales de sacar los excesos originados por las precipitaciones.

Con la premisa de que, con esta reglamentación, de los usos recomendados en áreas inundables es tratar de orientar el crecimiento del centro urbano Gran Resistencia hacia los lugares con garantía de servicio de desagües pluviales, de modo que ante la ocurrencia de precipitaciones disminuyan los daños reales, a los habitantes, viviendas y a la actividad del centro urbano;

La responsabilidad primaria en el servicio de desagües pluviales públicos es municipal, por lo que esta medida actúa como aporte, consejo y/o recomendación, brindando una herramienta más para planificar el crecimiento urbano, y posibilitando que los municipios involucrados lo hagan operativo;

Las restricciones al uso del suelo por inundabilidad por precipitaciones, Área Metropolitana del Gran Resistencia que dispone la resolución 121/14 son las siguientes:

Zona prohibida: Áreas donde no se permite la construcción de viviendas, ni ocupación urbana, al ser terrenos ocupados permanentemente por agua, como lagunas y reservorios artificiales, o pertenecen a los sectores que ocupan los ríos y canales principales de escurrimiento del AMGR.

Según los resultados obtenidos para esta zonificación se establece una cota MOP de 49,50 para la laguna FACA y de 49,40 para la Anadón, es decir, un valor igual a la línea de libera, por debajo de la cual se establece como zona prohibida.

Zona de restricción severa, donde se aconseja la no construcción de viviendas y conjuntos habitacionales de media o alta densidad, ya que aparecen con agua en situaciones de precipitaciones con recurrencia variables entre 5 y 10 años, y que no tienen planes directores de desagües pluviales, por lo que no se puede prever qué sistemas de desagües deben construirse.

Para esta zonificación se establece según el estudio realizado una cota MOP de 49,80m para la laguna FACA y de 49,70m para la laguna Anadón; es decir, entre este valor y la línea de libera se establece zona de restricción severa.

Zona de restricción leve, suelos del AMGR que, ante la presencia de precipitaciones elevadas, mayores a 10 años de recurrencia, no se inundan, y en ese caso se habilita la construcción de viviendas, acorde a lo que establecen las reglamentaciones municipales.

Por encima de la cota 49,80m se establece zona de restricción leve para la laguna FACA y;

Por encima de la cota 49,70m se establece zona de restricción leve para la laguna Anadón

También existe la **Zona de restricción severa temporaria**, donde existe plan director de drenaje urbano, donde se han identificado cuáles son las obras primarias o troncales a construir, y que una vez ejecutadas, cambia la calificación de restricción, pasando de restricción severa temporaria a leve, permitiendo la urbanización según las normas de planeamiento urbano de cada municipio.

Esta última zonificación no aplica a la zona de estudio ya que esta no posee Plan Director de Drenaje Urbano.

5.3. Regulación del uso del suelo

Con la realización del presente estudio, se proponen y sugieren algunas restricciones al uso del suelo, considerando la zonificación por riesgo de inundación por precipitaciones, e incorporando al sistema de desagües pluviales, los componentes que derivan de la zonificación, como son las lagunas naturales y los bajos naturales que actúan como amortiguadores temporarios de acumulación de agua

Concretamente se proponen las siguientes medidas:

a) Se recomienda el traspaso de las lagunas FACA y Anadón a dominio público, de acuerdo a la línea de ribera establecida en el capítulo 3 del presente trabajo. Si bien la resolución 303/17 de la APA establece restricciones al uso de los reservorios dentro del AMGR, la misma no establece dominio por lo que se recomienda el traspaso de estos reservorios del dominio privado al dominio público.

b) Existen depresiones naturales, que quedaron incorporadas a la trama urbana, en los loteos más antiguos, anteriores a la creación del código de agua, por lo que hoy en día son parte del dominio privado, y debido a la alta demanda habitacional, a las presiones social, falta de controles y al mercado inmobiliario entre otros, están sufriendo

paulatinamente de rellenos, disminuyendo su capacidad de reservorio a la vez que aumenta la impermeabilidad del suelo. De la misma manera que en el punto anterior, se recomienda el traspaso de estos espacios al dominio público a través de la compra o donaciones e incorporarlos como zona prohibida o severa. Se recomienda establecer actos administrativos/legales para el traspaso de dominio particular a dominio público.

c) Se debe asegurar que las trazas de los canales principales que van desde la laguna FACA a la Anadón y desde ésta última al cuerpo receptor Balasto, tengan la cobertura de restricciones de uso del suelo que permitan que esas vías de escurrimiento no sean alteradas en el futuro, a su vez que tengan el espacio de servicio adecuado para el ingreso de los equipos encargados de su mantenimiento.

Por tal motivo se debe definir catastralmente los espacios destinados a estos canales, para su traspaso a dominio público.

5.4. Medidas del tipo no estructural

Son acciones no tangibles, por lo general del tipo legislativas que buscan, en algunos casos, extender la efectividad de las medidas estructurales, limitando el incremento de la impermeabilidad. Para ilustrar se enumeran a continuación algunas de las Medidas No Estructurales consideradas, todas ellas están orientadas a mejorar la capacidad de retención e infiltración del agua pluvial urbana:

- Debe primar en la legislación municipal el concepto del impacto hidrológico cero: no generar mayores escurrimientos y caudales, antes y después de las urbanizaciones, como una medida no estructural de gran incidencia en el servicio público de desagües pluviales.
- Centros de manzana libres de edificaciones y solados, para garantizar su potencial de absorber agua de lluvia;
- Regulación del incremento de la impermeabilidad existente.
- Pronóstico de inundaciones y registro de datos de precipitaciones.
- Fomento del uso de las denominadas “cintas verdes” en todas la veredas y declaración de interés público municipal del arbolado público;
- Manejo adecuado de los residuos sólidos urbanos;
- Implementación de campañas de concientización hidroambiental a través de la educación formal y de los medios de comunicación;
- Programa de mantenimiento preventivo de la red de canales y reservorios.

Medidas de Mitigación: Son obras que las ejecutan los particulares, reguladas o no por normas municipales, y que buscan retardar o disminuir el escurrimiento de los excedentes pluviales hacia la red de drenaje administrada por la Municipalidad o la APA. Son, por ejemplo, retardadores de escurrimiento, solados permeables filtrantes, etc. Como líneas generales, se propone lo siguiente:

- El municipio de Fontana debería elaborar un Plan Director de Drenaje Urbano para saber qué servicios debe brindar.
- Respetar los sistemas de drenaje (vertientes);

- Evitar el relleno de reservorios existentes y, por el contrario, buscar mejorar su capacidad de almacenamiento, realizando profundizaciones y cualquier otro tipo de acciones de acondicionamiento;
- Evitar los estrangulamientos de la red de canales, especialmente con alcantarillas y otros tipos de obras de arte con capacidad de conducción hidráulica inferior a la de los canales en los que se ejecutan;
- Respetar el trazado de los canales propuestos en el contexto del presente trabajo;
- Elaborar programas operativos municipales para el mantenimiento preventivo de la red de macrodrenaje pluvial;
- Elaborar programas municipales de concientización social respecto del cuidado de la mencionada red, a través de la educación formal y de los medios de comunicación;
- Plan de manejo de los residuos sólidos urbanos, para evitar que los mismos terminen en la red.



6. Cómputo y Presupuesto



Dentro de este capítulo se propone computar y presupuestar las obras a realizar en función de las alternativas propuestas y presentadas en capítulos anteriores.

Una vez obtenidos los cómputos métricos antes mencionados, se van a presupuestar las obras de manera expeditiva a nivel de anteproyecto a través de un análisis por precio unitario.

El análisis de precios será por unidad de medida de los principales ítems de los trabajos en función de las obras propuestas, para luego obtener el precio por cada tramo y el precio total de las obras. Eso lo podemos ver en la siguiente tabla 37 de Cómputo y Presupuesto.

Tabla 37. Cómputo y presupuesto.

ESTUDIO HIDRICO DE LAS LAGUNAS FACA-ANADÓN FONTANA - CHACO						
Tramo	Esquema	Item Principal	Un	Cantidad	PRECIO UNITARIO	PRECIO PARCIAL
Conducto av. Alvear						
Inicio: Calle Brasil Final: laguna FACA	 T1:1,40 x 0,85m; L=305m T2:1,60 x 0,95m; L=165m T3:1,60 x 0,85m; L=100m Longitud = 570 m	Excavación no clasificada	m³	1017,63	\$ 20.257,94	\$ 20.615.087,48
		Relleno de Suelo (compactacion)	m³	254,41	\$ 18.278,10	\$ 4.650.085,73
		Hormigon de Limpieza RDC	m³	137,655	\$ 286.399,15	\$ 39.424.274,99
		Hormigon Armado H-25 (base)	m³	275,31	\$ 639.670,63	\$ 176.107.721,15
		Mamposteria Armada 30cm	m³	307,8	\$ 256.118,17	\$ 78.833.172,73
		Revestimiento de MC	m2	1026	\$ 6.988,66	\$ 7.170.365,16
		Hormigón armado refuerzo (vigas, columnas)	m³	29,64	\$ 893.537,28	\$ 26.484.444,98
		Tapa de Hormigon Armado H-25	m³	55,44	\$ 712.467,03	\$ 39.499.172,14
		Sumidero en calle de tierra	Un	12	\$ 1.744.115,00	\$ 20.929.380,00
		Conducto de Vinculacion PEAD 600	m	88	\$ 350.202,60	\$ 30.817.828,80
Total conducto av. Alvear						\$ 444.531.533,15
Canal pasaje Cacui - Rectificacion, limpieza y construccion de alcantarillas						
Inicio: Calle D. Cabral Final: laguna FACA	 Longitud = 210 m	Limpieza	m³/año	67,2	\$ 23.219,20	\$ 1.560.330,24
		Alcantarilla 1: 1,20*0,80	Un	1	\$ 6.890.953,06	\$ 6.890.953,06
		Alcantarilla 2: 0,90*0,70	Un	1	\$ 6.546.405,41	\$ 6.546.405,41
Total canal pasaje Cacui						\$ 14.997.688,70

Conducto pasaje Juan D. Peron						
Inicio: Calle Misiones Final: laguna Anadón	 T1:1,50 x 0,90m; L=140m T2:1,50 x 0,90m; L=70m Longitud = 210 m	Excavación no clasificada	m³	406,32	\$ 20.257,94	\$ 8.231.206,18
		Relleno de Suelo (compactacion)	m³	81,26	\$ 18.278,10	\$ 1.485.351,52
		Hormigon de Limpieza RDC	m³	48,3	\$ 286.399,15	\$ 13.833.078,95
		Hormigon Armado H-25 (base)	m³	96,6	\$ 639.670,63	\$ 61.792.182,86
		Mamposteria Armada 30cm	m³	113,4	\$ 256.118,17	\$ 29.043.800,48
		Revestimiento de MC	m2	378	\$ 6.988,66	\$ 2.641.713,48
		Hormigón armado refuerzo (vigas, columnas)	m³	11,36	\$ 893.537,28	\$ 10.150.583,50
		Tapa de Hormigon Armado H-25	m³	26,54	\$ 712.467,03	\$ 18.911.724,84
		Sumidero en calle de tierra	Un	8	\$ 1.744.115,00	\$ 13.952.920,00
		Conducto de Vinculacion PEAD 600	m	68	\$ 350.202,60	\$ 23.813.776,80
		Alcantarilla 1: 1,50*0,90	Un	1	\$ 10.336.429,59	\$ 10.336.429,59
Total conducto Jun D. Peron					\$ 194.192.768,19	
Canal Brasil - Rectificacion, limpieza y construccion de alcantarillas						
Inicio: Calle D. Cabral Final: laguna FACA	 Longitud = 430 m	Limpieza	m³/año	110,08	\$ 23.219,20	\$ 2.555.969,54
		Alcantarilla 1: 1,10*0,70	Un	1	\$ 6.753.134,00	\$ 6.753.134,00
		Alcantarilla 2: 0,80*0,60	Un	2	\$ 5.891.764,87	\$ 11.783.529,73
		Alcantarilla 3: 0,60*0,60	Un	1	\$ 5.237.124,32	\$ 5.237.124,32
Total canal pasaje Cacui					\$ 26.329.757,59	
TOTAL					\$ 680.051.747,64	
TOTAL costo-costo					\$ 414.807.341,31	

6.1. Cómputo métrico

Para llevar a cabo el cómputo se tuvo en cuenta adopciones a nivel de anteproyecto y se detallan a continuación los ítems para las obras necesarias que se definieron en el capítulo de estudio hidráulico.

6.1.1. Canal de mampostería:

Se refiere a los trabajos necesarios para construir un canal compuesto por solera de hormigón armado, paredes laterales verticales de mampostería armada de 30cm de espesor, revestido con mortero de cemento; tendrá refuerzos estructurales consistentes en columnas y nervios de hormigón armado (pórtico de refuerzo) cada 3 metros; se colocarán losetas de hormigón armado sobre el canal en un ancho de 3 metros, a fin de dar acceso a las viviendas frentistas al canal. fig.61 y fig. 62 Corte transversal conducto de mampostería.

Además, se computan dentro del canal los sumideros y conductos de vinculación con el canal.

6.1.1.a. Excavación no Clasificada: consiste en extraer el suelo de cualquier tipo, para abrir el cajón según secciones y largos establecidos de canales, también está contemplado el acarreo de suelo. Excavación para conductos de vinculación y alcantarillas.

6.1.1.b. Relleno de Suelo (compactación): refiere a la colocación de suelo para relleno en bordes de canales de mampostería y de vinculación e incluye la compactación mecánica manual. El suelo de relleno será el suelo extraído de la excavación, que se dejará en zona de obra, por ende, no se considera acarreo, ni valor de suelo.

6.1.1.c. Hormigón de limpieza: colado de hormigón de Relleno de Densidad Controlada (RDC) de 150kg de cemento/m³, utilizado como hormigón de limpieza. Espesor 10cm.

6.1.1.d. Hormigón Armado H-25 (base): colado de hormigón H-25 sobre RDC; espesor de 20cm, con armadura compuesta por malla de acero electrosoldada DN420Mpa de 8mm con separación cada 15cm.

6.1.1.e. Mampostería Armada 30cm: consiste en mampostería de ladrillos comunes de primera calidad, asentados sobre mortero de cemento, con refuerzos de 2 hierros de 8mm cada 4 hiladas.

6.1.1.f. Revestimiento de MC: consiste en un enlucido de mortero de cemento relación 1:3, con espesor de 1cm alisado, en las caras internas de la mampostería.

6.1.1.g. Hormigón armado refuerzo (vigas, columnas): marco pórtico transversal de refuerzo de 0.20m x 0.20m para resistir los esfuerzos de empuje horizontal.

6.1.1.h. Tapa de Hormigón Armado H-25: losetas de hormigón H-25 de 16cm de espesor, con armadura transversal y longitudinal de 8mm. Se colocarán en los accesos vehiculares de cada parcela con salida hacia el canal, y en las intersecciones de calles.

6.1.1.i. Sumidero en calle de tierra: contempla los trabajos de excavación no clasificada, la base de hormigón armado, la mampostería armada de 30cm de espesor, el revoque con mortero de cemento, las tapas de hormigón armado y las rejillas de acero. Se consideró un sumidero por cuneta en cada intersección de calle.

6.1.1.j. Conducto de Vinculación PEAD 600: se considera la conexión desde el sumidero hasta el canal con conductos de Polietileno de Alta Densidad de 600mm de diámetro

DETALLE DE CANAL DE DESAGÜE REVESTIDO : CORTE TRANSVERSAL

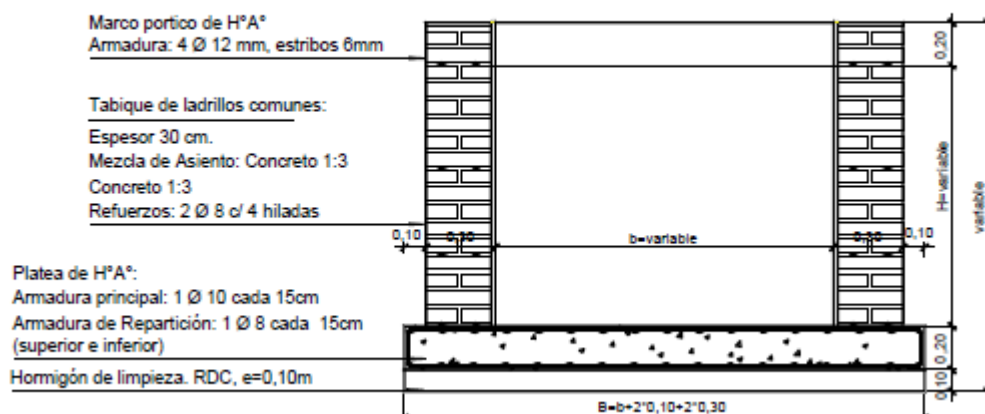


Fig.61. Corte transversal canal revestido de mampostería (Fuente: elaboración propia, 2025)

DETALLE DE CANAL DE DESAGÜE REVESTIDO CON TAPA PARA ACCESOS VEHICULARES: CORTE TRANSVERSAL

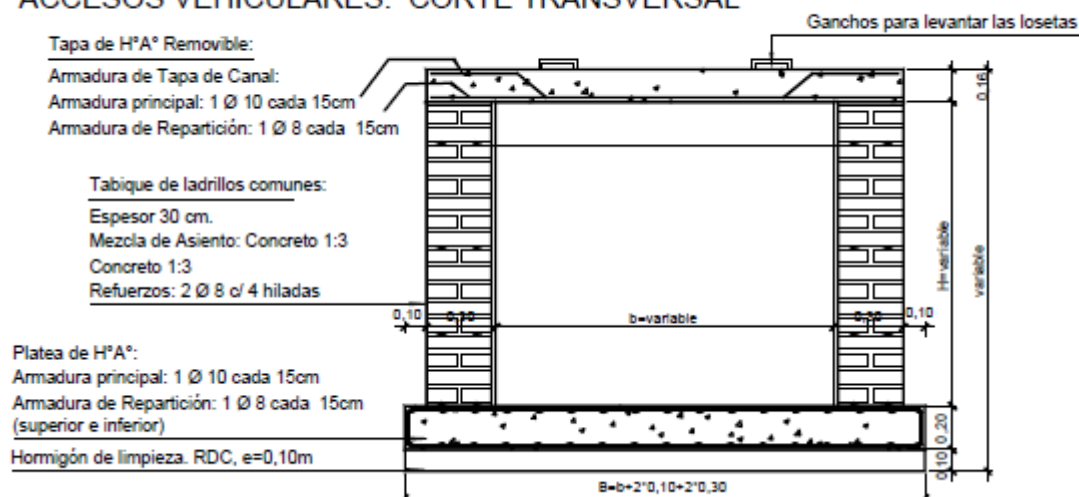


Fig.62. Corte transversal canal revestido de mampostería con tapa (Fuente: elaboración propia, 2025)

6.1.2. Rectificación, limpieza y construcción de alcantarillas

6.1.2.a. Limpieza de canal: Se realiza la extracción de suelo sedimentado, malezas y objetos que puedan obstruir el canal, respetando las medidas establecidas para cada tramo.

6.1.2.b. Alcantarillas: compuesto por solera de hormigón armado, paredes laterales verticales de mampostería armada de 30cm de espesor, revestido con mortero de cemento; tendrá refuerzos estructurales consistentes en columnas y nervios de hormigón armado (pórtico de refuerzo) cada 2,5 metros; sobre mampostería armada se apoyará la losa de hormigón armado con 20cm de espesor; en el cómputo se tuvo en cuenta los mismos ítems analizados anteriormente en (6.1.1)

6.2. Presupuesto

Para establecer el presupuesto de las obras propuestas del plan de desagües pluviales de la cuenca en estudio, se ha considerado el costo-costo de los materiales, equipos y herramientas menores, para luego afectarlos por el coeficiente resumen tabla 38.

Para la determinación de la mano de obra se obtuvieron los jornales de salarios básicos según el convenio de trabajo 76/75 de la UOCRA, actualizado para el mes de marzo/25, anexo cap. Cómputo y Presupuesto.

Tabla 38. Coeficiente Resumen

VII) COEFICIENTE RESUMEN						
Costo-costo						1,0000
Gastos Generales	18,00%					0,1800
Beneficios	10,00%					0,1000
						1,2800
Gastos Financieros	3,50%					0,0448
						1,3248
I.V.A. e Ing Brutos	23,75%					0,3146
COEFICIENTE RESUMEN ADOPTADO						1,639

Precio de obra. Coeficiente resumen

El costo – costo debe llevarse a precio de oferta final de la obra, para ello se deben contemplar los siguientes factores:

- Gastos generales: Son las inversiones que debe efectuar la empresa para materializar una obra y que no forman parte del costo – costo.
- Beneficios: Es la pretensión que tiene el constructor, en carácter de retribución por la ejecución de la obra y por la responsabilidad que asume. El beneficio, debe asegurar un margen de rentabilidad, pero es un provecho potencial, no seguro, porque para que el beneficio resulte una ganancia real y concreta, habrá que trabajar durante todo el plazo de obra dentro de las previsiones estimadas en el presupuesto y con los criterios de eficiencia necesarios para obtener los resultados esperados.
- Los gastos financieros son los desembolsos que se hacen para obtener recursos financieros, como préstamos, créditos o emisión de deuda. Algunos ejemplos de gastos financieros son descuentos por créditos bancarios, descuento por pago anticipado.
- Impuestos: Dentro de este ítem se deben tener en cuenta los impuestos al valor agregado (IVA) y el impuesto a ingresos brutos.

7. Evaluación Socio-económica

Se presenta a continuación la evaluación socio-económica de factibilidad de las obras de infraestructura del drenaje pluvial planteado.

Se evaluará los beneficios sociales que propicia el proyecto analizado en comparación con los costos sociales.

7.1. Objetivos y alcances de la evaluación económica

Los objetivos buscados mediante el presente análisis económico y social es evaluar la conveniencia de las obras propuestas, se aplicará el método del Análisis Costo-Beneficio Social, el cual permite valorar, desde una perspectiva social, los impactos económicos, sociales y ambientales del proyecto.

Este método compara el valor actualizado de los beneficios sociales netos que genera el proyecto con sus costos sociales totales, utilizando una tasa de descuento social del 12% recomendada para inversiones públicas. A diferencia del análisis financiero tradicional, el Análisis Costo-Beneficio Social considera externalidades positivas y negativas que no se reflejan en precios de mercado.

Es importante señalar que la información disponible para el análisis económico y social proviene, de los estudios técnicos que se plantearon en el cómputo y presupuesto.

7.2. Horizonte de planeamiento del análisis

Para este punto se considera lo ya analizado en capítulos anteriores donde se estableció que el horizonte de diseño para estas obras de microdrenaje se consideran planteadas a 20 años y ello será la vida útil socio-económica, es decir el horizonte de planeamiento, para dar sustento al análisis.

Si el análisis se realiza por medio del método de los precios hedónicos, entonces se evalúa en el momento en que se realiza la obra, llamado también momento cero.

7.3. Determinación de daños

Este punto está referido a los deterioros y perjuicios que pueden ser provocados por inundaciones por precipitación sobre los bienes y personas, con sus costos e inversiones consecuentes.

Más concretamente, los daños al medio ambiente, a la actividad económica y a la población directa o indirecta del sector analizado, dadas por las inundaciones por lluvias son los siguientes:

a. Por evacuaciones:

Esto se refiere a la atención de emergencias e interferencias sobre la actividad económica. Incluye las consecuencias económicas (por costos e inversiones adicionales necesarias) derivadas de la atención de emergencias mediante traslados, movimiento y/o custodia de personas (alojamiento temporario) y bienes, interferencia y desvío del tránsito, daños a construcciones y reparaciones durante la emergencia para posibilitar tales traslados o evacuaciones, etc.

b. A la infraestructura urbana:

Esto se refiere a los deterioros y perjuicios provocados sobre inmuebles, pavimentos y otros equipamientos productivos y de servicios, públicos o privados, como pueden ser daños sobre redes viales, calles, instalaciones de agua potable, instalaciones cloacales, redes de desagüe, etc.

c. Al transporte:

Esto se refiere a los deterioros y perjuicios provocados por la paralización temporal de la actividad económica, transporte público y privado de pasajeros, y transporte de proveedores y preventistas mayoristas.

d. Al parque automotor:

Esto se refiere a los deterioros y perjuicios provocados sobre el valor o funcionalidad operativa de vehículos de transporte, de carga o pasajeros, públicos o privados. Incluye a moto vehículos.

e. Ambientales:

Esto incluye tanto los daños provocados a la flora y fauna local, como aquellos que deterioran significativamente la habitabilidad o calidad de vida presente y futura en las áreas afectadas.

La imposibilidad de recolección de residuos sólidos que afectan la calidad de las aguas superficiales y subterráneas, que generan contaminaciones.

El objetivo de las propuestas de proyectos de desagües pluviales que se establecieron con anterioridad tiene como fin evitar estos daños mencionados o al menos disminuirlos considerablemente.

7.4 Beneficios directos e indirectos derivados del proyecto

Para determinar los beneficios sociales que aprovechan los frentistas directos de los desagües pluviales, como así también de los que se benefician indirectamente, vamos a comparar las metodologías que nos permiten cuantificar las ventajas de contar con la obra y elegir una de ellas para definir si es viable realizar el proyecto.

- Método de los daños evitados esperados: se calcula la reducción de daños por inundaciones y la mejora en salud, se utilizan estimaciones basadas en costos evitados

- Método de precios hedónicos: Se compara el valor inmobiliario que adquieren las viviendas en la situación con y sin proyecto, en este caso se estimará un aumento conservador basado en experiencias similares en zonas intervenidas.
- Método de valoración contingente: se realiza a través de encuestas realizadas a los usuarios para saber cuál es el valor que estaría dispuesto a pagar por la obra, poniéndolo en el contexto de lo que se va a realizar con los beneficios que ello genere.

La elección del método dependerá de la disponibilidad de datos, los objetivos del estudio y la naturaleza de los beneficios que se desean valorar.

Dada la complejidad de obtener valores de daños evitados en inmuebles, muebles, infraestructura vial, etc., para cada probabilidad de ocurrencia de riesgos de inundación asociado a alturas de anegamiento. La metodología de precios hedónicos será la adoptada, porque nos permite comparar los precios actuales de viviendas sin obras, con problemas de inundación, con otras viviendas de las mismas características e infraestructura, pero sin los problemas de inundarse.

Para esto se contabilizan la cantidad de viviendas que serán beneficiarias de las obras, se determina el valor de mercado que estas poseen en su situación actual, y se verá la diferencia en precios que tienen respecto de las viviendas en otras zonas que no cuentan con problemas de anegamiento. Esa diferencia en precios es el beneficio social que el proyecto representa.

Se realiza una planilla de flujos de beneficios versus costos sociales, es decir, comparar los precios hedónicos contra el costo de la inversión por obras, en la tabla 39 se pueden ver los resultados.

Para el análisis de costos sociales se tuvo en cuenta los precios de materiales transables y no transables, mano de obra calificada y no calificada y gastos generales a los cuales se los afecta por los coeficientes de corrección según corresponda. Se pueden ver los valores en la tabla de anexos del capítulo.

Las zonas analizadas inundables están ubicadas en las 263 viviendas respecto del canal av. Alvear, y se compararon con viviendas de similares características, pero sin problemas de inundación, del barrio 506 viviendas, ambos barrios están ubicados en la localidad de Fontana y presentan similitudes en los servicios disponibles y cercanía al centro de la localidad.

Tabla 39. Flujo de beneficios sociales neto (en pesos a marzo de 2025).

Conceptos	Año 0
Beneficios Sociales	
Beneficios sociales por aumento de valor inmueble	\$ 750.000.000,00
Total Beneficios Sociales	\$ 750.000.000,00
Costos Sociales	
Inversión de Proyecto	\$ 484.135.582,20
Total Costos Sociales	\$ 484.135.582,20
Flujo de Caja Beneficios Netos	\$ 265.864.417,80

En cuanto a los precios de mercado de las viviendas directas de las zonas inundables, se establece un valor promedio de referencia de 20 millones de pesos, para estimar el flujo de beneficios netos y el precio de mercado de las viviendas de las zonas no inundables tienen un valor de referencia promedio de 25 millones de pesos. Para las viviendas con beneficios indirectos, se tomará un aumento en los precios de mercado luego de realizada la obra, igual al 50% del aumento que sufren las viviendas con beneficios directos.

Para el cálculo de los beneficios sociales se tienen en cuenta 110 beneficiarios directos y 80 indirectos (proximidad de una manzana respecto de los directos). Que luego se multiplica por el valor de diferencia entre viviendas con y sin problemas de inundabilidad. Con esto llegamos al resultado de beneficios sociales de 750 millones de pesos.

Los precios de referencia se obtuvieron de acuerdo a información de las inmobiliarias Kalimar y Vicente López.

7.5 Conclusiones

Dado los resultados de flujos de caja Beneficios Netos sociales, podemos decir que es un proyecto altamente rentable, con un valor positivo de pesos 265.864.417,80.

El análisis de precios hedónicos nos permite comparar en el año cero, el costo social de ejecutar la obra, respecto de la revalorización de los terrenos, lo que nos indicaría que el momento de ejecutarlo podría ser hoy.

8. Conclusiones y Recomendaciones

8.1. Conclusiones.

Como resultado del trabajo se puede concluir lo siguiente.

La zona de estudio tiene potencial de mejora, con esto nos referimos que se cuenta con capacidad de los reservorios, margen de control en los usos y ocupación del suelo y por último los desagües principales aun en el horizonte pueden mejorarse con pequeñas intervenciones.

Los reservorios tienen capacidad de almacenamiento y de retardo de los caudales, no obstante, es posible con las medidas no estructurales mejorar esta capacidad (limpiezas, mantenimiento, restricción al uso del suelo, etc.)

En cuanto a la ocupación del suelo, se proponen medidas para evitar avances sobre zonas bajas y en los alrededores de las lagunas según la zonificación de riesgo hídrico por precipitaciones. Se debe hacer hincapié en el control de la legislación vigente e implementación de las medidas no estructurales, todas con el objetivo de ralentizar el avance de la impermeabilidad, y la ocupación del suelo.

En los desagües, se analizaron los canales principales los cuales tienen capacidad de conducción y los que no, se mejoran para el horizonte planteado, sin obras excesivamente costosas.

Por todo lo dicho se concluye como resultado de este trabajo, que se alcanzó el objetivo de optimizar la capacidad y el funcionamiento del sistema hídrico FACA-Anadón, y se logró resaltar la importancia de revalorizar los espejos de agua o atenuadores de precipitaciones.

8.2. Recomendaciones

- Densificación del relevamiento topográfico en los bordes de las lagunas.
- Batimetría de las lagunas FACA- Anadón y Balasto a fin de ajustar los valores de almacenamiento.
- Elaborar un plan de espacios verdes para el área de la laguna Balasto con el objetivo de preservar el avance de la urbanización.
- Para mantener la bondad de lo planteado en este trabajo, se sugiere implementar las medidas propuestas, como expropiación de los reservorios y zona que se encuentra restringidas a la ocupación prohibida y severa, educación al personal encargado del mantenimiento, control y de hacer cumplir las reglamentaciones vigentes, concientización a la comunidad para preservar los espacios públicos y desagües.

BIBLIOGRAFÍA

- Administración Provincial del Agua. (1998). Resolución N° 1111/98. Resistencia.
- Administración Provincial del Agua. (2014). Resolución N° 0121/14. Resistencia.
- Administración Provincial del Agua. (2017). Resolución N° 0303/17. Resistencia.
- Anuario de Precipitación de la Administración Provincial del Agua (APA) del año 2021
- Chandias Mario E. (2006). *Cómputos y presupuestos*. 21ª edición. Buenos Aires, Argentina.
- Cifras. Recuperado de <https://www.cifrasonline.com.ar/costos/>
- Cuaternario y Geomorfología Argentina, Fucks-Pisano, UNLP, 2017
- Depettris C. A., Rohrmann H.R., Martínez L.H., Padin M.T., Tymkiw P.T., Pilar J.G., Ruberto A.R. (1993). *Estudio para determinación de la línea de ribera del río negro*. Resistencia.
- Depettris C. A., Clemente M.T., Martínez L.H., Pilar J.G., Ruberto A.R., Valiente M.A., Noguera L.E.R., Schaller J.O. (2001). *Línea de ribera de lagunas ubicadas en el sistema hídrico del río Negro*. Resistencia. Contrato APA. – AFIN..
- Estudio de los desagües pluviales del sector Sur de Resistencia. CFI – AFIN. (1995)
- Google Earth. <https://earth.google.com/>
- Herramientas para la gestión y la toma de decisiones (2da. Ed.). Salta: Editorial Hanne. Pilar, Jorge V. 2012
- Hidrología Urbana na Bacia do Prata. Tucci C.E.M, Goldenfum J.A, Depettris C.A, Pilar J.V. (1998)
- INDEC. (2001). *Censo Nacional*.
- INDEC. (2010). *Censo Nacional*.
- Linsley JR. R.K, Kohler M.A., Paulus J.L.H. (2022). *Hidrología para ingenieros*. 2da Edición. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S.A.
- Manual para el diseño de planes maestros para la mejora de la infraestructura y la gestión del drenaje urbano (de la Secretaría de Obras Públicas, Unidad Coordinadora de Programas con Financiación Externa, abril 2003)
- Mapoteca. educar. Ministerios de Educación. Presidencia de la Nación. Recuperado de <http://mapoteca.educ.ar/files/index.html.1.3.html>
- Método de Análisis Jerárquico – MAJ” (Saaty, 1991)
- Plan director de los desagües pluviales de la zona Norte de la ciudad de Resistencia. Hidroyet consultores. (2010)

- Plan director de drenaje pluvial con proyecto ejecutivo. Municipalidad de Pcia. Roque Saenz Peña. (2018)
- Plan de Manejo Pluvial para la Zona Sur del AMGR. SUPCE – AFIN (1998)
- Politikon Chaco. (2025). *Ventas de combustibles al público en Chaco. Totales en metros cúbicos en Base a Secretaría de Energía.*
- Ven Te Chow, Maidment D.R., Mays L.W. (2000). *Hidrología Aplicada*. Editorial Nomos S.A.

ANEXOS

Anexo 1: Resolución 1334/21 – IDF



"2021-Año del el Impenetrable Chaqueño, Departamento General Güemes- Ley 3329-A"

1334-21

RESISTENCIA,

15 NOV 2021

VISTO:

La Actuación Simple N° 5771/A, y;

CONSIDERANDO:


Que mediante el mismo se tramita el informe elaborado por la Dirección Estudios Básicos de este organismo, sobre análisis de tormentas para diseño de desagües pluviales urbanos en varias localidades del Chaco, actualizando e incrementando las "NORMAS PARA LA TORMENTA DE DISEÑO EN DESAGUES PLUVIALES URBANOS" sancionadas por Resolución 097/01, de informe realizado por el Ing. Hugo Rohman, ex Director de Estudios Básicos de APA y presentados por los Ing. Eliana Cóceres y Ezequiel Silva, mediante Actuación Simple N° E-24-2021-5771/A con fecha 10 de noviembre de 2021;

Que dichas "NORMAS PARA LA TORMENTA DE DISEÑO EN DESAGUES PLUVIALES URBANOS" son aplicables al área de influencia del Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR), el Colorado (Formosa) y Presidencia Roque Sáenz Peña, y contienen las curvas de Intensidad de Precipitación – Duración – Tiempo de Recurrencia para esas Localidades;

Que las mismas surgen como producto de estudios específicos realizados en los últimos dos años por un Grupo de trabajo de Profesionales contratados y estudiantes pasantes de Ingeniería Civil de la UNNE bajo coordinación de la Dirección de Estudios Básicos;

Que a tal efecto el Grupo de trabajo ha efectuado la recopilación de la información de lluvias intensas sobre el Área Metropolitana del Gran Resistencia que dieron origen a la Resolución N°097/01, los trabajos del Departamento de Hidráulica de la UNNE y los últimos datos de las estaciones pluviográficas del AMGR, que permiten ubicar adecuadamente la probabilidad de ocurrencia de eventos de precipitación de diferentes magnitud que producen situaciones de inundación en los ejidos urbanos del AMGR, y que deben ser contemplados en el análisis técnico-económico para el dimensionamiento apropiado del sistema de desagües pluviales del área urbanizada o destinada a una ocupación futura, de conformidad a lo que establezcan los Planes Directores de desarrollo urbano respectivos;


Cr. Bolessandro Gustavo A.
VOCAL
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 24.908.744


Ing. PEYRANO JORGE
VOCAL
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 11.905.379


Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037



"2021-Año del el Impenetrable Chaqueño, Departamento General Güemes- Ley 3329-A"

1334-21

Que del mismo modo se ha realizado este trabajo con datos de la estación agrometeorológica del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA) de El Colorado, Formosa, y la estación agrometeorológica del INTA Presidencia Roque Sáenz Peña;

Que en el informe entregado se presenta el estudio estadístico de la Intensidad de precipitación tomada para diferentes duraciones y tiempos de recurrencia, ya que ésta representa la variable principal para una correcta determinación del caudal de diseño de las diferentes estructuras que conforman los sistemas de desagües pluviales;

Que como resultado de los estudios se han determinado y graficado las relaciones existentes entre Intensidad de Precipitación (mm/hr) – Duración (minutos) – Tiempo de recurrencia del evento (años), para distintas duraciones y recurrencias, apoyadas en registros pluviográficos procesados;

Que así mismo se presentan en dicho Informe consideraciones para la aplicación de las citadas curvas de Intensidad - Duración - Recurrencia, para las áreas de influencia del AMGR, El Colorado, y Presidencia Roque Sáenz Peña;

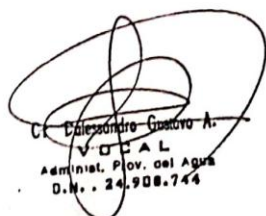
Que es responsabilidad de esta Administración Provincial del Agua la formulación de planes generales, pautas, parámetros y especificaciones técnicas a las que deberán ajustarse en el diseño, construcción, manejo y mantenimiento de desagües y drenajes generales, de conformidad a lo normado por el Código de Aguas – Ley N° 555-R (ex 3230);

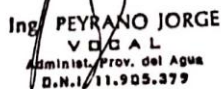
Que se invita a los Municipios involucrados a adoptar las curvas IDF como normas y especificaciones técnicas para el diseño de los sistemas de drenaje urbano que se construyan, y que sirvan de base para los Planes Directores de Desarrollo Urbano;

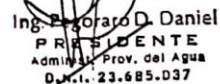
Que por todo ello resulta necesario fijar los Parámetros de la curva IDF para las Tormentas de diseño en los Proyectos de Desagües Pluviales Urbanos en los Municipios involucrados;

EL DIRECTORIO DE LA ADMINISTRACIÓN PROVINCIAL DEL AGUA RESUELVE

ARTÍCULO 1º: APROBAR las curvas IDF y los "PARÁMETROS PARA LA TORMENTA DE DISEÑO EN DESAGÜES PLUVIALES URBANOS: CURVAS DE INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN – DURACIÓN – TIEMPO DE RECURRENCIA", para los Municipios involucrados, que se presentan en los Anexos I, II, III, y IV de la presente.-


ALEJANDRO GUSTAVO A. VECAL
VOCAL
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 24.908.744


Ing. PEYRANO JORGE
VOCAL
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 11.905.379


Ing. Pagoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037




"2021-Año del el Impenetrable Chaqueño, Departamento General Güemes- Ley 3329-A"

ARTÍCULO 2º: ESTABLECER que los estudios y proyectos de desagües pluviales urbanos ubicados dentro de los Municipios incluidos en los Anexos deben basarse en los Parámetros y curvas que se aprueban por el Artículo 1º de la presente Resolución.-

ARTÍCULO 3º: REGISTRAR, comunicar a todos los Municipios involucrados y cumplido archivar.-

RESOLUCIÓN N° 1334-21


Cr. Dalessandro Gustavo A.
VOCAL
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 24.908.744


Ing. PEYRANO JORGE
VOCAL
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 11.905.379


Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

ANEXO I: Curvas IDF y Parámetros de la tormenta de diseño en Desagües Pluviales Urbanos en el Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR).

Introducción:

El análisis de lluvias intensas sobre el Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) se ha realizado con el objetivo de ubicar adecuadamente la probabilidad de ocurrencia de eventos de precipitación de diferente magnitud que producen situaciones de inundación en las áreas urbanas, y que deben ser contemplados en un análisis técnico - económico para el dimensionamiento apropiado del sistema de desagües pluviales del área urbanizada o destinada a ocupación futura, de acuerdo a las pautas que establezca el Plan Director de Desarrollo Urbano.

En este trabajo se presenta el estudio estadístico de la intensidad de precipitación tomada para diferentes duraciones y tiempos de recurrencia, ya que representa la variable principal para una correcta determinación del caudal de diseño de las diferentes estructuras que deben conformar el sistema de desagües pluviales.

No obstante, el disponer del valor correspondiente a esta variable para la recurrencia adoptada en el diseño, no debe subestimar la importancia que tiene la determinación del área de aporte real de cada subcuenca urbana y la sensibilidad que sobre el Coeficiente de Escorrentía tiene el adoptar una técnica precisa para la estimación de las áreas permeables e impermeables.

Información básica utilizada:

Las series de datos de intensidad de precipitación se han conformado a partir de información pluviográfica obtenida en las estaciones meteorológicas: INTA – Colonia Benítez, SMN – Aeropuerto Resistencia, Campus UNNE - Resistencia, y Sistema Automático de Telemedición (SAT - APA) del río Negro, actualizando y contrastando datos que abarcan el período 1960 – 2019. Ese período actualizado permite estar a resguardo de las variaciones observadas regionalmente en el monto y la distribución temporal de las precipitaciones, hecho observado desde la década del '60, y cuyo análisis detallado ya ha sido realizado en el “Estudio de regulación del valle aluvial de los ríos Paraná, Paraguay y Uruguay para el control de las inundaciones” por la Consultora Halcrow & Partners para el Programa de Rehabilitación por la Emergencia de las Inundaciones – PREI (SUCCE – Ministerio del Interior – República Argentina).

Conformación de las series pluviográficas:

Se han tomado duraciones de 15, 30, 45, 60 y 120 minutos porque las mismas permiten cubrir la totalidad de los **Tiempos de Retardo** de las subcuencas urbanas posibles de delimitar para un adecuado manejo del agua pluvial dentro del Área Metropolitana. Adicionalmente se han agregado las duraciones de 180 (3 horas) y 240 (4 horas) minutos para los casos en que se necesiten cubrir el diseño de colectores de varias subcuencas urbanas, como se presenta en la situación del Canal Colector de las Avenidas Malvinas Argentinas – Soberanía Nacional.

Al conformar cada serie con el valor máximo anual de intensidad de precipitación para cada duración se asegura la **independencia** de los eventos, ya que se ha controlado detalladamente la fecha de ocurrencia del evento y la evolución meteorológica de los días anteriores y posteriores,

por lo cual al tratarse de tormentas de corta duración se tiene la certeza de que cada término incluido en la serie está desvinculado de los restantes.

Análisis estadístico:

El estudio estadístico de las series conformadas se realizó a partir de un conjunto de funciones teóricas de distribución de probabilidades comúnmente utilizadas en Hidrología, una vez que las mismas fueron ordenadas por magnitud en forma decreciente determinando la **frecuencia experimental** para permitir su posterior comparación con la probabilidad teórica, aplicando la expresión propuesta por HAZEN.

El programa utilizado para correr los modelos probabilísticos ha sido el AFMULTI (PAOLI et al; FICH – UNL, 1991), el cual realiza el ajuste con las siguientes distribuciones: Log Gauss de 2 parámetros, GEV (General Extremes Values), Gumbel, Pearson III, Log Pearson III, Exponencial y Wakeby.

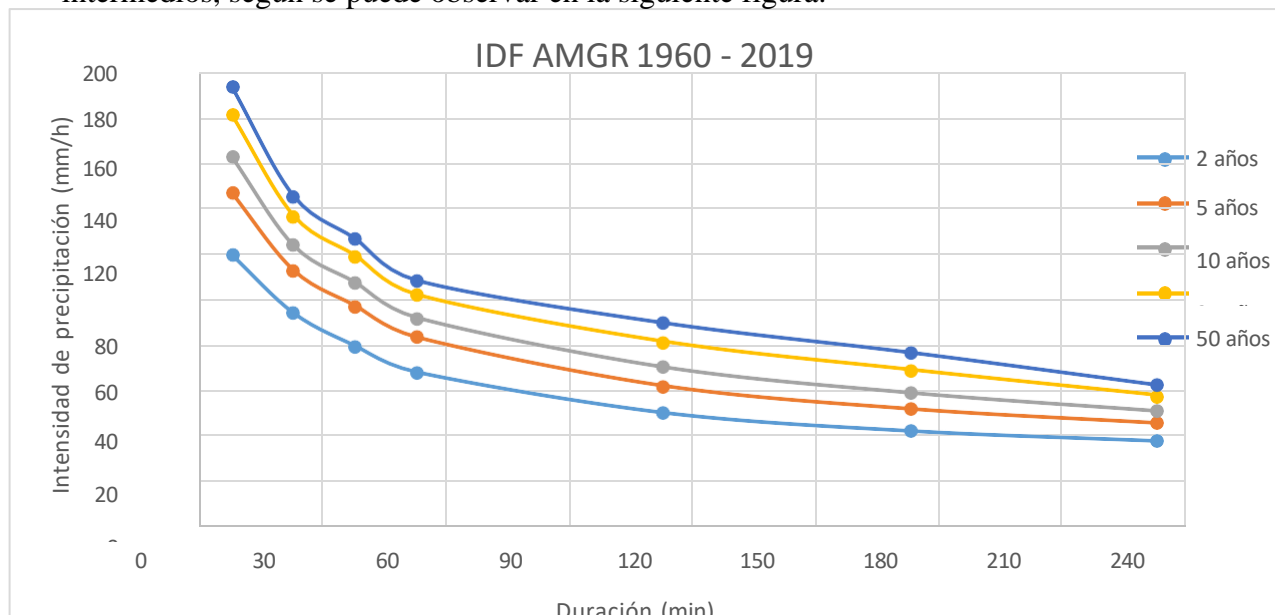
Para realizar el análisis de homogeneidad se ha optado por el uso de **test no paramétricos**, incluidos en el programa mencionado, ya que los mismos requieren para su aplicación la única condición de que las observaciones sean **independientes**. Los test no paramétricos seleccionados han sido los de Mann – Kendall y de Smirnov y con ellos se ha cotejado la hipótesis nula: no existe interferencia en los términos de la serie y por lo tanto, si esa hipótesis no resulta rechazada, los datos son homogéneos.

Para proceder a la elección de los modelos probabilísticos de mejor ajuste se aplicaron las **pruebas de bondad de ajuste** que proporcionan los test de χ^2 de Pearson y de Kolmogorov – Smirnov, como primer filtro en el análisis para decidir su aceptación o rechazo. Luego se han calculado los **errores cuadráticos medios** tanto de frecuencia (ECMF) como de variable (ECMV), confrontando cada distribución teórica con la experimental, criterio de decisión que resulta de utilidad cuando se trata de muestras cuya extensión no difiere mayormente de los tiempos de recurrencia para los cuales se determinarán los resultados: iguales o inferiores a los 25 años.

Los resultados obtenidos permiten representar las relaciones existentes entre **intensidad de precipitación (mm/hr) – duración (minutos) – tiempo de recurrencia del evento (años)**, para duraciones desde 15 hasta 240 minutos y recurrencias entre 2 y 50 años, apoyados en los registros procesados del período 1960 – 2019, según el cuadro que se presenta a continuación:

TR (años)	INTENSIDAD DE PRECIPITACION (mm/hr)						
	DURACION (minutos)						
	15	30	45	60	120	180	240
2	102,5	77,0	62,6	51,1	33,3	25,3	20,9
5	129,6	95,7	80,2	66,4	45,1	35,0	28,8
10	145,6	106,7	90,5	75,0	53,3	42,0	34,0
25	163,8	119,5	102,0	84,8	64,2	51,8	40,6
50	176,1	128,3	109,6	91,3	72,7	59,7	45,5

La representación gráfica de los valores tabulados permite interpretar la variación continua de las relaciones **ip (mm/hr) – d (minutos) – TR (años)** de modo que habilita a interpolar valores intermedios, según se puede observar en la siguiente figura:



Se ha realizado el ajuste analítico de los valores puntuales obtenidos para cada recurrencia, a un conjunto de funciones continuas que responden a la expresión:

$$I_p \text{ (mm/hr)} = A / (T_d + B)^C$$

Donde A, B y C son parámetros de ajuste de la función adoptada; y T_d = Duración del evento en minutos.

El ajuste para las distintas recurrencias y sus resultados se presentan en el cuadro siguiente:

TR (años)	Parámetros		
	A	B	C
2	2711,632	29,742	0,871
5	2725,371	29,434	0,820
10	2740,193	29,190	0,791
25	2760,347	28,989	0,755
50	2786,493	28,757	0,741

Consideraciones para su aplicación:

- Al ser la información de base proveniente de registros pluviográficos puntuales de distintas estaciones, su uso es primordialmente para las variaciones de intensidad con respecto a la duración del evento y a su probabilidad de ocurrencia.

- Las inferencias que puedan hacerse con respecto a la cobertura areal de las relaciones halladas, deberán tener en cuenta los procesos convectivos que en la región dan lugar a precipitaciones de corta duración y gran intensidad, en los cuales su cobertura en superficie suele ser reducida. La recomendación que surge de la experiencia de analizar en la región un

conjunto significativo de eventos críticos es la de tomar como límite superior de validez un orden de magnitud equivalente al área actualmente urbanizada en el Gran Resistencia.

- La extensión de las series utilizadas, 60 años, permite afirmar que los resultados de aplicar las relaciones propuestas serán confiables hasta un tiempo de recurrencia de 50 años.

- Se recomienda que este organismo informe a los Municipios del AMGR: **Barranqueras, Colonia Benítez, Fontana, Margarita Belén, Puerto Tirol, Puerto Vilelas y Resistencia**, sobre el alcance de este trabajo y que sus resultados se utilicen en los estudios y proyectos de diseño de medidas y obras de drenaje pluvial urbano, al igual que se propicie la ejecución de los Planes Directores de Drenaje Urbano, como pasos imprescindibles en el **servicio público** de desagües pluviales urbanos.

ANEXO II: Curvas IDF y Parámetros de la tormenta de diseño en Desagües Pluviales Urbanos en El Colorado, Formosa.

Introducción:

El análisis de lluvias intensas sobre el área de influencia de El Colorado, Formosa, se ha realizado con el objetivo de ofrecer una herramienta apropiada para el dimensionamiento de los sistemas de desagües pluviales de las áreas urbanizadas o destinadas a ocupación futura, de acuerdo a las pautas que establezca un Plan Director de Desarrollo Urbano.

En este trabajo se presenta el estudio estadístico de la **intensidad de precipitación** tomada para diferentes duraciones y tiempos de recurrencia, ya que representa la variable principal para una correcta determinación del **caudal de diseño** de las diferentes estructuras que deben conformar el sistema de desagües pluviales.

Información básica utilizada:

Las series de datos de intensidad de precipitación se han conformado a partir de información pluviográfica obtenida de la estación meteorológica INTA – El Colorado, Formosa, con datos que abarcan el período 1993 – 2000.

Conformación de las series pluviográficas:

Se han tomado duraciones de 15, 30, 45, 60, 90, 120 y 180 minutos porque las mismas permiten cubrir la totalidad de los **Tiempos de Retardo** de las subcuencas urbanas posibles de delimitar para un adecuado manejo del agua pluvial dentro del el área de influencia de El Colorado, Formosa.

Análisis estadístico:

El estudio estadístico de las series conformadas se realizó a partir de un conjunto de funciones teóricas de distribución de probabilidades comúnmente utilizadas en Hidrología, una vez que las mismas fueron ordenadas por magnitud en forma decreciente determinando la **frecuencia experimental** para permitir su posterior comparación con la probabilidad teórica, aplicando la expresión propuesta por HAZEN.

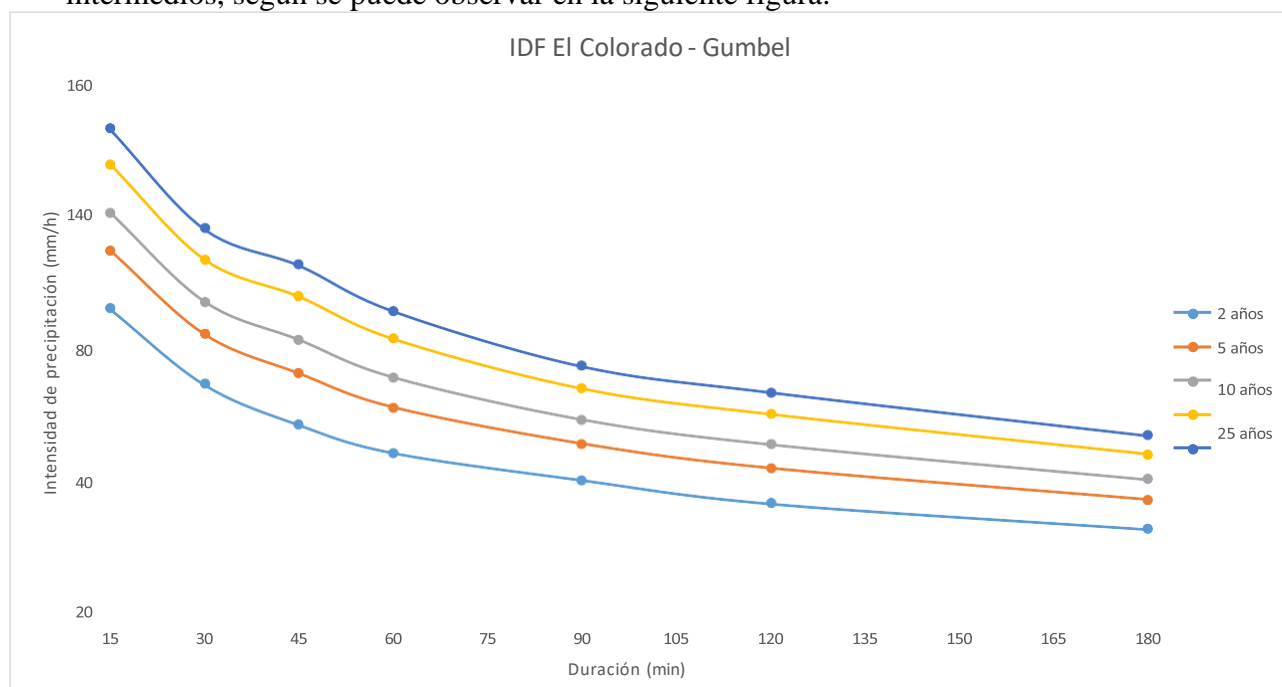
El programa utilizado para correr los modelos probabilísticos ha sido el AFMULTI (PAOLI et al; FICH – UNL, 1991), el cual realiza el ajuste con las siguientes distribuciones: Log Gauss de 2 parámetros, GEV (General Extremes Values), Gumbel, Pearson III, Log Pearson III, Exponencial y Wakeby.

Para realizar el análisis de homogeneidad se ha optado por el uso de **test no paramétricos**, y para proceder a la elección de los modelos probabilísticos de mejor ajuste se aplicaron las **pruebas de bondad de ajuste**. Luego se han calculado los **errores cuadráticos medios** tanto de frecuencia (ECMF) como de variable (ECMV), confrontando cada distribución teórica con la experimental.

Los resultados obtenidos permiten representar las relaciones existentes entre **intensidad de precipitación (mm/hr) – duración (minutos) – tiempo de recurrencia del evento (años)**, para duraciones desde 15 hasta 180 minutos y recurrencias entre 2 y 50 años, apoyados en los registros procesados del período 1993 – 2000, utilizando la distribución de probabilidades de Gumbel, según el cuadro que se presenta a continuación:

TR (años)	INTENSIDAD DE PRECIPITACION (mm/hr)						
	DURACION (minutos)						
	15	30	45	60	90	120	180
2	93,3	69,4	57,3	48,8	40,5	33,4	25,6
5	109,7	84,4	72,7	62,5	51,5	44,2	34,7
10	121,2	94,4	82,9	71,6	58,8	51,3	40,7
25	135,8	107,0	95,8	83,1	68,1	60,3	48,3
50	146,6	116,3	105,4	91,6	74,9	67,0	54,0

La representación gráfica de los valores tabulados permite interpretar la variación continua de las relaciones **ip (mm/hr) – d (minutos) – TR (años)** de modo que habilita a interpolar valores intermedios, según se puede observar en la siguiente figura:



Se ha realizado el ajuste analítico de los valores puntuales obtenidos para cada recurrencia, a un conjunto de funciones continuas que responden a la expresión:

$$I_p \text{ (mm/hr)} = A / (T_d + B)^C$$

Donde A, B y C son parámetros de ajuste de la función adoptada; y T_d = Duración del evento en minutos.

El ajuste para las distintas recurrencias y sus resultados se presentan en el cuadro siguiente:

TR (años)	Parámetros		
	A	B	C
2	741,00	9,70	0,64
5	1248,33	17,57	0,69
10	845,24	10,60	0,58
25	967,00	14,68	0,57
50	1332,00	23,50	0,60

Consideraciones para su aplicación:

- Al ser la información de base proveniente de registro pluviográfico puntual, su uso es primordialmente para las variaciones de intensidad con respecto a la duración del evento y a su probabilidad de ocurrencia.

- Las inferencias que puedan hacerse con respecto a la cobertura areal de las relaciones halladas, deberán tener en cuenta los procesos convectivos que en la región dan lugar a precipitaciones de corta duración y gran intensidad, en los cuales su cobertura en superficie suele ser reducida.

- La extensión de las series utilizadas, 9 años, indica que los resultados deben tomarse como indicativos, orientativos, ya que por su corta duración los mismos pueden sufrir variaciones importantes con el aumento de la longitud de registro. En general no debieran tomarse longitudes tan cortas para análisis estadístico.

- Si bien el área de cobertura de las IDF es válida para la localidad de El Colorado, la similitud del régimen pluviométrico y los valores de precipitación media anual, hacen factible su utilización para los municipios involucrados en esas condiciones: General San Martín, Presidencia Roca y Colonias Unidas.

- Se recomienda que este organismo informe a los Municipios de influencia de El Colorado: **General San Martín, Presidencia Roca y Colonias Unidas**, sobre el alcance de este trabajo y que sus resultados se utilicen en los estudios y proyectos de diseño de medidas y obras de drenaje pluvial urbano, al igual que se propicie la ejecución de los Planes Directores de Drenaje Urbano, como pasos imprescindibles en el **servicio público** de desagües pluviales urbanos.

ANEXO III: Curvas IDF y Parámetros de la tormenta de diseño en Desagües Pluviales Urbanos en Presidencia Roque Sáenz Peña.

Introducción:

El análisis de lluvias intensas sobre el área de influencia de Presidencia Roque Sáenz Peña, se ha realizado con el objetivo de ofrecer una herramienta apropiada para el dimensionamiento de los sistemas de desagües pluviales de las áreas urbanizadas o destinadas a ocupación futura, de acuerdo a las pautas que establezca un Plan Director de Desarrollo Urbano.

En este trabajo elaborado por el Ing. Miguel Valiente, se presenta el estudio estadístico de la **intensidad de precipitación** tomada para diferentes duraciones y tiempos de recurrencia, ya que representa la variable principal para una correcta determinación del **caudal de diseño** de las diferentes estructuras que deben conformar el sistema de desagües pluviales.

Información básica utilizada:

Las series de datos de intensidad de precipitación se han conformado a partir de información pluviográfica obtenida de la estación meteorológica INTA – Presidencia Roque Sáenz Peña, con datos que abarcan el período 1978 – 2008.

Conformación de las series pluviográficas:

Con esta información, se obtuvieron los montos precipitados por tormenta cada 15 minutos de manera de conformar las relaciones intensidad de precipitación máximas y duración para los intervalos de 15, 30, 45, 60, 90, 120 y 180 minutos, suponiendo que las mismas permiten cubrir la totalidad de los tiempos de retardo presumibles de las subcuencas urbanas posibles de delimitar para un adecuado manejo y control del agua pluvial.

Análisis estadístico:

El cálculo de las relaciones $I - D - F$ requirió un primer estudio estadístico de la variable intensidad de precipitación para cada duración y tiempo de recurrencia, para lo cual fue necesario la contabilización de la totalidad de las tormentas importantes en la ciudad de Presidencia Roque Sáenz Peña en estos 31 años de registro. Una vez obtenidos los valores de intensidad de precipitación para cada una de las duraciones citadas y para cada tormenta, se procedió a conformar las series con los máximos anuales de estos valores para cada duración.

El programa utilizado para correr los modelos probabilísticos ha sido el AFMULTI, el cual realiza el ajuste de las series, con las distribuciones probabilísticas de mayor uso en Hidrología.

Para proceder a la elección de los modelos probabilísticos de mejor ajuste se aplicaron las pruebas de bondad de ajuste que proporcionan los test de χ^2 de Pearson y de Kolmogoroff – Smirnov, como primer filtro en el análisis. Luego, se calcularon los errores cuadráticos medios tanto de frecuencia (ECMF) como de variable (ECMV), confrontando cada distribución teórica con la experimental.

Los resultados hallados permiten representar las relaciones existentes entre intensidad de precipitación (mm/h) – duración (minutos) – tiempo de recurrencia del evento (años), para duraciones desde 15 hasta 180 minutos y recurrencias entre 2 y 50 años, apoyados en los registros procesados u obtenidos del período 1978 – 2008.

Resultados obtenidos:

El resultado final del estudio estadístico queda plasmado en el siguiente cuadro resumen en donde puede apreciarse los valores de la intensidad de precipitación en mm/h, calculados para los TR de 2, 5, 10, 25 y 50 años para las duraciones de 15, 30, 45, 60, 90, 120 y 180 minutos, como así también la distribución de probabilidad de mejor ajuste para cada duración:

TR	INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN (mm/hs)						
	Duraciones:						
	15 min.	30 min.	45 min.	60 min.	90 min.	120 min.	180 min.
2 años	87.6	68.6	56.5	48.2	37.0	29.9	21.4
5 años	109.5	86.5	71.9	62.2	48.3	40.0	29.5
10 años	121.7	96.8	81.3	70.9	55.0	45.9	34.2
25 años	134.7	108.1	92.2	81.3	62.8	52.5	39.7
50 años	143.0	115.6	99.6	88.6	68.1	56.9	43.4
Distribución de probabilidad de mejor ajuste	GEV	GEV	GEV	GEV	GEV	GEV	GEV

Se ha realizado el ajuste analítico de los valores puntuales obtenidos para cada recurrencia, a un conjunto de funciones continuas que responden a la expresión:

$$I_p \text{ (mm/hr)} = A / (T_d + B)^C$$

Donde A, B y C son parámetros de ajuste de la función adoptada; y T_d = Duración del evento en minutos.

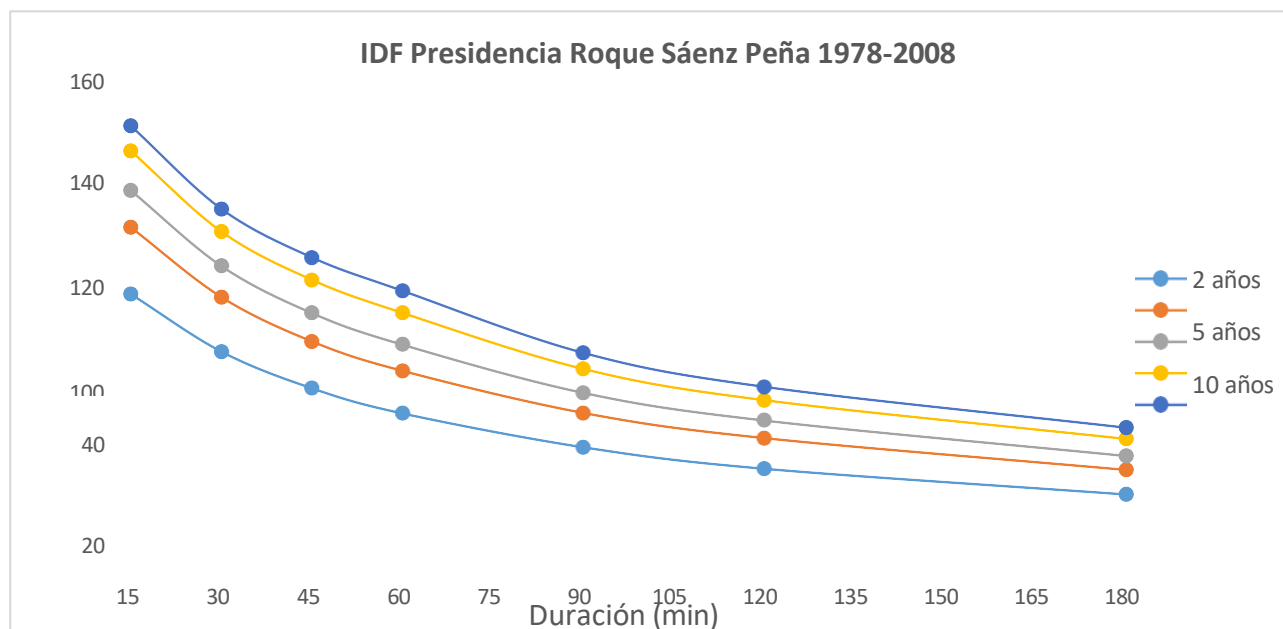
La representación gráfica de los valores tabulados permite interpretar la variación continua de las relaciones **I_p (mm/hr) – d (minutos) – TR (años)** de modo que habilita a interpolar valores intermedios, según se puede observar en la siguiente figura:

El ajuste para las distintas recurrencias y sus resultados se presentan en el cuadro siguiente:

TR (años)	Parámetros		
	A	B	C
2	2693,83	29,83	0,898
5	2711,06	30,03	0,842
10	2599,91	29,90	0,805
25	2036,66	29,02	0,721
50	1805,00	28,01	0,677

Con la obtención de los coeficientes A, B y C fue posible, construir en forma conjunta y en un par de ejes cartesianos, la gráfica de cada una de las relaciones entre la intensidad, la duración y la frecuencia. En el mismo gráfico se han dispuesto los pares de valores intensidad – duración para cada una de las frecuencias analizadas de manera de facilitar la visualización en la bondad del

ajuste de las curvas obtenidas con los valores datos. Se optó por la utilización de un gráfico en escala decimal, tanto para el eje de las abscisas (duración), como para el de las ordenadas (intensidad de precipitación), el cual puede ser observado a continuación:



Consideraciones para su aplicación

- La extensión de las series utilizadas – 31 años – permite afirmar que los resultados de aplicar las relaciones propuestas serán confiables hasta un tiempo de recurrencia de 25 años, recomendando a los futuros usuarios que la relación obtenida para un tiempo de recurrencia de 50 años deberá contrastarse regionalmente con otros registros, al exceder significativamente la muestra original.

- Los registros que conforman la serie base cubren hasta el año 2008 inclusive, por lo que se recomienda que en la medida que se disponga de información actualizada con nuevos eventos críticos, la misma sea incorporada para analizar la sensibilidad que puede tener sobre las condiciones hasta ahora estudiadas.

- Al ser la información de base proveniente de registro pluviográfico puntual, su uso es primordialmente para las variaciones de intensidad con respecto a la duración del evento y a su probabilidad de ocurrencia.

- Las inferencias que puedan hacerse con respecto a la cobertura areal de las relaciones halladas, deberán tener en cuenta los procesos convectivos que en la región dan lugar a precipitaciones de corta duración y gran intensidad, en los cuales su cobertura en superficie suele ser reducida.

- Si bien el área de cobertura de las IDF es válida para la localidad de Presidencia Roque Sáenz Peña, la similitud del régimen pluviométrico y los valores de precipitación media anual, hacen factible su utilización para los municipios involucrados en esas condiciones, con las advertencias del caso: Pampa del Indio, Tres Isletas, Avia Terai, Campo Largo, Corzuela, Las Breñas, Charata, General Pinedo, La Tigra, La Clotilde, San Bernardo y Coronel Du Graty, todas estaciones pluviométricas encerradas entre las isohietas medias anuales 900 – 1000 mm.

Se recomienda que este organismo informe a los Municipios de influencia de **Presidencia Roque Sáenz Peña: Pampa del Indio, Tres Isletas, Avia Terai, Campo Largo, Corzuela, Las Breñas, Charata, General Pinedo, La Tigra, La Clotilde, San Bernardo y Coronel Du Graty**, sobre el alcance de este trabajo y que sus resultados se utilicen en los estudios y proyectos de diseño de medidas y obras de drenaje pluvial urbano, al igual que se propicie la ejecución de los Planes Directores de Drenaje Urbano, como pasos imprescindibles en el **servicio público** de desagües pluviales urbanos.

ANEXO IV: Series para análisis estadístico de intensidades de precipitación en las estaciones pluviométricas: AMGR, El Colorado y Presidencia Roque Sáenz Peña.

Gran Resistencia

Fecha	Intensidad (mm/h)						
	15	30	45	60	120	180	240
1960	153,2	120,0	97,9	69,3	37,4	27,3	21,7
1961	110,4	73,0	65,2	40,1	25,0	20,0	15,5
1962	82,4	74,0	57,1				
1963	76,0	53,0	43,1				
1964	152,0	88,0	61,3				
1965	114,0	77,0	59,3				
1966	80,0	52,0	45,3				
1967	132,0	96,0	87,7				
1968	74,0	54,4	40,0				
1969	132,0	98,4	80,3	69,3			
1970	93,6	48,6	36,5	40,1			
1971	90,0	60,0	44,7	37,1			
1972	142,4	103,0	84,8	90,0	51,4	41,2	36,5
1973	96,0	83,0	60,0	45,0	28,4	24,2	21,3
1974	70,0	48,0	37,7	28,5	23,8	16,5	12,6
1975	72,0	64,0	53,3	43,2	35,8	27,3	22,7
1976	109,2	72,0	61,3	46,0	27,3	19,5	14,7
1977	104,0	80,0	53,3	40,0	25,4	18,7	15,0
1978	86,0	66,0	55,3	45,7	27,9	20,6	16,6
1979	70,0	78,0	62,7	50,9	37,8	32,8	26,1
1980	60,0	64,0	66,0	57,7	32,3	24,7	18,7
1981	120,0	80,0	76,7	60,0	38,8	28,2	22,5
1982	90,8	82,0	83,6	70,0	49,3	41,4	36,4
1983	112,0	59,0	39,3	40,0	35,1	25,9	20,6
1984	82,8	72,0	53,9	42,1	28,3	24,3	20,8
1985				50,0	46,0	39,3	30,8
1986				63,0	46,5	38,7	34,5
1987				40,0	32,0	28,0	22,3
1988				57,7	39,8	26,7	20,1
1989				32,0	21,7	18,3	16,3
1990				69,2	40,0	33,2	27,0
1991				55,5	39,0	30,8	25,0
1992				41,0	33,5	29,0	24,8
1993				63,0	37,2	26,1	20,8
1994				50,0	34,0	24,7	19,8
1995	120,0	100,0	80,0	67,5	68,8	56,8	43,5
1996	112,0	96,0	90,7	88,0	54,6	38,9	29,8
1997	120,0	100,0	93,3	90,0	69,0	53,3	42,5
1998	74,0	72,0	64,7	60,0	39,8	29,3	23,8
1999	64,0	41,0	31,7	27,0	18,4	14,4	11,8
2000	88,0	78,0	69,6	60,2	40,2	29,8	22,9
2001	120,0	80,0	66,7	58,6	36,5	26,1	20,3
2002	120,0	82,0	66,0	55,5	34,9	25,2	19,8

2003	160,0	116,0	87,3	72,5	44,0	31,8	24,8
2004	120,0	80,0	66,7	56,3	34,4	24,7	19,2
2005	120,0	80,0	61,3	50,0	30,5	21,8	17,1
2006	154,0	103,2	70,1	48,4	33,9	25,4	20,3
2007	142,4	95,4	64,9	44,8	31,3	23,5	18,8
2008	78,8	52,8	35,9	24,8	17,3	13,0	10,4
2009	157,6	131,6	109,3	92,0	60,2	53,3	44,6
2010	82,4	66,4	59,2	51,4	28,7	27,7	23,0
2011				44,8	28,3	18,8	14,2
2012				50,5	31,4	20,9	15,7
2013				50,3	27,1	19,8	17,6
2014				24,2	19,6	15,1	12,9
2015				31,6	20,1	15,9	13,0
2016	72,8	71,2	48,8	36,6	29,4	20,1	15,4
2017				13,4	11,4	8,2	6,2
2018				50,8	33,0	24,3	20,0
2019	122,4	112,0	94,7	82,4	81,4	63,1	47,7

El Colorado

Año Hidrológico	Intensidad de la Precipitación mm/hs						
	Duraciones						
	15 min	30 min	45 min	60 min	90 min	120 min	180 min
1993 - 1994	120	80	66,7	53	39,1	32	22,3
1994 - 1995	122,4	102	95,2	84,6	70	61,2	49
1995 - 1996	69,5	54,3	47,8	44,5	42,7	39,1	30,8
1996 - 1997	97,1	80	59,2	46,1	39	29,2	19,5
1997 - 1998	82,1	61,6	48,9	41,1	38,9	33,3	24,9
1998 - 1999	83,9	72,4	59,5	51,1	34,1	26	20,2
1999 - 2000	94	55	43,5	38,8	34,2	27	24,5

Presidencia Roque Sáenz Peña

Año	Intensidad de precipitación (mm/h)						
	Duración (min)						
	15	30	45	60	90	120	180
1978	70,2	62,9	52,2	48,1	38,8	36,4	13,3
1979	116,6	78,0	64,9	58,4	46,9	38,9	30,3
1980	79,1	56,5	47,5	40,1	32,4	25,2	17,6
1981	83,2	81,9	63,7	49,9	34,1	25,6	18,6
1982	91,2	75,5	65,1	56,3	42,6	41,9	30,9
1983	69,9	65,6	49,6	39,9	29,3	24,2	23,3
1984	114,3	95,3	84,0	76,2	56,8	17,3	11,8
1985	44,1	40,7	36,5	30,8	20,8	15,6	10,5
1986	72,7	52,2	35,0	30,2	21,2	16,1	8,6
1987	81,8	54,3	50,0	41,8	29,0	23,9	12,5
1988	61,6	42,9	35,2	27,0	20,3	16,4	13,6
1989	70,8	54,2	42,9	39,6	33,5	25,7	22,1
1990	95,0	81,4	77,6	75,2	60,0	46,3	31,9
1991	117,9	96,5	77,0	67,6	58,0	52,2	40,2
1992	106,8	69,2	54,6	46,3	35,4	29,8	22,3
1993	95,3	69,5	53,9	45,0	32,0	24,1	21,6

1994	64,1	51,0	42,0	38,1	34,9	30,8	24,5
1995	75,4	60,4	49,0	39,6	27,4	16,8	12,5
1996	107,6	73,8	54,8	45,9	33,4	28,7	20,0
1997	110,6	76,0	67,1	54,3	39,2	29,4	19,6
1998	79,7	68,0	57,2	48,8	39,9	35,9	30,4
1999	56,3	36,9	34,3	28,3	20,4	16,0	13,2
2000	75,7	59,1	49,4	40,2	29,3	22,4	13,4
2001	55,2	50,2	45,9	40,1	32,6	28,5	22,9
2002	105,0	75,6	65,1	62,0	49,0	39,7	31,4
2003	96,0	78,8	69,3	57,1	39,6	30,0	20,0
2004	84,0	64,0	56,0	52,0	49,6	39,0	33,4
2005	140,0	105,0	72,7	58,5	41,5	34,1	24,0
2006	100,0	100,0	80,0	65,5	47,3	40,0	28,2
2007	120,0	100,0	93,3	80,0	56,7	47,8	34,2
2008	120,0	100,0	85,6	74,2	58,1	49,1	36,9

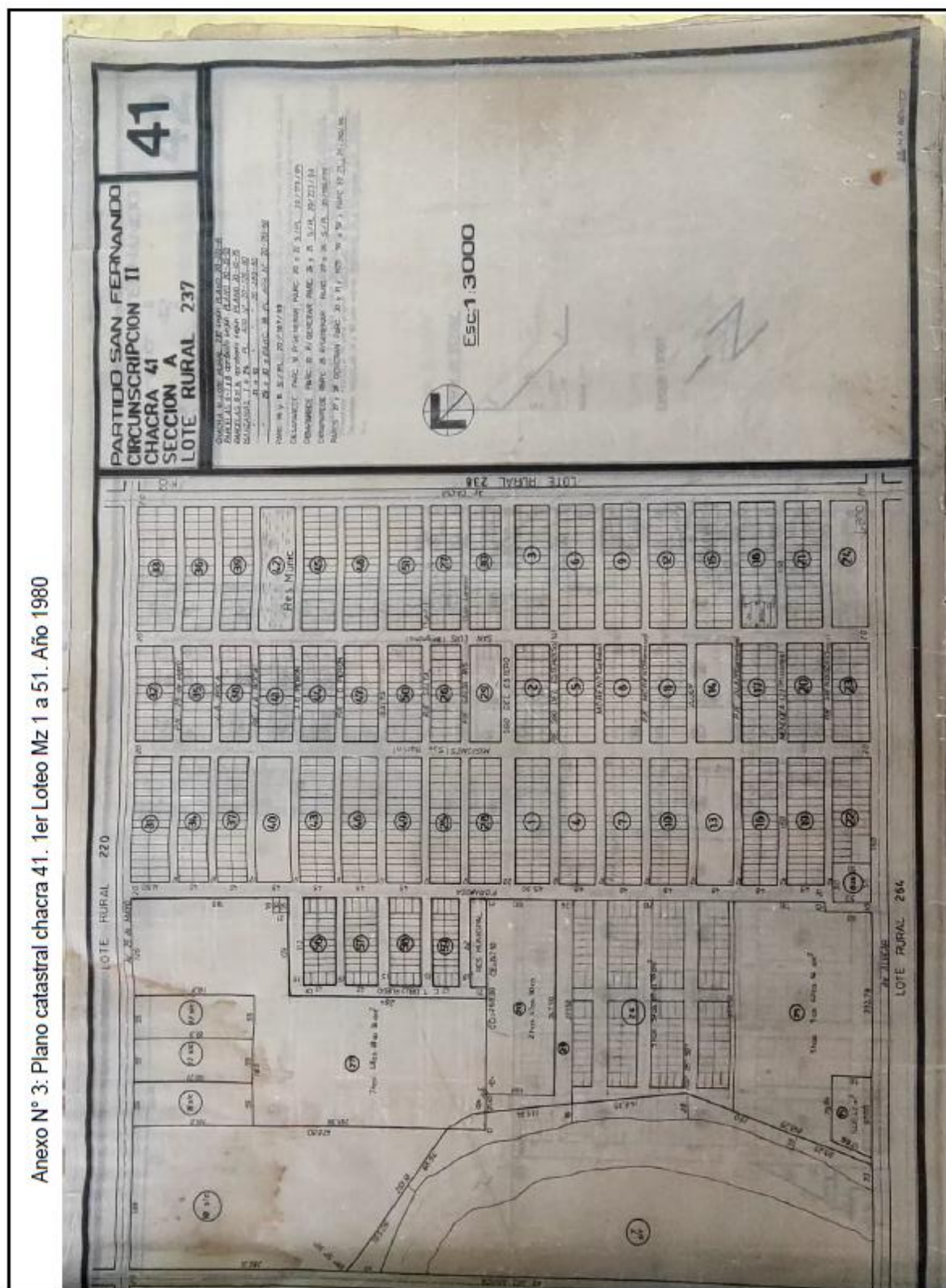
Anexo 2: Tabla de precipitaciones

LOCALIDAD: RESISTENCIA								LATITUD: 27° 26' 23"					
CUENCA: 6-Negro -Salado								LONGITUD: 59° 0' 0'					
DEPARTAMENTO: San Fernando								ALTITUD: 51 msnm					
Año	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Total
1954/1955	17	265	29	142	39	155	260	143	73	59	18	10	1210
1955/1956	18	88	115	154	330	208	185	151	5	28	134	49	1465
1956/1957	21	222	38	87	171	36	44	238	80	55	10	42	1044
1957/1958	130	245	35	222	147	156	111	159	116	11	42	19	1393
1958/1959	47	19	375	340	197	201	96	182	139	61	24	31	1712
1959/1960	90	230	92	124	71	67	81	151	14	77	51	79	1127
1960/1961	52	339	91	116	200	214	356	100	94	43	17	39	1661
1961/1962	19	174	336	69	208	40	208	233	99	0	29	19	1434
1962/1963	25	82	113	53	193	113	64	146	78	20	42	6	935
1963/1964	180	79	109	142	116	138	178	206	20	30	31	21	1250
1964/1965	78	61	106	201	96	182	8	247	86	54	35	71	1225
1965/1966	79	233	221	273	385	168	209	163	63	7	30	18	1849
1966/1967	43	103	135	147	184	174	187	31	29	17	52	57	1159
1967/1968	45	107	109	7	159	96	33	36	45	73	69	141	920
1968/1969	61	135	146	140	231	125	49	85	140	6	26	21	1165
1969/1970	67	109	140	14	124	216	98	43	65	49	40	62	1027
1970/1971	294	159	113	77	174	101	195	90	102	8	62	90	1465
1971/1972	25	51	40	101	117	78	224	193	97	106	46	63	1141
1972/1973	29	148	243	147	442	144	257	198	154	103	108	85	2058
1973/1974	38	137	107	266	122	199	70	85	164	23	67	53	1331
1974/1975	28	38	47	146	44	159	377	182	60	75	35	110	1301
1975/1976	90	71	203	129	273	104	223	65	30	16	30	18	1250
1976/1977	70	132	96	148	246	107	117	79	159	21	51	58	1283
1977/1978	12	87	206	220	149	130	48	57	106	70	85	7	1176
1978/1979	49	150	200	152	50	69	154	81	7	9	99	63	1082
1979/1980	57	135	105	242	92	79	166	115	118	90	10	59	1268
1980/1981	60	154	237	95	144	233	198	108	129	76	45	20	1498
1981/1982	23	107	171	57	83	135	72	98	95	267	22	117	1247
1982/1983	168	30	413	140	297	143	159	422	202	8	108	2	2092
1983/1984	0	71	81	45	250	179	284	142	178	111	8	11	1360
1984/1985	81	132	145	51	73	277	236	372	109	57	66	67	1666
1985/1986	109	51	20	84	73	122	485	512	124	146	46	30	1802
1986/1987	177	180	244	95	121	279	28	42	75	48	132	40	1461
1987/1988	0	40	193	45	259	73	195	116	8	46	2	38	1015
1988/1989	67	79	112	85	72	102	281	320	6	63	102	144	1433
1989/1990	141	80	119	174	102	200	113	557	50	73	11	45	1665
1990/1991	68	341	94	272	59	71	7	150	252	49	26	12	1401
1991/1992	63	80	183	207	85	110	89	191	42	104	40	46	1240
1992/1993	45	221	129	254	176	23	184	69	36	55	21	10	1223

1993/1994	53	119	219	64	196	180	387	95	130	76	46	51	1616
1994/1995	4	181	245	81	283	444	338	75	84	3	27	48	1813
1995/1996	39	51	72	71	229	277	197	479	13	2	0	41	1471
1996/1997	119	257	177	409	122	451	28	87	112	34	33	54	1883
1997/1998	31	200	245	180	222	340	187	356	27	57	7	30	1882
1998/1999	37	64	116	146	94	122	215	113	76	35	26	0	1044
1999/2000	12	61	81	51	174	226	91	117	76	26	6	52	973
2000/2001	28	196	135	239	136	51	111	129	2	162	18	57	1264
2001/2002	58	118	173	19	231	79	388	294	78	44	70	37	1589
2002/2003	59	96	161	229	59	104	82	99	2	11	3	48	953
2003/2004	20	125	152	225	37	43	83	120	0	53	18	12	888
2004/2005	131	175	204	115	70	34	111	297	85	83	2	13	1320
2005/2006	55	78	123	50	121	36	149	116	21	70	1	12	832
2006/2007	55	152	62	147	132	75	191	123	10	8	3	17	975
2007/2008	134	199	60	112	43	65	39	36	15	80	3	31	816
2008/2009	80	191	60	81	136	146	34	48	53	4	51	16	899
2009/2010	19	33	540	88	204	138	98	53	222	5	41	33	1474
2010/2011	82	43	29	135	97	133	33	143	25	32	36	2	790
2011/2012	55	133	273	52	68	57	69	120	45	29	10	79	990
2012/2013	16	187	137	114	126	103	230	147	64	96	31	13	1264
2013/2014	31	114	207	61	173	109	350	100	72	46	54	0	1316
2014/2015	74	46	132	156	78	234	75	61	139	186	6	52	1239
2015/2016	0	121	182	302	146	134	117	208	8	218	32	69	1537
2016/2017	9	210	112	172	104	101	262	469	176	51	3	63	1732
2017/2018	51	86	60	37	403	15	183	31	252	22	12	15	1167
2018/2019	61	105	237	195	452	138	166	223	204	9	47	81	1918
2019/2020	3	121	148	116	207	154	41	46	39	24	15	8	922
2020/2021	1	75	141	35	167	39	136	109	21	109	1	3	837
2021/2022	97	85	227	23	12	22	226	158	49	44	8	29	980
	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	
Max	294	341	540	409	452	451	485	557	252	267	134	144	2092
Media	60	129	153	135	160	139	161	162	82	56	37	42	1315
Min	0	19	20	7	12	15	7	31	0	0	0	0	790

Anexo 3: Plano catastral chacra 41

Anexo N° 3: Plano catastral chacra 41. 1er Loteo Mz 1 a 51. Año 1980



FOTOGRAFÍA AÉREA 1962

Anexo 4: Fotografía área 1962, delimitada según área de aporte.



1:10.000

IMAGEN GOOGLE EARTH PRO - NOVIEMBRE DE 2002

Anexo 5: Imagen satelital de Google Earth Pro, noviembre de 2002, delimitada según área de aporte.









1:10.000

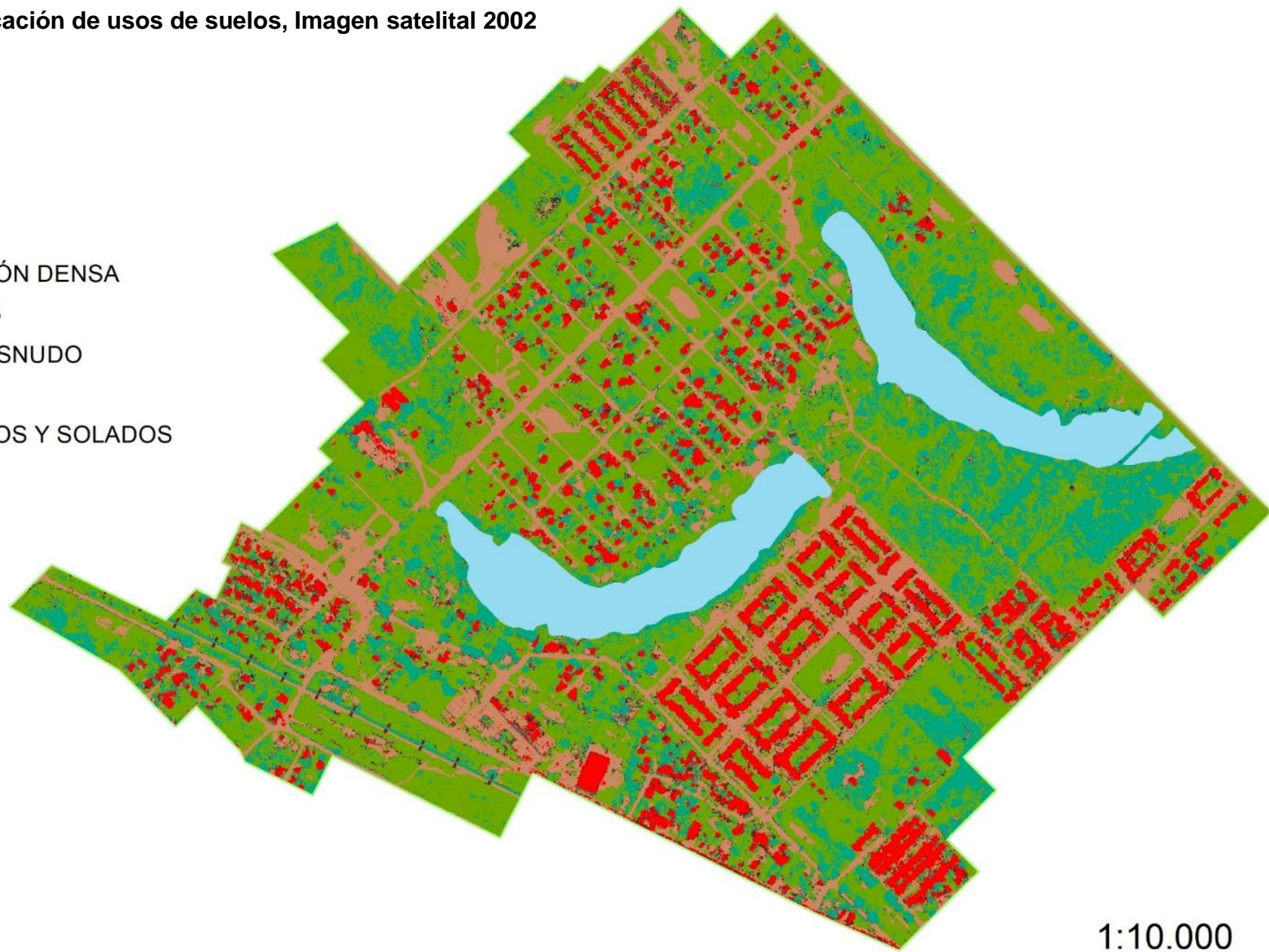
USOS DEL SUELOS: NOVIEMBRE DE 2002 - IMAGEN GOOGLE EARTH PRO

N Anexo 6: Clasificación de usos de suelos, Imagen satelital 2002



COBERTURAS

-  1 VEGETACIÓN DENSA
-  2 PASTURAS
-  3 SUELO DESNUDO
-  4 TECHOS
-  5 PAVIMENTOS Y SOLADOS
-  6 LAGUNA



1:10.000

IMAGEN AÉREA UTN - JULIO 2011

N Anexo 7: Imagen aérea 2011, delimitada según área de aporte.









1:10.000

USOS DEL SUELOS: JULIO 2011 - IMAGEN AÉREA UTN



Anexo 8: Clasificación de usos de suelos, Imagen aérea 2011.

Coberturas

- | | | |
|---|---|----------------------|
|  | 1 | VEGETACIÓN DENSA |
|  | 2 | PASTURAS |
|  | 3 | SUELO DESNUDO |
|  | 4 | TECHOS |
|  | 5 | PAVIMENTOS Y SOLADOS |
|  | 6 | LAGUNA |



1:10.000

IMAGEN VANT, IGN - JULIO 2021



Anexo 9: Imagen VANT 2021, delimitada según área de aporte.









1:10.000

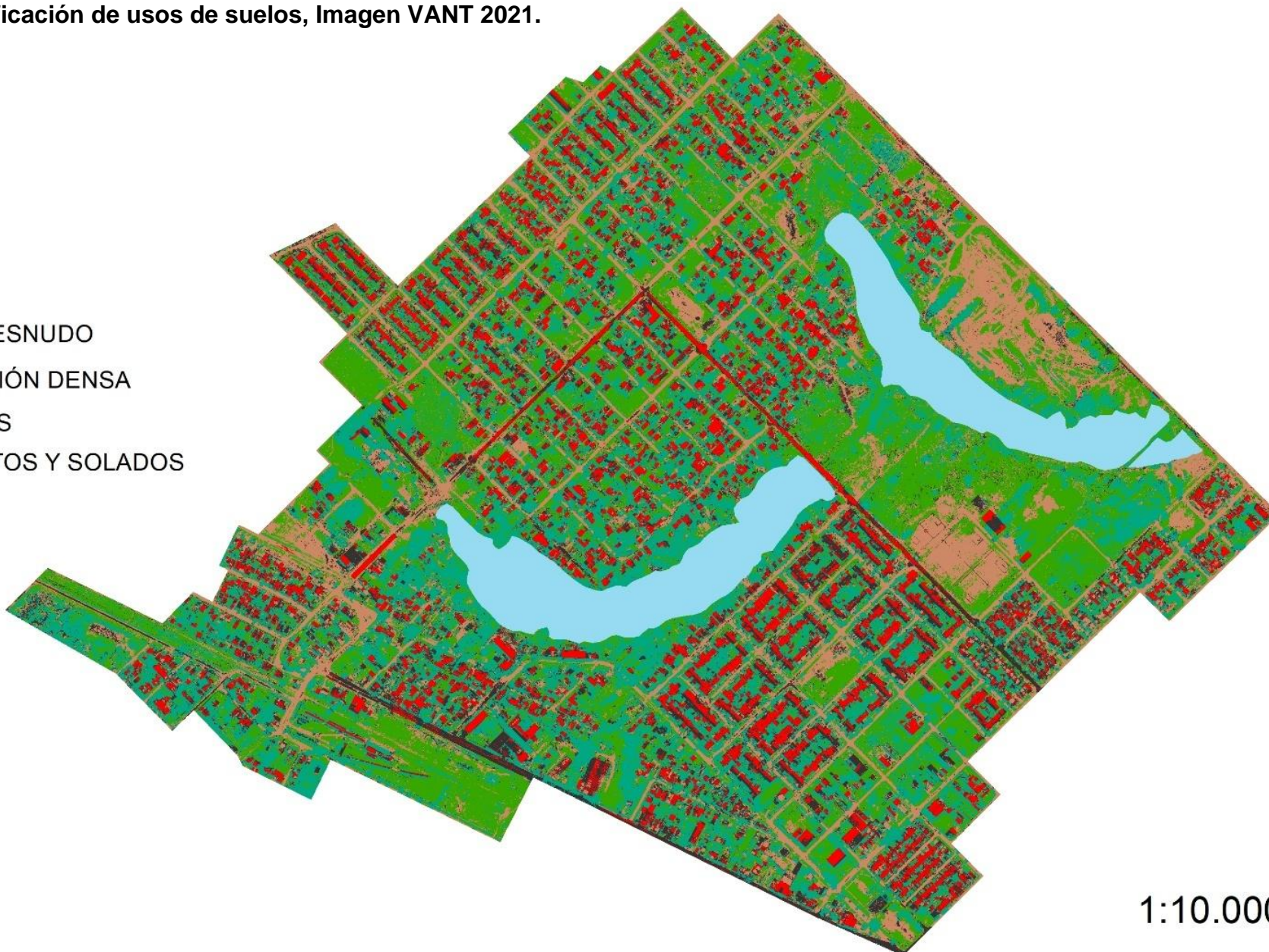
USOS DELSUELO: JULIO 2021 - IMAGEN VANT, IGN



Anexo 10: Clasificación de usos de suelos, Imagen VANT 2021.

COBERTURA

- | | | |
|---|---|----------------------|
|  | 4 | TECHOS |
|  | 3 | SUELO DESNUDO |
|  | 1 | VEGETACIÓN DENSA |
|  | 2 | PASTURAS |
|  | 5 | PAVIMENTOS Y SOLADOS |
|  | 6 | LAGUNA |



1:10.000

USOS DEL SUELO: 1962

Anexo 11: Clasificación de usos de suelos, Imagen 1962.



SUP. IMPERMEABLES

Calles

— Calles

■ Construcciones



1:10.000

Anexo 12: Calibración del modelo hidrológico con datos de precipitación de noviembre 2009, Imágenes de resultado HEC-HMS.

Corrida 1:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 40min
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 28min
CN (PONDERADO): 80 la 12,7mm

Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3

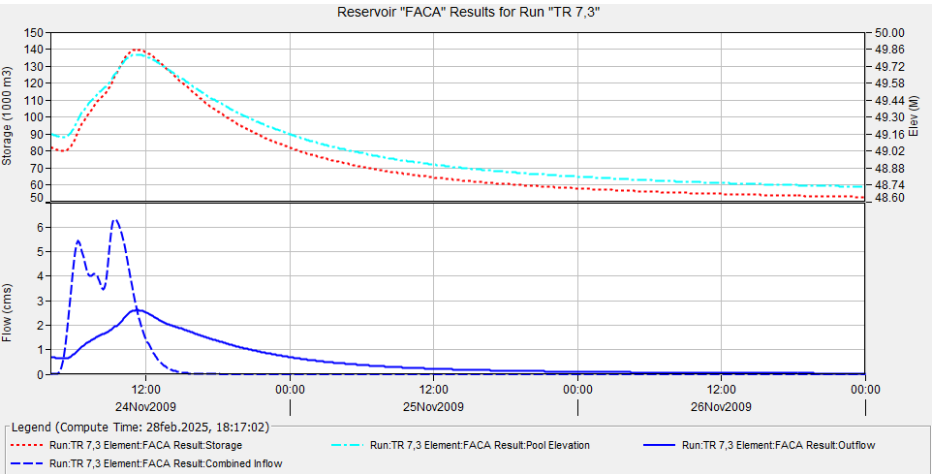
Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3

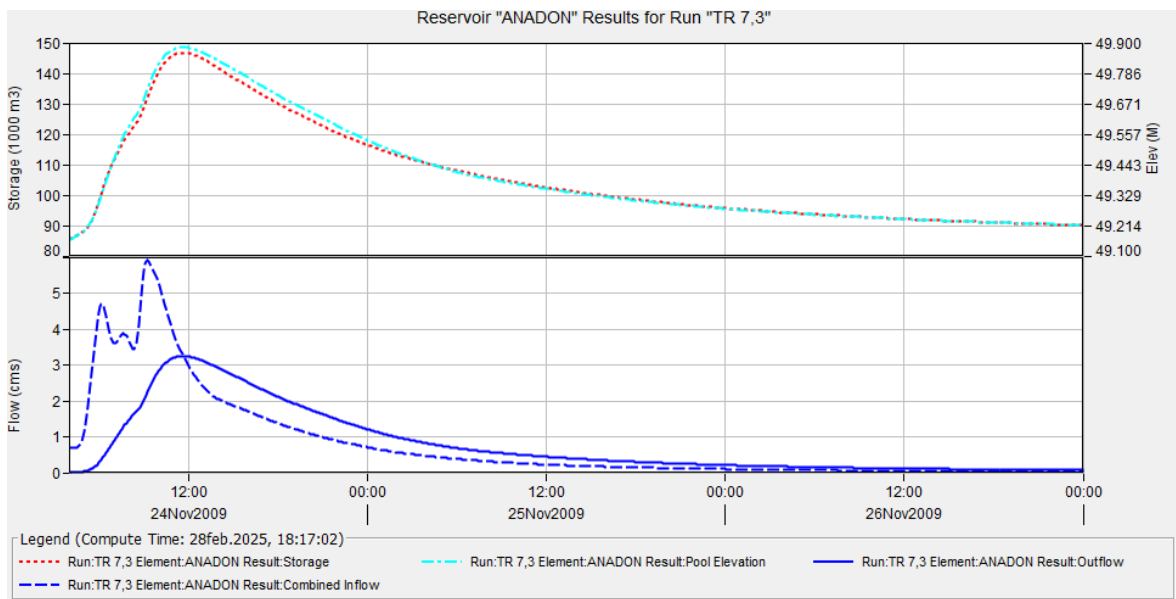
Compute Time:28feb.2025, 18:17:02 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	6,3	24 November 200...	106,4
FACA	1,2	2,6	24 November 200...	135,7
canal 1	1,2	2,6	24 November 200...	136,1
Subcuenca Anadon	0,7	4,1	24 November 200...	62,4
ANADON	1,8	3,2	24 November 200...	193,9
Salida	1,8	3,2	24 November 200...	193,9



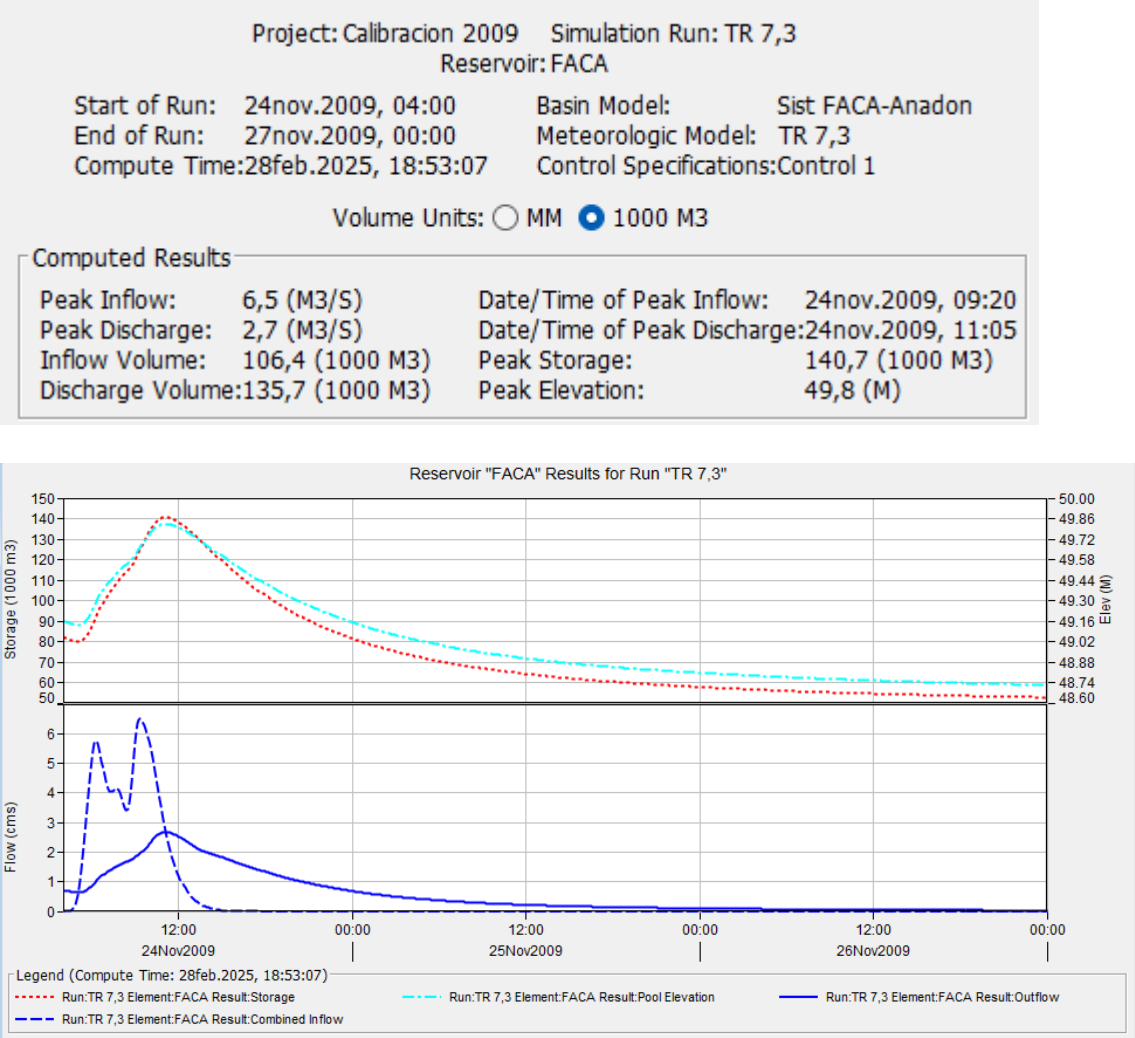
Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: FACA	
Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon	
End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3	
Compute Time:28feb.2025, 18:17:02 Control Specifications:Control 1	
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Inflow: 6,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 24nov.2009, 09:25
Peak Discharge: 2,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:24nov.2009, 11:15
Inflow Volume: 106,4 (1000 M3)	Peak Storage: 139,7 (1000 M3)
Discharge Volume:135,7 (1000 M3)	Peak Elevation: 49,8 (M)



Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 18:17:02	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	5,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:15
Peak Discharge:	3,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:40
Inflow Volume:	198,5 (1000 M3)	Peak Storage:	146,7 (1000 M3)
Discharge Volume:	193,9 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)

Corrida 2:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 36min
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 26min
CN (PONDERADO): 80 la 12,7mm

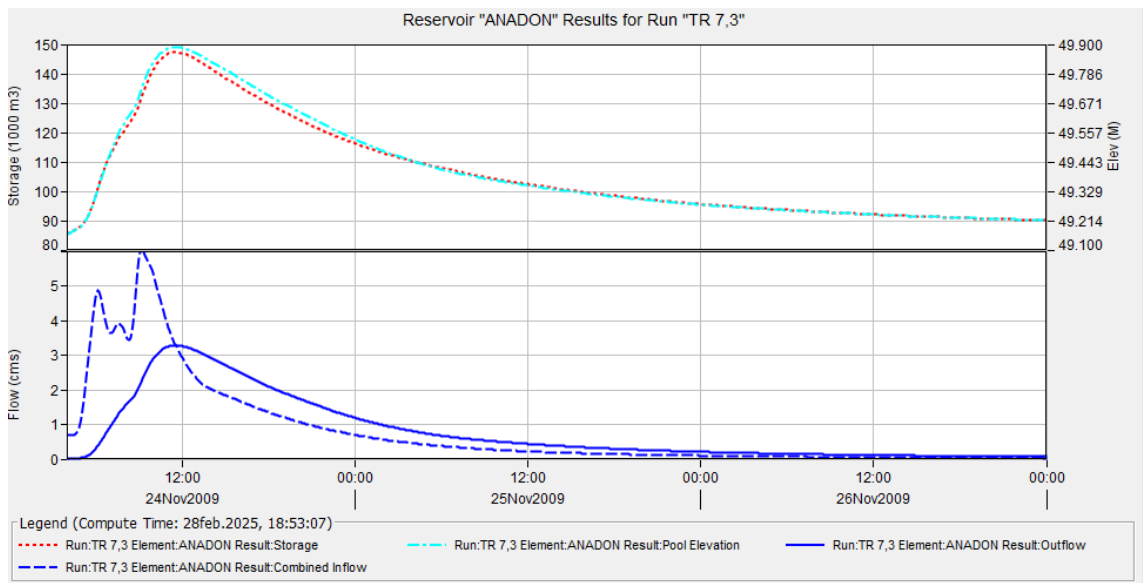


Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3

Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3
Compute Time:28feb.2025, 18:53:07 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

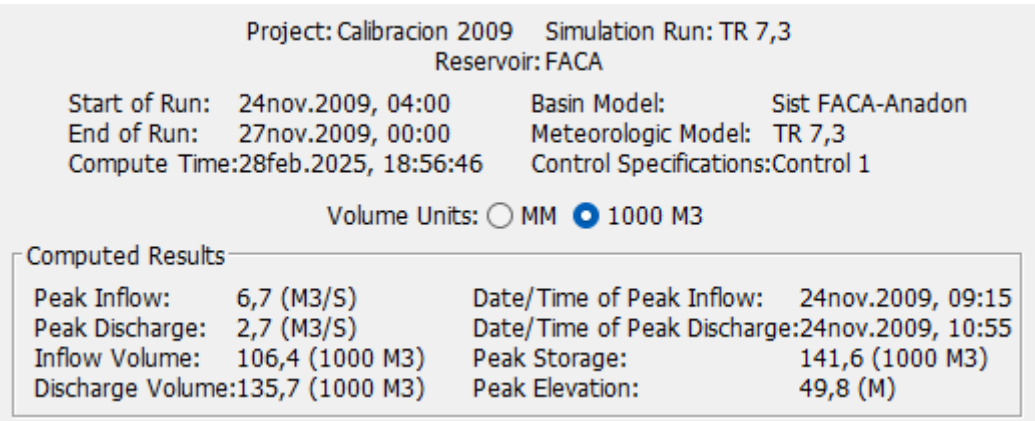
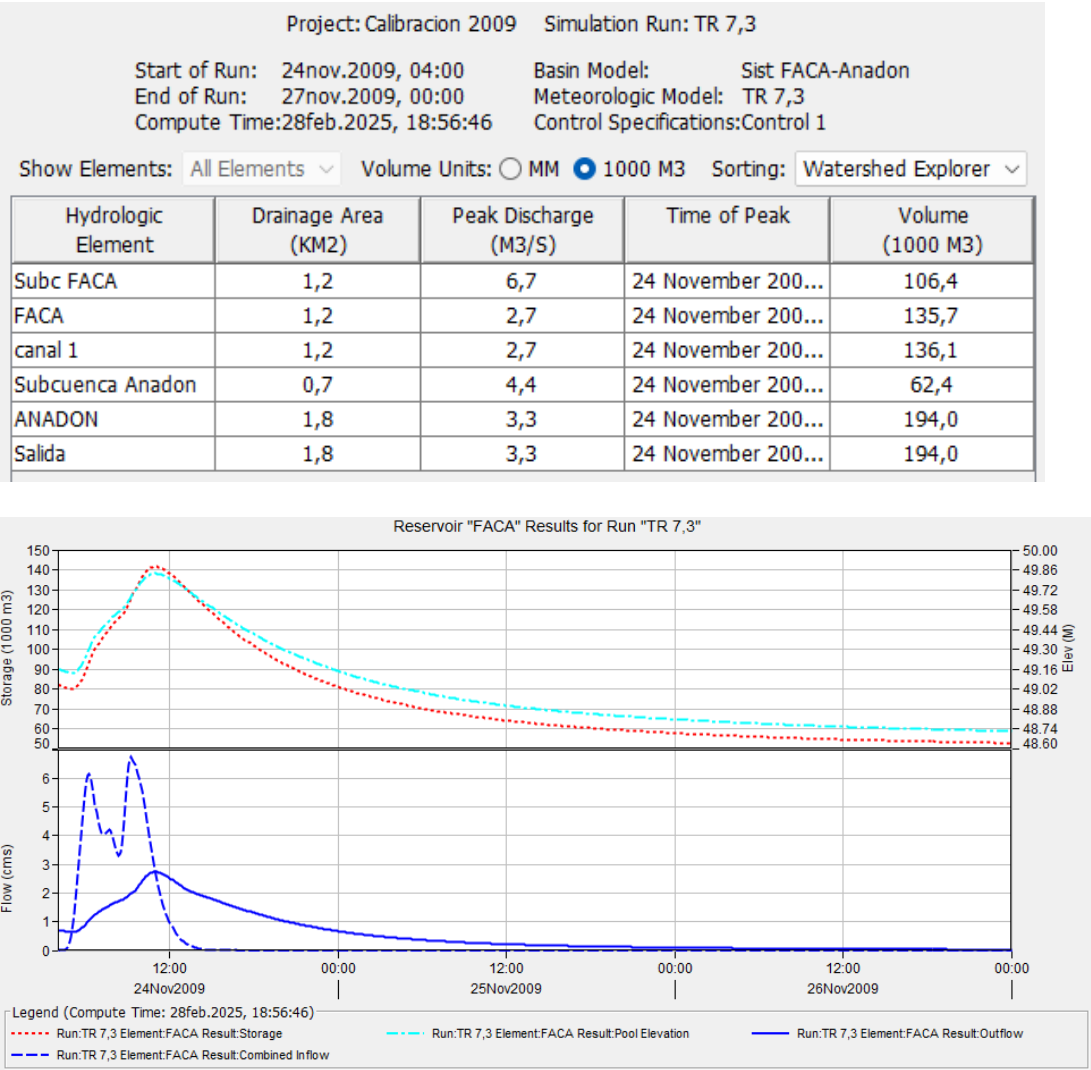
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	6,5	24 November 200...	106,4
FACA	1,2	2,7	24 November 200...	135,7
canal 1	1,2	2,7	24 November 200...	136,1
Subcuenca Anadon	0,7	4,2	24 November 200...	62,4
ANADON	1,8	3,3	24 November 200...	194,0
Salida	1,8	3,3	24 November 200...	194,0

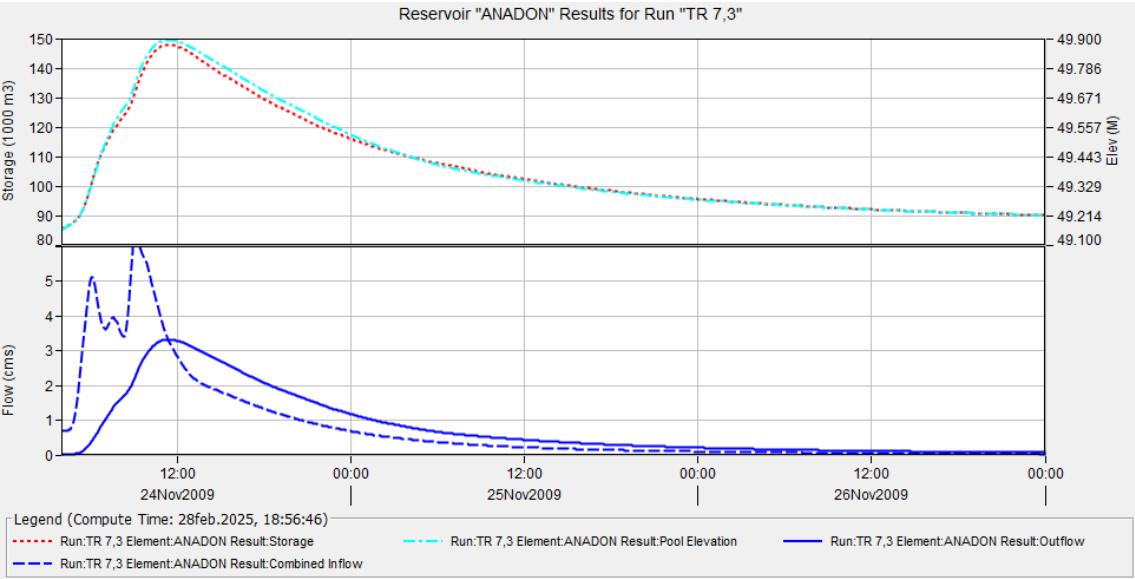


Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 18:53:07	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	6,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:10
Peak Discharge:	3,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:35
Inflow Volume:	198,5 (1000 M3)	Peak Storage:	147,3 (1000 M3)
Discharge Volume:	194,0 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)

Corrida 3:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 32min
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 23min
CN (PONDERADO): 80 la 12,7mm





Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 18:56:46	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	6,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:10
Peak Discharge:	3,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:25
Inflow Volume:	198,5 (1000 M3)	Peak Storage:	147,8 (1000 M3)
Discharge Volume:	194,0 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)

Corrida 4:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 40min
TIEMPO DE RETARDO – ANADÓN 28min
CN (PONDERADO): 84 la 9,7mm

Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3

Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

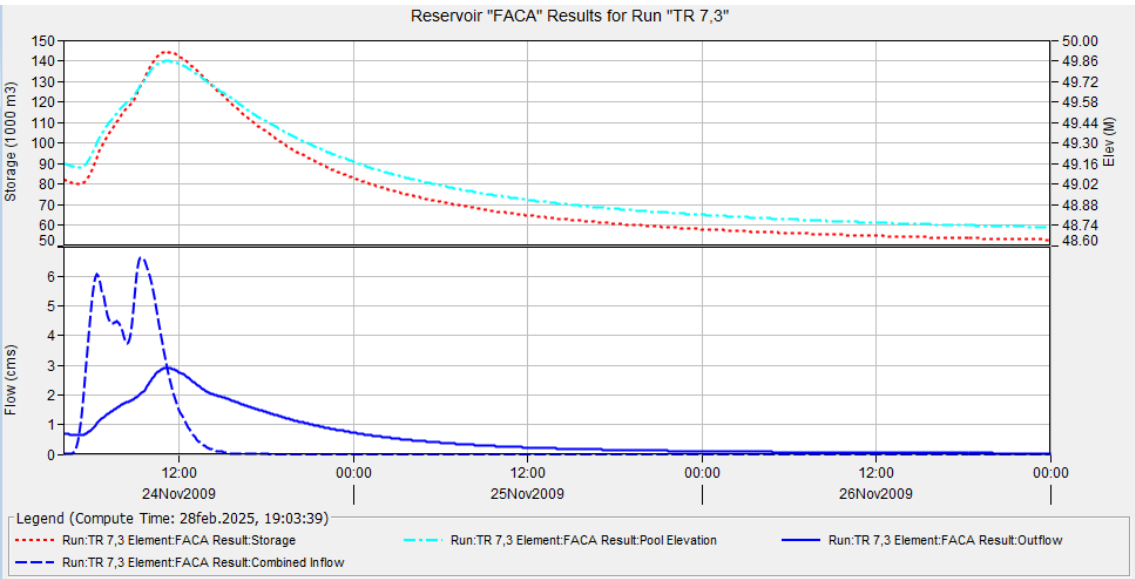
End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3

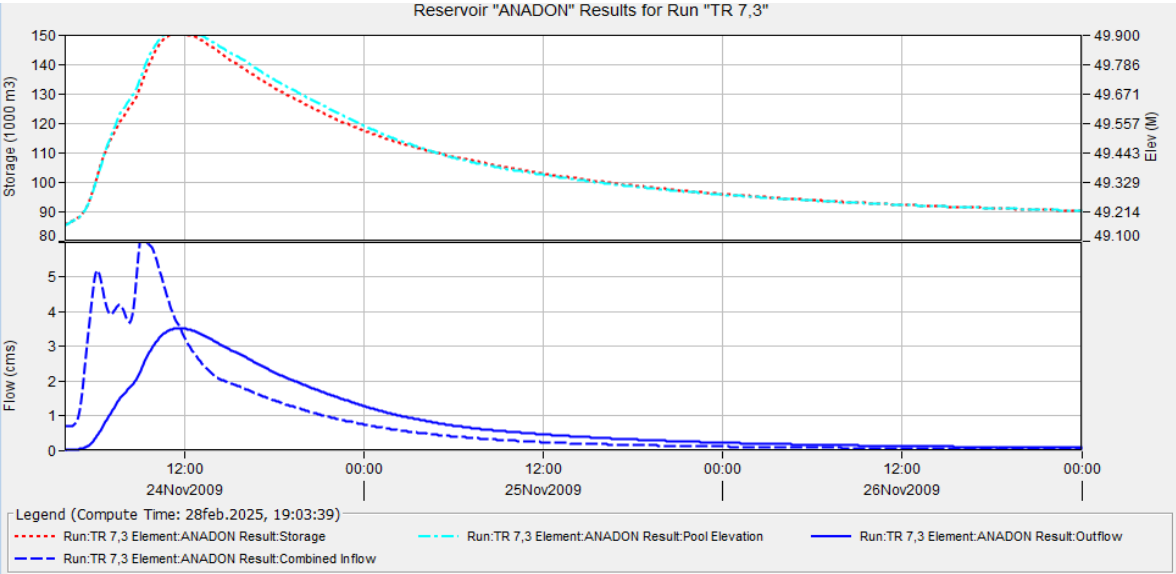
Compute Time:28feb.2025, 19:03:39 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	6,6	24 November 200...	114,4
FACA	1,2	2,9	24 November 200...	143,6
canal 1	1,2	2,9	24 November 200...	144,0
Subcuenca Anadon	0,7	4,3	24 November 200...	67,1
ANADON	1,8	3,5	24 November 200...	206,5
Salida	1,8	3,5	24 November 200...	206,5

Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: FACA	
Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon	
End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3	
Compute Time:28feb.2025, 19:03:39 Control Specifications:Control 1	
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Inflow: 6,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 24nov.2009, 09:25
Peak Discharge: 2,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:24nov.2009, 11:10
Inflow Volume: 114,4 (1000 M3)	Peak Storage: 144,3 (1000 M3)
Discharge Volume:143,6 (1000 M3)	Peak Elevation: 49,9 (M)





Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 19:03:39	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	6,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:15
Peak Discharge:	3,5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:40
Inflow Volume:	211,1 (1000 M3)	Peak Storage:	150,7 (1000 M3)
Discharge Volume:	206,5 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)

Corrida 5:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 36min

TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 26min

CN (PONDERADO): 84 la 9,7mm

Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3

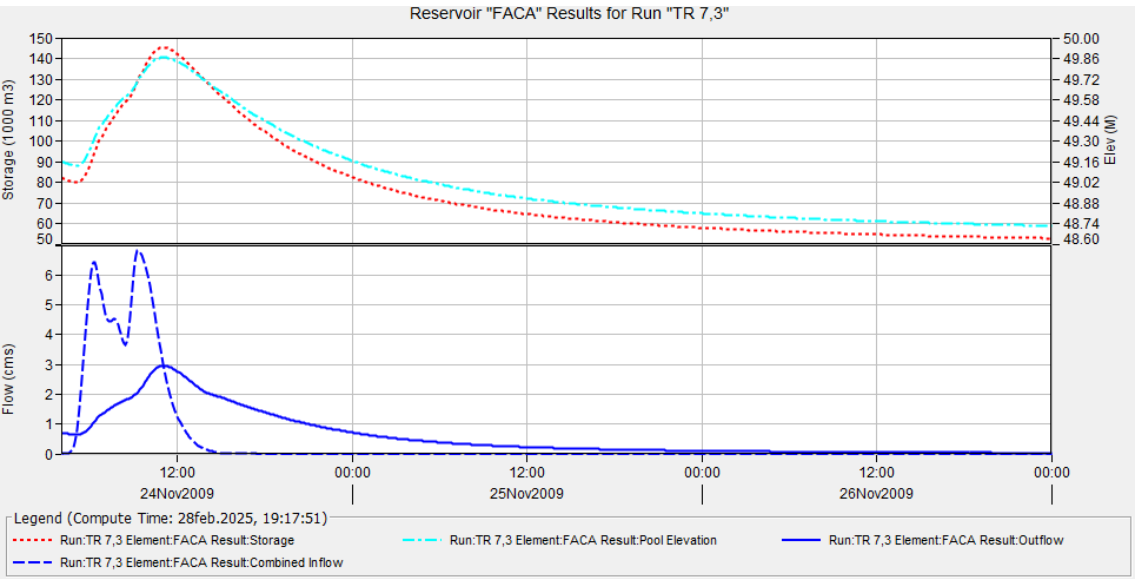
Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3

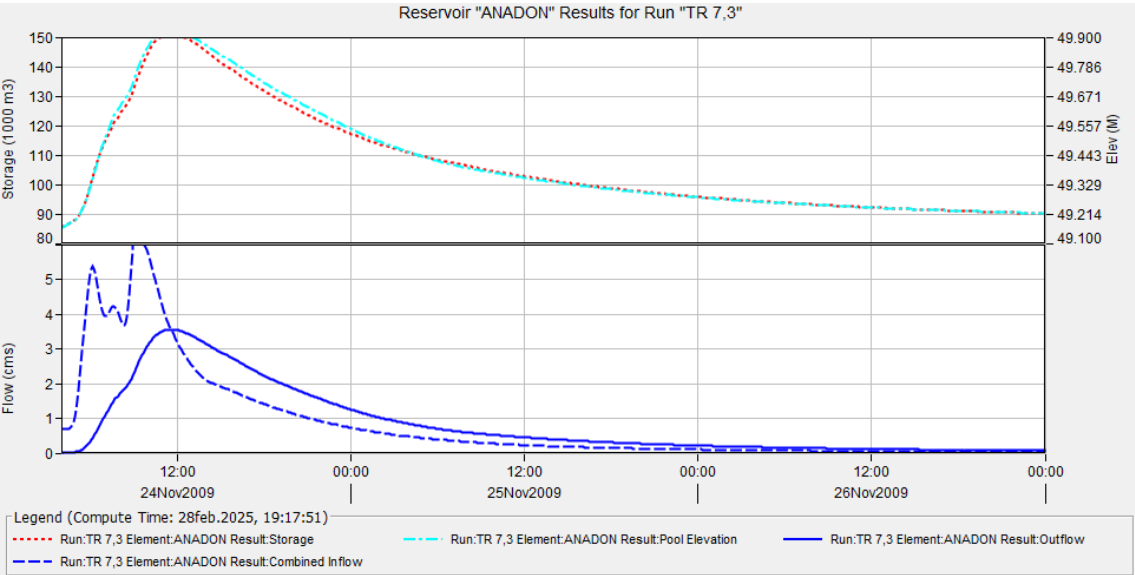
Compute Time:28feb.2025, 19:17:51 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	6,8	24 November 200...	114,4
FACA	1,2	3,0	24 November 200...	143,7
canal 1	1,2	3,0	24 November 200...	144,1
Subcuenca Anadon	0,7	4,5	24 November 200...	67,1
ANADON	1,8	3,6	24 November 200...	206,5
Salida	1,8	3,6	24 November 200...	206,5



Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3			
Reservoir: FACA			
Start of Run: 24nov.2009, 04:00		Basin Model: Sist FACA-Anadon	
End of Run: 27nov.2009, 00:00		Meteorologic Model: TR 7,3	
Compute Time:28feb.2025, 19:17:51		Control Specifications:Control 1	
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	6,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:20
Peak Discharge:	3,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:00
Inflow Volume:	114,4 (1000 M3)	Peak Storage:	145,3 (1000 M3)
Discharge Volume:	143,7 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)



Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 19:17:51	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	6,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:10
Peak Discharge:	3,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:35
Inflow Volume:	211,1 (1000 M3)	Peak Storage:	151,4 (1000 M3)
Discharge Volume:	206,5 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)

Corrida 6:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 32min
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 23min
CN (PONDERADO): 84 la 9,7mm

Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3

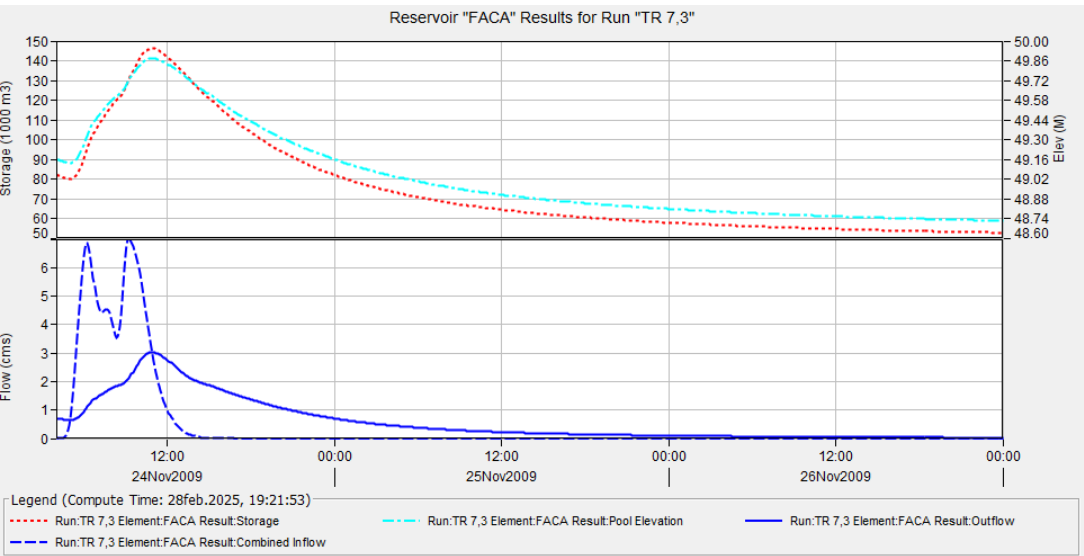
Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3

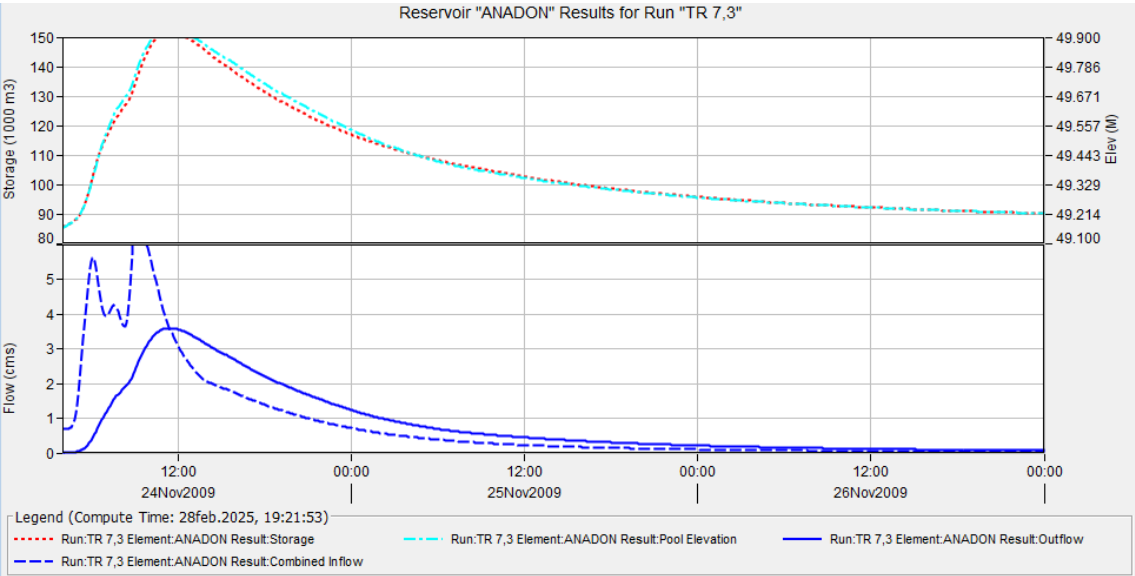
Compute Time:28feb.2025, 19:21:53 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	7,1	24 November 200...	114,4
FACA	1,2	3,0	24 November 200...	143,7
canal 1	1,2	3,0	24 November 200...	144,1
Subcuenca Anadon	0,7	4,7	24 November 200...	67,1
ANADON	1,8	3,6	24 November 200...	206,6
Salida	1,8	3,6	24 November 200...	206,6



Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3			
Reservoir: FACA			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 19:21:53	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	7,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:15
Peak Discharge:	3,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 10:55
Inflow Volume:	114,4 (1000 M3)	Peak Storage:	146,2 (1000 M3)
Discharge Volume:	143,7 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)



Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 19:21:53	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	6,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:05
Peak Discharge:	3,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:25
Inflow Volume:	211,2 (1000 M3)	Peak Storage:	151,9 (1000 M3)
Discharge Volume:	206,6 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)

Corrida 7:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 40min

TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 28min

CN (PONDERADO): 76 la 16mm

Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3

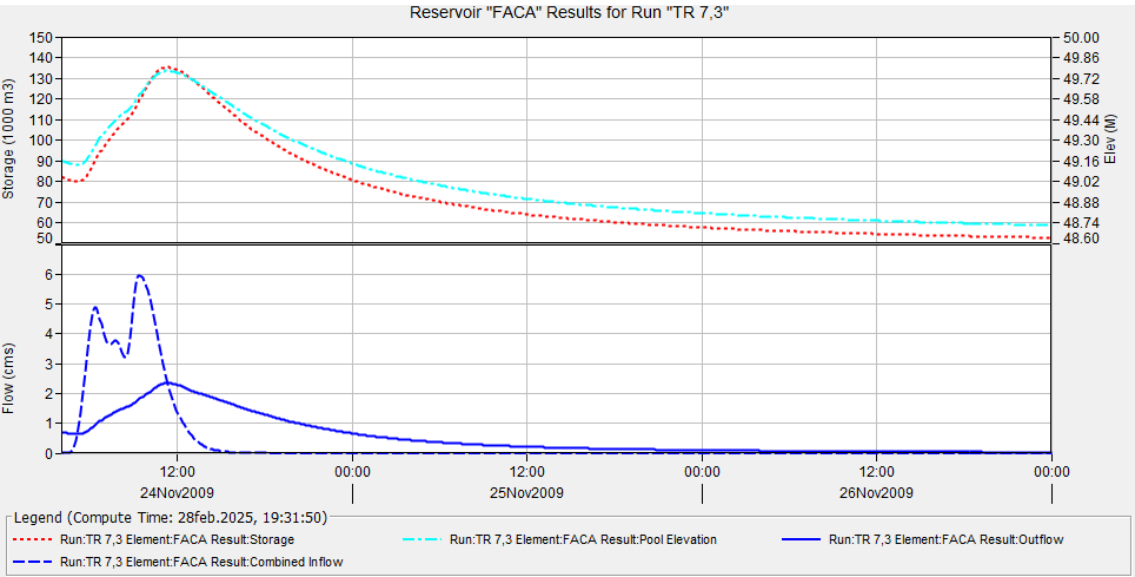
Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3

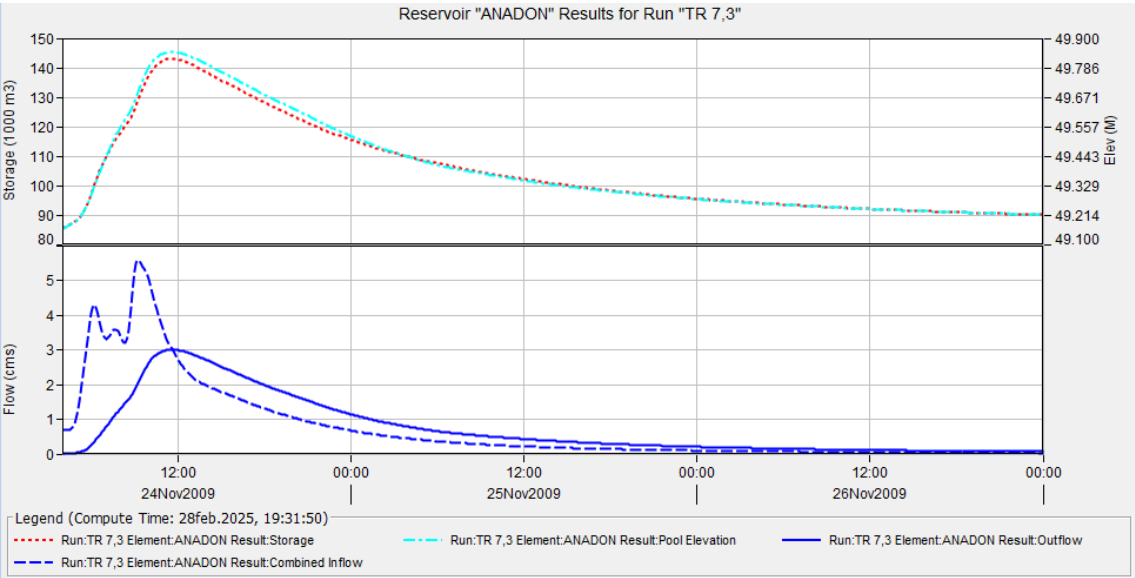
Compute Time:28feb.2025, 19:31:50 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	6,0	24 November 200...	98,8
FACA	1,2	2,3	24 November 200...	128,2
canal 1	1,2	2,3	24 November 200...	128,6
Subcuenca Anadon	0,7	3,9	24 November 200...	58,0
ANADON	1,8	3,0	24 November 200...	182,0
Salida	1,8	3,0	24 November 200...	182,0



Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3			
Reservoir: FACA			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 19:31:50	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	6,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:25
Peak Discharge:	2,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:20
Inflow Volume:	98,8 (1000 M3)	Peak Storage:	135,2 (1000 M3)
Discharge Volume:	128,2 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,8 (M)



Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	28feb.2025, 19:31:50	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	5,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:15
Peak Discharge:	3,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:35
Inflow Volume:	186,6 (1000 M3)	Peak Storage:	143,0 (1000 M3)
Discharge Volume:	182,0 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,8 (M)

Corrida 8:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 36min
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 26min
CN (PONDERADO): 76 la 16mm

Project: Calibracion 2009

Simulation Run: TR 7,3

Start of Run: 24nov.2009, 04:00

End of Run: 27nov.2009, 00:00

Compute Time:01mar.2025, 18:22:27

Basin Model: Sist FACA-Anadon

Meteorologic Model: TR 7,3

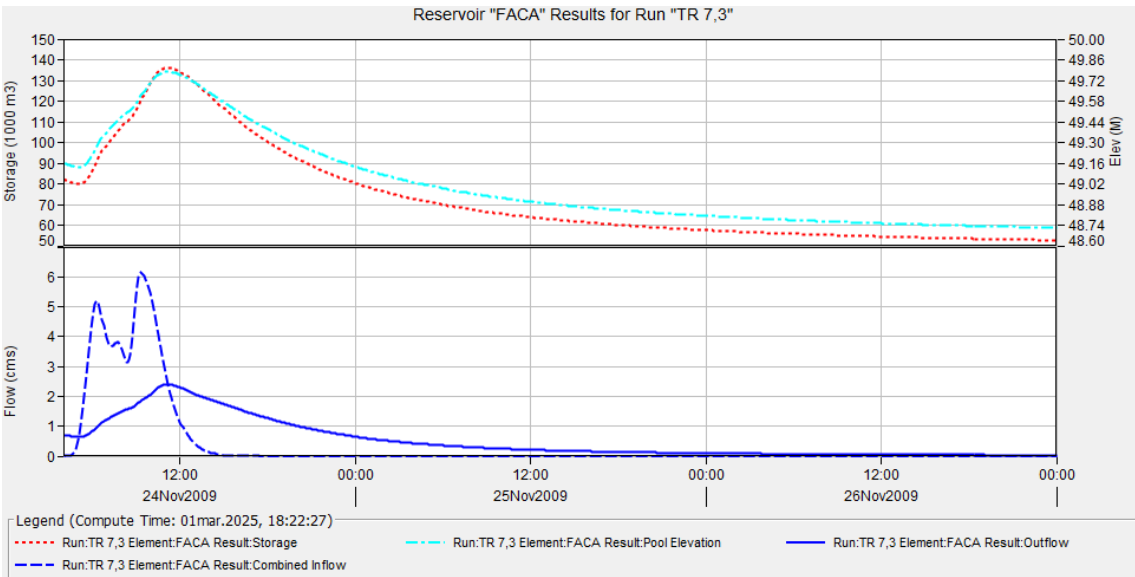
Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements

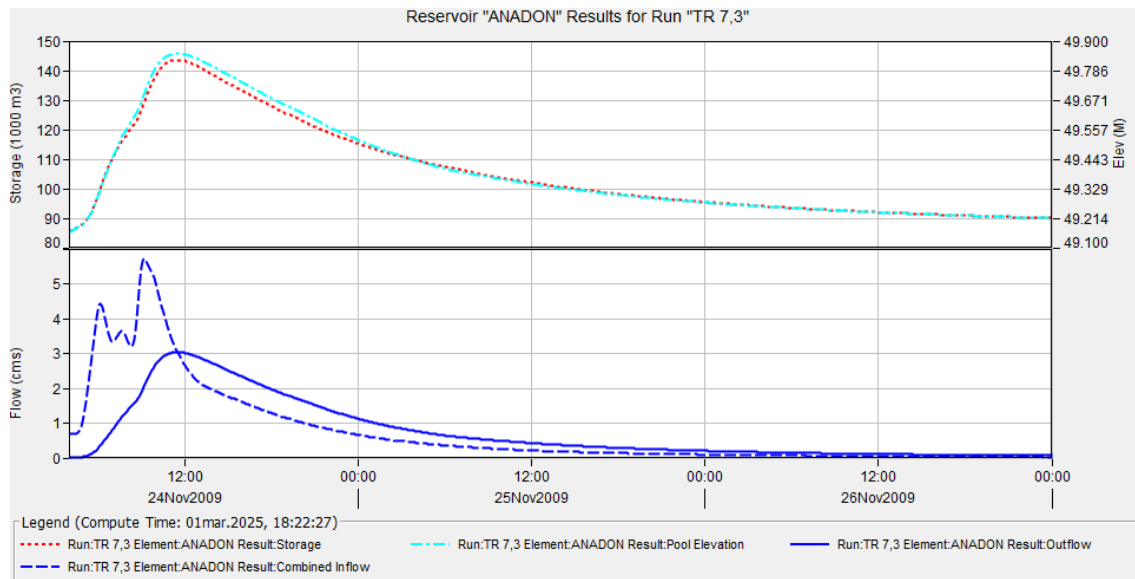
Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3

Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	6,2	24 November 200...	98,8
FACA	1,2	2,4	24 November 200...	128,2
canal 1	1,2	2,4	24 November 200...	128,6
Subcuenca Anadon	0,7	4,0	24 November 200...	58,0
ANADON	1,8	3,0	24 November 200...	182,1
Salida	1,8	3,0	24 November 200...	182,1



Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: FACA	
Start of Run: 24nov.2009, 04:00	
End of Run: 27nov.2009, 00:00	
Compute Time:01mar.2025, 18:22:27	
Basin Model: Sist FACA-Anadon	
Meteorologic Model: TR 7,3	
Control Specifications:Control 1	
Volume Units: MM 1000 M3	
Computed Results	
Peak Inflow: 6,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 24nov.2009, 09:20
Peak Discharge: 2,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:24nov.2009, 11:10
Inflow Volume: 98,8 (1000 M3)	Peak Storage: 136,1 (1000 M3)
Discharge Volume:128,2 (1000 M3)	Peak Elevation: 49,8 (M)



Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
		Reservoir: ANADON	
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	01mar.2025, 18:22:27	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	5,7 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:10
Peak Discharge:	3,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:30
Inflow Volume:	186,6 (1000 M3)	Peak Storage:	143,6 (1000 M3)
Discharge Volume:	182,1 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)

Corrida 9:

TIEMPO DE RETARDO - FACA 32min

TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 23min

CN (PONDERADO): 76 la 16mm

Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3

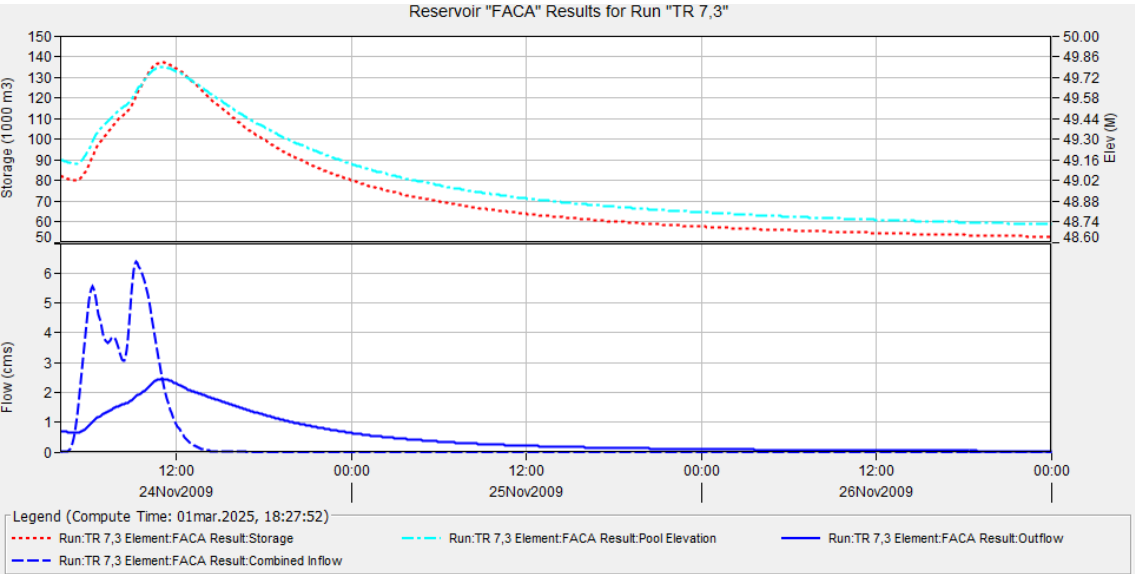
Start of Run: 24nov.2009, 04:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 27nov.2009, 00:00 Meteorologic Model: TR 7,3

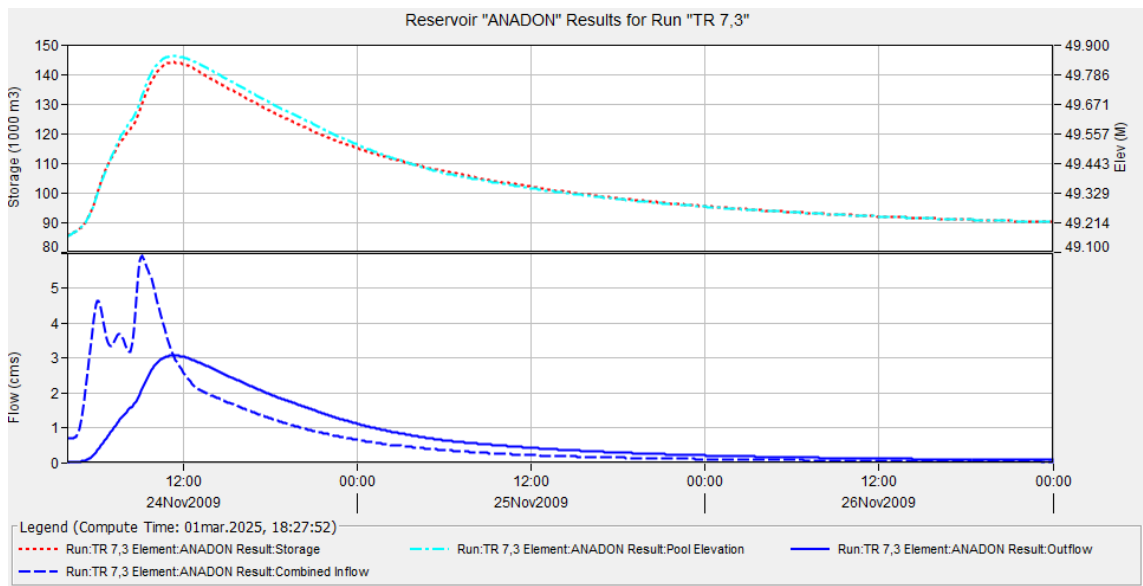
Compute Time:01mar.2025, 18:27:52 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	6,4	24 November 200...	98,8
FACA	1,2	2,5	24 November 200...	128,2
canal 1	1,2	2,5	24 November 200...	128,6
Subcuenca Anadon	0,7	4,2	24 November 200...	58,0
ANADON	1,8	3,1	24 November 200...	182,1
Salida	1,8	3,1	24 November 200...	182,1



Project: Calibracion 2009 Simulation Run: TR 7,3			
Reservoir: FACA			
Start of Run: 24nov.2009, 04:00		Basin Model: Sist FACA-Anadon	
End of Run: 27nov.2009, 00:00		Meteorologic Model: TR 7,3	
Compute Time:01mar.2025, 18:27:52		Control Specifications:Control 1	
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow: 6,4 (M3/S)		Date/Time of Peak Inflow: 24nov.2009, 09:15	
Peak Discharge: 2,5 (M3/S)		Date/Time of Peak Discharge:24nov.2009, 11:00	
Inflow Volume: 98,8 (1000 M3)		Peak Storage: 137,0 (1000 M3)	
Discharge Volume:128,2 (1000 M3)		Peak Elevation: 49,8 (M)	



Project: Calibracion 2009		Simulation Run: TR 7,3	
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	24nov.2009, 04:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	27nov.2009, 00:00	Meteorologic Model:	TR 7,3
Compute Time:	01mar.2025, 18:27:52	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	5,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	24nov.2009, 09:10
Peak Discharge:	3,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	24nov.2009, 11:20
Inflow Volume:	186,6 (1000 M3)	Peak Storage:	144,0 (1000 M3)
Discharge Volume:	182,1 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,9 (M)

Anexo 13- Corridas del modelo hidrológico para situación actual y situación de diseño. Imágenes de resultado HEC-HMS.

Corrida 1: Situación actual TR 2años

TIEMPO DE RETARDO - FACA 26,4min

TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 18,6min

CN (PONDERADO): 65 la 27,4mm

Project: TR2 Sist FACA-ANADON Simulation Run: TR2

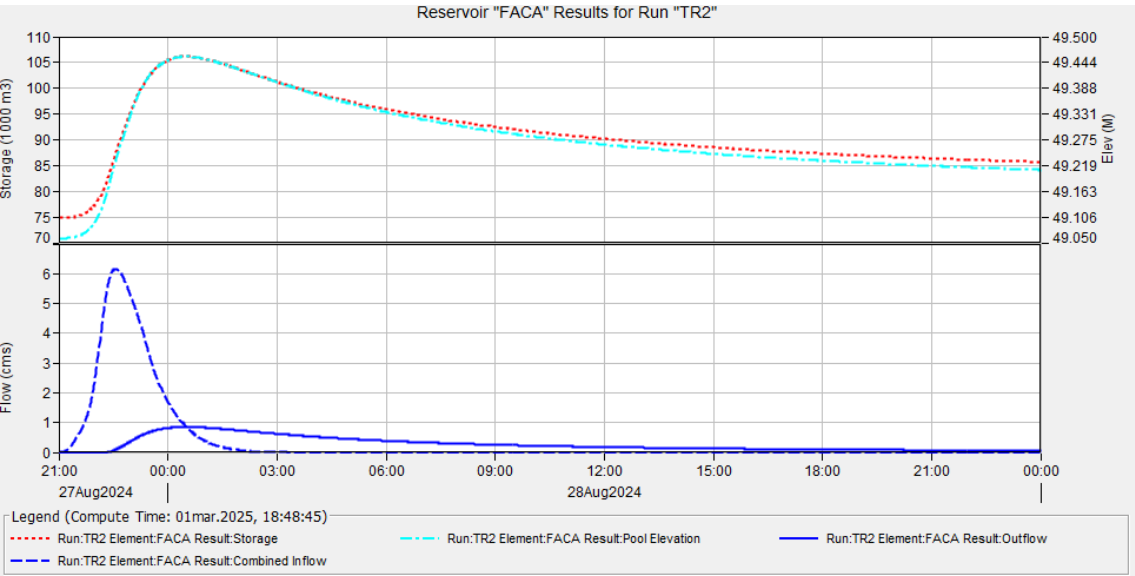
Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR 2

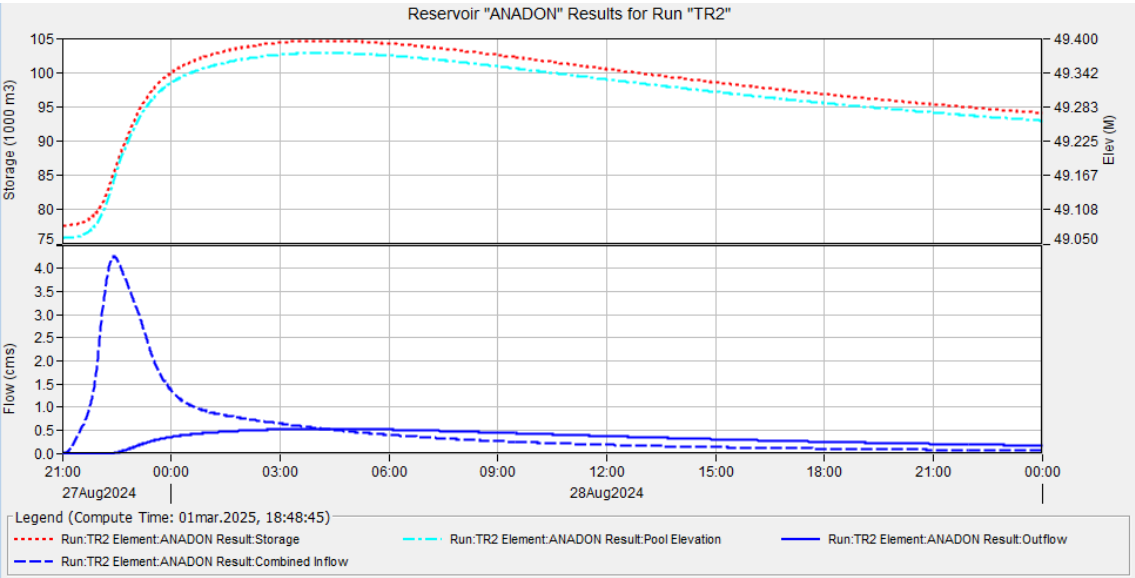
Compute Time:01mar.2025, 18:48:45 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	6,2	27 August 2024, 2...	37,5
FACA	1,2	0,9	28 August 2024, 0...	26,6
canal 1	1,2	0,9	28 August 2024, 0...	26,6
Subcuenca Anadon	0,7	4,2	27 August 2024, 2...	22,0
ANADON	1,8	0,5	28 August 2024, 0...	32,2
Salida Balasto	1,8	0,5	28 August 2024, 0...	32,2



Project: TR2 Sist FACA-ANADON Simulation Run: TR2	
Reservoir: FACA	
Start of Run: 27ago.2024, 21:00	Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 29ago.2024, 00:00	Meteorologic Model: TR 2
Compute Time:01mar.2025, 18:48:45	Control Specifications:Control 1
Volume Units: MM 1000 M3	
Computed Results	
Peak Inflow: 6,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 27ago.2024, 22:34
Peak Discharge: 0,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:28ago.2024, 00:30
Inflow Volume: 37,5 (1000 M3)	Peak Storage: 106,2 (1000 M3)
Discharge Volume:26,6 (1000 M3)	Peak Elevation: 49,5 (M)



Project: TR2 Sist FACA-ANADON Simulation Run: TR2			
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	27ago.2024, 21:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	29ago.2024, 00:00	Meteorologic Model:	TR 2
Compute Time:	01mar.2025, 18:48:45	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	4,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	27ago.2024, 22:26
Peak Discharge:	0,5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	28ago.2024, 04:12
Inflow Volume:	48,6 (1000 M3)	Peak Storage:	104,6 (1000 M3)
Discharge Volume:	32,2 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,4 (M)

Corrida 2: Situación actual TR 10años

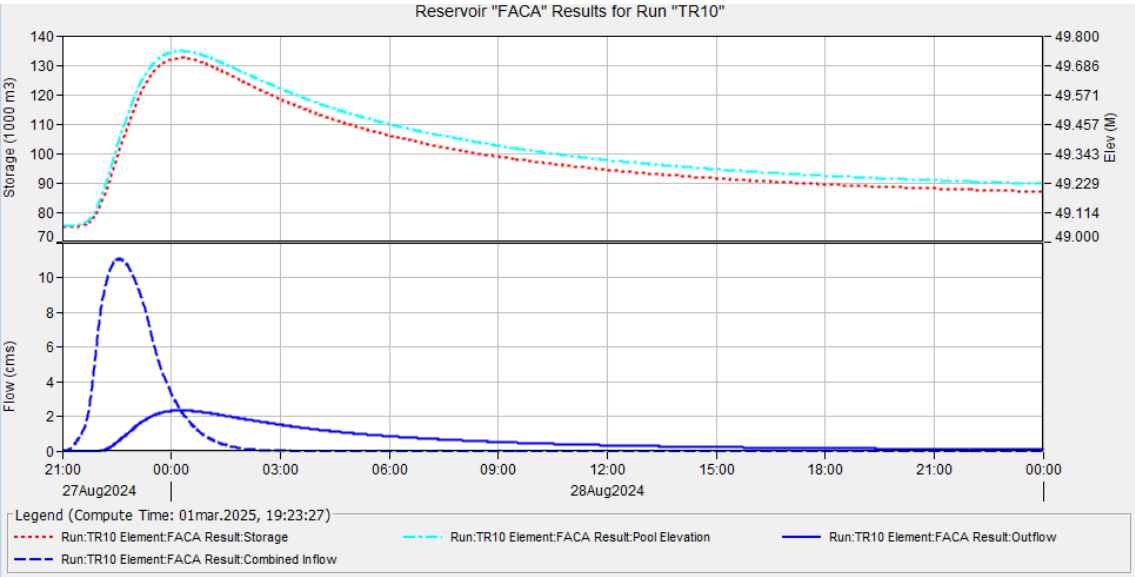
TIEMPO DE RETARDO - FACA 40min
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 28min
CN (PONDERADO): 72 la 19,8mm

Project: Sist_FACA_Anadon_CNII-TR10 Simulation Run: TR10

Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR10
Compute Time:01mar.2025, 19:23:27 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	11,1	27 August 2024, 2...	74,3
FACA	1,2	2,3	28 August 2024, 0...	62,2
canal 1	1,2	2,3	28 August 2024, 0...	62,1
Subcuenca Anadon	0,7	7,4	27 August 2024, 2...	43,5
ANADON	1,8	1,9	28 August 2024, 0...	86,1
Salida	1,8	1,9	28 August 2024, 0...	86,1



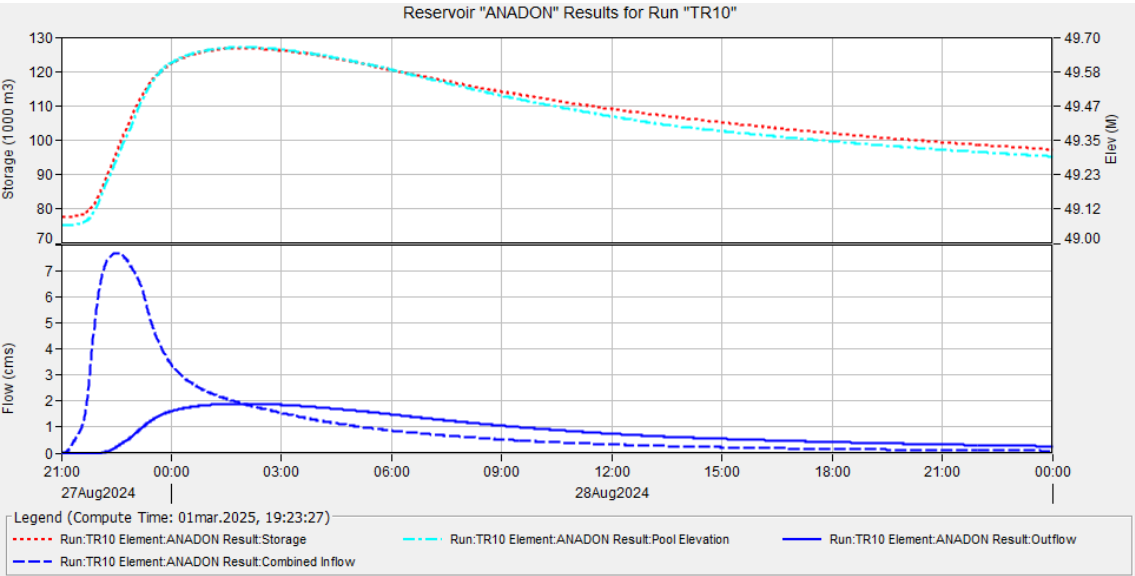
Project: Sist_FACA_Anadon_CNII-TR10 Simulation Run: TR10
Reservoir: FACA

Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR10
Compute Time:01mar.2025, 19:23:27 Control Specifications:Control 1

Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 11,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 27ago.2024, 22:34
Peak Discharge: 2,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:28ago.2024, 00:16
Inflow Volume: 64,01 (MM)	Peak Storage: 132,4 (1000 M3)
Discharge Volume:53,58 (MM)	Peak Elevation: 49,7 (M)



Project: Sist_FACA_Anadon_CNII-TR10 Simulation Run: TR10
Reservoir: ANADON

Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR10
Compute Time:01mar.2025, 19:23:27 Control Specifications:Control 1

Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 7,7 (M3/S) Date/Time of Peak Inflow: 27ago.2024, 22:31
Peak Discharge: 1,9 (M3/S) Date/Time of Peak Discharge:28ago.2024, 01:57
Inflow Volume: 105,7 (1000 M3) Peak Storage: 126,8 (1000 M3)
Discharge Volume:86,1 (1000 M3) Peak Elevation: 49,7 (M)

Corrida 3: Situación de diseño TR 2años

TIEMPO DE RETARDO - FACA 26min

TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 19min

CN (PONDERADO): 69 la 22,8mm

Project: TR2 Sist FACA-ANADON Simulation Run: TR2

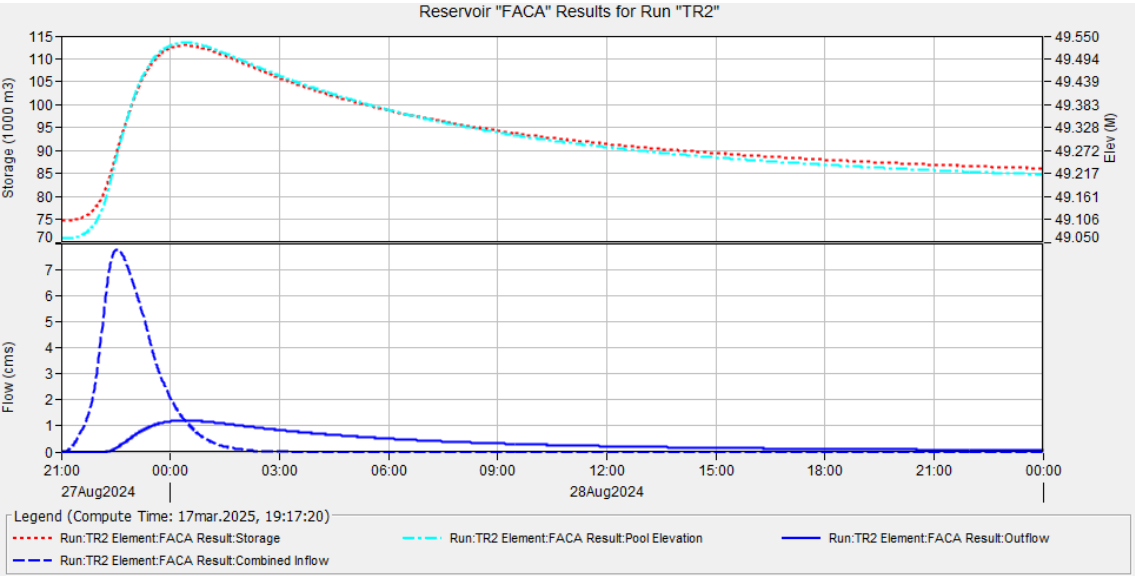
Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR 2

Compute Time:17mar.2025, 19:17:20 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	7,8	27 August 2024, 22...	46,7
FACA	1,2	1,2	28 August 2024, 00...	35,5
canal 1	1,2	1,2	28 August 2024, 00...	35,5
Subcuenca Anadon	0,7	5,4	27 August 2024, 22...	27,4
ANADON	1,8	0,8	28 August 2024, 03...	45,3
Salida Balasto	1,8	0,8	28 August 2024, 03...	45,3



Project: TR2 Sist FACA-ANADON

Simulation Run: TR2

Reservoir: FACA

Start of Run: 27ago.2024, 21:00

Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 29ago.2024, 00:00

Meteorologic Model: TR 2

Compute Time:17mar.2025, 19:17:20

Control Specifications:Control 1

Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 7,8 (M3/S)

Date/Time of Peak Inflow: 27ago.2024, 22:33

Peak Discharge: 1,2 (M3/S)

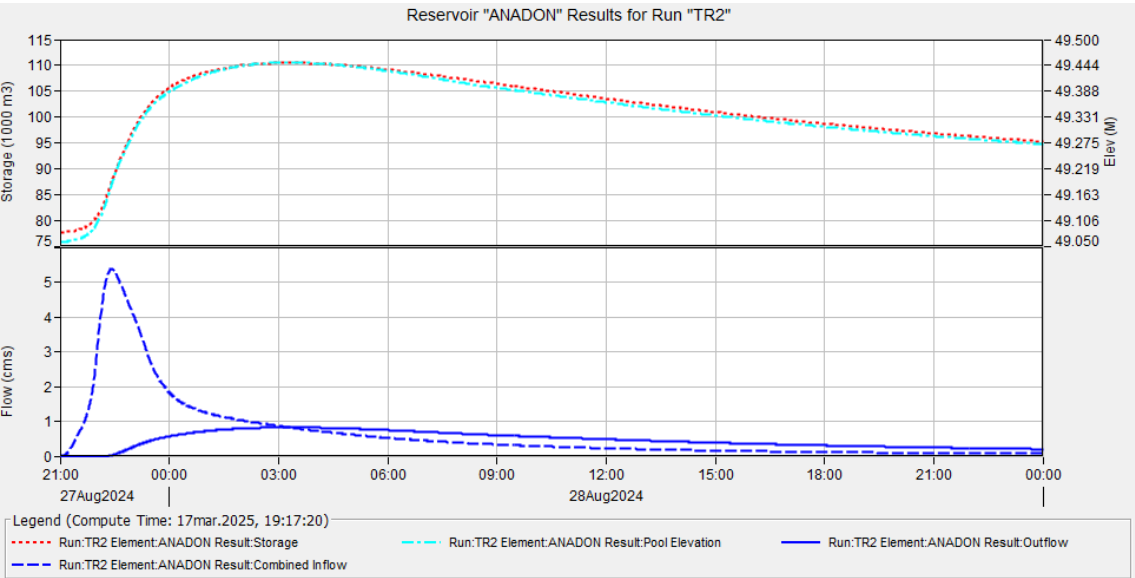
Date/Time of Peak Discharge:28ago.2024, 00:24

Inflow Volume: 46,7 (1000 M3)

Peak Storage: 113,0 (1000 M3)

Discharge Volume:35,5 (1000 M3)

Peak Elevation: 49,5 (M)



Project: TR2 Sist FACA-ANADON		Simulation Run: TR2	
		Reservoir: ANADON	
Start of Run:	27ago.2024, 21:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	29ago.2024, 00:00	Meteorologic Model:	TR 2
Compute Time:	17mar.2025, 19:17:20	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	5,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	27ago.2024, 22:25
Peak Discharge:	0,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	28ago.2024, 03:17
Inflow Volume:	62,9 (1000 M3)	Peak Storage:	110,5 (1000 M3)
Discharge Volume:	45,3 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,4 (M)

Corrida 4: Situación de diseño TR 10años

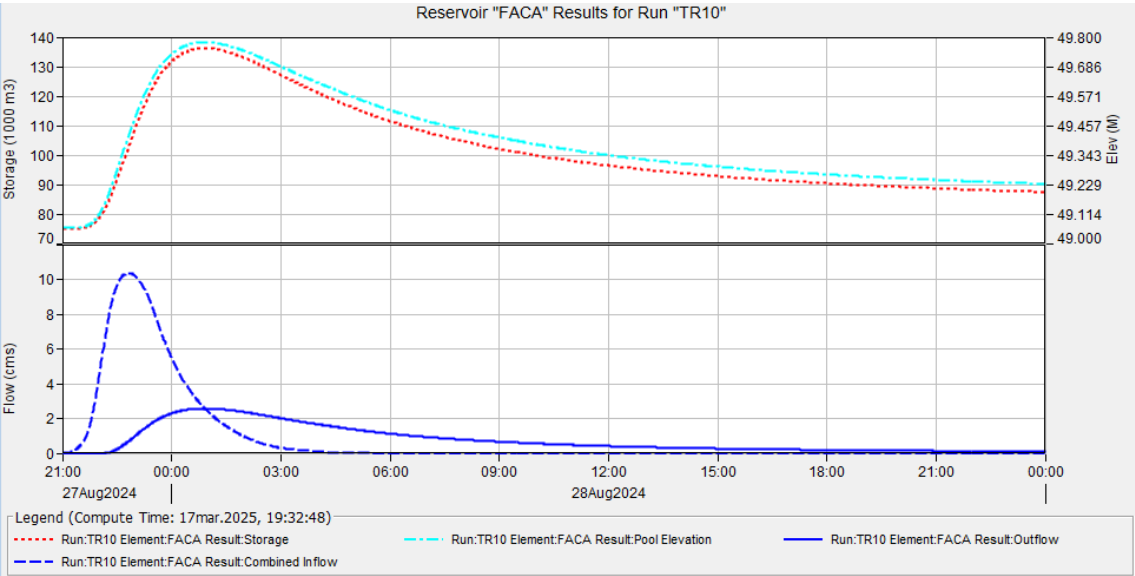
TIEMPO DE RETARDO - FACA 40min
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN 28min
CN (PONDERADO): 76 la 16mm

Project: Sist_FACA_Anadon_CNII-TR10 Simulation Run: TR10

Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR10
Compute Time:17mar.2025, 19:32:48 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Subc FACA	1,2	10,4	27 August 2024, 2...	86,5
FACA	1,2	2,6	28 August 2024, 0...	73,9
canal 1	1,2	2,6	28 August 2024, 0...	73,8
Subcuenca Anadon	0,7	7,3	27 August 2024, 2...	50,7
ANADON	1,8	2,3	28 August 2024, 0...	103,8
Salida	1,8	2,3	28 August 2024, 0...	103,8



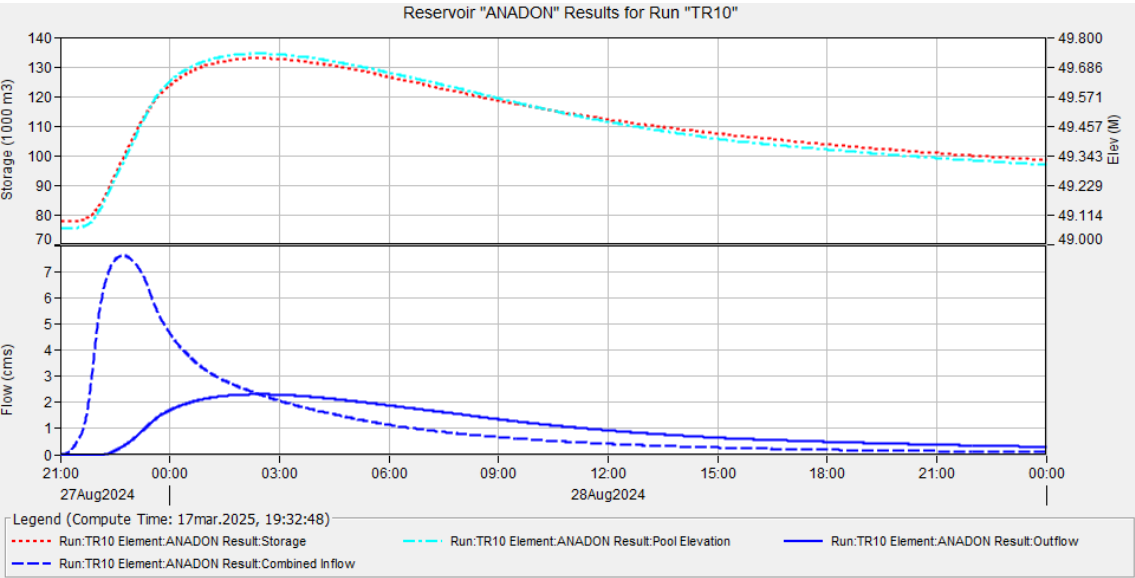
Project: Sist_FACA_Anadon_CNII-TR10 Simulation Run: TR10
Reservoir: FACA

Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR10
Compute Time:17mar.2025, 19:32:48 Control Specifications:Control 1

Volume Units: ☐ MM ☒ 1000 M3

Computed Results

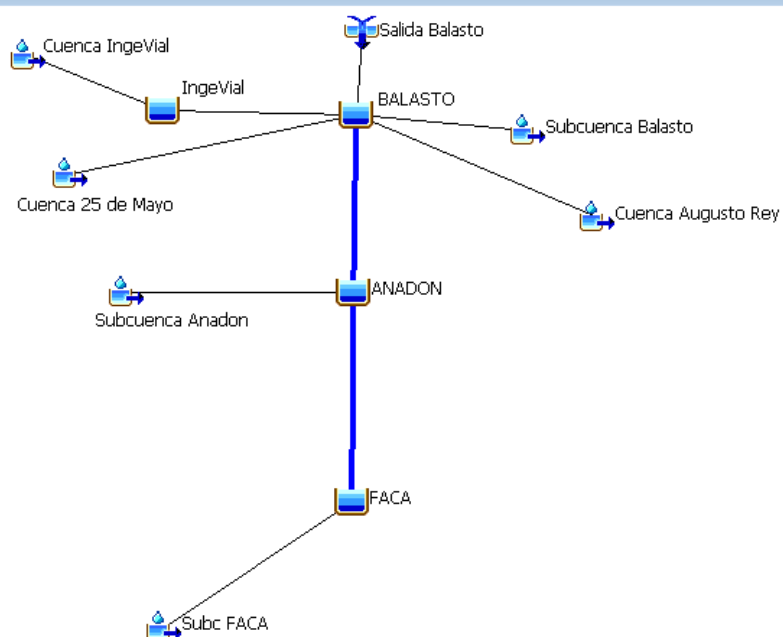
Peak Inflow: 10,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 27ago.2024, 22:49
Peak Discharge: 2,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:28ago.2024, 00:55
Inflow Volume: 86,5 (1000 M3)	Peak Storage: 136,2 (1000 M3)
Discharge Volume:73,9 (1000 M3)	Peak Elevation: 49,8 (M)



Project: Sist_FACA_Anadon_CNII-TR10 Simulation Run: TR10			
Reservoir: ANADON			
Start of Run:	27ago.2024, 21:00	Basin Model:	Sist FACA-Anadon
End of Run:	29ago.2024, 00:00	Meteorologic Model:	TR10
Compute Time:	17mar.2025, 19:32:48	Control Specifications:	Control 1
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	7,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	27ago.2024, 22:43
Peak Discharge:	2,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	28ago.2024, 02:26
Inflow Volume:	124,5 (1000 M3)	Peak Storage:	132,9 (1000 M3)
Discharge Volume:	103,8 (1000 M3)	Peak Elevation:	49,7 (M)

Anexo 14- Corridas del modelo hidrológico para situación actual Laguna Balasto. Imágenes de resultado HEC-HMS.

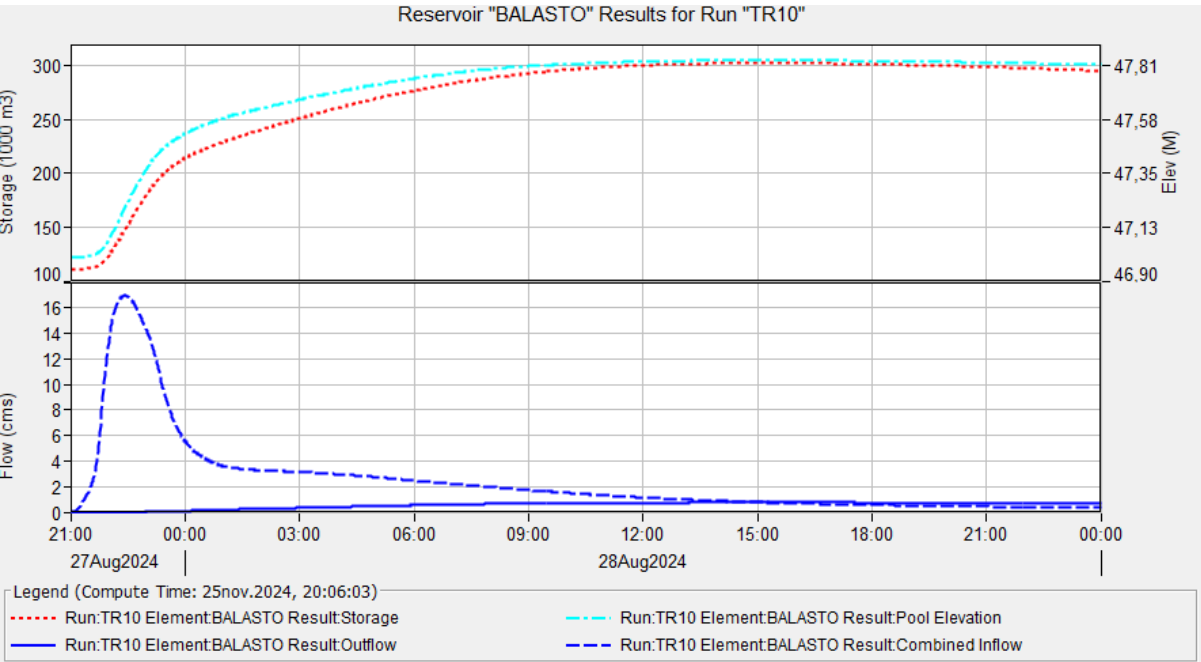
Basin Model [Sist FACA-Anadon] Current Run [TR10]



CORRIDA 1: EVENTO TR 10 AÑOS

TIEMPO DE RETARDO - FACA	40 min	CN (POND) 74	Ia:18mm
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN	28 min	CN (POND) 74	Ia:18mm
TIEMPO DE RETARDO - 25 DE MAYO	17 min	CN: 74	Ia:18mm
TIEMPO DE RETARDO - INGEVIAL	17 min	CN: 60	Ia:34mm
TIEMPO DE RETARDO - AUGUSTO REY	28 min	CN: 80	Ia:12,7mm
TIEMPO DE RETARDO - BALASTO	17 min	CN: 74	Ia:18mm

Project: Analisis Balasto Simulation Run: TR10				
Start of Run: 27ago.2024, 21:00		Basin Model: Sist FACA-Anadon		
End of Run: 29ago.2024, 00:00		Meteorologic Model: TR10		
Compute Time:25nov.2024, 20:06:03		Control Specifications:Control 1		
Show Elements: All Elements	Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3		Sorting: Watershed Explorer	
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subc FACA	1,2	10,0	27 August 2024, 22:50	72,11
FACA	1,2	3,3	28 August 2024, 00:34	77,46
canal 1	1,2	3,3	28 August 2024, 00:44	77,58
Subcuenca Anadon	0,7	7,5	27 August 2024, 22:34	76,15
ANADON	1,8	3,0	28 August 2024, 02:05	70,08
canal 2	1,8	3,0	28 August 2024, 02:13	70,00
Subcuenca Balasto	1,0	11,5	27 August 2024, 22:20	65,92
Cuenca Augusto Rey	0,3	4,0	27 August 2024, 22:34	83,27
Cuenca IngeVial	0,2	2,2	27 August 2024, 22:22	52,27
IngeVial	0,2	0,2	28 August 2024, 00:17	30,48
Cuenca 25 de Mayo	0,1	1,3	27 August 2024, 22:17	72,11
BALASTO	3,5	0,8	28 August 2024, 15:11	15,09
Salida Balasto	3,5	0,8	28 August 2024, 15:11	15,09



Project: Analisis Balasto Simulation Run: TR10	
Reservoir: BALASTO	
Start of Run: 27ago.2024, 21:00	Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 29ago.2024, 00:00	Meteorologic Model: TR10
Compute Time:25nov.2024, 20:06:03	Control Specifications:Control 1
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3	
Computed Results	
Peak Inflow: 16,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 27ago.2024, 22:26
Peak Discharge: 0,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:28ago.2024, 15:11
Inflow Volume: 67,46 (MM)	Peak Storage: 302,7 (1000 M3)
Discharge Volume:15,09 (MM)	Peak Elevation: 47,8 (M)

CORRIDA 2: EVENTO TR 25 AÑOS

TIEMPO DE RETARDO - FACA	40 min	CN (POND) 74 la:18mm
TIEMPO DE RETARDO - ANADÓN	28 min	CN (POND) 74 la:18mm
TIEMPO DE RETARDO - 25 DE MAYO	17 min	CN: 74 la:18mm
TIEMPO DE RETARDO - INGEVIAL	17 min	CN: 60 la:34mm
TIEMPO DE RETARDO - AUGUSTO REY	28 min	CN: 80 la:12,7mm
TIEMPO DE RETARDO - BALASTO	17 min	CN: 74 la:18mm

Project: Analisis Balasto Simulation Run: TR 25

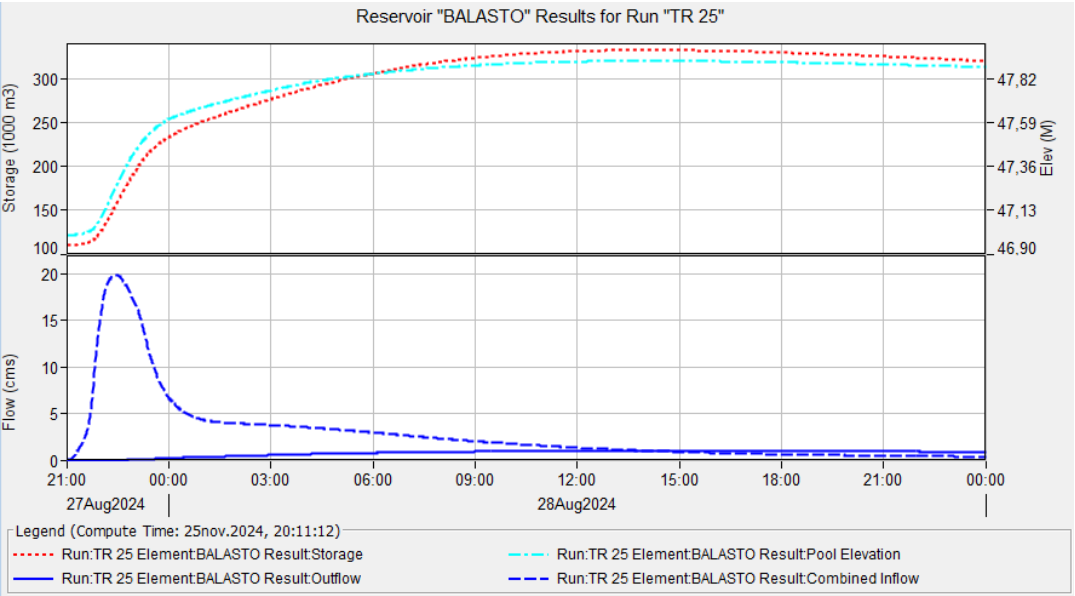
Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon

End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR 25

Compute Time:25nov.2024, 20:11:12 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3 Sorting: Watershed Explorer

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subc FACA	1,2	11,7	27 August 2024, 22:51	84,78
FACA	1,2	3,9	28 August 2024, 00:34	89,95
canal 1	1,2	3,9	28 August 2024, 00:44	90,06
Subcuenca Anadon	0,7	8,7	27 August 2024, 22:34	89,25
ANADON	1,8	3,6	28 August 2024, 02:02	82,44
canal 2	1,8	3,6	28 August 2024, 02:10	82,36
Subcuenca Balasto	1,0	13,6	27 August 2024, 22:21	78,24
Cuenca Augusto Rey	0,3	4,6	27 August 2024, 22:35	96,80
Cuenca IngeVial	0,2	2,6	27 August 2024, 22:23	62,50
IngeVial	0,2	0,2	28 August 2024, 00:14	38,97
Cuenca 25 de Mayo	0,1	1,5	27 August 2024, 22:18	84,78
BALASTO	3,5	1,0	28 August 2024, 14:06	20,44
Salida Balasto	3,5	1,0	28 August 2024, 14:06	20,44



Project: Analisis Balasto Simulation Run: TR 25
Reservoir: BALASTO

Start of Run: 27ago.2024, 21:00 Basin Model: Sist FACA-Anadon
End of Run: 29ago.2024, 00:00 Meteorologic Model: TR 25
Compute Time: 25nov.2024, 20:11:12 Control Specifications: Control 1

Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow:	19,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow:	27ago.2024, 22:26
Peak Discharge:	1,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	28ago.2024, 14:06
Inflow Volume:	79,66 (MM)	Peak Storage:	332,2 (1000 M3)
Discharge Volume:	20,44 (MM)	Peak Elevation:	47,9 (M)

Anexo 15-Resolucion 121-14 Zonificación riesgo hídrico por precipitaciones AMGR

Resistencia, 18 de Marzo de 2014.

VISTO:

La Actuación Simple Nº E24-2013-6980/A, de Mesa de Entradas y Salidas de la Administración Provincial del Agua, y;

CONSIDERANDO:

Que la Dirección de Estudios Básicos presenta un informe técnico que indica la necesidad de regular el uso del suelo en las áreas inundables del Gran Resistencia motivadas por las precipitaciones, ampliando los alcances de lo reglamentado hasta el momento por la Resolución Nº 1111/98 y sus resoluciones complementarias;

Que es necesario disminuir y acotar los daños que provocan las sucesivas inundaciones por precipitaciones en el Gran Resistencia, de modo que disminuyan los efectos negativos de las citadas inundaciones, que generan enormes costos al estado y a los bienes particulares involucrados;

Que las situaciones de anegamientos de barrios de viviendas en Noviembre 2009 en el AMGR y otras registradas en el pasado indican la conveniencia de analizar la habilitación para urbanizar de ciertas zonas del Área Metropolitana, basándose en el riesgo de inundación cuando la causa es exclusivamente por precipitaciones y asociadas a la capacidad de desagües pluviales del área;

Que la necesidad de la medida se inscribe en el contexto de la construcción de barrios de viviendas y urbanizaciones en general, donde este organismo otorga la factibilidad de su construcción, atendiendo los riesgos o no de inundación por crecidas de los ríos en el marco de la zonificación que establece la Resolución Nº 1111/98 (APA, 1998) y sus modificatorias;

Que para ese objetivo se evaluaron y analizaron los criterios, recomendaciones y sugerencias establecidas en distintos trabajos, talleres y jornadas de análisis de las situaciones de emergencias hídricas urbanas por elevadas precipitaciones;

Que se han recopilado los antecedentes de infraestructura urbana general, planes directores de drenaje urbano, las obras de defensas y control de inundaciones del AMGR, y los distintos sistemas hídricos de escurrimiento pluvial del área señalada;

Que el trabajo definió tres niveles de zonificación de riesgo hídrico de origen pluvial urbano: **Zona prohibida**, con ocupación permanente de agua en sistemas hídricos naturales o canales principales de desagües pluviales. **Zona de restricción severa**, como áreas de fácil acumulación de agua, cualquiera sea la precipitación. **Zona de restricción severa temporaria**, con zonas que se inundan por la ausencia de sistemas artificiales de escurrimiento pluvial o por inconvenientes de escurrimiento de los sistemas naturales, pero que tienen como marco un Plan Director de drenaje urbano que al ejecutarse las obras pluviales recomendados, disminuyen el riesgo de inundabilidad, y **Zona de restricción leve**, aquellas que no se inundan o lo hacen con muy poca frecuencia, cualquiera sea el monto de las precipitaciones;

Que se ha tomado como base la información proporcionada por las imágenes satelitales Landsat TM, de 1998 y 2009, al igual que fotografías aéreas de Noviembre 2009 capturando los anegamientos por lluvias de numerosos sectores de la ciudad, y el análisis de la información pluviométrica de distintas estaciones en el AMGR;

Que el escenario de definición de la zonificación es el Area Metropolitana del Gran Resistencia, involucrando los municipios de Barranqueras, Puerto Vilelas, Resistencia, Fontana y Puerto Tirol, con un área aproximada de 25.000 hectáreas;

Que la zonificación propuesta asociada a las dificultades naturales y artificiales de sacar los excesos originados por las precipitaciones, permiten proponer las siguientes restricciones al uso del suelo inundable por precipitaciones: **Zona prohibida:** Areas donde no se permite la construcción de viviendas, ni ocupación urbana, al ser terrenos ocupados permanentemente por agua, como lagunas y reservorios artificiales, o pertenecen a los sectores que ocupan los ríos y canales principales de escurrimiento del

AMGR. **Zona de restricción severa**, donde se aconseja la no construcción de viviendas y conjuntos habitacionales de media o alta densidad, ya que aparecen con agua en situaciones de precipitaciones con recurrencia variables entre 5 y 10 años, y que no tienen planes directores de desagües pluviales, por lo que no se puede prever qué sistemas de desagües deben construirse. **Zona de restricción severa temporaria**, donde existe plan director de drenaje urbano, donde se han identificado cuáles son las obras primarias o troncales a construir, y que una vez ejecutadas, cambia la calificación de restricción, pasando de restricción severa temporaria a leve, permitiendo la urbanización según las normas de planeamiento urbano de cada municipio. **Zona de restricción leve**, suelos del AMGR que ante la presencia de precipitaciones elevadas, mayores a 10 años de recurrencia, no se inundan, y en ese caso se habilita la construcción de viviendas, acorde a lo que establecen las reglamentaciones municipales;

Que debe dejarse asentado que el espíritu que se persigue con esta reglamentación de los usos recomendados en áreas inundables es tratar de orientar el crecimiento del centro urbano Gran Resistencia hacia los lugares con garantía de servicio de desagües pluviales, de modo que ante la ocurrencia de precipitaciones disminuyan los daños reales, a los habitantes, viviendas y a la actividad del centro urbano;

Que la responsabilidad primaria en el servicio de desagües pluviales públicos es municipal, por lo que esta medida actúa como aporte, consejo y recomendación, brindando una herramienta mas para planificar el crecimiento urbano, y posibilitando que los municipios involucrados lo hagan operativo;

Que ante pedidos de organismos oficiales y particulares sobre condiciones de riesgo hídrico, este trabajo permitirá agregar una certificación de riesgo hídrico por precipitaciones, como otro factor que brinde mayor seguridad de habitabilidad a la población del AMGR;

Que las obras de defensas u obras estructurales deben estar acompañadas con medidas no estructurales como la que se propone en esta resolución para que efectivamente se preserve la tranquilidad y la convivencia de los ciudadanos con el medio natural en el que se asientan;

Que el Directorio de la Administración Provincial del Agua debe actuar en todo lo normado por las leyes Nº 3230 y Nº 4255 -Código de Aguas- y conforme a las disposiciones del Código Civil, en los temas relacionados a los recursos hídricos, y en los relacionados a línea de ribera y restricciones al uso de tierras inundables;

Que por todo lo expuesto antes se hace necesario el dictado del correspondiente instrumento legal;

EL DIRECTORIO DE LA ADMINISTRACION PROVINCIAL DEL AGUA R E S U E L V E:

ARTICULO 1º: APROBAR para el ámbito del Area Metropolitana del Gran Resistencia la zonificación del uso de la tierra afectada por anegamientos por precipitaciones, según el detalle de zona **prohibida**, zona de **restricción severa** y **severa temporaria**, y zona de **restricción leve**, que se observa en el plano del Anexo I.

ARTICULO 2º: APROBAR las recomendaciones sobre restricciones al uso de la tierra para el mismo ámbito, de acuerdo a las zonificaciones establecidas en el Artículo 1º, y tal como se detallan en el Anexo II de la presente.

ARTICULO 3º: Comuníquese, gírese copia a los siguientes Municipios: Barranqueras, Fontana, Resistencia, Puerto Tirol, Puerto Vilelas, y demás organismos e instituciones relacionadas con el tema, regístrese y archívese.

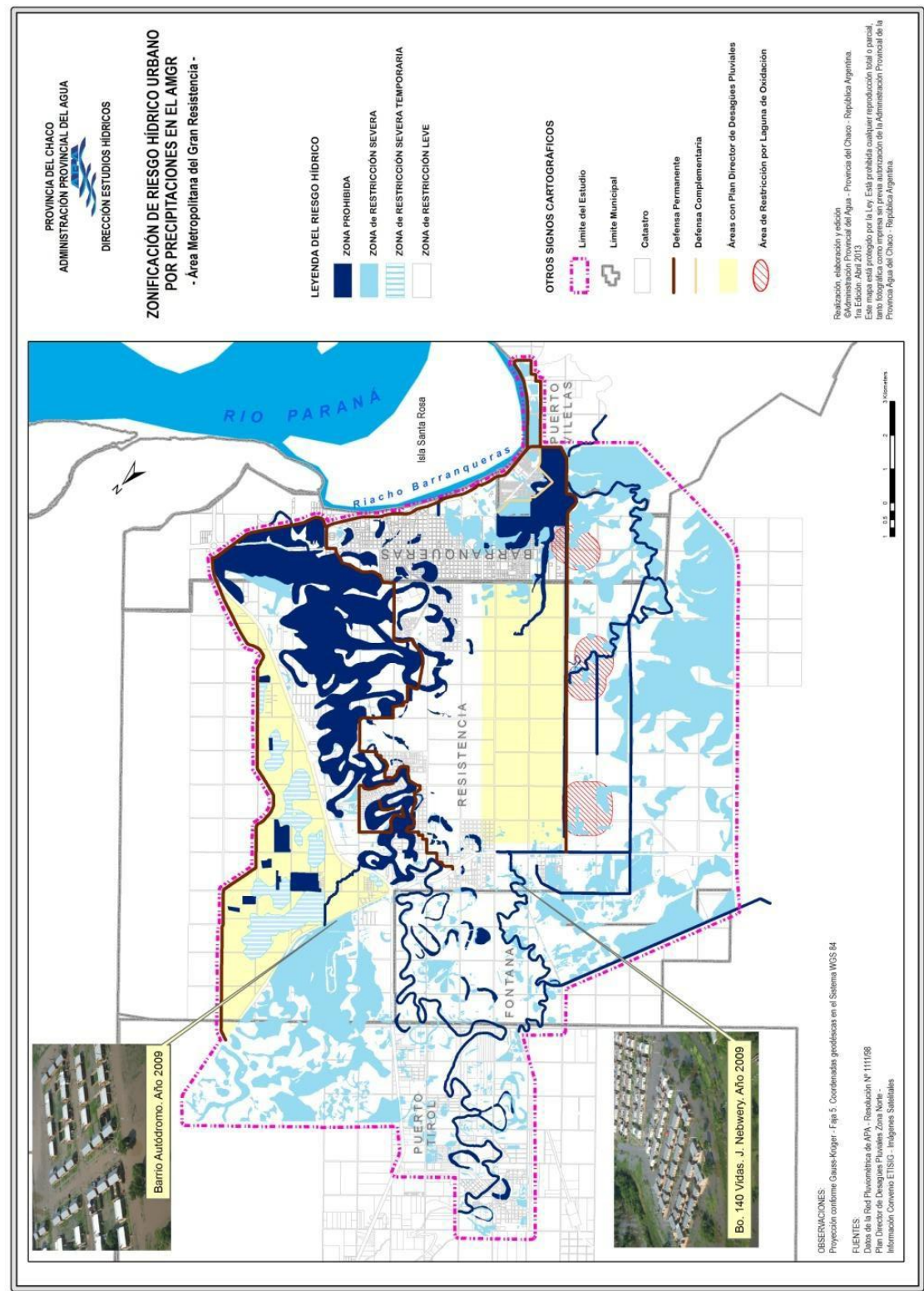
RESOLUCION Nº 0121/14

Cr. Gustavo José A. D´ALESSANDRO
VOCAL APA

Arq. María Cristina MAGNANO
PRESIDENTE APA

ANEXO I: Resolución Nº 0121/14.

Plano de zonificación de riesgo hídrico por precipitaciones en el AMGR.



ANEXO II: Resolución Nº 0121/14.

Restricciones al uso del suelo por inundabilidad por precipitaciones. Area Metropolitana del Gran Resistencia.

Zona prohibida: Areas donde no se permite la construcción de viviendas, ni ocupación urbana, al ser terrenos ocupados permanentemente por agua, como lagunas y reservorios artificiales, o pertenecen a los sectores que ocupan los ríos y canales principales de escurrimiento del AMGR.

Zona de restricción severa, donde se aconseja la no construcción de viviendas y conjuntos habitacionales de media o alta densidad, ya que aparecen con agua en situaciones de precipitaciones con recurrencia variables entre 5 y 10 años, y que no tienen planes directores de desagües pluviales, por lo que no se puede prever qué sistemas de desagües deben construirse.

Zona de restricción severa temporaria, donde existe plan director de drenaje urbano, donde se han identificado cuáles son las obras primarias o troncales a construir, y que una vez ejecutadas, cambia la calificación de restricción, pasando de restricción severa temporaria a leve, permitiendo la urbanización según las normas de planeamiento urbano de cada municipio.

Zona de restricción leve, suelos del AMGR que ante la presencia de precipitaciones elevadas, mayores a 10 años de recurrencia, no se inundan, y en ese caso se habilita la construcción de viviendas, acorde a lo que establecen las reglamentaciones municipales.

Cr. Gustavo José A. D’ALESSANDRO
VOCAL APA

Arq. María Cristina MAGNANO
PRESIDENTE APA

Anexo 16: Computo y Presupuesto**Análisis de Precios. Marzo/2025**

MANO DE OBRA						
DENOMINACIONES	PORCENTAJES		OFICIAL ESPECIALIZADO	OFICIAL	1/2 OFICIAL	AYUDANTE
Horas Normales	189,2	horas /mes	896997,20	767395,20	709121,60	652740,00
Horas Extras Normales	0	horas /mes	0,00	0,00	0,00	0,00
Basico	100,000%	1,0000	896997,20	767395,20	709121,60	652740,00
Presentismo	20,000%	0,2000	179399,44	153479,04	141824,32	130548,00
Vacaciones	5,000%	0,0500	53819,83	46043,71	42547,30	39164,40
S.A.C.	8,330%	0,0833	94147,03	80544,27	74427,98	68510,28
TOTAL BASICO			1224363,50	1047462,22	967921,20	890962,68
Aumento por Decreto			150,00	126,00	112,38	98,75
COSTO MANO DE OBRA SIN APORTES (A)			1224513,50	1047588,22	968033,58	891061,43
APORTE OBRERO						
Jubilación	11,000%	0,1100	134679,99	115220,84	106471,33	98005,90
Obra Social	3,000%	0,0300	36730,91	31423,87	29037,64	26728,88
Ley 19.032	3,000%	0,0300	36730,91	31423,87	29037,64	26728,88
Sindicato	2,500%	0,0250	30609,09	26186,56	24198,03	22274,07
Seguro de Vida			10,20	10,20	10,20	10,20
Fondo Salud Publica	0,500%	0,0050	6121,82	5237,31	4839,61	4454,81
TOTAL APORTES OBRERO			244882,90	209502,64	193594,44	178202,74
TOTAL SUELDO BOLSILLO			979630,60	838085,57	774439,14	712858,70
APORTE PATRONAL						
ANSES	16%+6% OS		158944,75	135979,12	125652,52	115661,12
ART FIJO	22%+0,6%+13,44% de SB		167583,87	143369,98	132482,09	121947,62
Sindicato	2,500%	0,0250	30609,09	26186,56	24198,03	22274,07
Fondo de Salud Publica	0,500%	0,0050	6121,82	5237,31	4839,61	4454,81
Fondo de Desempleo	12,000%	0,1200	146923,62	125695,47	116150,54	106915,52
IERIC	0,240%	0,0024	2938,47	2513,91	2323,01	2138,31
Ropa y Equipo de Seguridad			42857,97	20951,76	19360,67	17821,23
Aporte Patronal por Asign.	4,500%	0,0450	55096,36	47135,80	43556,45	40093,32
Examen Preocupacional	2% de f.de des.		2938,47	2513,91	2323,01	2138,31
TOTAL APORTES PATRONALES (B)			614014,42	509583,82	470885,94	433444,32
COSTO TOTAL MANO DE OBRA (A+B)			1838527,92	1557172,04	1438919,52	1324505,76
Incremento solidario						
Costo Promedio por Hora			9717,38	8230,30	7605,28	7000,56
RESUMEN	Costo Horas Norm.(\$/hs)		4741,00	4056,00	3748,00	3450,00
	Costo Horas Ext.(\$/hs)		8691,833	7436,000	6871,333	6325,000
	Costo Real(\$/hs)		9717,38	8230,30	7605,28	7000,56
	% de Incidencia		2,0496	2,0292	2,0292	2,0291

COEFICIENTES FIJOS				
II) - AMORTIZACIÓN E INTERESES				
Amortización - Maquinas Pesadas				
$\frac{8 \text{ hs/día}}{10.000 \text{ hs}}$	x	1		0,00080 1/día
Intereses				
$\frac{12\% \text{ / año}}{2}$	x	$\frac{8 \text{ h/d}}{2.000 \text{ hs/año}}$	=	0,00024 1/día
				0,00104 1/día
Amortización - Maquinas Livianas				
$\frac{8 \text{ hs/día}}{6.336 \text{ hs}}$				0,00126 1/día
Intereses				
$\frac{20\% \text{ / año}}{3}$	x	$\frac{8 \text{ h/d}}{2.000 \text{ hs/año}}$	=	0,00027 1/día
				0,00153 1/día
III) REPARACIÓN Y REPUESTOS				
Equipos - (75 % Amortiz.) =	75%	x	0,0008 1/d	0,0006 1/día
Camión - (50 % Amortiz.) =	50%	x	0,0008 1/d	0,0004 1/día
IV) COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES				
Equipos				
0,15 l/Hph *	8 hs/día x	1116 \$/L	1,3	1740,4959 1/Hpd
Camiones				
0,4 Lts/Km x	1115,70 \$/L x	1,3		580,1653 \$/Km
V) CÁMARAS Y CUBIERTAS (Caminones)				
$\frac{6 \text{ cub.}}{80.000 \text{ Km}}$	x	$\frac{500.000 \text{ $/cub.}}{}$	=	37,5 \$/Km
VI) SEGUROS Y PATENTES (Caminones)				
$\frac{10\% \text{ / año}}{2.000 \text{ hs/año}}$	x	$\frac{8 \text{ h/d}}{}$	=	0,0004 1/día
VII) COEFICIENTE RESUMEN				
Costo				1,0000
Gastos Generales	18,00%			0,1800
Beneficios	10,00%			0,1000
				<u>1,2800</u>
Gastos Financieros	3,50%			0,0448
				<u>1,3248</u>
I.V.A. e Ing Brutos	23,75%			0,3146
COEFICIENTE RESUMEN ADOPTADO				1,639

ANÁLISIS DE PRECIOS

1		EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA						m³	
I) EJECUCIÓN									
A) EQUIPOS									
Nº ORDE N	EQUIPOS	CANT.	POTENCIA (HP)	COSTOS		\$/m³			
				Unitario	Total				
1	RETROEXCAVADORA CAT - 416 D		74	\$ 121.500.000,00	\$ 121.500.000,00				
2	CAMION VOLCADOR M. BENZ 1114	2	145	\$ 83.700.000,00	\$ 167.400.000,00				
			219		\$ 288.900.000,00				
DESIGNACIÓN			COEFICIENTE		COSTO	UN.	COSTOS		
							PARCIALES	TOTALES	
Amortización e Intereses			0,00104	1/día	\$ 288.900.000,00	\$/día	300.456,00		
Reparación y Repuestos			0,0006	1/día	\$ 288.900.000,00	\$/día	173.340,00		
Combustible y Lubricantes			1740,496	1/Hpd	219	HP	\$/día	381.168,60	854.964,60
Sub-Total Equipos								854.964,60	
B) MANO DE OBRA									
Nº ORDE N	NOMINA	CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO		
							PARCIALES	TOTALES	
1	Oficial Especializado	1	8,00	9.717,38		\$/día	77739,02		
2	Oficial	3	8,00	8.230,30		\$/día	197527,11		
3	1/2 Oficial		8,00	7.605,28		\$/día	0,00		
4	Ayudante	1	8,00	7.000,56		\$/día	56004,47	331.270,60	
Sub-Total Mano de Obra								331.270,60	
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN						\$/día	1186235,20		
RENDIMIENTO						m³/día	96,00		
COSTO UNITARIO EJECUCIÓN						\$/m3		12356,62	
II) MATERIALES									
Nº ORDE N	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA	UN.	COSTO			
						PARCIALES	TOTALES		
					m³/m²	\$/m³	\$/m²	0,00	0,00
Sub-Total Materiales								0,00	
COSTO UNITARIO MATERIALES						\$/m3		0,00	
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO									
1	HERRAMIENTAS MENORES	×		12356,62	\$/m3	\$/m²	0,00		
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00 \$/tn	×	0	tn/m²	\$/m²	0,00	0,00	
Sub-Total Herr. Men. y Transporte								0,00	
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE						\$/m		0,00	
RESUMEN									
I)	EJECUCIÓN					\$/m3	12.356,62		
II)	MATERIALES					\$/m3	0,00		
III)	HERRAMIENTAS MENORES					\$/m3	0,00		
COSTO-COSTO						\$/m3	12.356,62		
COEFICIENTE RESUMEN		1,64							
PRECIO		1,64	×	12356,62	\$/m3	\$/m3	20.257,94		
PRECIO ADOPTADO						\$/m3		20.257,94	

2	RELLENO SUELO CLASIFICADO							m³
I) EJECUCIÓN								
A) EQUIPOS								
N° ORDE N	EQUIPOS	CANT.	POTENCIA (HP)	COSTOS				
				Unitario	Total			
1	RETROEXCAVADORA CAT - 416 D		74	\$ 121.500.000,00	\$ 121.500.000,00			
2	CAMION VOLCADOR M. BENZ 1114	1	145	\$ 83.700.000,00	\$ 83.700.000,00			
			219		\$ 205.200.000,00			
DESIGNACIÓN			COEFICIENTE		COSTO	UN.	COSTOS	
							PARCIALES	TOTALES
Amortización e Intereses			0,00104	1/día	\$ 205.200.000,00	\$/día	213.408,00	
Reparación y Repuestos			0,0006	1/día	\$ 205.200.000,00	\$/día	123.120,00	
Combustible y Lubricantes			1740,496	1/Hpd	219	HP \$/día	381.168,60	717.696,60
							Sub-Total Equipos	717.696,60
B) MANO DE OBRA								
N° ORDE N	NOMINA	CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO	
							PARCIALES	TOTALES
1	Oficial Especializado	1	8,00	9.717,38		\$/día	77739,02	
2	Oficial	2	8,00	8.230,30		\$/día	131684,74	
3	1/2 Oficial		8,00	7.605,28		\$/día	0,00	
4	Ayudante	2	8,00	7.000,56		\$/día	112008,94	321.432,70
							Sub-Total Mano de Obra	321.432,70
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN						\$/día	1039129,30	
RENDIMIENTO						m³/día	96,00	
COSTO UNITARIO EJECUCIÓN						\$/m3		10824,26
II) MATERIALES								
N° ORDE N	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA	UN.	COSTO		
						PARCIALES	TOTALES	
		m³/m²			\$/m³ \$/m²	0,00	0,00	
						Sub-Total Materiales		0,00
COSTO UNITARIO MATERIALES						\$/m3		0,00
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO								
1	HERRAMIENTAS MENORES	3,0%	×	10824,26	\$/m3	\$/m²	324,73	
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00	\$/tn	×	0	tn/m²	\$/m²	0,00
							Sub-Total Herr. Men. y Transporte	324,73
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE						\$/m		324,73
RESUMEN								
I)	EJECUCIÓN					\$/m3	10.824,26	
II)	MATERIALES					\$/m3	0,00	
III)	HERRAMIENTAS MENORES					\$/m3	324,73	
COSTO-COSTO						\$/m3	11.148,99	
COEFICIENTE RESUMEN		1,64						
PRECIO		1,64	×	11148,99	\$/m3	\$/m3	18.278,10	
PRECIO ADOPTADO						\$/m3		18.278,10

3	Hormigón RDC esp = 10 cm							m3
I) EJECUCIÓN								
A) EQUIPOS								
Nº ORDE N	EQUIPOS	CANT.	POTENCIA (HP)	COSTOS				
				Unitario	Total			
		0		\$ 0,00				
DESIGNACIÓN		COEFICIENTE		COSTO	UN.	COSTOS		
						PARCIALES	TOTALES	
Amortización e Intereses		0,00104	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00		
Reparación y Repuestos		0,00060	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00		
Combustible y Lubricantes		1740,49587	1/Hpd	0	HP	\$/día	0,00	0,00
						Sub-Total Equipos 0,00		
B) MANO DE OBRA								
Nº ORDE N	NOMINA	CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO	
							PARCIALES	TOTALES
DISTRIBUCION								
1	Oficial Especializado		8,00	9.717,38		\$/día	0,00	
2	Oficial	1	8,00	8.230,30		\$/día	65842,37	
3	1/2 Oficial		8,00	7.605,28		\$/día	0,00	
4	Ayudante	1	8,00	7.000,56		\$/día	56004,47	121.846,84
						Sub-Total Mano de Obra 121.846,84		
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN						\$/día	121.846,84	
RENDIMIENTO						m3/día	8,00	
						\$/m3	15230,86	
II) MATERIALES								
Nº ORDE N	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA	UN.	COSTO		
						PARCIALES	TOTALES	
1	HORMIGÓN RDC 150KG/M3	m³/m3	1,000	156.037,06	\$/m³	\$/m3	156.037,06	156.037,06
						Sub-Total Materiales 156.037,06		
COSTO UNITARIO MATERIALES						\$/m3	156.037,06	
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO								
1	HERRAMIENTAS MENORES	2,0%	×	171267,92	\$/m3	\$/m3	3.425,36	
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00	\$/tn	×	0	tn/un	\$/un	0,00
						Sub-Total Herr. Men. y Transporte 3.425,36		
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE						\$/m3	3.425,36	
RESUMEN								
I) EJECUCIÓN						\$/m3	15.230,86	
II) MATERIALES						\$/m3	156.037,06	
III) HERRAMIENTAS MENORES						\$/m3	3.425,36	
COSTO-COSTO						\$/m3	174.693,28	
COEFICIENTE RESUMEN		1,64						
PRECIO		1,64	×	174693,28	\$/m3	\$/m3	286.399,15	
PRECIO ADOPTADO						\$/m3	286.399,15	

4	Platea de hormigón H-21 - Esp. 20 cm						m2	
I) EJECUCIÓN								
A) EQUIPOS								
N° ORDEN	EQUIPOS	CANT.	POTENCIA (HP)	COSTOS				
				Unitario	Total			
			0			\$ 0,00		
DESIGNACIÓN			COEFICIENTE		COSTO	UN.	COSTOS	
							PARCIALES	TOTALES
Amortización e Intereses			0,00104	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00	
Reparación y Repuestos			0,0006	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00	
Combustible y Lubricantes			1740,496	1/Hpd	0	HP	\$/día	0,00
						Sub-Total Equipos	0,00	
B) MANO DE OBRA								
N° ORDEN	NOMINA	CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO	
							PARCIALES	TOTALES
DISTRIBUCION								
1	Oficial Especializado	0,0	8,00	9.717,38		\$/día	0,00	
2	Oficial	1,0	8,00	8.230,30		\$/día	65842,37	
3	1/2 Oficial		8,00	7.605,28		\$/día	0,00	
4	Ayudante	1,0	8,00	7.000,56		\$/día	56004,47	121.846,84
						Sub-Total Mano de Obra	121.846,84	
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN						\$/día	121.846,84	
RENDIMIENTO						m³/día	1,60	
						\$/m3	76154,28	
II) MATERIALES								
N° ORDEN	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA		UN.	COSTO	
							PARCIALES	TOTALES
1	HORMIGÓN H-25	m³/m3	1,0000000	156.037,06	\$/m²	\$/m3	156.037,06	156.037,06
2	MALLA CIMA 15x15x8mm (2,40x6,00)	m²/m3	6,2500000	15.000,00	\$/m²	\$/m3	93.750,00	93.750,00
						Sub-Total Materiales	249.787,06	
COSTO UNITARIO MATERIALES						\$/m3	249.787,06	
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO								
1	HERRAMIENTAS MENORES	2,0%	×	325941,34	\$/un	\$/un	6.518,83	
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00	\$/tn	×	0	tn/un	\$/un	0,00
						Sub-Total Herr. Men. y Transporte	6.518,83	
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE						\$/m3	6.518,83	
RESUMEN								
I)	EJECUCIÓN					\$/m3	76.154,28	
II)	MATERIALES					\$/m3	249.787,06	
III)	HERRAMIENTAS MENORES					\$/m3	6.518,83	
COSTO-COSTO						\$/m3	332.460,17	
COEFICIENTE RESUMEN		1,64						
PRECIO		1,64	×	332460,17	\$/un	\$/m3	545.048,50	
PRECIO ADOPTADO						\$/m3	545.048,50	

5	Mamposteria de Ladrillos comunes esp= 30 cm M.A.R. 1/4:1:3							m3	
I) EJECUCIÓN									
A) EQUIPOS									
N° ORDE N	EQUIPOS	CANT.	POTENCIA (HP)	COSTOS		UN.	\$/m3		
				Unitario	Total				
			0			\$ 0,00			
DESIGNACIÓN		COEFICIENTE		COSTO		UN.	COSTOS		
							PARCIALES	TOTALES	
Amortización e Intereses		0,00104 1/día		\$ 0,00		\$/día	0,00		
Reparación y Repuestos		0,0006 1/día		\$ 0,00		\$/día	0,00		
Combustible y Lubricantes		1740,496 1/Hpd		0		HP \$/día	0,00 0,00		
						Sub-Total Equipos		0,00	
B) MANO DE OBRA									
N° ORDE N	NOMINA	CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO		
							PARCIALES	TOTALES	
DISTRIBUCION									
1	Oficial Especializado		8,00	9.717,38		\$/día	0,00		
2	Oficial	1	8,00	8.230,30		\$/día	65842,37		
3	1/2 Oficial		8,00	7.605,28		\$/día	0,00		
4	Ayudante	1	8,00	7.000,56		\$/día	56004,47	121.846,84	
							Sub-Total Mano de Obra 121.846,84		
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN						\$/día	121.846,84		
RENDIMIENTO						m³/día	2,21		
						\$/m³	55134,32		
II) MATERIALES									
N° ORDE N	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA		UN.	COSTO		
							PARCIALES	TOTALES	
1	LADRILLOS COMUNES DE 15	Un/m3	400	117,81	\$/un	\$/m³	47.124,00	47.124,00	
2	CEMENTO	Kg/m3	66	249,27	\$/kg	\$/m³	16.435,46	16.435,46	
3	CAL	Kg/m3	64	266,12	\$/kg	\$/m³	16.925,76	16.925,76	
4	ARENA	m³/m3	0,35	14.876,03	\$/m³	\$/m³	5.206,61	5.206,61	
5	REFUERZO DE MAMP. 2Φ8 C/ 4 HILADAS	tn/m3	0,0087	1.595.387,54	\$/tn	\$/m³	13.850,05	13.850,05	
							Sub-Total Materiales 99.541,88		
COSTO UNITARIO MATERIALES						\$/m³	99.541,88		
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO									
1	HERRAMIENTAS MENORES	1,0%	×	154676,20	\$/un	\$/m³	1.546,76		
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00	\$/tn	×	0 tn/un	\$/m³	0,00	1.546,76	
						Sub-Total Herr. Men. y Transporte		1.546,76	
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE						\$/m³	1.546,76		
RESUMEN									
I) EJECUCIÓN						\$/m³	55.134,32		
II) MATERIALES						\$/m³	99.541,88		
III) HERRAMIENTAS MENORES						\$/m³	1.546,76		
COSTO-COSTO						\$/m³	156.222,96		
COEFICIENTE RESUMEN		1,64							
PRECIO		1,64	×	156222,96	\$/m3	\$/m³	256.118,17		
PRECIO ADOPTADO						\$/m³	256.118,17		

6		Revoque Azotado esp. = 1 cm M.C.						m2		
D) EJECUCIÓN										
A) EQUIPOS										
N° ORDE N		EQUIPOS		CANT.	PO TENCIA (HP)		COSTOS		\$/m ²	
							Unitario	Total		
				0			\$ 0,00			
DESIGNACIÓN				COEFICIENTE		COSTO		UN.	COSTOS	
									PARCIALES	TOTALES
Amortización e Intereses				0,00104 1/día		\$ 0,00		\$/día	0,00	
Reparación y Repuestos				0,0006 1/día		\$ 0,00		\$/día	0,00	
Combustible y Lubricantes				1740,496 1/Hpd		0 HP		\$/día	0,00 0,00	
								Sub-Total Equipos		0,00
B) MANO DE OBRA										
N° ORDE N		NOMINA		CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO	
									PARCIALES	TOTALES
DISTRIBUCION										
1		Oficial Especializado			8,00	9.717,38		\$/día	0,00	
2		Oficial		1	8,00	8.230,30		\$/día	65842,37	
3		1/2 Oficial			8,00	7.605,28		\$/día	0,00	
4		Ayudante		1	8,00	7.000,56		\$/día	56004,47 121.846,84	
								Sub-Total Mano de Obra		121.846,84
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN								\$/día	121.846,84	
RENDIMIENTO								m ² /día	32,00	
								\$/m ²	3807,71	
CANTIDAD								m ² /un	#¡VALOR!	
								\$/un	#¡VALOR!	
II) MATERIALES										
N° ORDE N		DESIGNACIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA		UN.	COSTO	
									PARCIALES	TOTALES
1		CEMENTO		Kg/m ²	7,0000000	249,27	\$/kg	\$/m ²	1.744,90 1.744,90	
2		ARENA		m ³ /m ²	0,0150000	14.876,03	\$/m ³	\$/m ²	223,14 223,14	
								Sub-Total Materiales		1.968,04
COSTO UNITARIO MATERIALES								\$/m ²	1.968,04	
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO										
1		HERRAMIENTAS MENORES		0,0%	×	5775,75	\$/un	\$/m ³	0,00	
2		TRANSPORTE INTERNO		0,00	\$/tn	×	0 tn/un	\$/m ³	0,00 0,00	
								Sub-Total Herr. Men. y Transporte		0,00
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE								\$/m ³	0,00	
RESUMEN										
I)		EJECUCIÓN						\$/m ²	3.807,71	
II)		MATERIALES						\$/m ²	1.968,04	
III)		HERRAMIENTAS MENORES						\$/m ²	0,00	
COSTO-COSTO								\$/m ²	5.775,75	
COEFICIENTE RESUMEN		1,21								
PRECIO		1,21		×		5775,75 \$/un		\$/m ²	6.988,66	
PRECIO ADOPTADO										
								\$/m ²	6.988,66	

DESIGNACIÓN	COEFICIENTE		COSTO	UN.	COSTOS	
					PARCIALES	TOTALES
Amortización e Intereses	0,00104	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00	
Reparación y Repuestos	0,0006	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00	
Combustible y Lubricantes	1740,496	1/Hpd	0	HP	\$/día	0,00
				Sub-Total Equipos		0,00

COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN	\$/día	299.698,16
RENDIMIENTO	m ³ /día	1,79
	\$/m³	167079,11

III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO									
1	HERRAMIENTAS MENORES	2,0%	×	534339,13	\$/un		\$/un	10.686,78	
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00	\$/tn	×	0	tn/un	\$/un	0,00	10.686,78
					Sub-Total Herr. Men. y Transporte				10.686,78
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE							\$/m³		10.686,78

182

8	Tapa H° A° H-25 de 16cm de espesor						m3
I) EJECUCIÓN							
A) EQUIPOS							
N° ORDE N	EQUIPOS	CANT.	POTENCIA (HP)	COSTOS		\$/m³	
				Unitario	Total		
			0	\$ 0,00			
DESIGNACIÓN		COEFICIENTE		COSTO	UN.	COSTOS	
						PARCIALES	TOTALES
Amortización e Intereses		0,00104	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00	
Reparación y Repuestos		0,0006	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00	
Combustible y Lubricantes		1740,496	1/Hpd	0	HP \$/día	0,00	0,00
						Sub-Total Equipos	0,00
B) MANO DE OBRA							
N° ORDE N	NOMINA	CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO
							PARCIALES TOTALES
DISTRIBUCION							
1	Oficial Especializado		8,00	9.717,38		\$/día	0,00
2	Oficial	1	8,00	8.230,30		\$/día	65842,37
3	1/2 Oficial	0	8,00	7.605,28		\$/día	0,00
4	Ayudante	1,0	8,00	7.000,56		\$/día	56004,47
						Sub-Total Mano de Obra	121.846,84
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN					\$/día	121.846,84	
RENDIMIENTO					m³/día	1,79	
					\$/m³	67928,55	
II) MATERIALES							
N° ORDE N	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA	UN.	COSTO	
						PARCIALES	TOTALES
1	HORMIGÓN H-25	m³/m³	1,0000000	156.037,06 \$/m³	\$/m³	156.037,06	156.037,06
2	HIERRO 1 Ø8mm c/10cm	tn/m³	0,0325875	1.595.387,54 \$/tn	\$/m³	51.989,69	51.989,69
3	HIERRO 1 Ø8mm c/15cm	tn/m³	0,0221595	1.595.387,54 \$/tn	\$/m³	35.352,99	35.352,99
4	TABLAS, Fenolicos de 1,22mx2,44m x 18mm	m²/m³	5,0000000	17.298,98 \$/m²	\$/m³	86.494,92	86.494,92
5	TIRANTES de 3" x 3"	m/m³	15,0000000	1.239,67 \$/m²	\$/m³	18.595,04	18.595,04
6	CLAVOS 2 1/2" x 3,33mm	kg/m²	1,0000000	3.116,16 \$/kg	\$/m²	3.116,16	3.116,16
7	Alambre N° 16	kg/m³	2,1000000	3.116,16 \$/kg	\$/m³	6.543,93	6.543,93
						Sub-Total Materiales	358.129,79
COSTO UNITARIO MATERIALES					\$/m³	358.129,79	
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO							
1	HERRAMIENTAS MENORES	2,0%	×	426058,34 \$/un	\$/un	8.521,17	
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00 \$/tn	×	0 tn/un	\$/un	0,00	8.521,17
						Sub-Total Herr. Men. y Transporte	8.521,17
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE					\$/m³	8.521,17	
RESUMEN							
I) EJECUCIÓN					\$/m³	67.928,55	
II) MATERIALES					\$/m³	358.129,79	
III) HERRAMIENTAS MENORES					\$/m³	8.521,17	
COSTO-COSTO					\$/m³	434.579,51	
COEFICIENTE RESUMEN		1,64					
PRECIO		1,64	×	434579,51 \$/un	\$/m³	712.467,03	
PRECIO ADOPTADO					\$/m³	712.467,03	

9		SUMIDERO DE CUNETA CON REJA - INTERIOR 1,20X1,20						un	
I) EJECUCIÓN									
A) EQUIPOS									
N° ORDE N	EQUIPOS	CANT.	POTENCIA (HP)	COSTOS					
				Unitario	Total				
						\$/un			
			0			\$ 0,00			
DESIGNACIÓN			COEFICIENTE		COSTO	UN.	COSTOS		
							PARCIALES	TOTALES	
Amortización e Intereses			0,00104	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00		
Reparación y Repuestos			0,0006	1/día	\$ 0,00	\$/día	0,00		
Combustible y Lubricantes			1966,116	1/Hpd	0	HP	\$/día	0,00	
						Sub-Total Equipos		0,00	
B) MANO DE OBRA									
N° ORDE N	NOMINA	CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO		
							PARCIALES	TOTALES	
DISTRIBUCION									
1	Oficial Especializado		8,00	9.704,96		\$/día	0,00		
2	Oficial	1	8,00	8.218,06		\$/día	65744,47		
3	1/2 Oficial		8,00	7.593,14		\$/día	0,00		
4	Ayudante	1	8,00	6.988,52		\$/día	55908,12	121.652,59	
						Sub-Total Mano de Obra		121.652,59	
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN						\$/día	121.652,59		
RENDIMIENTO						un/día	1,00		
						\$/un	121652,59		
II) EJECUCIÓN									
N° ORDE N	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA	UN.	COSTO			
						PARCIALES	TOTALES		
1	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m³/un	4,3350000	20.344,19 \$/m²	\$/un	88.192,06	88.192,06		
2	Base de Asiento H-25 con Ø del 10 cada 15 cm esp = 16 cm	m²/un	2,8900000	104.192,46 \$/m²	\$/un	301.116,21	301.116,21		
3	Tapas de hormigón H-25 con Ø del 8 cada 10 cm esp = 8 cm	m²/un	1,6900000	79.872,25 \$/m³	\$/un	134.984,10	134.984,10		
4	Mampostería de Ladrillos comunes esp= 20 cm M.A.R. 1/4:1:3	m³/un	1,2480000	228.772,65 \$/m²	\$/un	285.508,27	285.508,27		
5	Revoque Azotado esp. = 1 cm M.C.	m²/un	5,2800000	8.226,99 \$/m³	\$/un	43.438,51	43.438,51		
6	Reja Metalica de 60 cm x 60 cm	un/un	2,0000000	44.478,14 \$/un	\$/un	88.956,28	88.956,28		
						Sub-Total Materiales		942.195,43	
COSTO UNITARIO MATERIALES						\$/un	942.195,43		
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO									
1	HERRAMIENTAS MENORES	0,0%	×	1063848,02 \$/un	\$/un	0,00			
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00 \$/tn	×	0 tn/un	\$/un	0,00	0,00		
						Sub-Total Herr. Men. y Transporte		0,00	
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE						\$/m²	0,00		
RESUMEN									
I)	EJECUCIÓN				\$/un	121.652,59			
II)	MATERIALES				\$/un	942.195,43			
III)	HERRAMIENTAS MENORES				\$/un	0,00			
COSTO-COSTO					\$/un	1.063.848,02			
COEFICIENTE RESUMEN		1,64							
PRECIO		1,64	×	1063848,02 \$/un	\$/un	1.744.115,00			
PRECIO ADOPTADO					\$/un	1.744.115,00			

10	DESAGÜES CON CAÑOS DE PEAD DE $\phi=600$ mm						m	
D) EJECUCIÓN								
A) EQUIPOS								
N° ORDE N	EQUIPOS	CANT.	POTENCIA (HP)	COSTOS				
				Unitario	Total			
1	CAMION VOLCADOR M. BENZ 1114	0,25	145	\$ 75.950.000,00	\$ 18.987.500,00			
2	RETROEXCAVADORA CAT - 416 D	0,25	74	\$ 110.250.000,00	\$ 27.562.500,00			
3	EQUIPOS Y HERRAMIENTAS MENORES	1		\$ 2.572.500,00	\$ 2.572.500,00			
			219		\$ 49.122.500,00			
DESIGNACIÓN			COEFICIENTE		COSTO	UN.	COSTOS	
							PARCIALES	TOTALES
Amortización e Intereses			0,00104	1/día	\$ 49.122.500,00	\$/día	51.087,40	
Reparación y Repuestos			0,0006	1/día	\$ 49.122.500,00	\$/día	29.473,50	
Combustible y Lubricantes			1966,116	1/Hpd	219	HP	\$/día 430.579,34	511.140,24
						Sub-Total Equipos		511.140,24
B) MANO DE OBRA								
N° ORDE N	NOMINA	CANTIDAD	hs/día	UNITARIO	\$/hs	UN.	COSTO	
							PARCIALES	TOTALES
DISTRIBUCION								
1	Oficial Especializado		8,00	9.704,96		\$/día	0,00	
2	Oficial	2	8,00	8.218,06		\$/día	131488,93	
3	1/2 Oficial		8,00	7.593,14		\$/día	0,00	
4	Ayudante	2	8,00	6.988,52		\$/día	111816,25	243.305,18
						Sub-Total Mano de Obra		243.305,18
COSTO DIARIO DE EJECUCIÓN						\$/día	754.445,42	
RENDIMIENTO						m/día	32,00	
						\$/m		23576,42
II) MATERIALES								
N° ORDE N	DESIGNACIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO PUESTO EN OBRA	UN.		COSTO	
							PARCIALES	TOTALES
1	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA	m3/m	1,3200000	20.344,19	\$/m3	\$/m	26.854,33	26.854,33
2	Caño de PEAD $\phi=600$ mm	Un/m	1,0000000	160.985,00	\$/un	\$/m	160.985,00	160.985,00
2	Suelo clasificado	m3/m	0,1650000	15.406,49	\$/m3	\$/m	2.542,07	2.542,07
						Sub-Total Materiales		190.381,40
COSTO UNITARIO MATERIALES						\$/m		190.381,40
III) HERRAMIENTAS MENORES y TRANSPORTE INTERNO								
1	HERRAMIENTAS MENORES	0,0%	×	213957,82	\$/m³	\$/m	0,00	
2	TRANSPORTE INTERNO	0,00	\$/tn	×	0 tn/m³	\$/m	0,00	0,00
						Sub-Total Herr. Men. y Transporte		0,00
COSTO UNITARIO HERRAMIENTAS MENORES Y TRANSPORTE						\$/m		0,00
RESUMEN								
I) EJECUCIÓN						\$/m	23.576,42	
II) MATERIALES						\$/m	190.381,40	
III) HERRAMIENTAS MENORES						\$/m	0,00	
COSTO-COSTO						\$/m	213.957,82	
COEFICIENTE RESUMEN		1,64						
PRECIO		1,64	×	213957,82	\$/m	\$/m	350.771,01	
PRECIO ADOPTADO						\$/m		350.771,01

Anexo 17: Evaluación Socio-Económica

2. COSTO SOCIAL DE LOS INSUMOS			
Inversiones del proyecto			
Concepto	Costos Privados \$	Coeficiente de Corrección	CS Costo
M.O. No calificada	49.521.431	0,8	39.617.144
M.O. Calificada	49.521.431	1	49.521.431
Insumos Transables	94.686.852	1,05	99.421.194
Insumos No Transables	220.935.987	1	220.935.987
Costo - Costo	414.665.700		409.495.756
Gastos Generales	74.639.826	1	74.639.826
Beneficios Empresa	48.930.553	0	0
IVA	113.029.576,4	0	0
Otros Impuestos	28.787.116,5	0	0
TOTALES	680.052.771,3		484.135.582

ANEXOS DE PLANOS

Plano n° 1: Ubicación geográfica de la localidad,

Plano n° 2: Ubicación del área de estudio.

Plano n° 3: Mapa geológico de la provincia del Chaco.

Plano n° 4: Relevamiento Topográfico.

Plano n° 5: Curvas de nivel.

Plano n° 6: Área de Aporte

Plano n° 7: Hidrodinámica

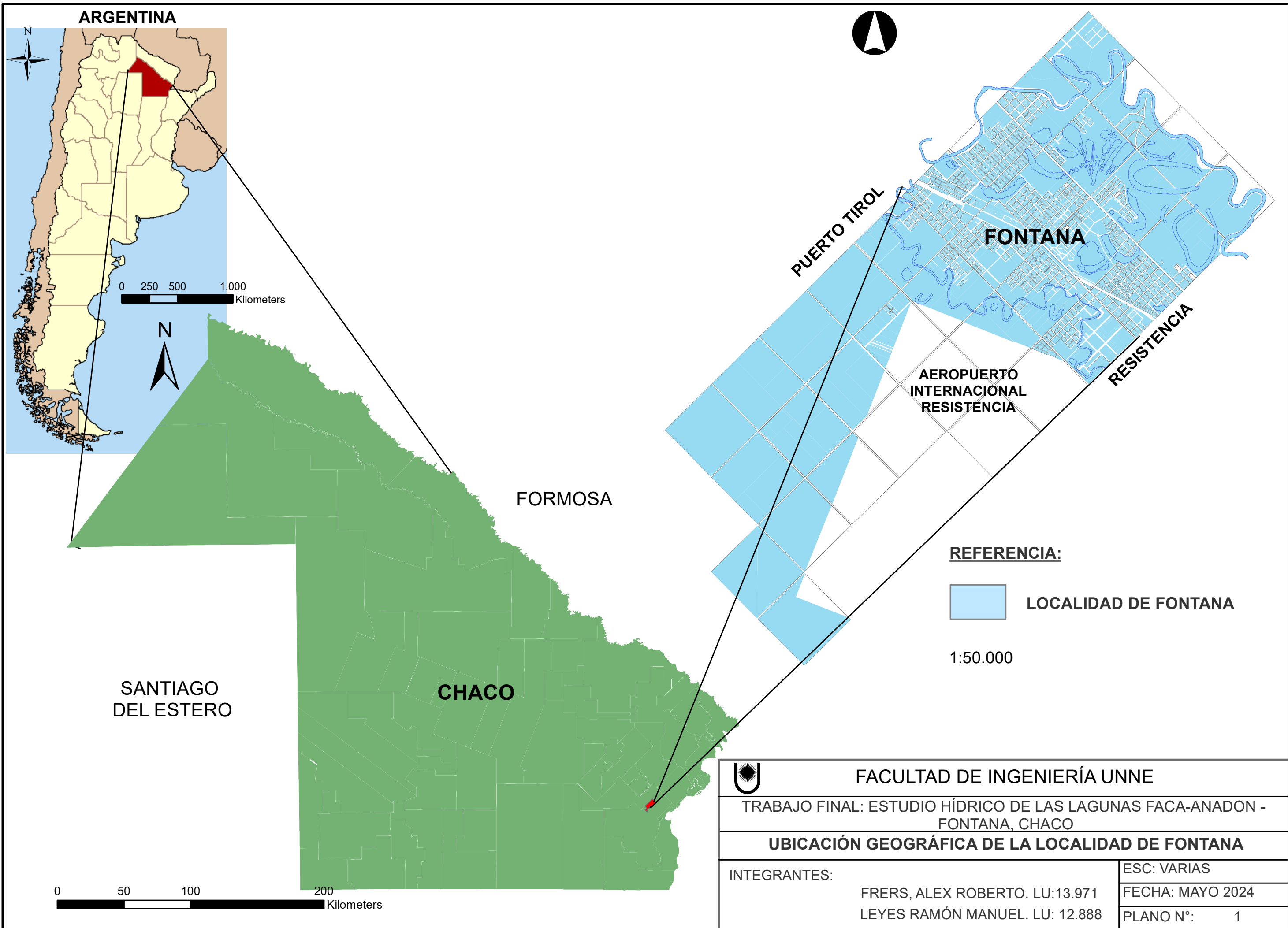
Plano n° 8: Calibración 2009

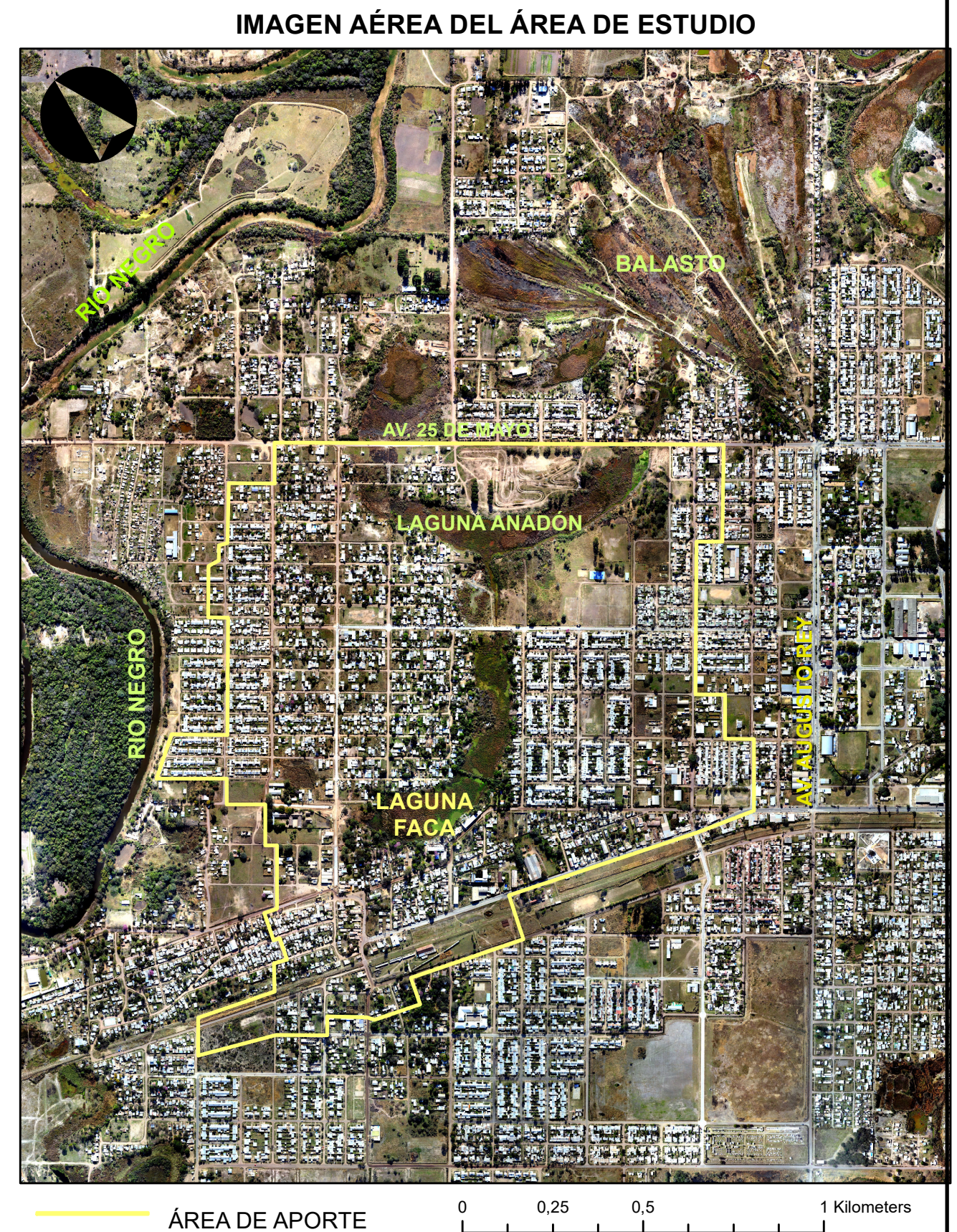
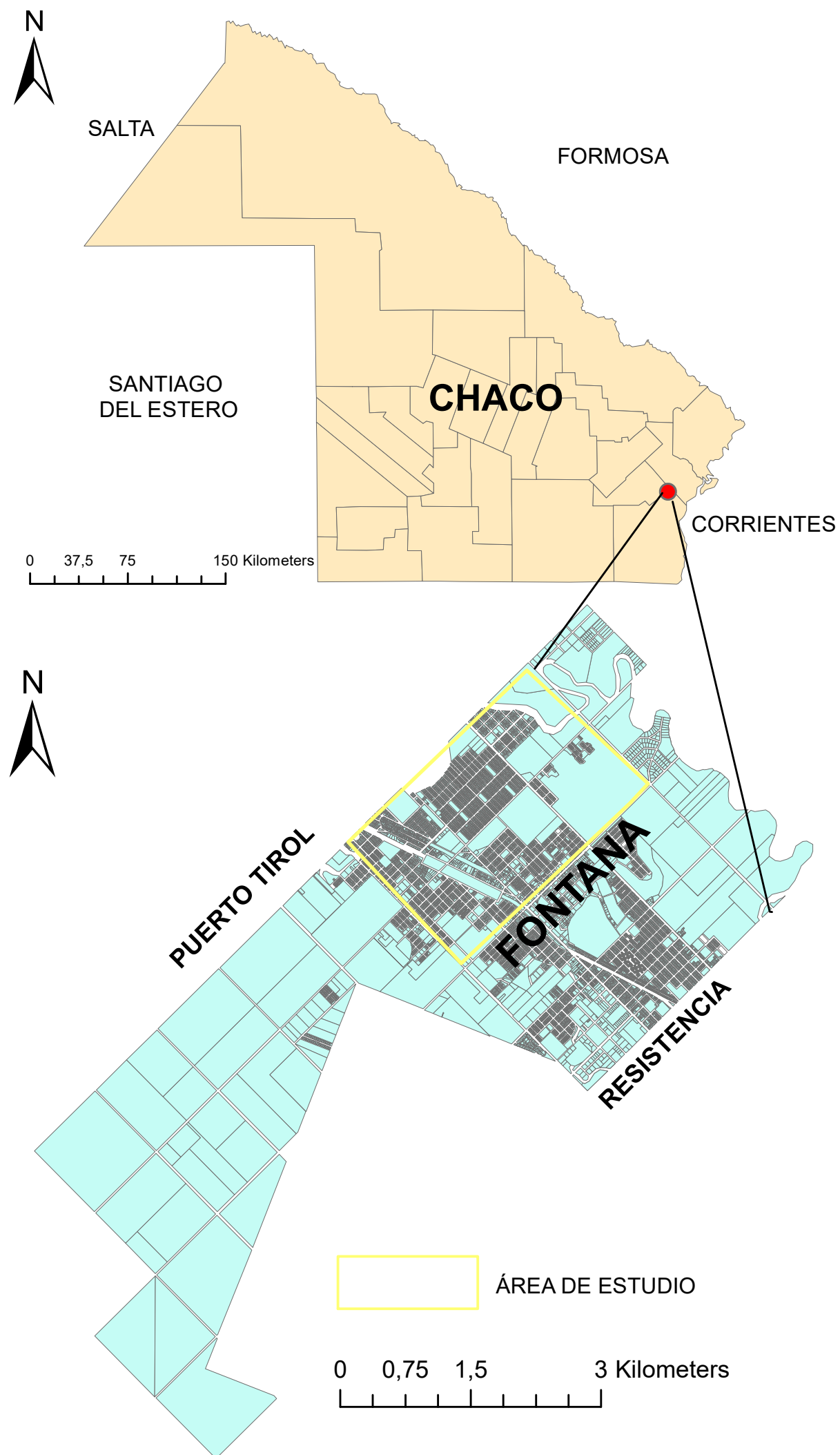
Plano n° 9: Zonificación de Riesgo


Plano n° 10: Curvas de nivel Balasto

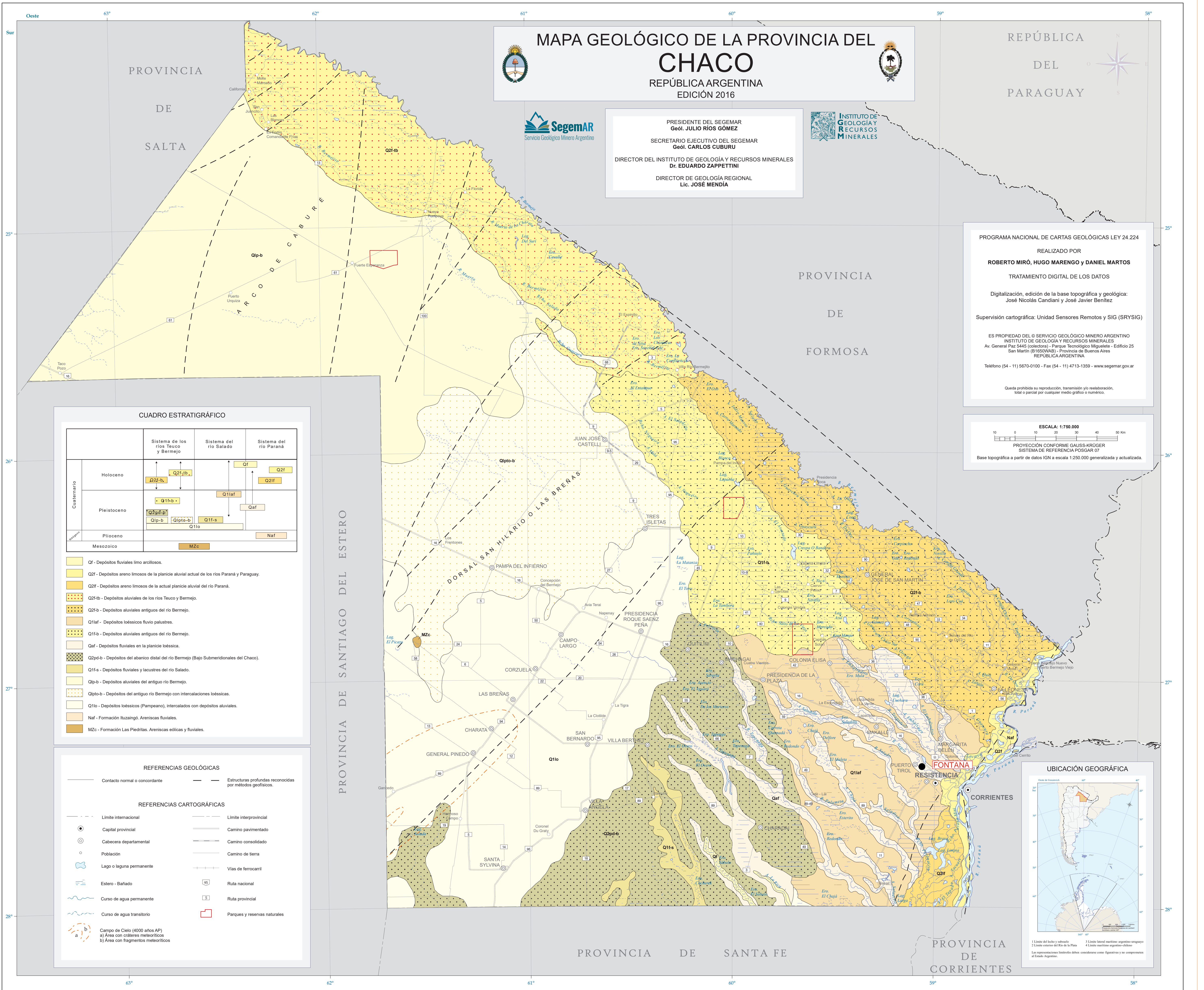
Plano n° 11: Área de aporte de conductos y canales

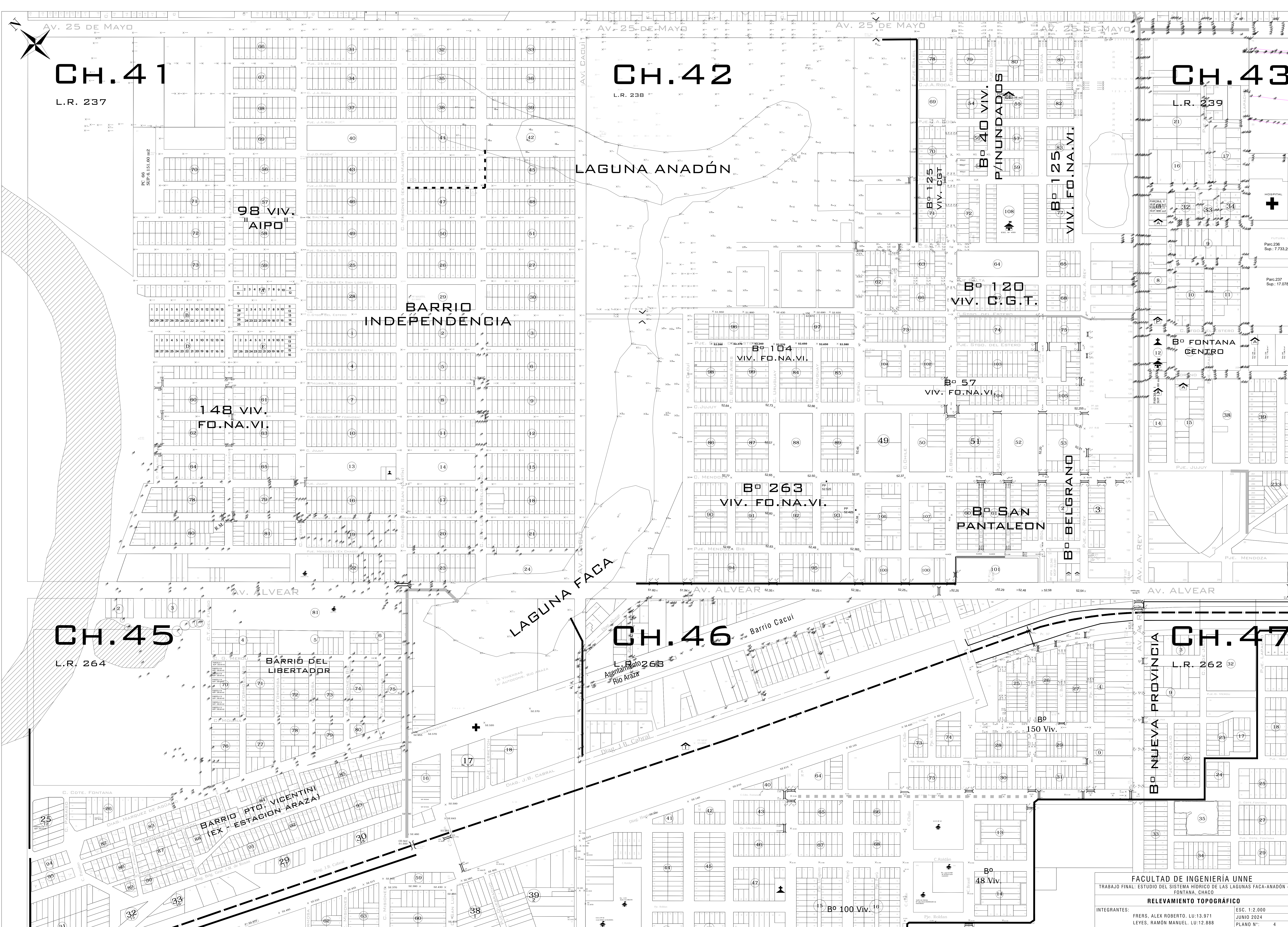
Plano n° 12: Paseo de recreación y esparcimiento

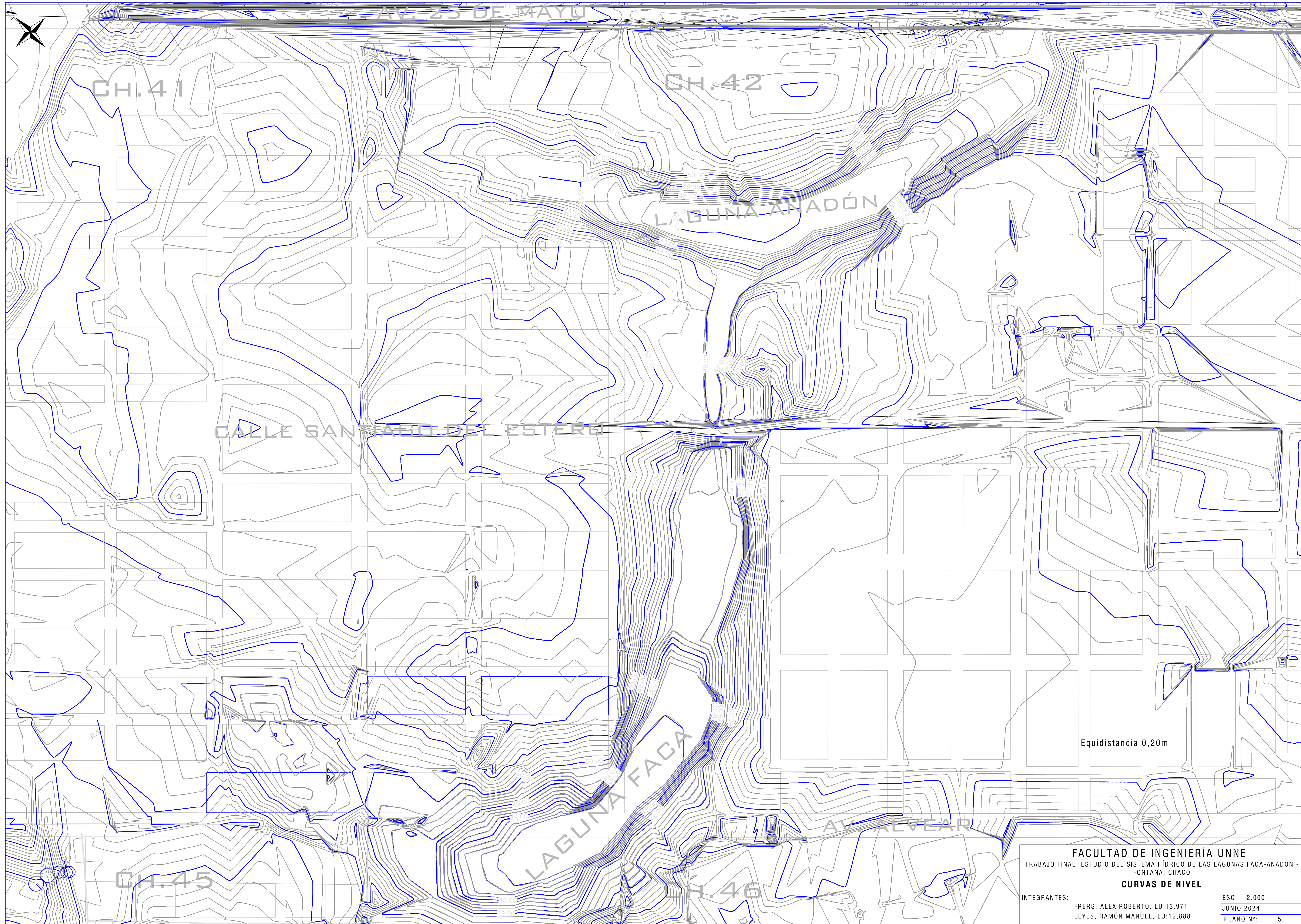




		FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE	
TRABAJO FINAL: ESTUDIO DEL SISTEMA HÍDRICO DE LAS LAGUNAS FACA-ANADON - FONTANA, CHACO.			
UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO			
INTEGRANTES: FRERS, ALEX ROBERTO. LU:13.971 LEYES RAMÓN MANUEL. LU: 12.888		ESC: VARIAS	
		FECHA: MAYO 2024	
		PLANO N°: 2	

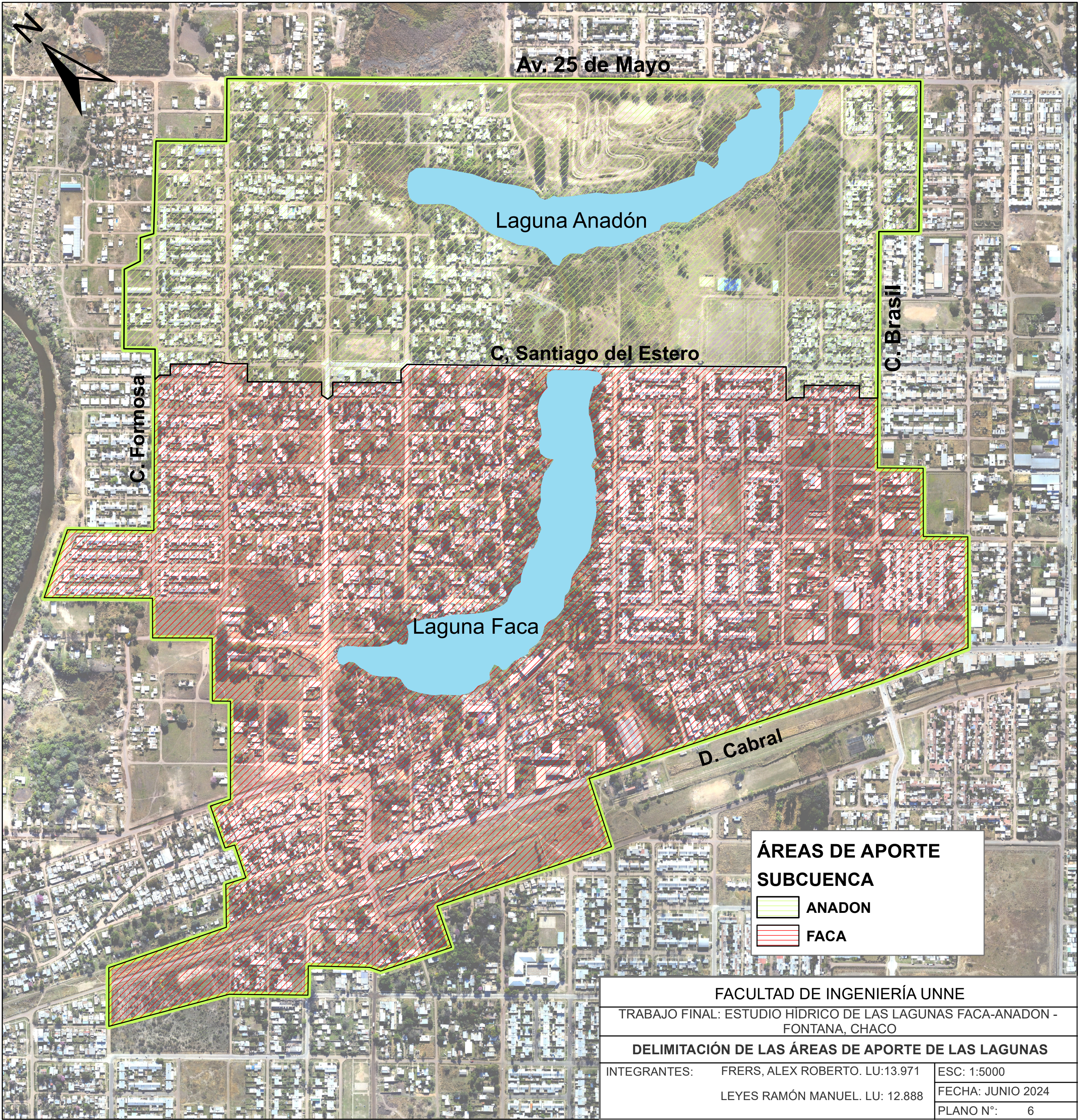






Equidistancia 0,20m

FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE		
TRABAJO FINAL: ESTUDIO DEL SISTEMA HIDRICO DE LAS LAGUNAS FACA-ANADÓN - FONTANA, CHACO		
CURVAS DE NIVEL		
INTEGRANTES:	ESC. 1:2.000	
	JUNIO 2024	
	FRERS, ALEX ROBERTO. LU:13.971	
	LEYES, RAMÓN MANUEL. LU:12.888	
	PLANO N°:	5



**ÁREAS DE APOORTE
SUBCUENCA**

-  ANADON
-  FACA

FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE

TRABAJO FINAL: ESTUDIO HIDRICO DE LAS LAGUNAS FACA-ANADON -
FONTANA, CHACO

DELIMITACIÓN DE LAS ÁREAS DE APOORTE DE LAS LAGUNAS

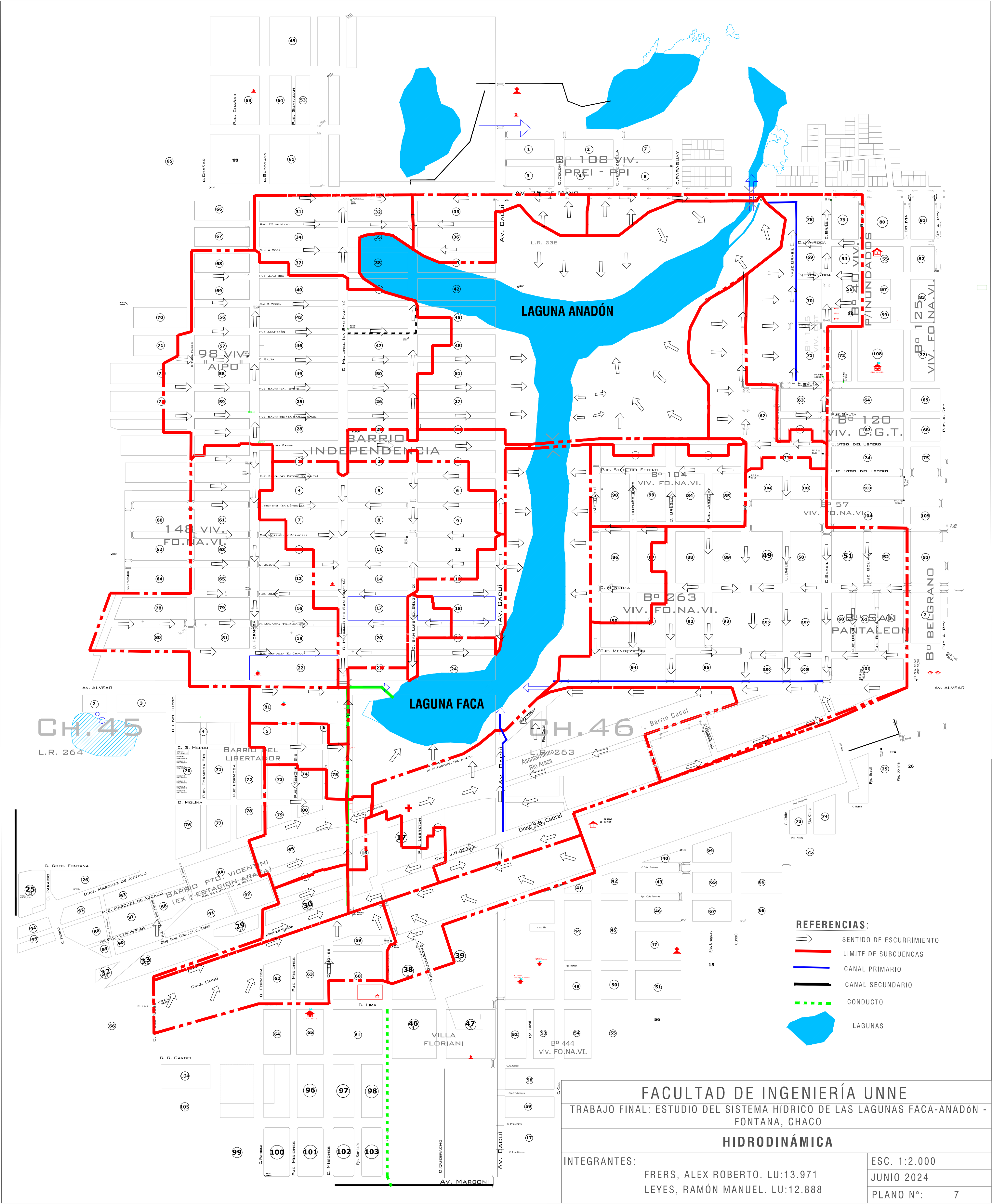
INTEGRANTES: FRERS, ALEX ROBERTO. LU:13.971

ESC: 1:5000

LEYES RAMÓN MANUEL. LU: 12.888

FECHA: JUNIO 2024

PLANO N°: 6



- REFERENCIAS:**
- SENTIDO DE ESCURRIMIENTO
 - LIMITE DE SUBCUENCAS
 - CANAL PRIMARIO
 - CANAL SECUNDARIO
 - CONDUCTO
 - LAGUNAS

FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE

TRABAJO FINAL: ESTUDIO DEL SISTEMA HÍDRICO DE LAS LAGUNAS FACA-ANADÓN - FONTANA, CHACO

HIDRODINÁMICA

INTEGRANTES:

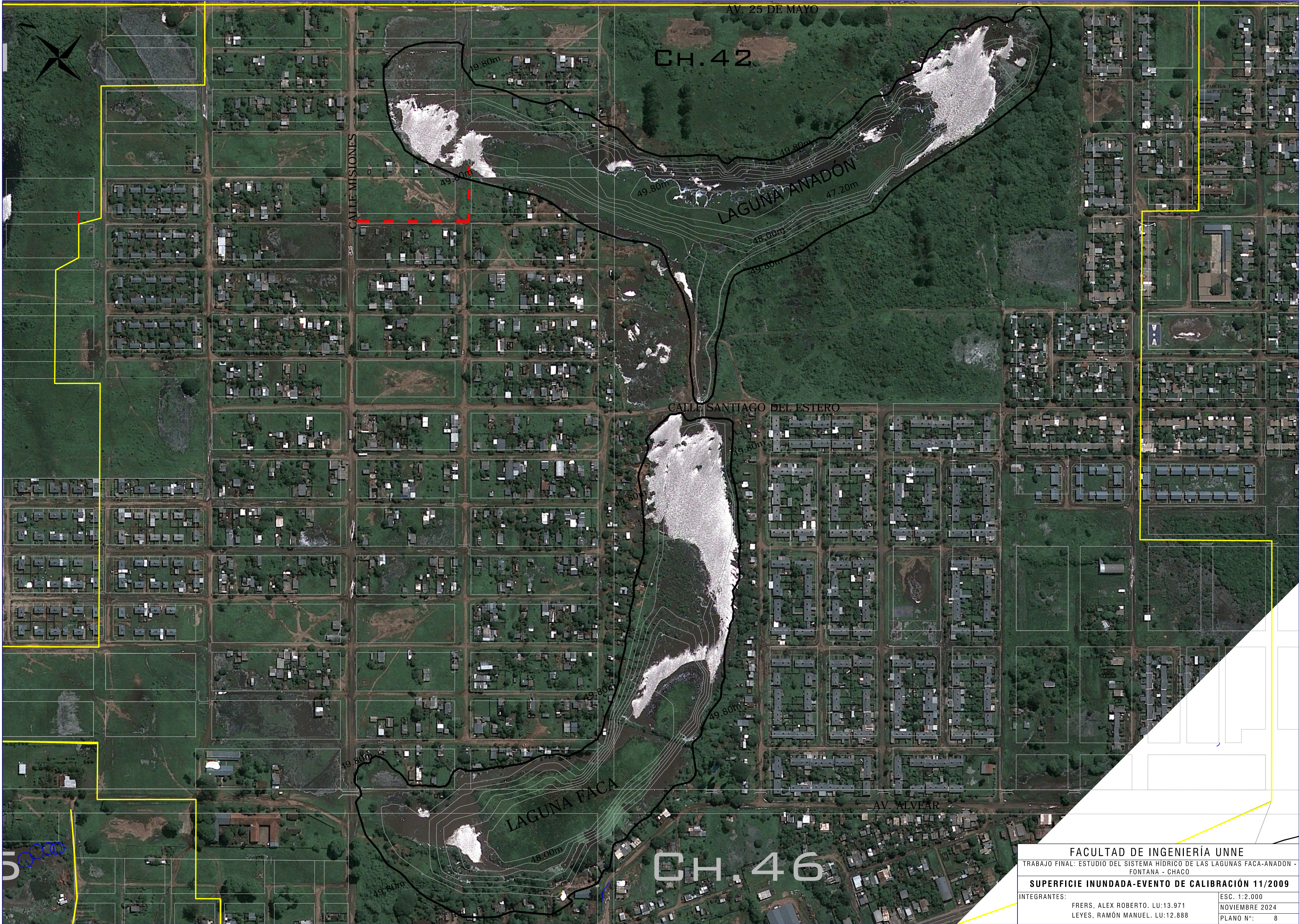
FRERS, ALEX ROBERTO. LU:13.971

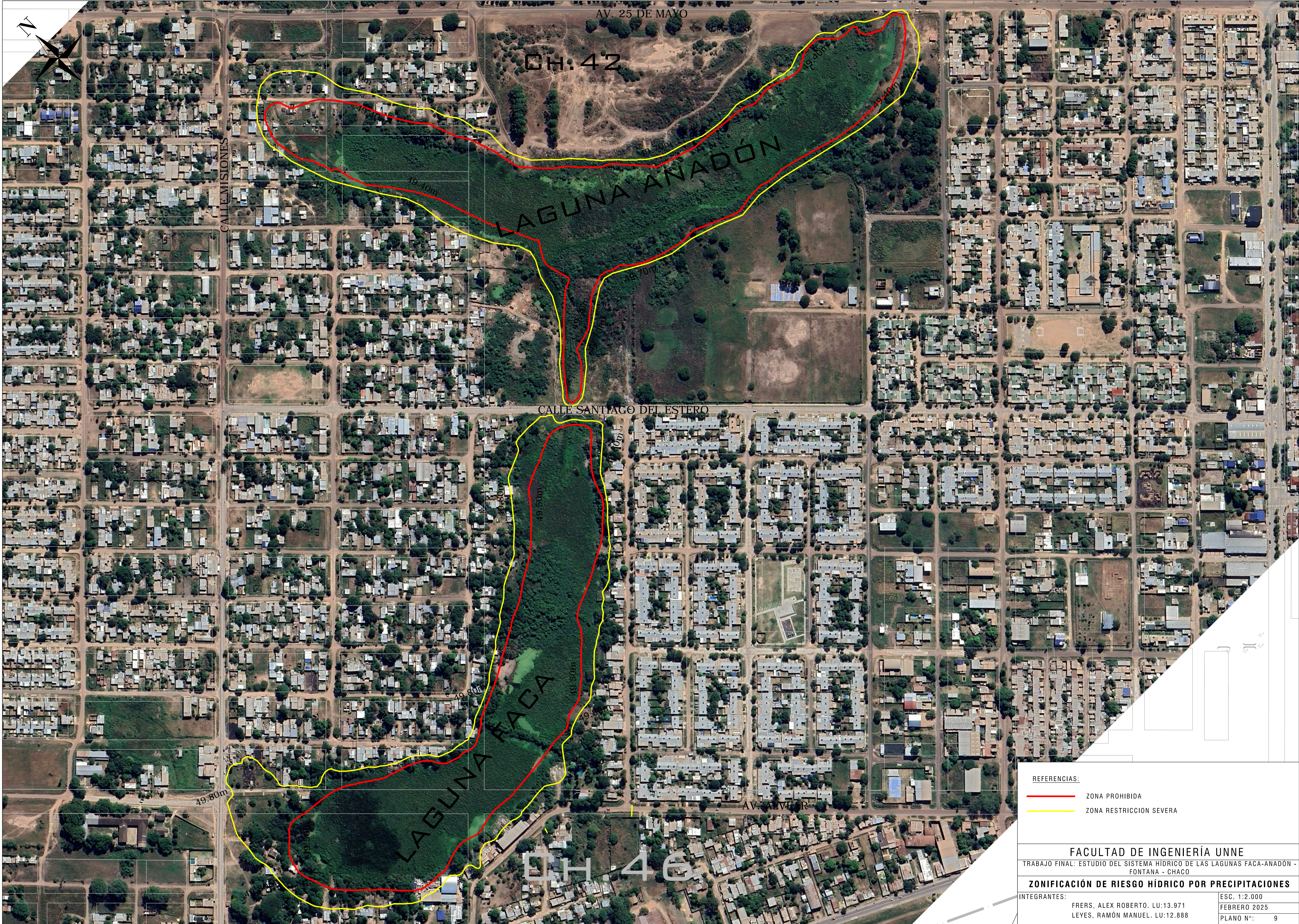
LEYES, RAMÓN MANUEL. LU:12.888

ESC. 1:2.000

JUNIO 2024

PLANO N°: 7





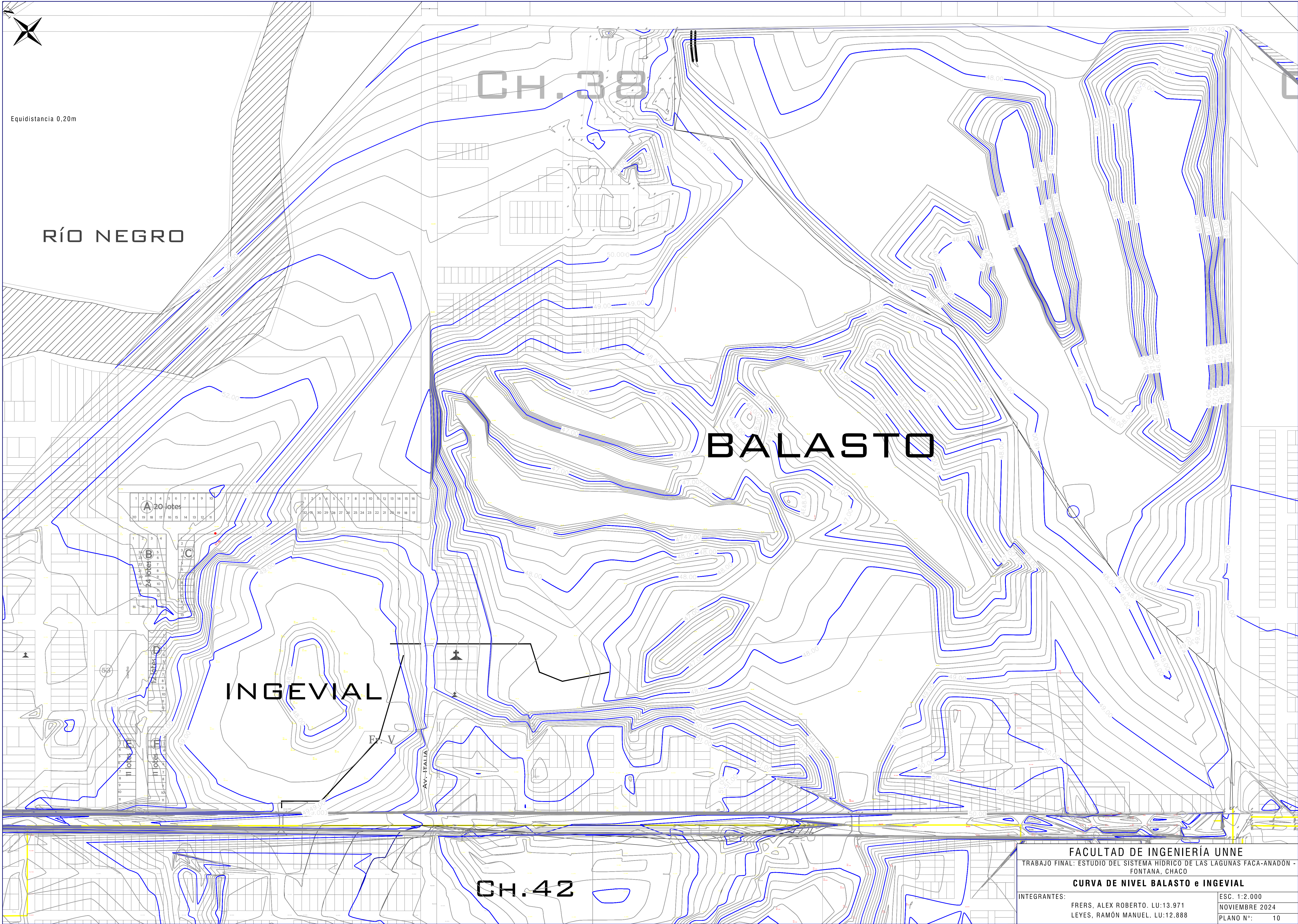
REFERENCIAS:

- ZONA PROHIBIDA
- ZONA RESTRICCIÓN SEVERA

FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE
TRABAJO FINAL: ESTUDIO DEL SISTEMA HÍDRICO DE LAS LAGUNAS FACA-ANADÓN -
FONTANA - CHACO

ZONIFICACIÓN DE RIESGO HÍDRICO POR PRECIPITACIONES

INTEGRANTES:	FRERS, ALEX ROBERTO. LU:13.971	ESC. 1:2.000
	LEYES, RAMÓN MANUEL. LU:12.888	FEBRERO 2025
		PLANO N°: 9



Equidistancia 0,20m

RÍO NEGRO

CH.38

BALASTO

INGEVIAT

CH.42

FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE	
TRABAJO FINAL: ESTUDIO DEL SISTEMA HIDRICO DE LAS LAGUNAS FACÁ-ANADÓN - FONTANA, CHACO	
CURVA DE NIVEL BALASTO e INGEVIAT	
INTEGRANTES:	ESC. 1:2.000
FRERS, ALEX ROBERTO. LU:13.971	NOVIEMBRE 2024
LEYES, RAMÓN MANUEL. LU:12.888	PLANO N°: 10

