

TRABAJO FINAL DE GRADO

# **REINGENIERÍA DE LA RED DE DESAGÜES PLUVIALES DE LA CIUDAD DE GOYA**



AUTORES

**VALLEJOS BASTERRA MARÍA BELÉN  
FRANCO MARTÍN MAURICIO**

TUTOR ACADÉMICO

**ING. RUBERTO ALEJANDRO**

**2025**

## ÍNDICE

RESUMEN EJECUTIVO.....	5
CAPÍTULO 1.....	7
1.1. INTRODUCCIÓN .....	8
1.2. OBJETIVOS .....	8
1.3. RECOLGIDA DE ANTECEDENTES.....	8
1.4. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	9
1.5. ASPECTOS FÍSICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	12
1.5.1. CLIMA .....	12
1.5.2. GEOMORFOLOGÍA Y TOPOGRAFÍA.....	13
1.5.3. EDAFOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	14
1.5.4. HIDROLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	15
1.5.5. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	16
1.5.6. ASPECTOS ECONÓMICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	18
1.5.7. INFRAESTRUCTURA DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	19
1.5.8. SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL ACTUAL.....	21
CAPÍTULO 2.....	23
2.1. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL REGIONAL.....	24
2.2. SISTEMAS DE ESCURRIMIENTOS .....	25
2.2.1. SISTEMA DE ESCURRIMIENTO ORIENTAL.....	25
2.2.2. SISTEMA DE ESCURRIMIENTO OCCIDENTAL .....	25
2.3. DEFENSAS.....	26
2.4. COTAS Y CURVAS DE NIVEL.....	28
2.5. MODELO DIGITAL DE ELEVACIÓN.....	30
2.6. DELIMITACIÓN DE LAS CUENCAS .....	31
2.6.1. MÓDULOS URBANOS.....	32
2.6.2. MODULOS PERIURBANOS.....	34
2.6.3. ESTACIONES DE BOMBEO .....	35
CAPÍTULO 3.....	37
3.1. FUNDAMENTOS DEL MÓDULADO HIDROLÓGICO .....	38
3.2. MÉTODO SCS .....	38
3.3. DETERMINACIÓN DE CURVA NÚMERO (CN).....	41
3.4. TORMENTA DE DISEÑO.....	49
3.4.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN .....	49

3.4.2. LLUVIA DE DISEÑO .....	51
<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>56</b>
4.1. ELECCIÓN DE LOS MÓDULOS A ANALIZAR .....	57
4.2. MODELO DE GESTIÓN DE AGUAS PLUVIALES (SWMM) .....	58
4.3. ELEMENTOS DE LA RED DE DRENAJE EN SWMM.....	58
4.3.1. SUBCUENCAS.....	59
4.3.2. ELEMENTOS DE UNIÓN .....	60
4.3.3. UNIDADES DE ALMACENAMIENTO.....	61
4.3.4. CONDUCTOS .....	62
4.3.5. BOMBAS .....	64
4.3.6. DESAGÜES .....	65
4.3.7. PLUVIÓMETROS .....	66
4.4. VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS .....	67
4.4.1. DRENAJES PLUVIALES DE LA AV. NEUSTADT .....	67
4.4.2. ESTACIÓN DE BOMBEO CIRCUNVALACIÓN .....	68
<b>CAPÍTULO 5.....</b>	<b>69</b>
5.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA MODELACIÓN .....	70
5.1.1. IDENTIFICACIÓN DE SECTORES CRÍTICOS.....	70
5.1.2. HIDROGRAMA DE ENTRADA A LA ESTACIÓN DE BOMBEO .....	71
5.1.3. FUNCIONAMIENTO OPERATIVO DE LAS BOMBAS.....	71
5.1.4. CÁLCULO DEL VOLUMEN FALTANTE .....	72
5.2. ALTERNATIVAS PROPUESTAS .....	74
5.2.1. DISPONIBILIDAD SUPERFICIAL PARA EMBALSE .....	75
5.2.2. ANTECEDENTE LEGAL .....	75
5.2.3. SUPERFICIE DISPONIBLE.....	76
5.3. ALTERNATIVA 1: EMBALSE .....	76
5.3.1. MODELADO HIDRÁULICO .....	77
5.4. ALTERNATIVA 2: EMBALSE Y CANAL DE HORMIGÓN .....	79
5.4.1. MODELADO HIDRÁULICO .....	80
5.5. ALTERNATIVA 3: EMBALSE Y CANAL MIXTO.....	81
5.5.1. MODELADO HIDRÁULICO .....	83
5.6. ALTERNATIVA 4: EMBALSE Y CANAL PARALELO .....	85
5.6.1. MODELADO HIDRÁULICO .....	85
5.7. COMPUTO Y PRESUPUESTO.....	87
5.7.1. ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO.....	87

5.7.2.	PRESUPUESTO FINAL .....	88
6.1.	ANÁLISIS MULTIOBJETIVO.....	92
6.1.1.	MÉTODO DE ANÁLISIS JERÁRQUICO.....	92
6.1.2.	CRITERIOS.....	92
6.1.3.	ALTERNATIVAS.....	94
6.1.4.	RESULTADOS .....	95
7.1.	RECOMENDACIONES FINALES.....	98
7.1.1.	CONCIENTIZACIÓN E INFORMACIÓN A LA COMUNIDAD.....	98
7.1.2.	MONITOREO Y MANTENIMIENTO .....	99
7.1.3.	FORTALECIMIENTO INSTITUCIONAL Y PLANIFICACIÓN ESTRATÉGICA... 99	
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	101
	ANEXO .....	102
A_F.1	ANÁLISIS DE PRECIOS .....	103
A_F.1.1	TRABAJO PRELIMINAR .....	103
A_F.1.2	MOVIMIENTO DE SUELOS .....	104
A_F.1.3	EMBALSE.....	105
A_F.1.4	CANAL .....	106
A_F.1.5	ADECUACIÓN HIDRÁULICA .....	107
A_F.1.6	OTROS.....	108
A.F.2	EMBALSE .....	109
A.F.3	EMBALSE Y CANAL DE HORMIGÓN.....	109
A.F.4	EMBALSE Y CANAL MIXTO .....	110
A.F.5	EMBALSE Y CANAL PARALELO.....	110
	ANEXO .....	111
7.2.	A.P.1 ÍNDICE DE PLANOS .....	112

## RESUMEN EJECUTIVO

### INTRODUCCIÓN

La ciudad de Goya, ubicada al sudoeste de la provincia de Corrientes, se asienta sobre una llanura aluvial de pendientes suaves y suelos de baja permeabilidad, condiciones que limitan el escurrimiento superficial y, junto con el crecimiento demográfico y el aumento de superficies impermeables, han incrementado la vulnerabilidad hídrica del área urbana. A pesar de las medidas estructurales y de gestión implementadas en las últimas décadas, amplios sectores de la ciudad continúan registrando anegamientos incluso ante precipitaciones de intensidad moderada.

En este contexto, el presente trabajo de reingeniería del sistema de desagües pluviales tuvo como objetivos rediscutir y actualizar parcialmente el Plan Director de Desagües Pluviales de Goya (1995), así como detectar situaciones problemáticas a resolver dentro del plan y, en caso de ser necesario, plantear alternativas de solución orientadas a optimizar el funcionamiento del sistema.

### METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS

El estudio se desarrolló en cuatro etapas: recopilación y análisis de información existente (Plan Director 1995, topografía del IGN, sondeos edafológicos, planos catastrales y datos de PRODEGO); ajuste de la sectorización en módulos urbanos y periurbanos y su relación con las estaciones de bombeo; modelación hidrológica e hidráulica de los módulos seleccionados; y evaluación de alternativas mediante un enfoque de análisis jerárquico AHP (Analytic Hierarchy Process).

#### *Determinación de los parámetros hidrológicos*

Para caracterizar la cobertura del suelo y la impermeabilización, se realizó una clasificación supervisada de imágenes satelitales mediante un SIG, calculando los porcentajes de cada cobertura por módulo urbano y determinando un coeficiente de escorrentía ponderado ( $CN_{II}$ , suelos Grupo C). La proyección a 20 años consideró un incremento promedio del 10% en áreas urbanizadas, con un rango de impermeabilización estabilizado estimado entre 65% y 75%.

Los tiempos de concentración se calcularon mediante las fórmulas empíricas de Kirpich, California Culverts Practice y Lag SCS, y la tormenta de diseño se definió a partir de las curvas intensidad-duración-frecuencia del área metropolitana del Gran Resistencia con un período de retorno de 10 años; el hietograma correspondiente se obtuvo mediante el método de bloques alternos.

#### *Simulación hidrológica-hidráulica*

Los registros recientes de anegamientos por lluvias permitieron identificar los sectores más afectados, destacándose la estación de bombeo Circunvalación como el área de mayor vulnerabilidad. Por ello, se modelaron los módulos urbanos 4, 8 y 9, que descargan sus excedentes en dicha estación, utilizando EPA-SWMM (Modelo de Gestión de Aguas Pluviales) e incorporando subcuenca, redes de conductos y canales, dispositivos de almacenamiento y curvas-bomba. El modelo se calibró y validó mediante comparación con registros operativos y antecedentes de anegamientos proporcionados por PRODEGO.

## **RESULTADOS**

La simulación hidráulica permitió identificar los principales puntos críticos del sistema pluvial, siendo el canal Circunvalación, colector principal del módulo 9, el sector de mayor vulnerabilidad. En este tramo se registraron los períodos más prolongados de sobrecarga, entre 1,6 y 2,6 horas, debido a la insuficiencia de los conductos y a la rápida concentración del escurrimiento superficial.

Durante el evento simulado, la estación de bombeo Circunvalación alcanzó un caudal de ingreso máximo de  $6,7 \text{ m}^3/\text{s}$ , superando su capacidad instalada de  $6,3 \text{ m}^3/\text{s}$  y generando excedentes que no pueden evacuarse en tiempo real. Asimismo, se evidenció un funcionamiento operativo ineficiente, con ciclos de encendido y apagado demasiado frecuentes como resultado de niveles de control muy próximos. Para optimizar su desempeño, se ajustaron dichos niveles ampliando el rango operativo de cada bomba, lo que permitió evitar tanto la sobre elevación del agua como los niveles de succión insuficientes y alcanzar un funcionamiento más eficiente y sostenible del sistema.

En función de estos resultados, el canal Circunvalación y la estación de bombeo homónima fueron definidos como los componentes prioritarios para la intervención. Se evaluaron cuatro alternativas estructurales destinadas a mejorar la capacidad de regulación y evacuación del sistema, destacándose entre ellas la alternativa 3, que combina un embalse con un canal mixto de tierra y hormigón. Esta opción alcanzó la mayor capacidad hidráulica ( $8,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ), redujo los tiempos de sobrecarga y mejoró el desempeño de la estación de bombeo, disminuyendo la frecuencia de encendidos y aumentando la eficiencia energética; con un costo estimado de \$328 millones y un plazo de ejecución de 150 días, se consolidó como la alternativa más equilibrada en términos de rendimiento hidráulico, factibilidad constructiva y viabilidad financiera, según la evaluación multiobjetivo–multicriterio aplicada.

## **CONCLUSIÓN**

La alternativa propuesta se presenta como la solución integral más eficiente, al integrar regulación, conducción y operación coordinada, optimizando el desempeño del sistema frente a la tormenta de diseño de 10 años y una impermeabilización proyectada a 20 años.

Además de las obras estructurales, se recomienda implementar acciones complementarias como campañas de concientización sobre el manejo de residuos, mantenimiento periódico de canales, actualización del mapa de riesgo hídrico de la ciudad y fortalecimiento de la normativa local de uso del suelo.

En síntesis, el correcto desempeño del sistema depende no solo de la infraestructura, sino también de un compromiso conjunto que integra gestión eficiente y participación activa de la comunidad.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

## 1.1. INTRODUCCIÓN

La ubicación de Goya está enmarcada por una zona de bajo relieve, junto con suelos de limitada capacidad de infiltración, generando condiciones propicias para la acumulación de agua superficial durante precipitaciones intensas; situación que se ve agravada por lluvias concentradas en cortos períodos de tiempo y por el crecimiento urbano significativo de las últimas décadas, que ha incrementado las áreas impermeabilizadas y con ello la magnitud y velocidad de los escurrimientos superficiales.

En respuesta a estos desafíos, se han impulsado diversos proyectos de carácter estructural, así como medidas no estructurales orientadas al control de inundaciones y a la gestión del riesgo hídrico; sin embargo, los registros de los últimos años muestran que persisten episodios de anegamiento en sectores relevantes de la ciudad, incluso durante lluvias de intensidad moderada, afectando la infraestructura vial, la seguridad de la población y la continuidad de los servicios básicos.

Estos antecedentes ponen de manifiesto la necesidad de modernizar las estrategias de gestión de aguas pluviales con el fin de optimizar la evacuación de escurrimientos, minimizar los impactos de inundaciones y fortalecer la capacidad de adaptación de la ciudad frente al crecimiento urbano y las condiciones climáticas actuales.

## 1.2. OBJETIVOS

- Rediscutir y actualizar parcialmente el Plan Director de Desagües pluviales de Goya, Corrientes de 1995
- Detectar alguna situación problemática a resolver dentro del Plan Director de Desagües Urbanos de Goya y de ser necesario el planteo de solución.

## 1.3. RECOLGIDA DE ANTECEDENTES

El Plan Director de la ciudad de Goya, elaborado en 1995 por el ingeniero Oscar R. Bonfanti junto con la Subunidad Central Coordinadora para la Emergencia (S.U.C.C.E.), tuvo como objetivo principal definir medidas estructurales y no estructurales para el control de inundaciones y la gestión del riesgo de inundabilidad en el área urbana y su zona de influencia.

En 1998, la ciudad enfrentó uno de los eventos más críticos de su historia cuando el fenómeno “El Niño”, caracterizado por un sistema de baja presión, altas temperaturas y elevada humedad, provocó un acumulado de 573 milímetros de lluvia en tan solo cinco días, haciendo que el río Paraná alcanzara una altura de 7,07 metros en el puerto y ocasionara graves daños económicos y sociales (Anexo Planos, Plano N°03). Tras este evento, se firmó un contrato entre la consultora INCOCIV SRL y la Sub Unidad Provincial de Coordinación para la Emergencia (S.U.P.C.E.) para llevar a cabo el Proyecto Ejecutivo, Presupuestos y Pliegos de Licitación de las obras de “Drenaje Urbano y Suburbano - 1<sup>a</sup> y 2<sup>a</sup> Etapa - Ciudad de Goya”; concluido en mayo de 2000, este proyecto tuvo como objetivo facilitar la evacuación de excedentes pluviales en el área urbana y la zona rural adyacente mediante la instalación de conductos y estaciones de bombeo, e incluía también el mejoramiento de los desagües

existentes, la remodelación de estaciones y la construcción de nuevas infraestructuras de drenaje.

En los años siguientes, el Municipio de Goya, a través del PRODEGO, ha incorporado conducciones complementarias y canales secundarios para mitigar problemas específicos. Finalmente, en 2014, la Subunidad Ejecutora Provincial (S.U.E.P.) llevó a cabo la “Asistencia Técnica para la Optimización de las Defensas Definitivas de la Ciudad de Goya” y la “Asistencia Técnica para la Formulación del Proyecto Ejecutivo de los Drenajes Pluviales Secundarios y Terciarios”, mediante la cual se desarrollaron alternativas viables para el diseño de la red de drenaje, en concordancia con el sistema primario y las estaciones de bombeo existentes.

Complementariamente, se recopilaron los siguientes documentos y estudios previos:

- Ordenanza Municipal N°575 (1993). Creación del Programa de Defensas de Goya (PRO.DE.GO).
- Proyecto de Protección contra las Inundaciones (2004).
- Plan de Acción ante Emergencias Hídricas (2005).
- Proyecto Ejecutivo de las Obras de Saneamiento Hídrico – Ambiental de las Lagunas del Barrio Matadero y Laguna Bosco de la Ciudad de Goya (2005).
- Obra Defensas Definitivas Sur de Goya – Sector Oeste (2007).

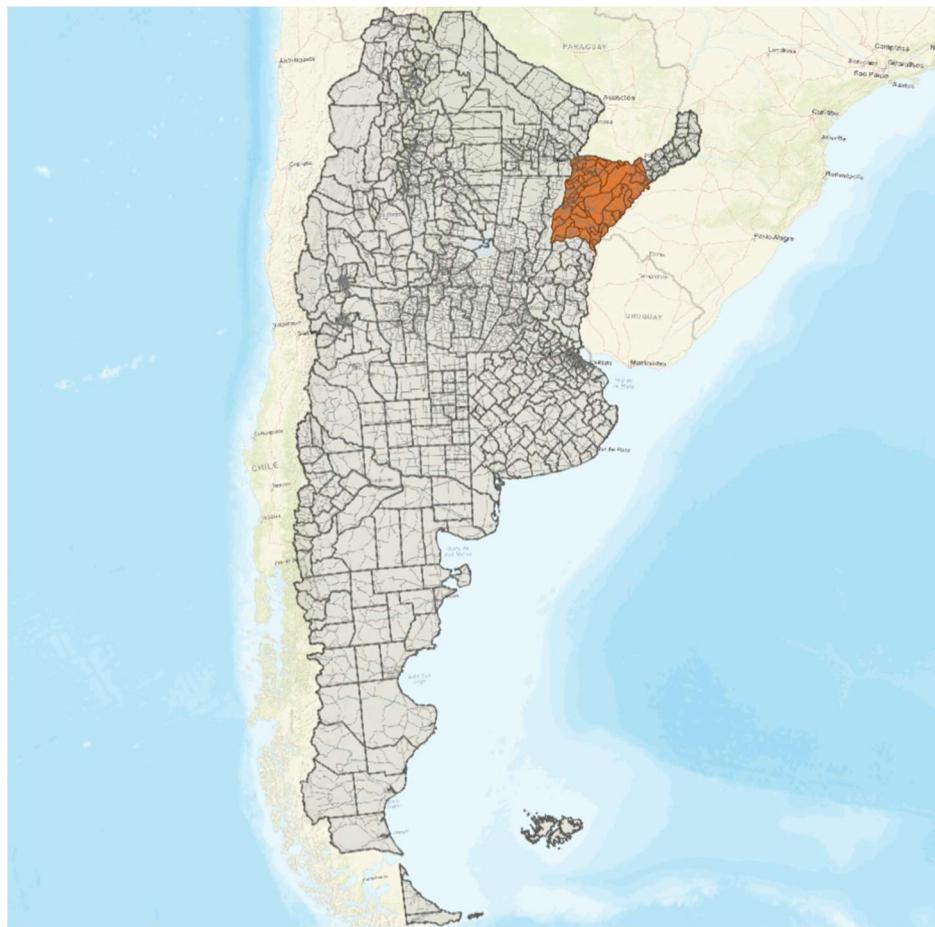
#### **1.4. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO**

Goya se encuentra ubicada al sudoeste de la Provincia de Corrientes, República Argentina (figura 1.1), aproximadamente a 225 km al sur de la capital provincial, Corrientes (figura 1.2).

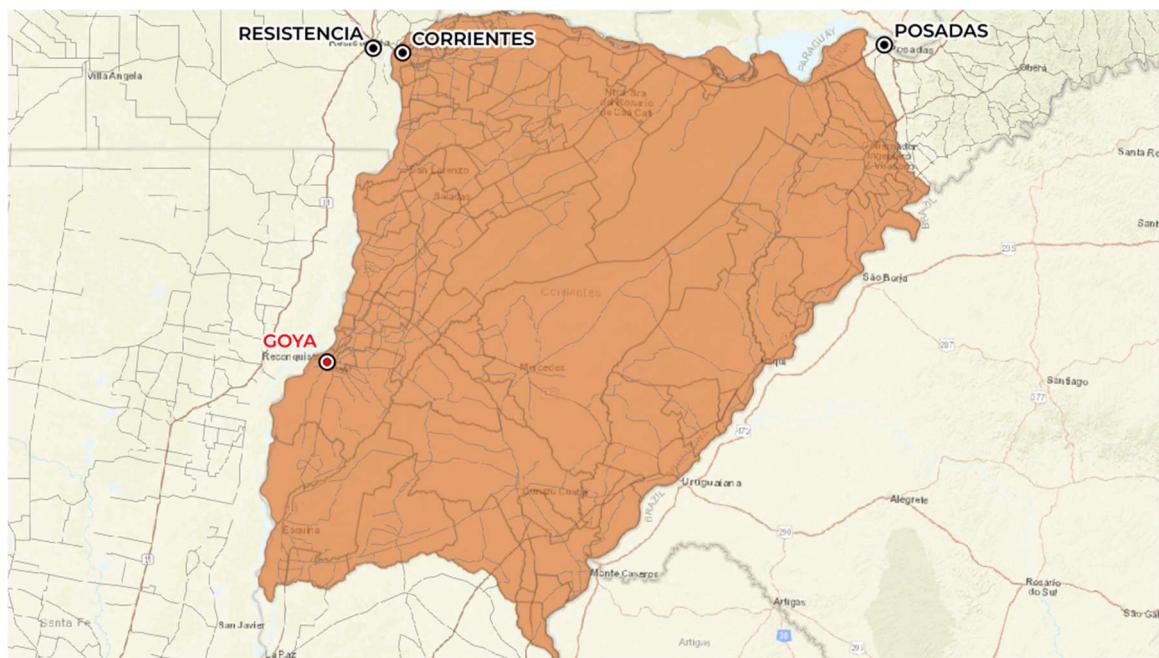
Está emplazada en la margen izquierda del río Paraná, a la vera de un brazo del mismo llamado riacho Goya en un sitio que se caracteriza por ser bajo, anegadizo y de microclima húmedo. Sus coordenadas geográficas son 29°08'00"S, 59°15'00"O y su altitud promedio es de 52m (Anexos – Planos, Plano N°01).

Es cabecera del departamento homónimo, que abarca una superficie total de 4.840 km<sup>2</sup>, y su base productiva se sustenta principalmente en actividades agropecuarias, agroindustriales, forestales y de servicios. Asimismo, constituye un polo de desarrollo industrial de relevancia al concentrar un importante número de empresas, entre las que se destacan Acero y Construcciones SRL, Hormi-Goya SA y el Grupo Hermida, todas con sede en el Parque Industrial de la ciudad.

Los orígenes de la ciudad se remontan a la década de 1790 a 1800, cuando se consolidó como un puerto estratégico de escala para embarcaciones que realizaban el transporte fluvial de mercancías entre Buenos Aires y Paraguay. Dado que el asentamiento inicial tuvo fines exclusivamente comerciales, el establecimiento de los primeros pobladores y la edificación se llevó a cabo en un lugar inadecuado, caracterizado por su baja altitud y alta humedad, lo cual ocasionó importantes dificultades en los años posteriores.



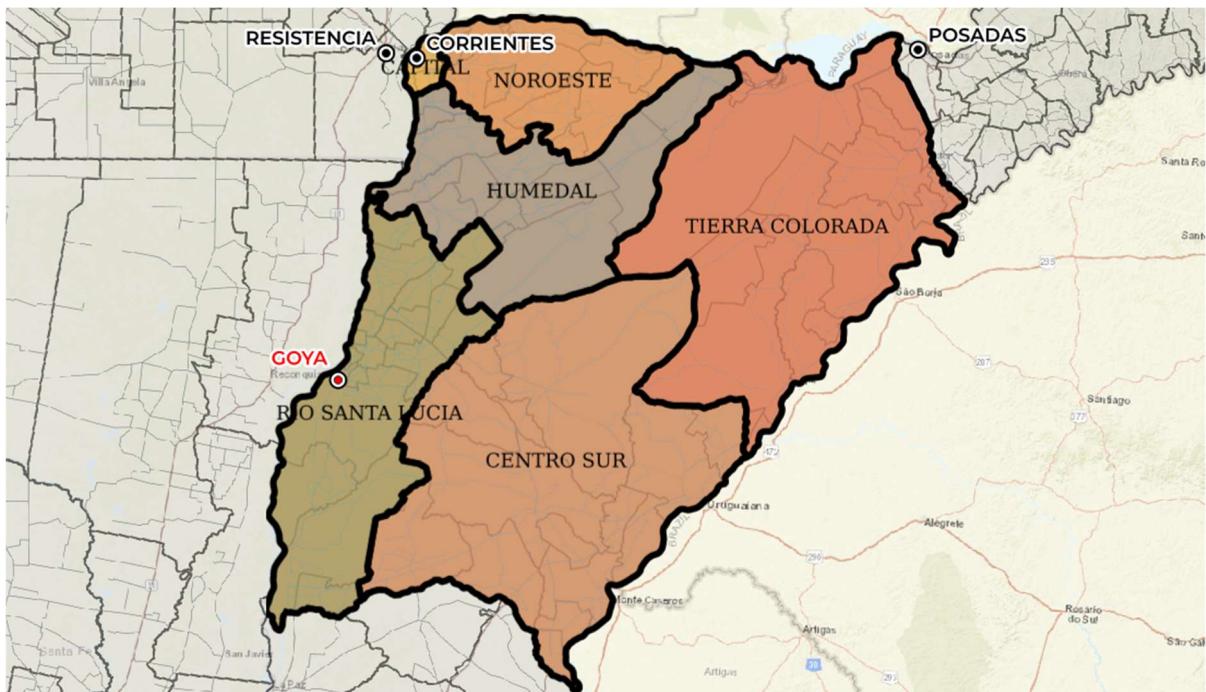
**Figura 1.1.** Ubicación de la provincia de Corrientes en la República Argentina  
(fuente: elaboración propia en base al IDECorr.)



**Figura 1.2.** Ubicación de la ciudad de Goya  
(fuente: elaboración propia en base a imágenes de Google Earth)

Aun así, una vez realizada la traza de la plaza principal y calles adyacentes, la construcción de un templo, la designación de oficinas públicas y del cementerio, además de organizarse una administración de justicia propia, el pueblo quedó formalmente estructurado como tal, considerando a 1807 como el año de la fundación oficial de Goya.

Por sus distintas particularidades económicas, climáticas y territoriales fue necesario establecer una regionalización de la provincia (figura 1.3.), por tanto según la ley 5960 (artículo 39) y el Decreto 143/11, Corrientes se divide en seis regiones: Capital, Tierra Colorada, Río Santa Lucia, Humedal, Centro Sur y Noroeste. Dentro de este marco, se estableció el Plan Estratégico Participativo 2021, concebido como un acuerdo orientado a definir acciones de gobernanza con foco en el desarrollo socioeconómico; en este contexto, Goya integra la región del río Santa Lucía, la cual concentra el 21 % de la población total de la provincia.



**Figura 1.3.** Mapa de la provincia de Corrientes según regiones  
(fuente: Dirección de Estadísticas y Censos de Corrientes).

El área de estudio corresponde al recinto delimitado por las defensas (figura 1.4), diseñado según el proyecto de Servicios de Asistencia Técnica para la optimización de las defensas definitivas de la Ciudad de Goya (2012). Esta obra fue concebida para proteger la ciudad frente a inundaciones, especialmente aquellas provocadas por el desborde de los cursos fluviales.

El perímetro del área está delimitado al este por el Sector Oriental, al oeste por el Sector Frontal, al norte por el Sector Norte y al sur por el Sector Sur, abarcando una superficie total de 1.781,52 hectáreas (Anexos Planos, Plano N°04).



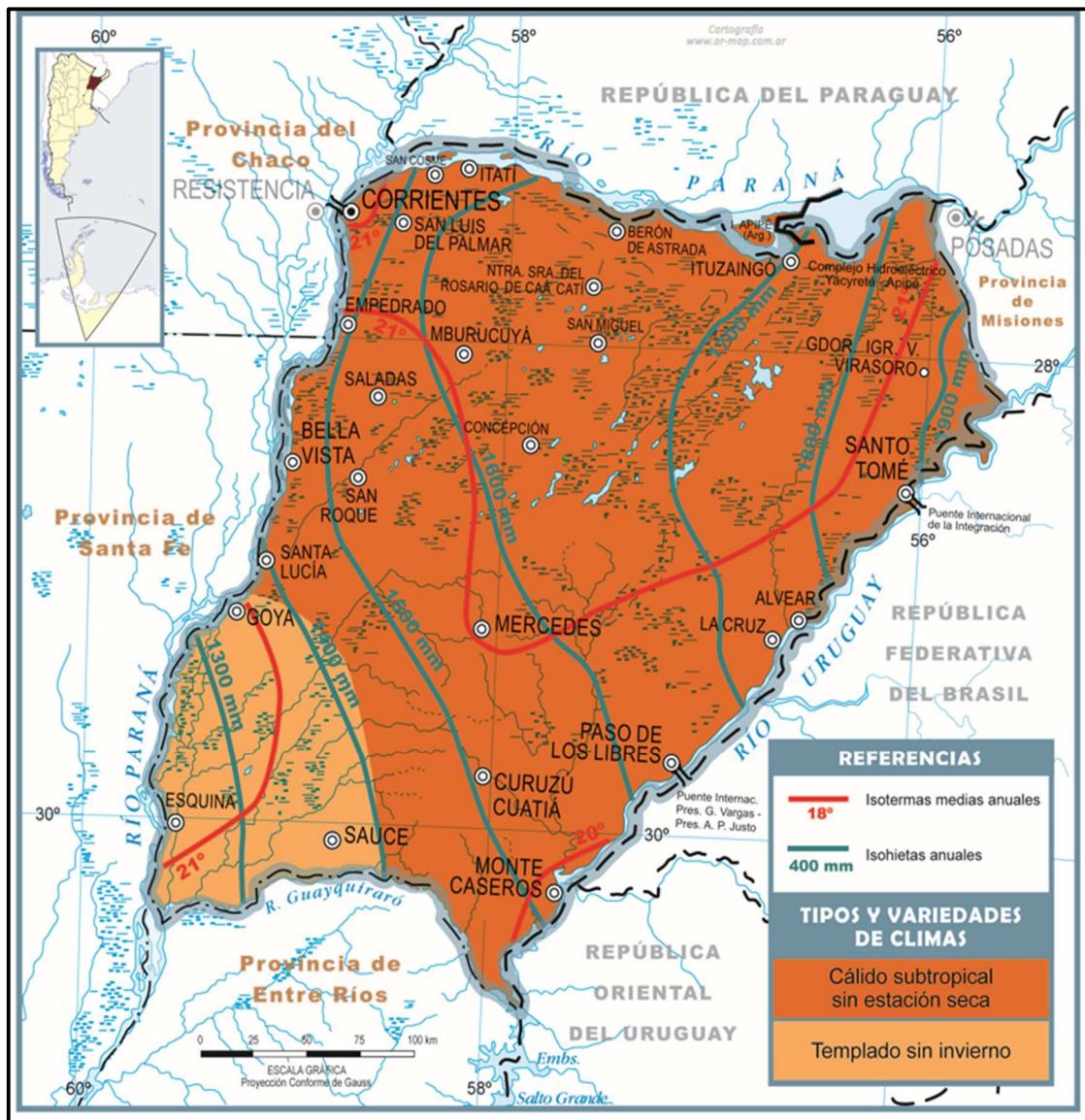
**Figura 1.4.** Zona de estudio  
(fuente: elaboración propia)

## 1.5. ASPECTOS FÍSICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO

### 1.5.1. CLIMA

La provincia de Corrientes presenta condiciones atmosféricas homogéneas debido a la ausencia de obstáculos que dificulten el desplazamiento de las masas de aire y, según el Servicio Meteorológico Nacional de Argentina, el clima es subtropical en el norte y de transición acumulativa en el sur, caracterizándose por veranos cálidos, inviernos templados y precipitaciones abundantes que generan un índice hídrico subhúmedo-húmedo; las precipitaciones medias anuales disminuyen de noreste a suroeste entre 1.900 mm y 1.300 mm, la temperatura media anual se aproxima a 20 °C y la humedad relativa media oscila entre 70 % y 80 % (figura 1.5).

Goya se encuentra en la zona bioambiental II, de clima cálido, y pertenece a la subzona IIb, según la norma IRAM N° 11.603. Esta subzona se caracteriza por amplitudes térmicas inferiores a 14 °C; durante el verano, las temperaturas máximas suelen superar los 30 °C y las medias exceden los 24 °C, mientras que en invierno predominan condiciones más secas, con temperaturas medias entre 8 °C y 12 °C. Complementariamente, según datos del Servicio Meteorológico Nacional, la localidad presenta una temperatura media anual de 21,6 °C, una humedad relativa promedio del 72 % y precipitaciones anuales comprendidas entre 1.100 y 1.300 mm.



**Figura 1.5.** Isohietas e isotermas de la provincia de Corrientes  
 (fuente: Instituto Geográfico Nacional).

### 1.5.2. GEOMORFOLOGÍA Y TOPOGRAFÍA

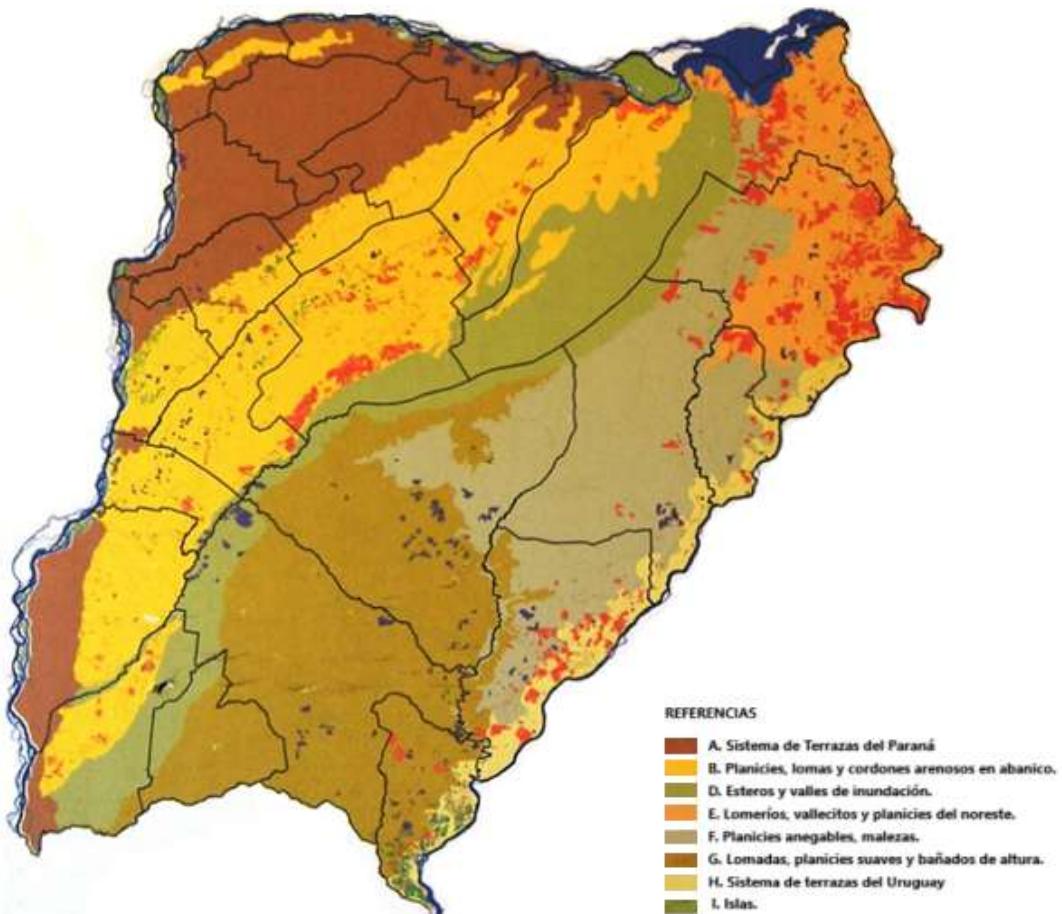
Corrientes se inserta dentro de una amplia cuenca sedimentaria conocida como la cuenca del Paraná, que se formó durante las eras Paleozoica y Mesozoica (figura 1.6).

Esta abarca una extensa superficie que incluye el sur de Brasil, el sur de Bolivia, Paraguay y el norte de Argentina, con una extensión aproximada de 2.700.000 km<sup>2</sup>.

La topografía de la provincia muestra una baja amplitud de elevaciones, definiendo la zona como una llanura, donde las altitudes máximas alcanzan 200 msnm en el noreste, mientras que en el sudoeste descienden a menos de 35 msnm.

Dentro de esta zona, Goya se ubica en la Gran Región Occidental, entre el río Paraná y la depresión del Iberá. Este territorio se caracteriza por una planicie sedimentaria conformada por tres elementos principales: la planicie subnormal-cóncava, los albardones y diques originados por el Paraná y sus afluentes, y los cordones arenosos salpicados de numerosas

lagunas. La ciudad se emplaza en el límite entre dos subregiones: las Lomadas Arenosas, Planicies y Depresiones, y el valle actual del río Paraná (Anexos Planos, Plano N°02).



**Figura 1.6.** Mapa de zonas geomorfológicas de la provincia de Corrientes  
(fuente: Estación Experimental Agropecuaria de Corrientes).

### 1.5.3. EDAFOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

De acuerdo al estudio Plan Director (Bonfanti, 1995) y los estudios posteriores realizados en ese contexto tales como el del Proyecto de Drenaje Urbano y Suburbano 1º y 2º Etapa Ciudad de Goya (2011) es posible distinguir un perfil homogéneo de suelos caracterizado por un estrato superior de arcillas y limos de media a baja plasticidad CL- ML, de potencia variable de 2,0m a 3,0m, de colores gris a castaño oscuro (figura 1.7).

En el sector norte las arenas comienzan a -2,50m de profundidad y se mantienen constantes hasta el final de los sondeos.

SONDEO	SUCS	SONDEO	SUCS	SONDEO	SUCS
P1	CL	P9	SM	P17	CL
P2	CH	P10	CL	P18	CL
P3	CH	P11	CL	P19	CH
P4	CH	P12	SM	P20	CL
P5	CH	P13	SM	P21	CL
P6	CL	P14	SM	P22	CL
P7	ML	P15	SM	P23	ML
P8	CL	P16	CH	P24	SM

**Figura 1.7.** Planilla resumen de los sondeos realizados por la consultora PROINSA para el “Proyecto Ejecutivo de los Drenajes Pluviales Secundarios y Terciarios de la ciudad de Goya - Provincia de Corrientes”  
 (fuente: elaboración propia)

#### 1.5.4. HIDROLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

Se pueden distinguir dos cuencas hidrográficas en la provincia (figura 1.8), la del río Paraná y la del río Uruguay; ambas integran la cuenca del Plata, que se caracteriza por ser la segunda más extensa del orden mundial.



**Figura 1.8.** Cuenca del río de la Plata con sus efluentes  
 (fuente: Universidad Nacional de la Plata)

El río Paraná, que nace en las sierras Doradas del Brasil y desemboca en el río de la Plata, tiene una longitud total de 4.700 km; su ancho es variable y alcanza varios kilómetros entre márgenes en distintos tramos y se divide en Alto, Medio y Bajo Paraná. Sus principales afluentes son los ríos Paraguay, Santa Lucía y Corrientes y los arroyos Riachuelo, Sombrero, Empedrado, San Lorenzo y Ambrosio.

El río Uruguay nace en las sierras Do Mar de Brasil, su longitud es de aproximadamente 1.790 km; sus frecuentes saltos y la rapidez de estos lo tornan innavegable. Asimismo, cuando desborda en consecuencia de las precipitaciones que ocurren en su cuenca eleva su nivel e inunda las poblaciones ribereñas. Sus principales afluentes son los arroyos Chimiray, Gaviraví, Tapebicuá y los ríos Aguapey, Miriñay y Mocoretá.

Goya se ubica en el tramo medio del río Paraná, comprendido entre su confluencia con el río Paraguay y la ciudad de Rosario, caracterizado por presentar una margen izquierda elevada con sectores conformados por barrancas y una margen derecha más baja, mientras que la pendiente del río disminuye de norte a sur.

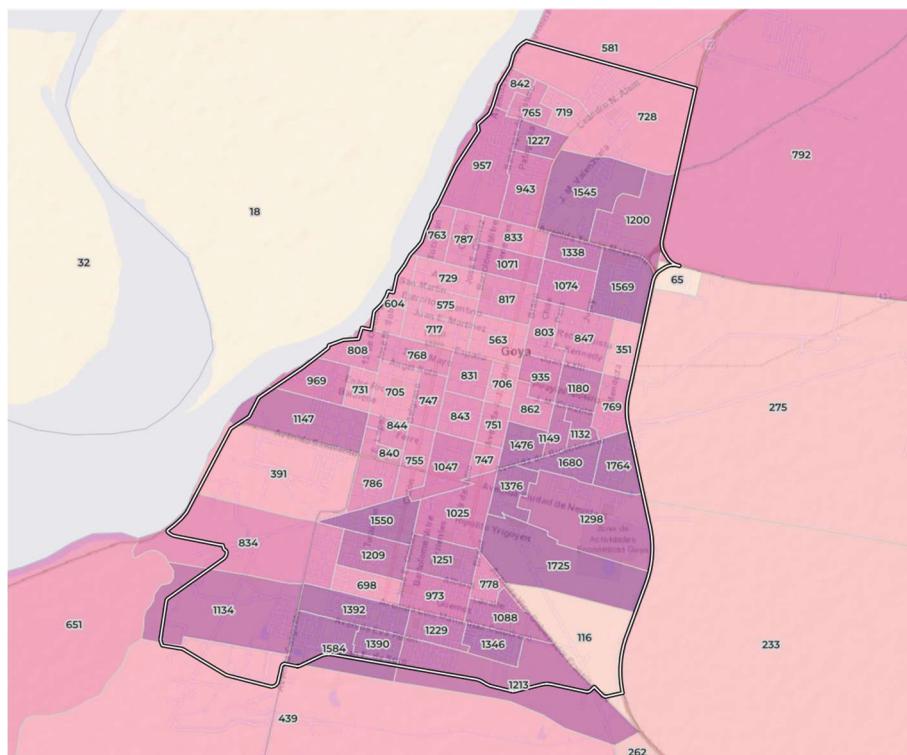
El régimen es regular a lo largo de su recorrido y su caudal medio es de aproximadamente 16.000 m<sup>3</sup>/s, con incrementos de caudal durante los meses de verano y estiaje en invierno, pudiéndose establecer que el trimestre más lluvioso corresponde de enero a marzo.

La planicie de inundación es un área intrincada conformada por diversos tipos y formaciones de distintos tamaños y profundidades, rodeada de islas bajas que pueden contener cuerpos de agua temporales o permanentes según el nivel hidrométrico del cauce principal, los cuales pueden estar aislados o conectados a la red de drenaje. Durante las crecientes extraordinarias las aguas del río invaden la planicie de inundación y cubren en distinto grado a estas formaciones, luego de superar los albardones marginales.

Es posible establecer que el lecho de inundación es extenso, principalmente sobre la margen derecha, con anchos que varían entre 13km en la ciudad de Corrientes y 56km en la sección Rosario-Victoria, donde comienza el desarrollo del delta.

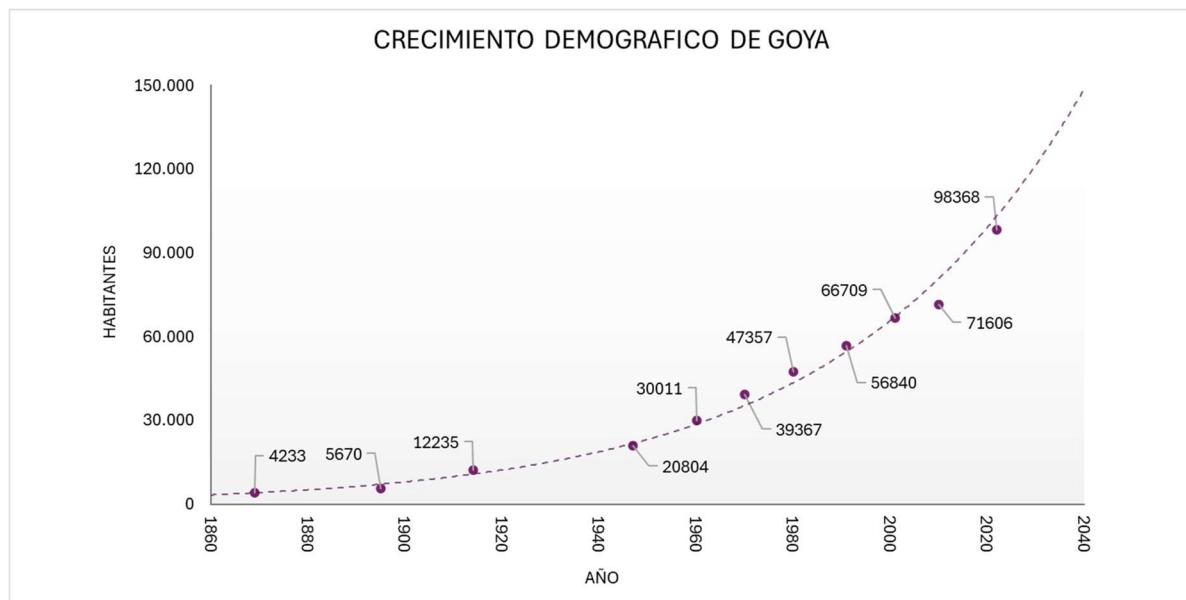
## **1.5.5. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO**

De acuerdo con el Censo 2022 realizado por el Instituto Nacional de Estadística y Censos, la provincia de Corrientes cuenta con un total de 1.212.696 habitantes, correspondiendo 106.371 al Departamento Goya y 98.368 a la ciudad de Goya (figura 1.9).

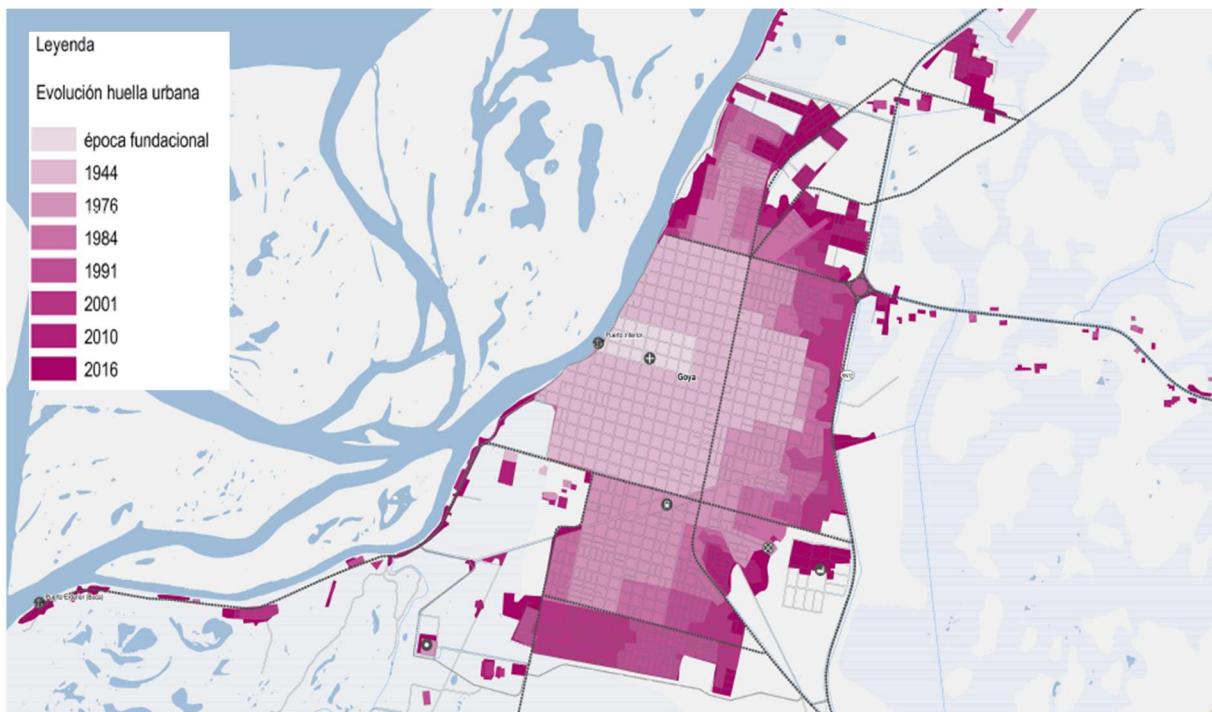


**Figura 1.9.** Distribución Demográfica de Goya por radios censales – Censo 2022 (fuente: elaboración propia).

Al comparar los últimos datos con los del censo de 2001, se observa que la población creció cerca del 48% (figura 1.10), lo que refleja un proceso sostenido de expansión demográfica acompañado por una mayor ocupación del espacio urbano (figura 1.11).



**Figura 1.10.** Evolución Demográfica de la ciudad de Goya (fuente: elaboración propia).



**Figura 1.11.** Crecimiento de la huella urbana (fuente: Banco Interamericano de Desarrollo).

La dispersión de la localización de la población se evidencia en una densidad demográfica relativa baja de 22,2 habitantes por kilómetro cuadrado, a diferencia de la capital provincial que registra 790,6 habitantes por kilómetro cuadrado.

En lo que respecta a las viviendas 91,86% de la población vive en casas, mientras que 6,42% vive en departamentos y existen otros tipos de vivienda cuya importancia en número no resulta significativa.

En cuanto a la calidad de conexión a servicios básicos, se observa que 55% presentan calidad satisfactoria (disponen de agua potable de red pública y desagüe cloacal), 12% posee calidad básica (dispone de agua potable de red pública y el desagüe cloacal se realiza por pozos ciegos con cámaras sépticas) y 33% es de calidad insuficiente (no cumple con las condiciones adecuadas de servicios básicos).

#### **1.5.6. ASPECTOS ECONÓMICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO**

El departamento Goya se caracteriza por una economía diversificada que abarca múltiples actividades productivas.

Una de las bases más importantes es la producción tabacalera la cual se beneficia enormemente de las condiciones climáticas y del suelo fértil de la región.

Este departamento se destaca como el mayor productor de tabaco en la provincia; además de la producción de tabaco el área rural de Goya es activa en la agricultura, destacándose la producción frutihortícola y ganadera.

Por otra parte, la industrialización ha tenido un papel importante en la expansión económica de Goya, ya que el desarrollo del polo industrial ha permitido diversificar la economía local al albergar industrias de agroindustria, manufactura, producción de alimentos y bebidas, industria textil y servicios logísticos.

En el ámbito turístico, Goya se posiciona como un destino atractivo gracias a su riqueza natural y actividades recreativas.

Uno de los eventos más destacados en el calendario turístico de Goya es la Fiesta Nacional del Surubí que se celebra anualmente y reúne a miles de visitantes, festividad que promueve la cultura local y ofrece una plataforma para que los artesanos y productores locales exhiban sus productos.

### 1.5.7. INFRAESTRUCTURA DEL ÁREA DE ESTUDIO

#### AGUA POTABLE

Los servicios de agua y saneamiento (figura 1.12) son prestados por la Empresa Aguas de Corrientes SA, concesionaria privada que inició sus actividades el 1º de septiembre de 1991.

Bajo su responsabilidad se encuentra la provisión de agua potable por red, la recolección de los efluentes cloacales y su tratamiento previo a su vertido a los cuerpos receptores. La red de distribución de agua potable tiene una cobertura superior a 98% para la población que habita el área servida dentro de las defensas de la ciudad.

Si se consideran las poblaciones fuera de la protección contra las inundaciones, aunque dentro del ejido municipal, la cobertura alcanzaría aproximadamente a 80% según estimaciones de la Secretaría de Obras Públicas del Municipio.

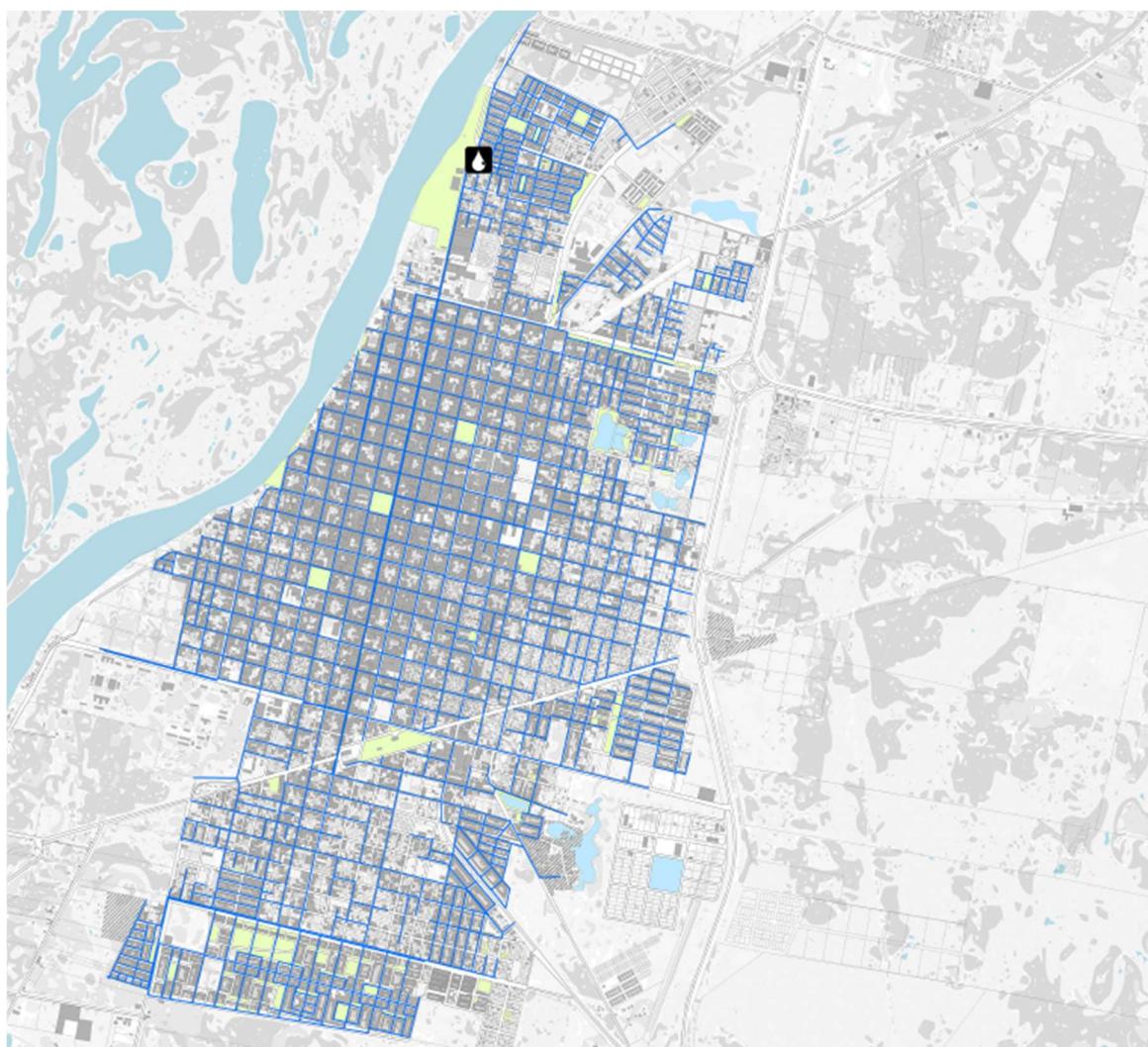


Figura 1.12. Red de agua potable (fuente: Banco Interamericano de Desarrollo).

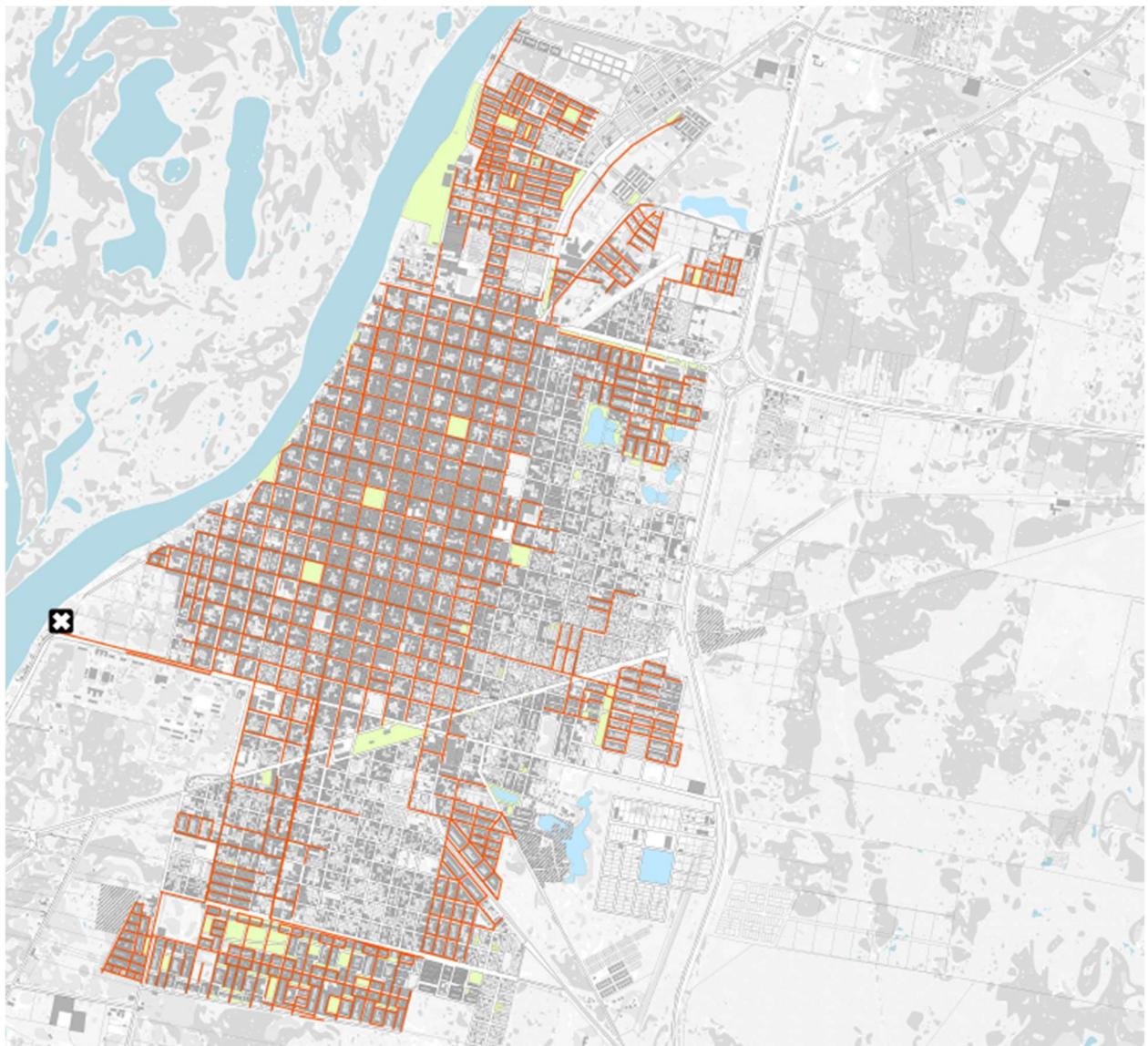
## SANEAMIENTO

La red de recolección de efluentes cuenta con baja cobertura abasteciendo a 66% de la Población (figura 1.13).

La presencia de camiones atmosféricos (privados o de la Municipalidad) ofrecen servicios de desagote de pozos que vierten sin tratamiento en algún punto del río Paraná o del riacho Goya.

Adicionalmente otros efluentes provenientes de pozos sépticos desbordados o conexiones clandestinas son volcados al sistema de drenaje pluvial.

La superficie plana de la ciudad implica operar con 15 estaciones de bombeo sumando costos de operación y mantenimiento.



**Figura 1.13.** Red de cloacas (fuente: Banco Interamericano de Desarrollo).

## ENERGÍA ELÉCTRICA

El servicio de energía eléctrica de Goya se encuentra interconectado al sistema provincial, siendo la Dirección Provincial de Energía de Corrientes (DPEC) la entidad responsable de su prestación, empresa estatal que asegura el abastecimiento a prácticamente toda la ciudad (figura 1.14) con redes de distribución que alcanzan tanto a los barrios céntricos como a las zonas periféricas y sectores de expansión urbana.

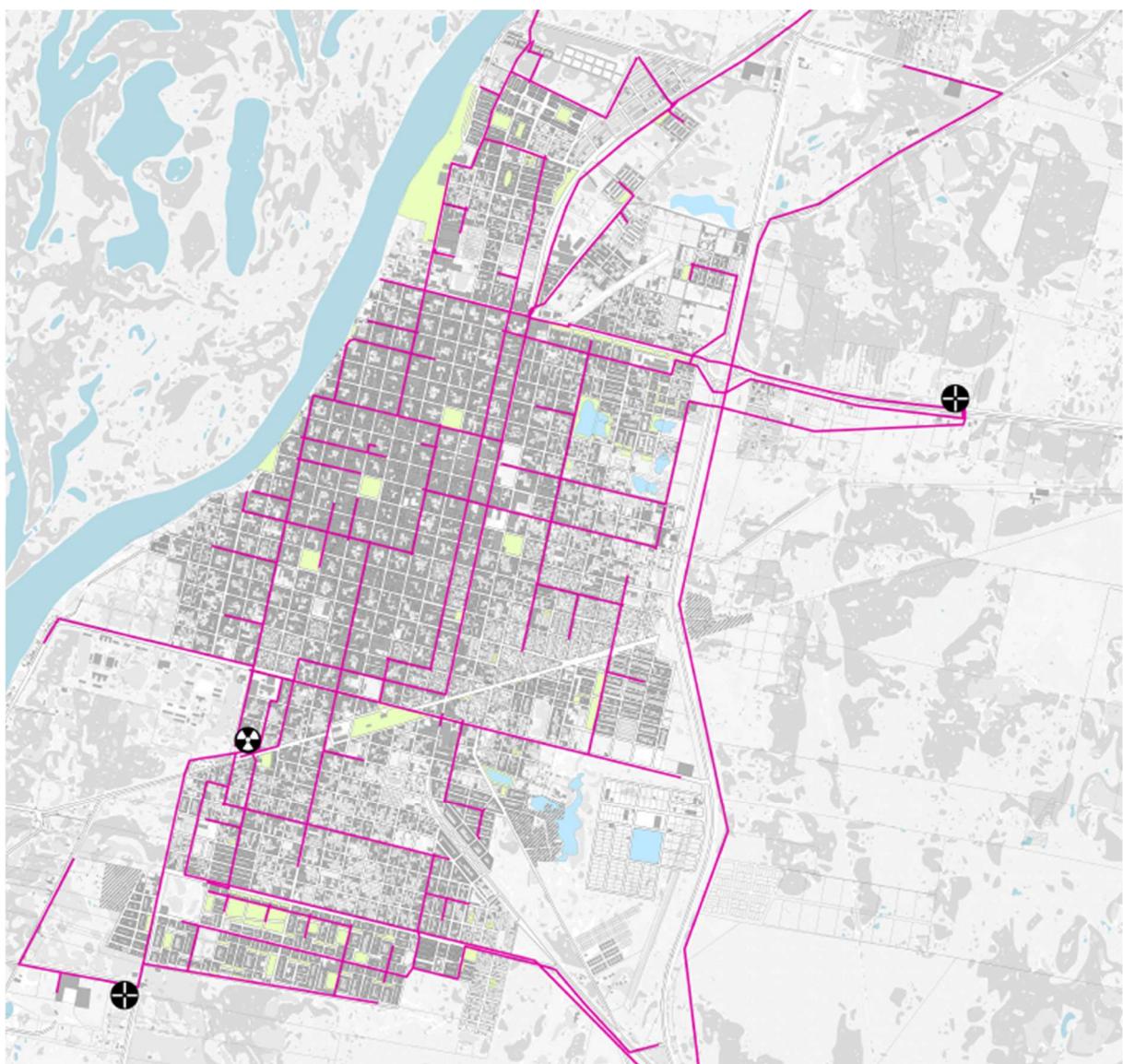


Figura 1.14. Red de distribución eléctrica (fuente: Banco Interamericano de Desarrollo).

### 1.5.8. SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL ACTUAL

Los principales factores que condicionan la evacuación de excesos pluviales de Goya y su periferia son la baja pendiente regional, debido a su ubicación sobre una llanura aluvial y la existencia de suelos de baja permeabilidad.

La topografía del área de estudio se caracteriza por variaciones muy leves de nivel, los cuales oscilan entre 35,5 y 37 msnm según el Instituto Geográfico Nacional (IGN). Asimismo, a

6000m del núcleo urbano en dirección este, la elevación asciende rápidamente desde 36,5m a 60 msnm, conformando la existencia de una zona sin riesgo de inundabilidad por las aguas de los ríos.

La divisoria de aguas superficiales permite transfluencias uni y bidireccionales de trazado norte-sur dentro del área urbana.

La baja pendiente que se desarrolla hacia el oeste se encuentra con la ribera del riacho Goya, y hacia el este la pendiente, que también es muy leve, encuentra sus niveles mínimos en correspondencia con el valle del arroyo Pehuajó.

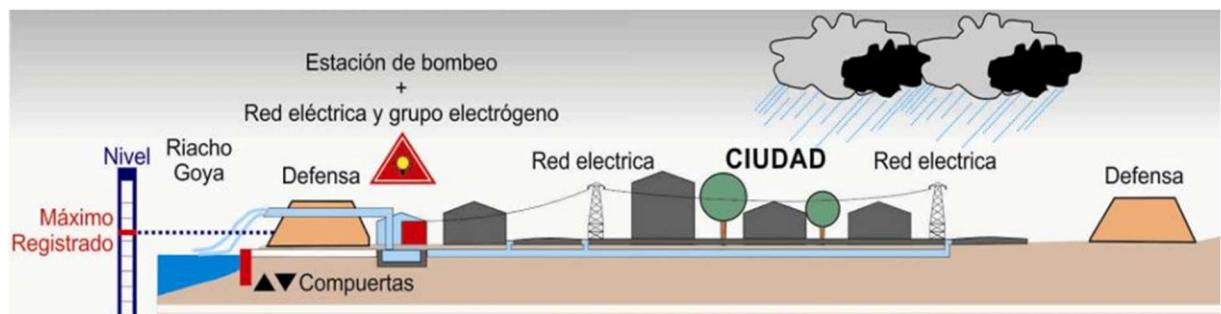
Las aguas pluviales de la zona alta, al acceder a la planicie inundable encuentran serias dificultades para el drenaje por el bañado y arroyo Pehuajó, existiendo en su trayectoria cauces interrumpidos o inexistentes, con depresiones intermitentes ocupadas por bañados y lagunas cubiertas de vegetación cuyo desarrollo se encuentra adaptado a las variaciones del pulso hídrico.

Los principales cursos fluviales más próximos son el río Santa Lucía al norte y el riacho Goya mencionado anteriormente hacia el oeste. Actualmente, la ciudad está protegida contra posibles desbordes de estos cursos de agua gracias a la construcción de un sistema de defensas que rodea toda el área urbana. Por lo tanto, la afectación más importante viene dada por lluvias directas caídas sobre el área en estudio.

El drenaje pluvial de Goya se lleva a cabo mediante conductos enterrados y canales a cielo abierto, sistema que se complementa con reservorios de agua permanente, que almacenan temporalmente los escurrimientos pluviales y con un conjunto de estaciones de bombeo distribuidas en distintos sectores de la ciudad que extraen los excesos fuera del recinto defendido (figura 1.15).

Una parte de las calles pavimentadas, especialmente las ubicadas en el casco céntrico, desaguan mediante un sistema de cordón cuneta y sumideros y la otra parte, al igual que las calles de tierra, lo hace a través de cunetas a cielo abierto que dirigen el agua hacia los canales de mayor envergadura.

Las obras de drenaje pluvial en Goya han sido identificadas y estudiadas a partir de cuencas urbanas de aporte superficial llamadas “módulos urbanos”.



**Figura 1.15.** Representación gráfica del sistema de drenaje pluvial de Goya  
 (fuente: PRODEGO).

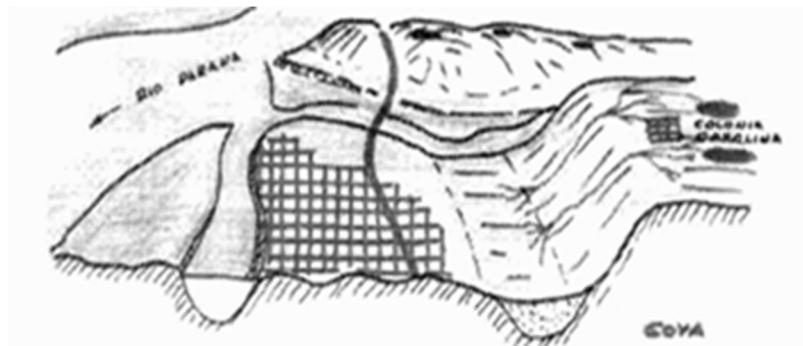
# CAPÍTULO 2

## DELIMITACIÓN DE LAS CUENCAS

## 2.1. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL REGIONAL

Goya se encuentra emplazada al pie de la barranca del valle del Paraná, separada de la misma por una planicie inundable formada sobre un antiguo cauce del río Paraguay.

A continuación, en una representación gráfica desarrollada por Popolizio (1987) se puede apreciar el brusco descenso desde Colonia Carolina, así como la presencia de antiguos pequeños torrentes que descienden desde dicho nivel hacia el este de la ciudad (figura 2.1).



**Figura 2.1.** Bloque diagrama esquemático del emplazamiento de la ciudad de Goya (fuente: Popolizio, E. et al; 1987)

Los sistemas de escurrimiento del área de influencia de Goya corresponden, en términos generales, a las particularidades propias de las áreas de llanura donde los mismos se caracterizan por la presencia de ríos alóctonos con condiciones propias en la generación de crecientes e inundaciones en el ámbito de sus respectivos valles fluviales, como es el caso particular del río Paraná. Este fenómeno potencia los comportamientos y resultados negativos de los sistemas de escurrimiento locales.

Independientemente de esta generalización global, es posible diferenciar dos sistemas de escurrimiento que, pese a su interdependencia funcional, presentan comportamientos diferenciados y que, por su ubicación geográfica, pueden definirse como el sistema de escurrimiento oriental y el sistema de escurrimiento occidental (figura 2.2).



**Figura 2.2.** Modelo digital de elevación y sistema de escurrimiento regional (fuente: elaboración propia).

## 2.2. SISTEMAS DE ESCURRIMIENTOS

### 2.2.1. SISTEMA DE ESCURRIMIENTO ORIENTAL

Correspondiente a la unidad geomorfológica conocida como lomas Puelchenses, cuya denominación indica una morfología elevada en relación con las unidades aledañas, resultando fuertemente condicionante en la formación de sistemas de escurrimiento. Dentro de este espacio los sistemas de escurrimiento se organizan en dos compartimentos claramente diferenciados.

En primer lugar, se identifican las cabeceras donde coexisten depresiones interconectadas superficial y subterráneamente, generadas por un proceso seudokárstico en evolución debido a materiales solubles y coloidales existentes en los sustratos inferiores. Estas depresiones contienen espejos de agua la mayor parte del año; sin embargo, a partir de cierto nivel se conectan a través de canales superficiales naturales, previos a inundaciones en las áreas aledañas inferiores; la magnitud de estas inundaciones depende de los umbrales de cada canal.

Por debajo de estos niveles el agua de las depresiones se pierde por evaporación y escurrimientos subterráneos, lo que provoca que este sector actúe como factor de amortiguación mientras las precipitaciones no superen ciertos rangos de intensidad, altura y periodicidad.

El segundo compartimento corresponde a una red de escurrimiento fluvial dendrítica, organizada y encauzada, que desde las lomas se desarrolla hacia las planicies del sector occidental con pendientes muy altas en comparación con los valores medios de las áreas de llanura.

Debido a estas características, este sector presenta un régimen torrencial típico, con sus correspondientes cuencas de aportes, canales de descarga y en algunos casos conos de deyección, como resultado de la susceptibilidad de erosión de los suelos locales y la capacidad de arrastre de material sólido.

Las depresiones ubicadas al oeste de este sistema han desaparecido al integrarse a la red fluvial, coexistiendo una alta concentración de depresiones hacia el este, manteniendo sus características originales a pesar de las interconexiones.

Consecuentemente, el sistema de escurrimiento oriental tiende a acentuar su régimen torrencial, lo cual requiere un seguimiento continuo para evaluar las consecuencias sobre las infraestructuras, particularmente en lo relativo a las vías de comunicación y las adaptaciones necesarias, tales como obras de arte.

### 2.2.2. SISTEMA DE ESCURRIMIENTO OCCIDENTAL

Corresponde al sector de influencia occidental, donde se emplaza directamente la ciudad de Goya; este sector se ve afectado por las crecientes de los ríos Paraná y Santa Lucía que lo rodean y además recibe la descarga del sistema de escurrimiento oriental, al encontrarse aproximadamente veinte metros por debajo de este último.

En este sistema también se pueden distinguir dos compartimientos: el primero se encuentra al este, limitando con el sistema de escurrimiento oriental y por lo tanto está sujeto a sus

influencias directas. Es una planicie embutida, orientada de norte a sur, con una pendiente de aproximadamente 0,0003 m/m y presenta grandes restricciones en el funcionamiento del escurrimiento haciéndola inundable.

Aproximadamente en coincidencia con la RN N° 12, que se desarrolla desde la localidad de Goya hacia Colonia Carolina, existe una divisoria de aguas que divide el escurrimiento de este compartimiento en dos direcciones opuestas: una hacia el norte, drenando hacia el río Santa Lucía y la otra hacia el sur, drenando hacia el río Paraná a través del arroyo Pehuajó (Anexo Planos, Plano N°04).

Las inundaciones se producen periódicamente por la concurrencia de dos factores simultáneos: las precipitaciones que ocurren directamente sobre el compartimiento, más el agua proveniente del sistema de escurrimiento oriental, situación que tiende a acentuarse cuando el río Santa Lucía y/o el río Paraná presentan niveles superiores a los normales, aumentando las condiciones restrictivas del escurrimiento no solo por la disminución de la pendiente general, sino también por el ingreso de estos a través de sus desembocaduras del norte y del sur, respectivamente.

La concurrencia simultánea y superior a los valores normales de las precipitaciones junto con la situación de los ríos principales genera el desborde de la planicie hacia el compartimiento más elevado del oeste, donde se ubica Goya, provocando inundaciones cuando no se procede a su efectivo control.

El segundo compartimiento del sistema de escurrimiento occidental se encuentra hacia el oeste, entre la planicie embutida descrita anteriormente y el valle principal del río Paraná; se corresponde a un sector morfológicamente levemente sobrelevado respecto al primer compartimiento, razón por la cual, en términos generales, presenta un mejor comportamiento del escurrimiento superficial.

Sobre el mismo se desarrolla una de las divisorias de aguas principales, resultando en dos grandes direcciones de escurrimiento: una hacia el río Paraná y la otra hacia la planicie embutida de la cuenca del A° Pehuajó. Este aspecto establece la dependencia que poseen los escurrimientos superficiales de este compartimiento en relación con las condiciones prevalecientes en las áreas periféricas vecinas.

### 2.3. DEFENSAS

La ciudad, al igual que otras ubicadas en el valle aluvial del Paraná, ha sufrido graves daños a causa de las inundaciones provocadas tanto por las crecientes del río Paraná como por intensos eventos lluviosos. Tras la inundación del año 1966, se iniciaron los estudios necesarios para definir el tipo de protección estructural a implementar, y durante la crecida histórica de 1982-83, caracterizada por niveles de agua, duración y daños excepcionales, se comenzaron las obras de defensa con la construcción provisional de terraplenes. Posteriormente, Goya enfrentó otros eventos de gran magnitud, como las inundaciones de 1992, que registró los niveles más altos históricos, y las de 1998, asociadas a la persistencia del fenómeno “El Niño”.

El sistema de terraplenes de defensa provisional de Goya (figura 2.3) está conformado por cuatro sectores que integran un recinto cerrado: el sector Frontal, el sector Norte, el sector Oriental y el sector Sur (Proyecto Ejecutivo de Defensas, 2012). Su construcción y

mantenimiento han reducido significativamente la afectación de la ciudad frente a las crecidas y desbordes de los ríos Paraná y Santa Lucía.



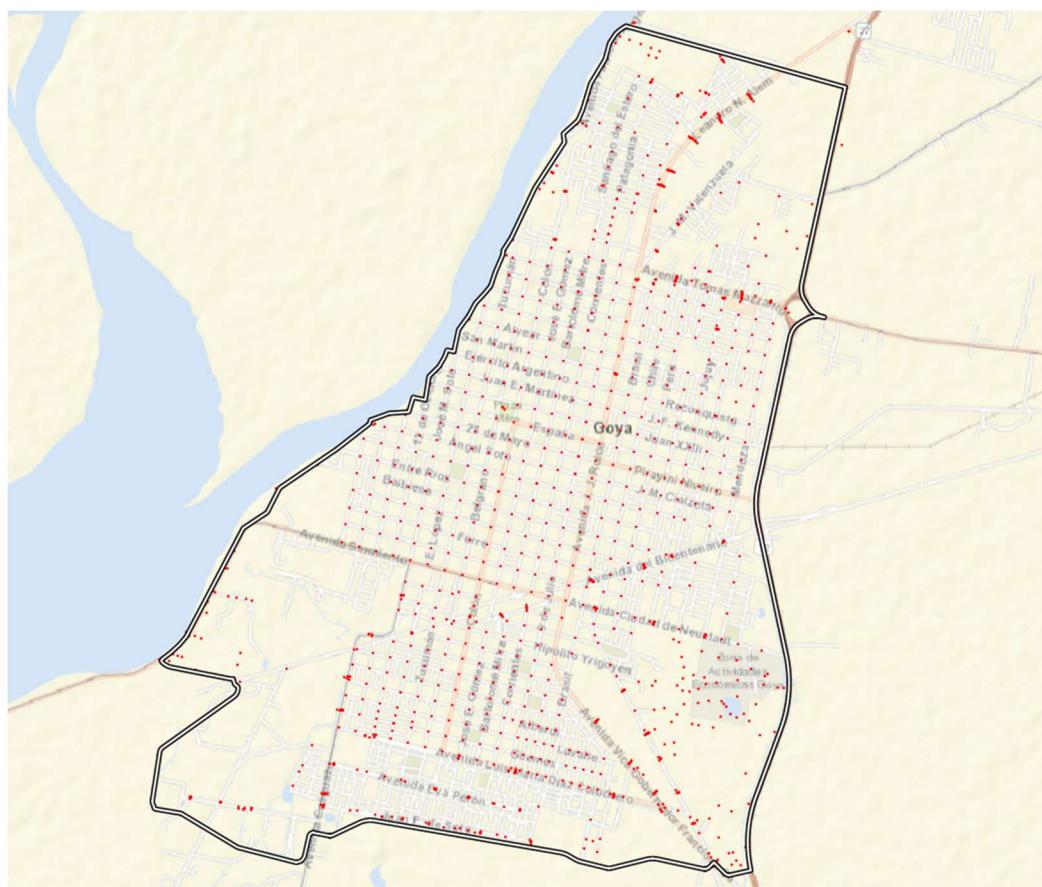
**Figura 2.3.** Sistema de defensas contra inundaciones de la ciudad de Goya  
 (fuente: elaboración propia)

El sector Frontal, de 6.320 metros de longitud, se extiende a lo largo de la margen izquierda del riacho Goya, en tanto que el sector Norte, con una longitud aproximada de 1.700 metros, vincula el extremo del sector Frontal con la Ruta Provincial N° 27. Hacia el este, el sector Oriental sigue la traza de la Ruta Provincial N°27 y de la Ruta Nacional N°12 hasta el Acceso Sur, conocido como Avenida Vicegobernador Francisco Sá, con un recorrido de aproximadamente 6.500 metros. Finalmente, el sector Sur se inicia en la intersección con la Ruta Nacional N°12 y avanza a lo largo del Acceso Sur, atravesando el parque industrial y rodeando el cementerio, hasta concluir en la costa del riacho Goya, donde se conecta nuevamente con el Sector Frontal; su longitud aproximada es de 6.700 metros (Anexo Planos, Planos N°02).

Las defensas se diseñaron considerando las particularidades de cada sector, como la proximidad al río, la topografía y el grado de urbanización, combinando estructuras de protección (terraplenes, muros y recubrimientos superficiales) con sistemas de manejo de escorrentíos y protecciones de talud, garantizando tanto la estabilidad frente a crecidas como la evacuación eficiente de las aguas pluviales. De manera transversal, todos los sectores incorporan dispositivos de control de descarga, coronamientos transitables para la circulación peatonal y vehicular, así como medidas urbanísticas que aseguran un uso seguro del frente, incluyendo accesos, iluminación y mobiliario urbano.

## 2.4. COTAS Y CURVAS DE NIVEL

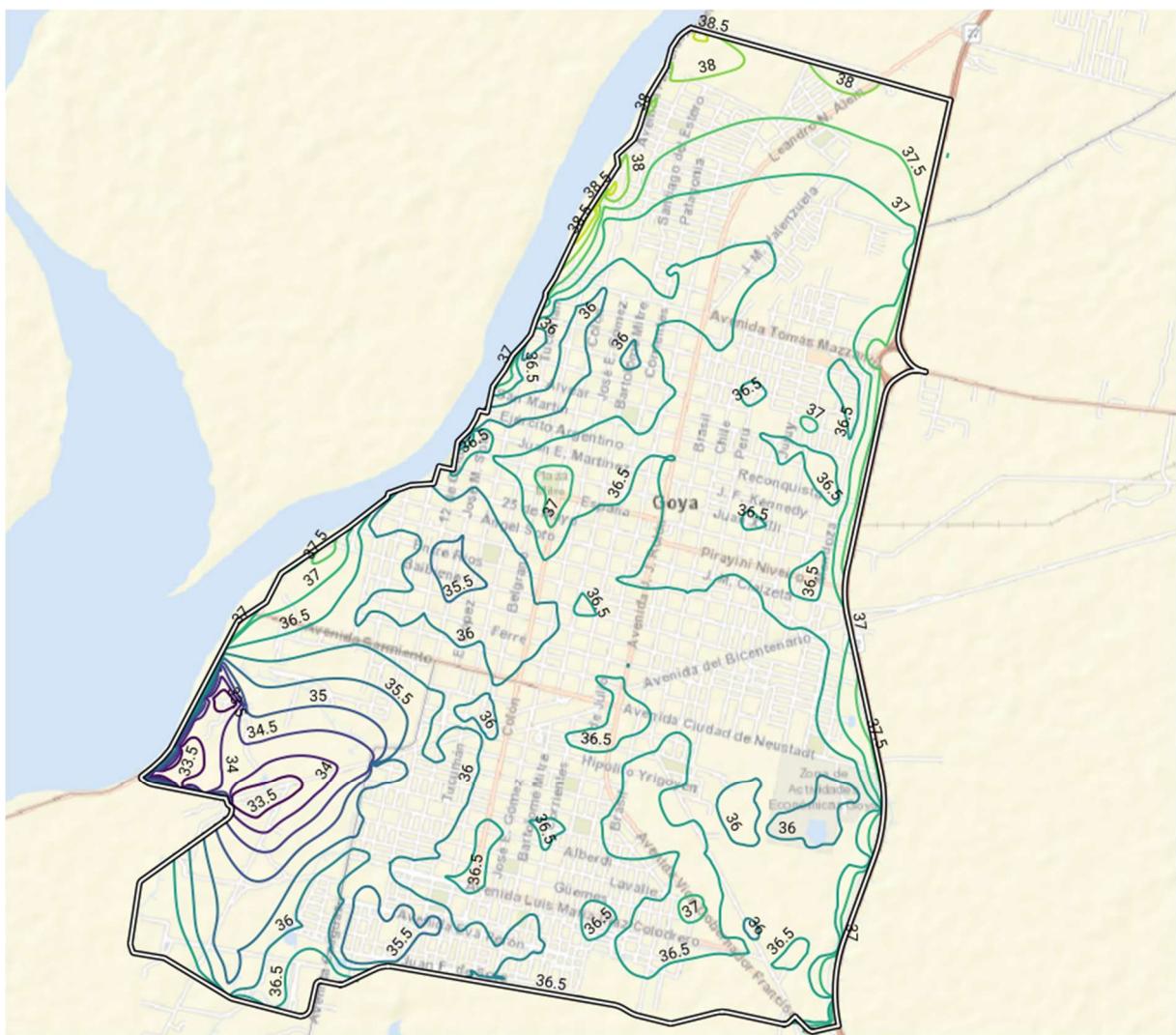
Como antecedente de los trabajos topográficos realizados en la ciudad, se contaba con puntos acotados ubicados en las intersecciones de calles del sector céntrico y en gran parte de los barrios periféricos, los cuales fueron relevados por la antigua empresa del Estado Agua y Energía Eléctrica en el marco del proyecto del Aprovechamiento Hidroeléctrico Paraná Medio; posteriormente, con el objetivo de verificar la precisión de la información y la ubicación de dichos puntos, se realizaron mediciones en quince intersecciones distribuidas estratégicamente en el área urbana, determinando las cotas de eje de calles y de veredas, lo que permitió confirmar que las cotas del plano corresponden a intersecciones de calles y no a veredas y que los puntos acotados se encuentran referidos al cero del Instituto Geográfico Nacional (IGN); además, para complementar el estudio, se llevó a cabo una densificación de puntos mediante el relevamiento de cuarenta posiciones adicionales con sus respectivas cotas (figura 2.4).



**Figura 2.4.** Red de cotas relevadas  
(fuente: elaboración propia en base al proyecto de Defensas – PROINSA).

Por otra parte, a través del PRODEGO se dispone de información de relevamientos que incluyen cotas de calles, conductos existentes y canales que recorren distintas vías.

En la ciudad, las variaciones de niveles son mínimas (figura 2.5) y la existencia de una divisoria de aguas superficiales facilita transfluencias unidireccionales y bidireccionales; la pendiente muy baja concentra los niveles mínimos en el valle del Arroyo Pehuajó, ubicado más allá de las rutas nacionales N°12 y provincial N°27, formando un cuenco receptor de aguas altas procedentes de la Colonia Carolina, cuya topografía asciende rápidamente de 36,5 a 60 m.s.n.m. Esta ladera constituye la margen izquierda del valle mayor aluvial del río Paraná, un área que no presenta riesgo de inundación por los ríos circundantes. No obstante, las aguas pluviales de la zona alta encuentran dificultades para drenar al alcanzar la planicie inundable, ya que su trayectoria se ve interrumpida por el Bañado y el Arroyo Pehuajó, generando cauces interrumpidos o inexistentes y depresiones intermitentes ocupadas por bañados y lagunas.

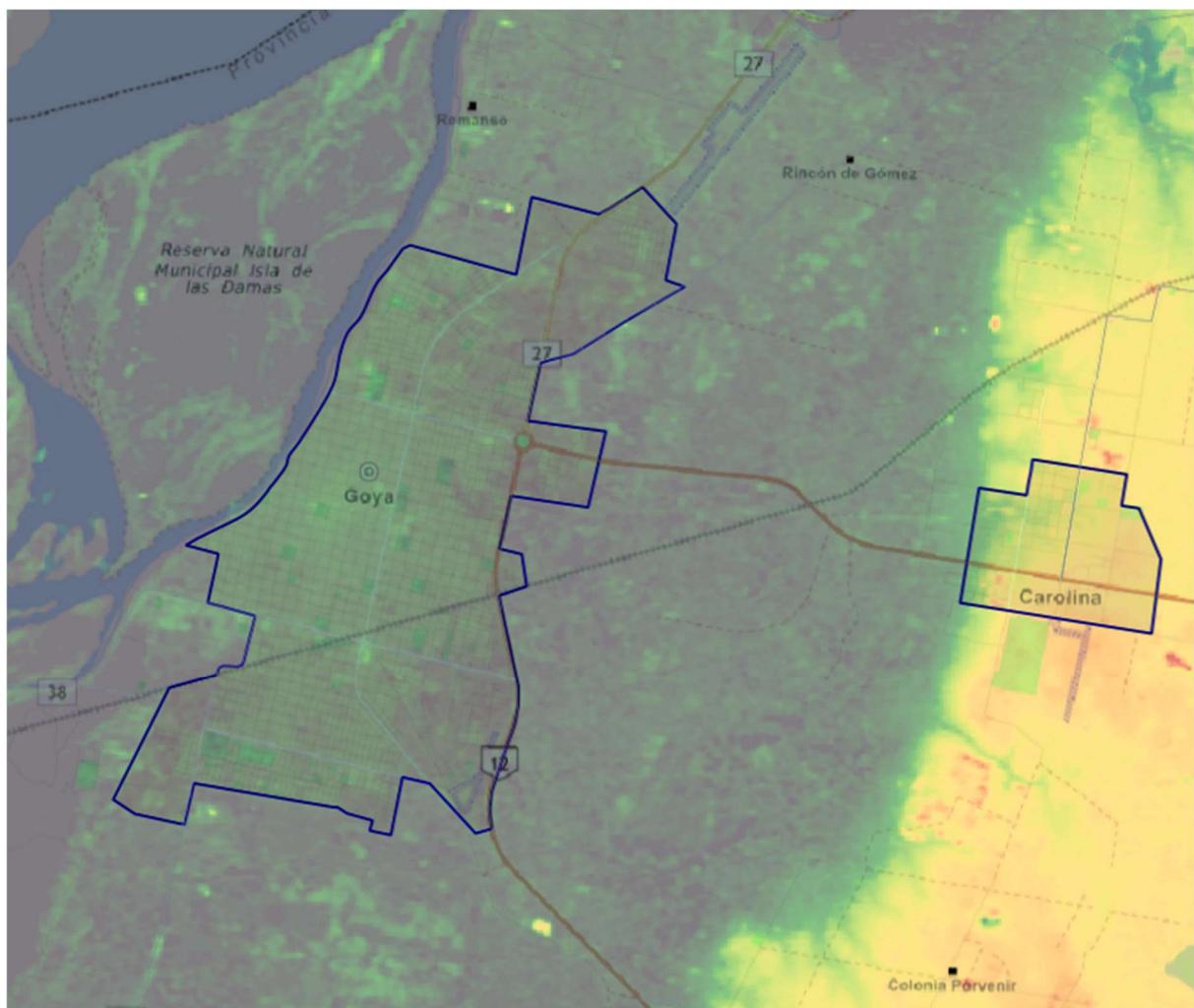


**Figura 2.5. Curvas de nivel de Goya**  
 (fuente: elaboración propia en base al proyecto de Defensas – PROINSA).

## 2.5. MODELO DIGITAL DE ELEVACIÓN

Los modelos digitales de elevaciones permiten describir la topografía del terreno a través de puntos distribuidos en forma homogénea sobre la superficie terrestre y cuya altura está referida al nivel medio del mar.

El MDE-Ar v2.1, distribuido por el Instituto Geográfico Nacional (IGN), presenta una resolución espacial de 30 m y una precisión vertical aproximada de 2 m, lo que permite apreciar la marcada diferencia de cotas de nivel existente entre las ciudades de Goya, con una altitud media de 36 m.s.n.m., y Colonia Carolina, situada a aproximadamente 60 m.s.n.m (figura 2.6).



**Figura 2.6.** Diferencia de cotas de elevación entre la ciudad de Goya y la ciudad de Colonia Carolina  
(fuente: elaboración propia).

## 2.6. DELIMITACIÓN DE LAS CUENCAS

Para el análisis del sistema de desagües de Goya se tomó como referencia la sectorización en módulos urbanos establecida en el Plan Director, contrastando los límites propuestos con la topografía, el plano catastral y los sistemas de conducción existentes, lo que permitió confirmar, y en algunos casos ajustar, la correspondencia entre las áreas de aporte superficial y los puntos de descarga (figura 2.7).

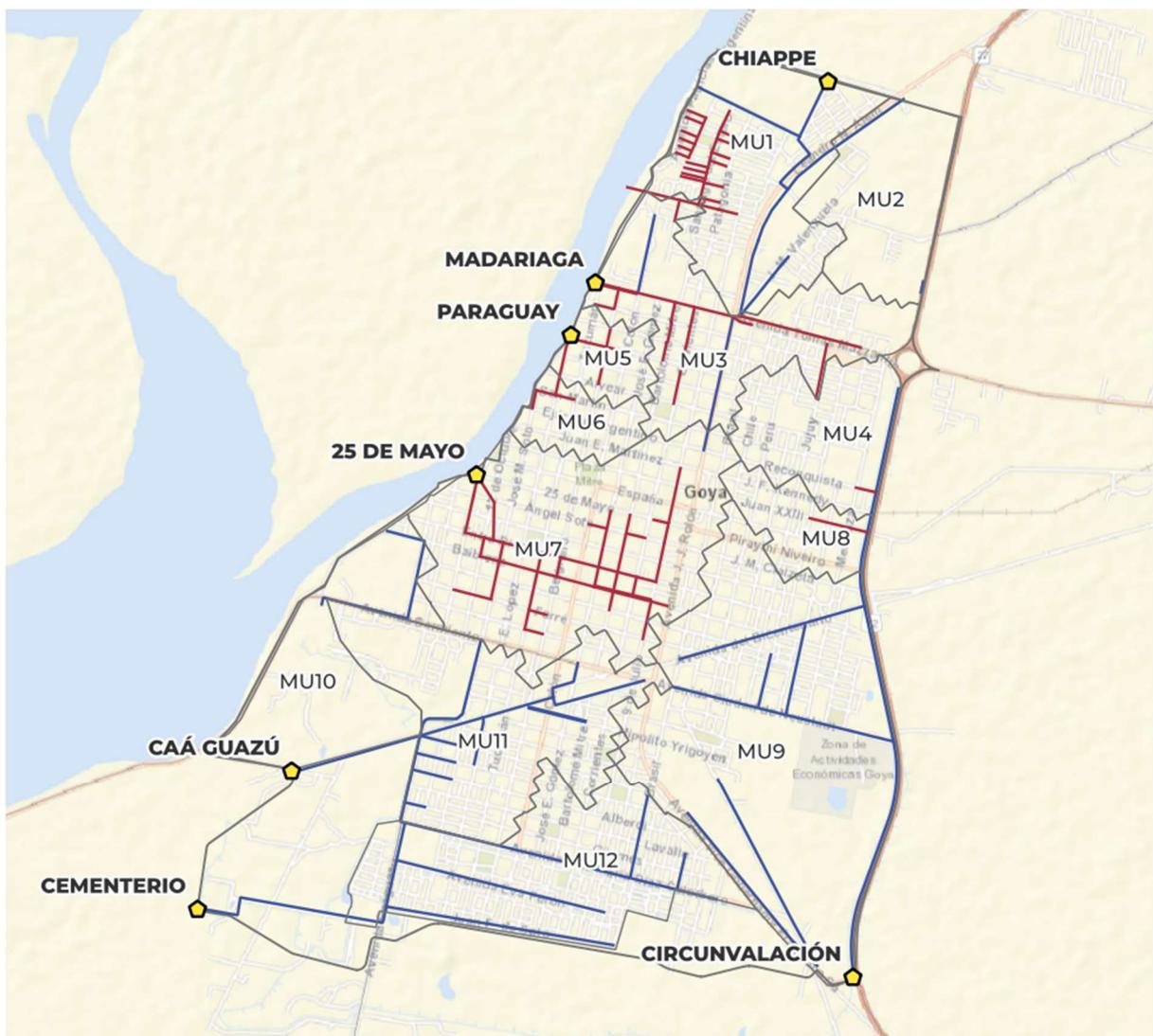


Figura 2.7. Módulos urbanos y red de desagüe pluvial existente (fuente: elaboración propia).

## 2.6.1. MÓDULOS URBANOS

La ciudad se encuentra organizada en doce módulos urbanos, cada uno de los cuales está asociado a alguna de las siete estaciones de bombeo que cumplen la función de extraer el agua del interior del recinto protegido por las defensas (Anexo Planos, Plano N°04)

**Módulo urbano 1 (MU1):** se ubica en el extremo noroeste de la ciudad, abarca una superficie total de 169,96 hectáreas y cuenta con un colector principal, un canal sin revestir identificado como Canal Norte, que descarga por gravedad sus aportes al Canal Chiappe a través del descargador de fondo de la estación de bombeo homónima.

**Módulo urbano 2 (MU2):** se ubica en el extremo noreste de la ciudad y cuenta con una superficie total de 101,39 hectáreas, donde el escurrimiento se organiza a partir de dos canales sin revestir ubicados perimetralmente, uno paralelo a la Ruta Provincial N°27 y otro a la Avenida Leandro N. Alem, cuyos aportes convergen hacia la zona deprimida correspondiente a la Defensa Oriental, en la intersección del Canal Chiappe con la Ruta Provincial N°27.

**Módulo urbano 3 (MU3):** se ubica al sur de los módulos MU1 y MU2 y se extiende de este a oeste, desde la intersección de la RP N°27 con la RN N°12 hasta la defensa frontal, abarcando una superficie de 156,32 hectáreas, contando como colector principal con un conducto de hormigón armado ubicado en la Avenida Madariaga, desde la Avenida Leandro N. Alem hasta la estación de bombeo Madariaga, y disponiendo además de dos colectores consistentes en sendos canales paralelos a la Avenida Tomás Mazzanti.

**Módulo urbano 4 (MU4):** se localiza en el sector centro-este de la ciudad y se caracteriza por la presencia de amplias depresiones en su zona central, entre las cuales destaca la Laguna Bosco. En el Plan Director, este módulo presentaba una superficie total de 96,39 hectáreas; sin embargo, dicha área fue ajustada al identificarse un conducto existente sobre la calle Jujuy que deriva caudales hacia el módulo urbano 3 (figura 2.8) , motivo por el cual su aporte fue incorporado a este último, resultando una superficie definitiva de 94,95 hectáreas para el módulo 4. El sistema de drenaje de este módulo descarga finalmente al canal Circunvalación, que conduce los líquidos hasta la estación de bombeo homónima.



**Figura 2.8.** Ajuste de los límites del Módulo 4. En línea punteada se representan los límites anteriores del MU4 (fuente: elaboración propia)

**Módulo urbano 5 (MU5):** se ubica al centro-oeste de la ciudad y abarca una superficie de 33,51 hectáreas, donde el escurrimiento se organiza a partir de un colector con traza en la calle Paraguay que descarga sus aportes a través del descargador de fondo de la estación de bombeo homónima.

**Módulo urbano 6 (MU6):** se ubica al centro-oeste de la ciudad, al sur del MU5, y abarca una superficie de 36,52 hectáreas; se trata de un módulo con un alto grado de urbanización y calles pavimentadas, donde el escurrimiento se organiza a partir de un colector con traza en la calle San Martín que descarga sus aportes a través del descargador de fondo de la estación de bombeo Paraguay.

**Módulo urbano 7 (MU7):** se ubica al centro-este, abarcando gran parte del núcleo urbanísticamente consolidado de la ciudad y una superficie total de 266,80 hectáreas, donde el colector principal consiste en un conducto de hormigón armado ubicado en la calle Entre Ríos que descarga por gravedad sus aportes al riacho Goya a través del descargador de fondo de la estación de bombeo 25 de Mayo.

**Módulo urbano 8 (MU8):** se ubica al centro-este de la ciudad y abarca una superficie de 46,57 hectáreas; debido al crecimiento demográfico, este módulo ha experimentado significativas

modificaciones en el uso del suelo en los últimos años, transformándose de rural a urbano, y su escurrimiento se organiza mediante desbordes a través de las cunetas de las calles de tierra y un conducto de hormigón que transporta los líquidos hasta el canal Circunvalación, el cual los deriva hacia la estación de bombeo homónima.

**Módulo urbano 9 (MU9):** se ubica al sureste de la ciudad y abarca una superficie de 278,30 hectáreas, lo que lo convierte en el módulo de mayor tamaño, donde los excesos se descargan por desbordes hacia el canal Circunvalación y la Avenida Vicegobernador Francisco Sá; en su interior se localizan depresiones como bañados y la laguna Matadero, y el escurrimiento se organiza mediante desbordes a través de las cunetas de las calles de tierra que conducen hacia los colectores principales, consistentes en canales de gran sección y muy baja pendiente, los cuales transportan los aportes hacia el canal Circunvalación, que finalmente los conduce hasta la estación de bombeo homónima.

**Módulo urbano 10 (MU10):** se ubica al suroeste de la ciudad y abarca una superficie de 125,14 hectáreas, constituyéndose en un módulo con gran cantidad de vegetación debido a que gran parte de su área corresponde al cuartel del ejército, lo que limita su crecimiento demográfico, y se caracteriza por presentar depresiones cerradas, entre las cuales destacan los bajos del Bañado del Carumbé, interceptados en parte por la traza de la Defensa Sur.

**Módulo urbano 11 (MU11):** se encuentra situado al suroeste de la ciudad y abarca una superficie de 193,77 hectáreas, donde las depresiones descargan sus excesos por desbordes hacia el canal paralelo a la ex-vía de FFCC, y el colector principal consiste en un canal sin revestir que transporta los aportes por gravedad hasta el descargador de fondo de la estación de bombeo Caá Guazú.

**Módulo urbano 12 (MU12):** se ubica al sur de la ciudad y abarca una superficie de 179,81 hectáreas, donde el escurrimiento se organiza a través de tres canales revestidos en hormigón armado que descargan sus aportes a un colector principal, también revestido, el cual conduce los líquidos por gravedad hasta el descargador de fondo de la estación de bombeo Cementerio.

## 2.6.2. MODULOS PERIURBANOS

Se realizó un renombramiento de los módulos correspondientes a los sectores “rurales” definidos en el Plan Director de la ciudad, resultando así en cuatro módulos periurbanos (Anexo Planos, Plano N°04).

**Módulo Periurbano 1 (MP1):** correspondiente al MR1, se ubica al noreste del núcleo urbano de Goya, ocupando la franja que se extiende desde la zona alta de Colonia Carolina, al este, hasta la Ruta Provincial N.º 38, al oeste, con su límite sur coincidiendo con la Ruta Nacional N.º 12 y extendiéndose hacia el norte hasta el valle del río Santa Lucía, incluyendo en su interior áreas rurales dispersas y algunas franjas de urbanización periurbana.

**Módulo Periurbano 2 (MP2):** correspondiente al MR2/3, ocupa la franja ubicada al sudeste del núcleo urbano de Goya, delimitada al este por Colonia Carolina y al oeste por la RN 12, que también define su límite norte, mientras que hacia el sur colinda con Colonia El Porvenir, abarcando sectores rurales y zonas de expansión periurbana.

**Módulo Periurbano 3 (MP3):** correspondiente al MR4.2, se localiza inmediatamente al norte del casco urbano de Goya, incluyendo el área del Aeropuerto de Goya, y se encuentra delimitado al este por la RP N.º 120 y al oeste por la RP N.º 27, con la defensa norte del ejido urbano como límite sur y terrenos rurales abiertos hacia el norte.

**Módulo Periurbano 4 (MP4):** correspondiente al MR4.1, se extiende al sureste del núcleo urbano, con Colonia Carolina al este y el módulo MR4.2 al oeste, abarcando desde la zona sur de Colonia El Porvenir hasta el tramo sur de la RN 12 e incluyendo áreas rurales y algunas franjas urbanizadas de menor densidad.

### 2.6.3. ESTACIONES DE BOMBEO

La ciudad cuenta con siete estaciones de bombeo, cuya finalidad es extraer el agua de lluvia del interior del sistema de defensas y conducirla hacia el exterior, siendo las existentes hasta la fecha las siguientes:

**25 DE MAYO:** emplazada en la progresiva +2.800 de la Defensa frontal, comenzó funcionando con una capacidad de bombeo de  $4,75\text{m}^3/\text{s}$  que era el equivalente a un caudal de diseño de 2 años de recurrencia. Actualmente posee 9 bombas, con una capacidad final de bombeo de  $13,75\text{m}^3/\text{s}$  (4 de  $0,75\text{m}^3/\text{s}$  y 5 de  $2,15\text{m}^3/\text{s}$ ), alcanzando un caudal de diseño de 5 años de recurrencia. Tiene como único módulo de aporte de excedente pluvial al MU7.

**PARAGUAY:** se encuentra ubicada sobre la progresiva +3.950 de la Defensa Frontal, y en sus inicios contaba con una capacidad de  $0,90\text{m}^3/\text{s}$  que era el equivalente a un caudal de diseño de 2 años de recurrencia. Luego, esta estación fue ampliada, resultando en una capacidad final de bombeo de  $4,50\text{m}^3/\text{s}$  (3 de  $1,25\text{m}^3/\text{s}$  y 1 de  $0,75\text{m}^3/\text{s}$ ) y un caudal de diseño de 5 años de recurrencia. Esta estación sirve a los módulos MU5 y MU6.

**MADARIAGA:** ubicada en la progresiva +4.350 de la Defensa Frontal, cuando se puso en funcionamiento poseía una capacidad de  $0,70\text{m}^3/\text{s}$ , que era la capacidad de diseño para un tiempo de recurrencia de 2 años. Actualmente esta estación posee 4 bombas y una capacidad final de bombeo de  $5,00\text{m}^3/\text{s}$  (3 de  $1,40\text{m}^3/\text{s}$  y 1 de  $0,80\text{m}^3/\text{s}$ ) que resulta e el equivalente a un caudal de diseño de 5 años de tiempo de recurrencia. Su principal módulo aportante es el MU3.

**CAÁ GUAZÚ:** posicionada en la progresiva +6.250 de la Defensa Sur, con su capacidad inicial de  $0,70\text{m}^3/\text{s}$  era capaz de drenar el excedente correspondiente a un caudal de diseño de 2 años de recurrencia. Esta estación, al igual que las anteriores, sufrió una expansión llevando su capacidad de bombeo a  $5,00\text{m}^3/\text{s}$  (3 de  $1,40\text{m}^3/\text{s}$  y 1 de  $0,80\text{m}^3/\text{s}$ ) que se corresponde con

un caudal de diseño de 5 años de recurrencia. A esta estación llegan los excedentes pluviales del módulo MU11 y parte del MU10.

**CEMENTERIO:** se encuentra emplazada sobre la progresiva +5.000 de la Defensa Sur y cuando comenzó a funcionar contaba con una capacidad de 1,40m<sup>3</sup>/s que se correspondía con un caudal de diseño de 2 años de recurrencia. Actualmente cuenta con 4 bombas y capacidad final de bombeo de 5,55m<sup>3</sup>/s (3 de 1,60m<sup>3</sup>/s y 1 de 0,75m<sup>3</sup>/s) que es el equivalente a un caudal de diseño de 5 años. Su módulo de aporte es el MU12.

**CIRCUNVALACIÓN:** ubicada sobre la progresiva +0,000 de la Defensa Sur. En sus inicios, contaba con una capacidad de bombeo de 0,70m<sup>3</sup>/s que era el equivalente a un caudal de diseño de 2 años de recurrencia. Actualmente esta cuenta con 5 bombas y una capacidad final de bombeo de 6,00m<sup>3</sup>/s (5 de 1,20m<sup>3</sup>/s). A pesar de su ampliación, esta estación continúa teniendo un caudal de diseño de 2 años de recurrencia dada la expansión demográfica que sufrieron sus módulos aportantes que son los MU4, MU8 y MU9.

**CHIAPPE:** establecida sobre la progresiva +0.750 de la Defensa Norte, comenzó su funcionamiento con una capacidad de 2,1m<sup>3</sup>/s que se correspondía con un caudal de diseño de 2 años. Actualmente cuenta con 5 bombas con una capacidad final de bombeo de 4,05m<sup>3</sup>/s (3 de 0,75m<sup>3</sup>/s y 2 de 0,90m<sup>3</sup>/s). Al igual que la estación Circunvalación, esta sufrió modificaciones en su capacidad de bombeo, pero su caudal de diseño permanece en 2 años, debido al crecimiento demográfico en los módulos aportantes que son el MU1, MU2 y parte del MU3.

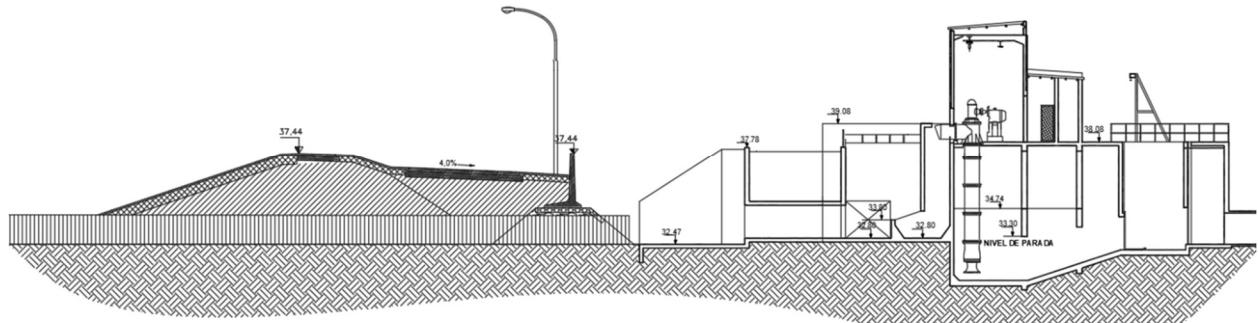


Figura 2.9. Representación transversal de la estación de bombeo Caá Guazú (fuente: Drenaje urbano de Goya – INCOCIV-PROINSA)



# CAPÍTULO 3

## DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

### 3.1. FUNDAMENTOS DEL MÓDELADO HIDROLÓGICO

El sistema de drenaje urbano consiste en un conjunto de medidas, tanto estructurales como no estructurales, cuyo fin es evitar que las aguas pluviales causen daños a las personas, las propiedades u obstaculicen el normal desenvolvimiento de las actividades en la ciudad.

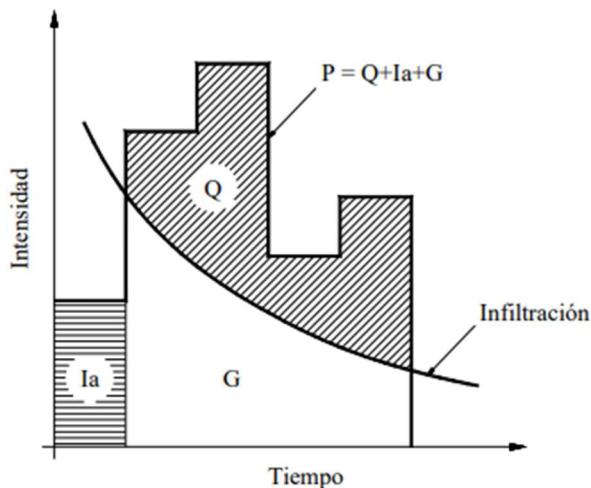
Los modelos de simulación hidrológica constituyen una abstracción del sistema real, orientada a representar de manera simplificada los procesos hidrológicos que se desarrollan dentro del área de estudio. Su finalidad es analizar el comportamiento de las aguas pluviales, el escurrimiento superficial y el funcionamiento del sistema de recolección. No obstante, la confiabilidad de los resultados está directamente relacionada con la calidad de los datos suministrados, ya que una estimación incorrecta puede conducir a resultados que no reflejan el comportamiento real del sistema. Por ello, es fundamental definir con precisión los parámetros hidrológicos e hidráulicos de entrada del modelo, tales como las características físicas de la cuenca, el grado de permeabilidad, los patrones de precipitación, la rugosidad de los canales y la capacidad de los colectores, entre otros, a partir de los datos medidos disponibles y de criterios técnicos. A continuación, se explicará el procedimiento utilizado para la obtención de estos parámetros.

### 3.2. MÉTODO SCS

La determinación del volumen de escurrimiento como resultado de una precipitación caída sobre un área, es función de diversas variables (figura 3.1), tales como el tipo y uso de suelo, la pendiente, la vegetación, la cobertura, el grado de humedad y temperatura antecedentes, entre otros.

En consecuencia, para definir las abstracciones de las precipitaciones se optó por el método de la curva número (CN) del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS, por sus siglas en inglés).

VARIABLES EN EL METODO DEL S.C.S.



**Figura 3.1.** Variables que intervienen en método de CN del SCS.

(fuente: Servicios de Asistencia Técnica para la Formulación del Proyecto Ejecutivo de los Drenajes Pluviales Secundarios y Terciarios de la ciudad de Goya - Provincia de Corrientes, 2014)

La hipótesis del método consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales (retención real y escorrentía real) y las dos cantidades potenciales (retención potencial máxima y escorrentía potencial máxima) son iguales, es decir:

$$\frac{P - Ia - Q}{S} = \frac{Q}{P - Ia}$$

Siendo

P-Ia-Q: retención real

S: retención potencial máxima

Q: escorrentía real

P-Ia: escorrentía potencial máxima

La "Ia" consiste en pérdidas por intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración, antes de que se produzca el escurrimiento. Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se estableció una relación entre la Ia y S:

$$Ia = 0,2 \times S$$

La ecuación del escurrimiento puede finalmente escribirse como:

$$Q = \frac{(P - 0,2 \times S)^2}{P + 0,8 \times S}$$

Al representar en gráficas la información de precipitación total y precipitación efectiva para muchas cuencas, el SCS encontró diversas curvas. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que  $0 \leq CN \leq 100$ . Para superficies impermeables y superficies de agua  $CN = 100$ ; Para superficies naturales  $CN < 100$ . El número de curva CN y S se relacionan por:

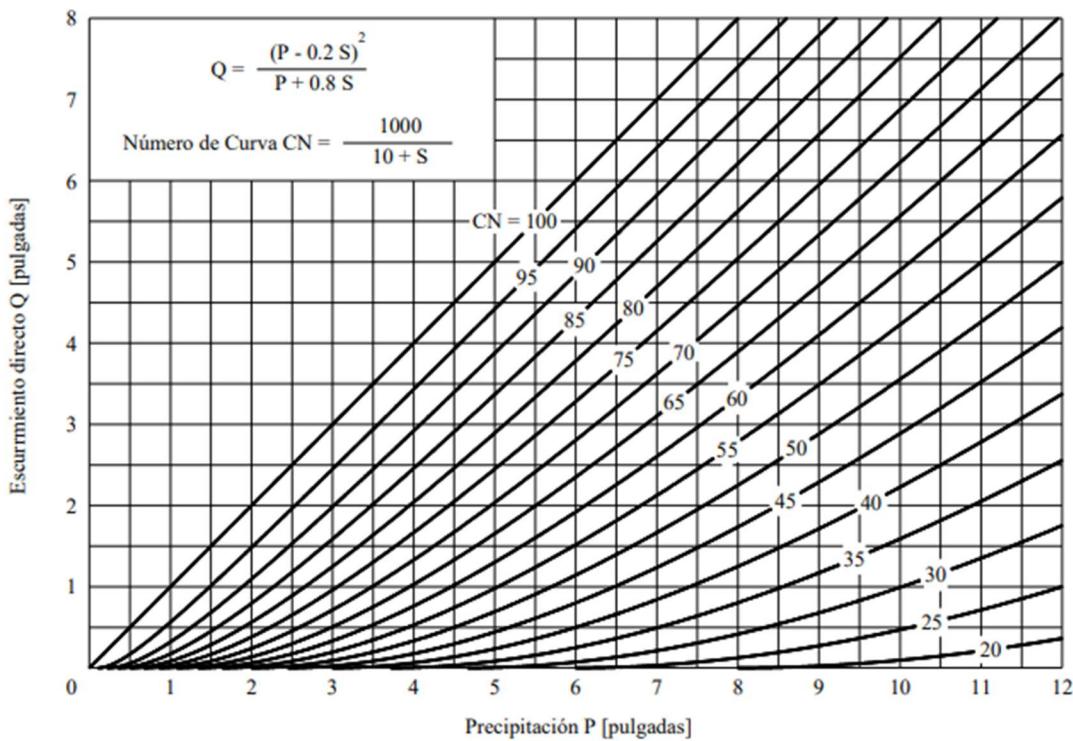
$$CN = \frac{1000}{10 + S} \quad S = \frac{1000}{CN} - 10$$

En conclusión, para determinar el volumen de escurrimiento debe estimarse el valor de CN, el cual depende de características de la cuenca tales como uso de la tierra, condiciones del suelo y condiciones de humedad de la cuenca en el momento de ocurrir la precipitación.

Los números de curvas (figura 3.2.1) se aplican para condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los numeros de curvas pueden calcularse por:

$$CN_I = \frac{4,2 \times CN(II)}{10 - 0,058CN(II)}$$

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



**Figura 3.2.** Soluciones de las ecuaciones de escorrentía del SCS  
 (fuente: Soil Conservation Service, 1972)

Por otra parte, desde el punto de vista hidrológico los suelos se clasifican en 4 grupos principales según su capacidad para transmitir agua (Tabla 3.1): el grupo A tiene una intensidad alta de transmisión de agua, el grupo B moderada, el C lenta, y el D muy lenta.

GRUPO DE SUELO	CARACTERISTICAS
A	Con el potencial de escorrimento mínimo. Incluye las arenas profundas con poco limo y arcilla, y loess muy permeables. Estos suelos tienen una tasa de transmisión > 0,76 cm/h.
B	La mayor parte de los suelos arenosos menos profundos que los del grupo A, y loess menos profundo o menos compacto que los del grupo A, con una infiltración media superior después de haberse mojado completamente. La tasa de transmisión varía entre 0,38 y 0,76 cm/h.
C	Comprende los suelos poco profundos y los que contienen mucha arcilla y coloides. El grupo tiene una infiltración inferior al promedio después de la saturación. La tasa de transmisión varía entre 0,13 y 0,38 cm/h.
D	Con potencial de escorrimento máximo. Incluye la mayor parte de las arcillas que más aumentan de volumen al mojarse, pero además incluye algunos de los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie. Son suelos de muy baja tasa de transmisión, de 0 a 0,13 cm/h.

**Tabla 3.1.** Principales grupos de suelos

(fuente: Servicios de Asistencia Técnica para la Formulación del Proyecto Ejecutivo de los Drenajes Pluviales Secundarios y Terciarios de la ciudad de Goya - Provincia de Corrientes, 2014)

Con base en los antecedentes disponibles, así como en los estudios de suelo y sondeos realizados, se determinó que el suelo de la zona corresponde al Grupo Hidrológico C, según la clasificación del SCS. En la mayor parte de la ciudad, los estratos superficiales están conformados por arcillas de media a baja plasticidad, mientras que en el sector norte predominan arcillas de alta plasticidad, lo que indica una baja permeabilidad en dichos sectores. En los niveles más profundos, se identifican estratos de arenas, cuya permeabilidad varía de alta a moderadamente alta.

Clases de condición de humedad antecedente	Lluvia total de los 5 a 30 días anteriores (mm)	
	Estación sin desarrollo vegetativo	Estación de crecimiento vegetativo
I	menos de 12.7 mm	menos de 35.6 mm
II	de 12.7 a 27.9 mm	de 35.6 a 53.3 mm
III	más de 27.9 mm	más de 53.3 mm

**Tabla 3.2.** Clase de condición de humedad antecedente para una cuenca.  
 (fuente: Soil Conservation Service, 1972)

La determinación del número de curva (CN) para los distintos módulos del área de estudio se realizó mediante un promedio ponderado, considerando condiciones antecedentes de humedad normales ( $CN_{II}$ ) para el modelado hidrológico (Tabla 3.2).

### 3.3. DETERMINACIÓN DE CURVA NÚMERO (CN)

El grado de permeabilidad de la ciudad de Goya se determinó en cada módulo urbano. Para ello se utilizó la técnica de clasificación supervisada, asignando a cada clase un valor de permeabilidad.

La información actualizada sobre la cobertura vegetal y los usos del suelo en la zona de estudio es fundamental para evaluar la permeabilidad y la escorrentía superficial, esto se debe a que la impermeabilidad, derivada de estos factores, es uno de los parámetros clave en los modelos de transformación lluvia-escorrentía.

El concepto de cobertura hace referencia a los elementos que tienen una localización sobre la superficie del planeta, pueden ser de origen natural o antropogénico (López Granados, et al., 2010). Por otra parte, el término de uso de suelo es la forma en que la sociedad utiliza estos elementos naturales para satisfacer sus necesidades (López Granados et al., 2010).

En primer lugar, se analizaron imágenes satelitales obtenidas por el satélite Sentinel-2 correspondientes al día 24 de febrero de 2025, las cuales fueron descargadas desde la plataforma COPERNICUS, incluyendo todos sus anchos de banda.

Posteriormente, se realizó una clasificación supervisada mediante el programa gratuito QGIS 3.34.9. Este método es un procedimiento empleado para la identificación de áreas espectralmente similares dentro de una imagen, denominadas muestras de entrenamiento (ROI). El usuario preliminarmente define las regiones de interés dentro del área y el algoritmo elegido extrae estas características espectrales para otras regiones de la imagen.

Por lo tanto, para clasificar la imagen se consideraron cinco “áreas de entrenamiento” que abarcan las clases de cobertura según diferentes criterios. Las unidades de análisis utilizadas corresponden a: residencial alta densidad, residencial baja densidad, vegetación baja, vegetación media y vegetación alta.

### **RESIDENCIAL DE ALTA DENSIDAD**

Áreas urbanas con edificaciones compactas, como edificios de departamentos, casas adosadas y caminos pavimentados.

- Efecto hidrológico: genera una rápida escorrentía con poca infiltración, aumentando el riesgo de inundaciones.
- Importancia: requiere infraestructura de drenaje eficiente (alcantarillas, sistemas de retención de agua) para controlar el flujo de escorrentía.

### **RESIDENCIAL DE BAJA DENSIDAD**

Barrios con casas unifamiliares, jardines amplios, menor concentración de edificaciones y caminos de ripio o tierra.

- Efecto hidrológico: la escorrentía es menor que en zonas de alta densidad, pero aún puede ser significativa en lluvias intensas.
- Importancia: puede beneficiarse de sistemas de drenaje sostenible, como zanjas de infiltración y pavimentos permeables, para reducir la escorrentía.

### **VEGETACIÓN BAJA**

Pastizales, matorrales y áreas con cobertura vegetal de poca altura.

- Efecto hidrológico: ayuda a reducir la velocidad del agua y favorece la infiltración en comparación con superficies urbanizadas. Sin embargo, en lluvias intensas, el agua puede escurrir rápidamente si el suelo está saturado o erosionado.
- Importancia: puede actuar como zona de amortiguación para reducir la escorrentía en áreas urbanas y rurales, contribuyendo a la conservación del suelo y la regulación del ciclo hidrológico.

### **VEGETACIÓN MEDIA**

Áreas con arbustos, matorrales densos y vegetación de altura intermedia.

- Efecto hidrológico: reduce la velocidad del escurrimiento superficial, disminuyendo la erosión y permitiendo una mayor absorción del agua por el suelo.
- Importancia: actúa como barrera natural contra la erosión y ayuda a regular el ciclo del agua, disminuyendo el riesgo de inundaciones en zonas aledañas.

### **VEGETACIÓN ALTA**

Áreas con árboles de gran tamaño y densa cobertura.

- Efecto hidrológico: reduce significativamente la escorrentía superficial, favoreciendo la infiltración y recarga de acuíferos. También disminuye la velocidad del agua y previene la erosión.
- Importancia: actúa como regulador natural del ciclo del agua, ayuda a mitigar inundaciones y mejora la calidad del agua al filtrar sedimentos y contaminantes.

Por último, a través del uso del QGIS se contabilizaron la cantidad de píxeles perteneciente a cada tipo de cobertura sobre los diferentes módulos urbanos, resultando así en los siguientes valores.

<b>MÓDULO 1</b>					
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>ÁREA (%)</b>	<b>IMPERM. (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub></b>	
Residencial de Alta Densidad	83	18,29	49,9	71	
Residencial de Baja Densidad	77	31,57			
Vegetación Baja	70	3,61			
Vegetación Media	64	36,85			
Vegetación Alta	60	9,67			

<b>MÓDULO 2</b>					
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>ÁREA (%)</b>	<b>IMPERM. (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub></b>	
Residencial de Alta Densidad	83	6,56	25,7	68	
Residencial de Baja Densidad	77	19,10			
Vegetación Baja	70	18,61			
Vegetación Media	64	40,03			
Vegetación Alta	60	15,70			

<b>MÓDULO 3</b>					
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>ÁREA (%)</b>	<b>IMPERM. (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub></b>	
Residencial de Alta Densidad	83	28,86	62,4	74	
Residencial de Baja Densidad	77	33,53			
Vegetación Baja	70	6,87			
Vegetación Media	64	29,32			
Vegetación Alta	60	1,43			

**MÓDULO 4**

DESCRIPCIÓN	CN	ÁREA (%)	IMPERM. (%)	CN <sub>II</sub>
Residencial de Alta Densidad	83	18,63	62,9	73
Residencial de Baja Densidad	77	44,24		
Vegetación Baja	70	2,57		
Vegetación Media	64	34,00		
Vegetación Alta	60	0,56		

**MÓDULO 5**

DESCRIPCIÓN	CN	ÁREA (%)	IMPERM. (%)	CN <sub>II</sub>
Residencial de Alta Densidad	83	45,42	69,0	76
Residencial de Baja Densidad	77	23,56		
Vegetación Baja	70	9,44		
Vegetación Media	64	20,69		
Vegetación Alta	60	0,88		

**MÓDULO 6**

DESCRIPCIÓN	CN	ÁREA (%)	IMPERM. (%)	CN <sub>II</sub>
Residencial de Alta Densidad	83	50,62	68,9	77
Residencial de Baja Densidad	77	18,31		
Vegetación Baja	70	11,85		
Vegetación Media	64	16,44		
Vegetación Alta	60	2,78		

**MÓDULO 7**

DESCRIPCIÓN	CN	ÁREA (%)	IMPERM. (%)	CN <sub>II</sub>
Residencial de Alta Densidad	83	42,48	67,3	76
Residencial de Baja Densidad	77	24,77		
Vegetación Baja	70	8,44		
Vegetación Media	64	21,37		
Vegetación Alta	60	2,94		

### MÓDULO 8

DESCRIPCIÓN	CN	ÁREA (%)	IMPERM. (%)	CN <sub>II</sub>
Residencial de Alta Densidad	83	25,11	62,9	74
Residencial de Baja Densidad	77	37,78		
Vegetación Baja	70	4,61		
Vegetación Media	64	31,27		
Vegetación Alta	60	1,23		

### MÓDULO 9

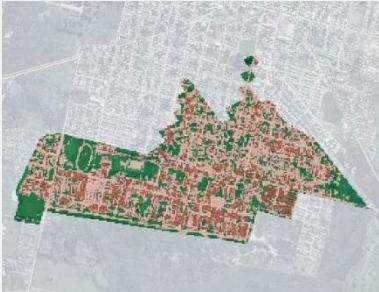
DESCRIPCION	CN	ÁREA (%)	IMPERM. (%)	CN <sub>II</sub>
Residencial de Alta Densidad	83	17,95	57,7	73
Residencial de Baja Densidad	77	39,70		
Vegetación Baja	70	4,27		
Vegetación Media	64	36,51		
Vegetación Alta	60	1,58		

### MÓDULO 10

DESCRIPCIÓN	CN	ÁREA (%)	IMPERM. (%)	CN <sub>II</sub>
Residencial de Alta Densidad	83	4,27	44,0	68
Residencial de Baja Densidad	77	39,70		
Vegetación Baja	70	15,24		
Vegetación Media	64	2,71		
Vegetación Alta	60	36,31		

### MÓDULO 11

DESCRIPCIÓN	CN	ÁREA (%)	IMPERM. (%)	CN <sub>II</sub>
Residencial de Alta Densidad	83	14,32	51,1	72
Residencial de Baja Densidad	77	36,78		
Vegetación Baja	70	7,52		
Vegetación Media	64	37,99		
Vegetación Alta	60	3,39		

<b>MÓDULO 12</b>					
	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>ÁREA (%)</b>	<b>IMPERM. (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub></b>
Residencial de Alta Densidad	Residencial de Alta Densidad	83	20,68	68,2	74
	Residencial de Baja Densidad	77	47,53		
	Vegetación Baja	70	3,36		
	Vegetación Media	64	27,98		
	Vegetación Alta	60	0,44		

Para la estimación de la impermeabilización futura se empleó la sugerencia del estudio de Zalechak, R., Basualdo, R. y Ruberto, A. (2017) en su trabajo 'Estudio de la evolución de la impermeabilidad y su impacto hidrológico en la cuenca urbana de la Laguna Arazá, Resistencia, Chaco', el cual resulta aplicable a entornos de llanura con características morfológicas y urbanas análogas a las de la ciudad de Goya.

A partir de dicha referencia, se adoptó un escenario proyectado a un horizonte de 20 años, contemplando un incremento medio de 10% en la impermeabilidad de áreas urbanizadas. Complementariamente, el estudio de Clemente et al. (2002) establece una correlación entre la impermeabilidad y la densidad poblacional en veintinueve subcuencas de la ciudad de Resistencia, concluyendo que el grado de impermeabilización tiende a estabilizarse en un rango comprendido entre 65% y 75%; estos valores límite también serán considerados como referencia en el presente análisis.

<b>MÓDULO 1</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	18,29	20,12	72
Residencial de Baja Densidad	77	31,57	34,73	
Vegetación Baja	70	3,61	3,25	
Vegetación Media	64	36,85	33,19	
Vegetación Alta	60	9,67	8,71	

<b>MÓDULO 2</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	6,56	7,22	69
Residencial de Baja Densidad	77	19,10	21,02	
Vegetación Baja	70	18,61	17,97	
Vegetación Media	64	40,03	38,65	
Vegetación Alta	60	15,70	15,16	

<b>MÓDULO 3</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	28,86	31,76	75
Residencial de Baja Densidad	77	33,53	36,88	
Vegetación Baja	70	6,87	5,73	
Vegetación Media	64	29,32	24,43	
Vegetación Alta	60	1,43	1,19	

<b>MÓDULO 4</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	18,63	20,49	74
Residencial de Baja Densidad	77	44,24	48,66	
Vegetación Baja	70	2,57	2,13	
Vegetación Media	64	34,00	28,24	
Vegetación Alta	60	0,56	0,47	

<b>MÓDULO 5</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	45,42	49,96	77
Residencial de Baja Densidad	77	23,56	19,54	
Vegetación Baja	70	9,44	9,28	
Vegetación Media	64	20,69	20,35	
Vegetación Alta	60	0,88	0,87	

<b>MÓDULO 6</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	50,62	55,68	77
Residencial de Baja Densidad	77	18,31	13,76	
Vegetación Baja	70	11,85	11,65	
Vegetación Media	64	16,44	16,17	
Vegetación Alta	60	2,78	2,73	

<b>MÓDULO 7</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	42,48	46,73	76
Residencial de Baja Densidad	77	24,77	22,80	
Vegetación Baja	70	8,44	7,85	
Vegetación Media	64	21,37	19,88	
Vegetación Alta	60	2,94	2,74	

<b>MÓDULO 8</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	25,11	27,62	75
Residencial de Baja Densidad	77	37,78	41,56	
Vegetación Baja	70	4,61	3,83	
Vegetación Media	64	31,27	25,97	
Vegetación Alta	60	1,23	1,02	

<b>MÓDULO 9</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	17,95	19,75	74
Residencial de Baja Densidad	77	39,70	43,67	
Vegetación Baja	70	4,27	3,69	
Vegetación Media	64	36,51	31,53	
Vegetación Alta	60	1,58	1,36	

<b>MÓDULO 10</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	4,27	4,70	70
Residencial de Baja Densidad	77	39,70	43,67	
Vegetación Baja	70	15,24	14,50	
Vegetación Media	64	2,71	2,58	
Vegetación Alta	60	36,31	34,55	

<b>MÓDULO 11</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	14,32	15,75	73
Residencial de Baja Densidad	77	36,78	40,46	
Vegetación Baja	70	7,52	6,73	
Vegetación Media	64	37,99	34,02	
Vegetación Alta	60	3,39	3,04	

<b>MÓDULO 12</b>				
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CN</b>	<b>Área actual (%)</b>	<b>Área futura (%)</b>	<b>CN<sub>II</sub> (futuro)</b>
Residencial de Alta Densidad	83	20,68	22,75	75
Residencial de Baja Densidad	77	47,53	47,02	
Vegetación Baja	70	3,36	3,20	
Vegetación Media	64	27,98	26,61	
Vegetación Alta	60	0,44	0,42	

## 3.4. TORMENTA DE DISEÑO

### 3.4.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración (tc) es un parámetro necesario en la modelación hidrológica y se define conceptualmente como el intervalo de tiempo que tarda una gota de agua caída en el punto más alejado de la cuenca, en alcanzar su salida o punto de desagüe. En otras palabras, es el tiempo que transcurre desde el inicio de la lluvia hasta que toda el área de drenaje comienza a contribuir de manera simultánea al caudal en el punto de cierre (Chow, et al., 1988).

El tiempo de concentración depende directamente de las características físicas de la cuenca hidrográfica y está influenciado por aspectos como la geometría de la cuenca, su geología, el tipo y uso del suelo, la topografía y otras propiedades hidráulicas que afectan el comportamiento del escurrimiento superficial.

Para su determinación se realizará una estimación utilizando diversos métodos empíricos, a través de formulaciones comúnmente empleadas en estudios hidrológicos. Las fórmulas empíricas son expresiones matemáticas que, mediante regresiones, correlaciones u otros enfoques numéricos, resumen una serie de resultados obtenidos en diferentes ensayos.

### KIRPICH

$$tc = 3,989 L^{0,77} S^{-0,385}$$

Siendo

- L: longitud del cauce principal, en km.
- S: pendiente media longitudinal del cauce, en m/km.

## CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE

$$tc = 57 L^{1,155} H^{-0,385}$$

Siendo

- L: longitud del cauce principal, en km.
- H: desnivel entre los puntos extremos del cauce, en m.

## LAG SCS

$$tc = 3,42 L^{0,8} \left( \frac{100}{CN} \right)^{0,7} S^{-0,5}$$

Siendo

- CN: curva número del método SCS.
- S: pendiente medio del cauce en m/m.
- L: longitud del cauce principal, en km.

Se resumen los tiempos de concentración de cada módulo (tabla 3.3) obtenidos a través de las fórmulas expresadas anteriormente:

MÓDULO	CN	L (m)	S (%)	K (min)	CCP (min)	Lag SCS (min)
1	71	969,7	0,20%	42,48	67,20	232,92
2	68	1261,0	0,36%	41,47	65,60	232,21
3	74	1013,0	0,04%	81,64	129,15	496,19
4	73	270,0	0,03%	32,95	52,12	204,62
5	76	250,0	0,11%	18,83	29,79	92,24
6	77	286,0	0,24%	15,47	24,47	67,53
7	76	540,0	0,07%	40,55	64,14	214,10
8	74	529,0	0,07%	39,91	63,13	223,05
9	73	1812,0	0,03%	142,72	225,76	938,38
10	68	1833,0	0,30%	59,34	93,86	343,11
11	72	890,0	0,14%	45,62	72,17	252,89
12	74	1591,0	0,09%	84,59	133,80	474,69

**Tabla 3.3.** Tiempo de concentración de los módulos  
 (fuente: elaboración propia)

### 3.4.2. LLUVIA DE DISEÑO

La tormenta de diseño se determinó a partir de las curvas intensidad–duración–frecuencia (IDF), considerando dos situaciones con el propósito de identificar cuál resultaba más desfavorable.

#### Curvas IDF del Área Metropolitana del Gran Resistencia, Chaco

Se eligió trabajar con las curvas IDF del Área Metropolitana del Gran Resistencia (figura 3.3) debido a que se encuentra dentro de una misma zona con características meteorológicas similares a Goya. Esta elección se fundamenta también en las características propias de las tormentas que afectan a la zona: al desarrollarse en áreas de llanura, los sistemas convectivos suelen cubrir amplias superficies, lo que produce precipitaciones relativamente uniformes en las localidades cercanas al núcleo del evento y ser la zona meteorológicamente homogénea a escala subsinóptica.

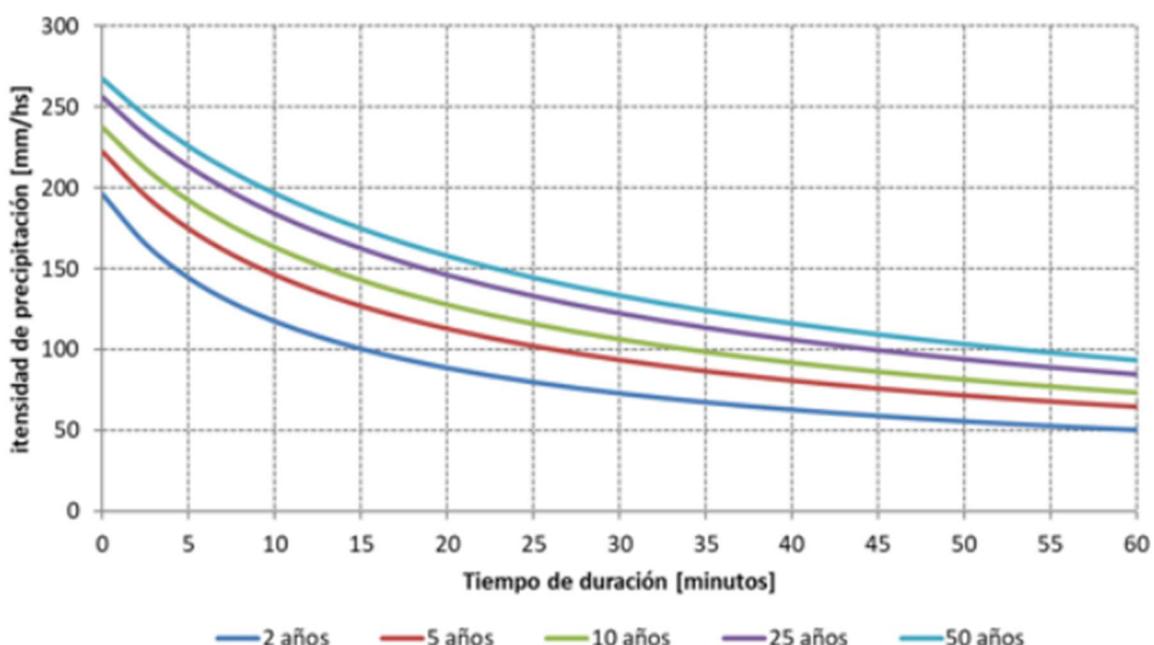
Las curvas son resultado de la representación gráfica de la siguiente ecuación:

$$I\left(\frac{mm}{h}\right) = \frac{A}{(B + d)^c}$$

Donde:

- $I(\text{mm/h})$  = intensidad de precipitación
- A, B y C son parámetros de ajuste de la función que se obtienen de tabla 2 en función del tiempo de recurrencia adoptado.
- d (min) = duración del evento igual al tiempo de concentración de la cuenca.

**AREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA**  
**Relaciones Intensidad - Duración - Frecuencia**



**Figura 3.3:** Curvas I-D-F del AMGR, Chaco

(fuente: Administración Provincial del agua de la provincia del Chaco, APA)

Tiempo de retorno	Parámetros obtenidos		
	A	B	C
2 años	740	8,1	0,63299
5 años	1.201,5	11,1	0,684
10 años	1.648,5	16	0,716
25 años	2.300	24,5	0,745
50 años	2.135	24	0,711

**Tabla 3.4.** Parámetros de ajuste.

(fuente: Administración Provincial del agua de la provincia del Chaco, APA)

Para la distribución temporal del hietograma de diseño (figura 3.4) se utilizó el método de “bloques alternados” (tabla 3.5). La redistribución de los valores se obtiene considerando que el valor mayor de intensidad (pico) se produce en correspondencia con el centro de la duración requerida y luego los demás valores quedan en orden descendente alternativamente a cada lado del pico.

Cabe señalar que, en trabajos anteriores desarrollados en la ciudad, se adoptó un período de retorno de 5 años para el dimensionamiento de la red pluvial; sin embargo, dado que el objetivo principal del presente estudio es evaluar hidráulicamente el funcionamiento del sistema de macrodrenaje, se optó por una condición de precipitación correspondiente a un período de retorno de 10 años, adecuada para verificar la capacidad de evacuación y almacenamiento del sistema, teniendo en cuenta las limitaciones del régimen de bombeo y los niveles de descarga al exterior. Además se encuentra en concordancia con las recomendaciones del Manual de Drenaje Urbano del Instituto Nacional del Agua que sugiere adoptar períodos de retorno de entre 5 y 10 años para sistemas urbanos, pudiendo incrementarse en obras principales o de mayor criticidad (INA, 2007).

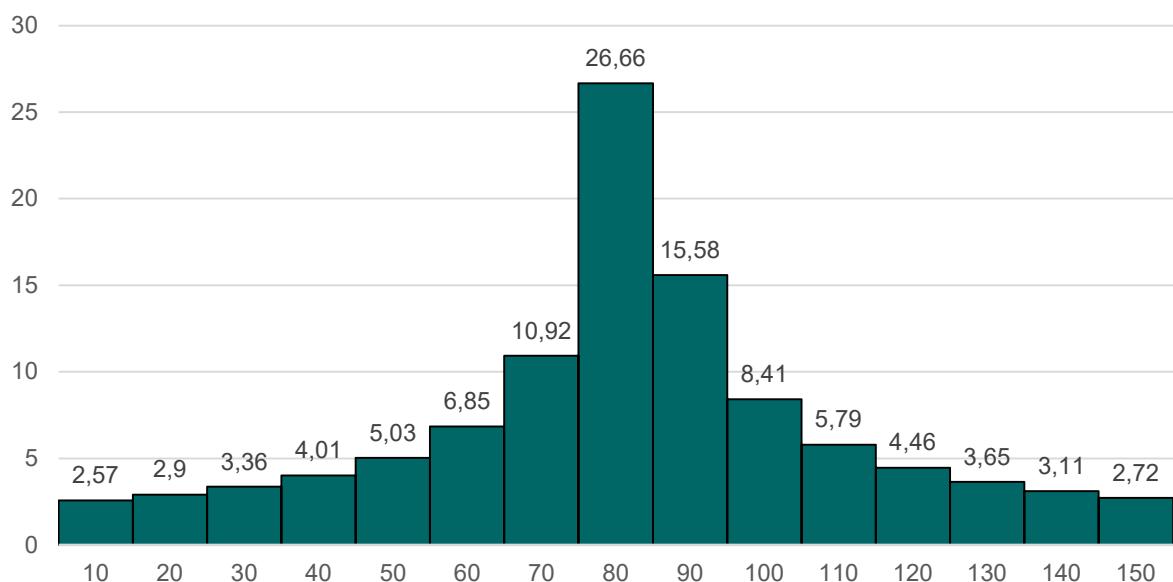
En consecuencia, se adoptó una tormenta de diseño con un tiempo de recurrencia de 10 años y una duración de 2,5 horas, correspondiente al tiempo de concentración calculado previamente, lo que resultó en un volumen total de precipitación de 106 mm.

Nº	Tiempo (horas)	Tiempo (minutos)	Intensidad (mm/hora)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Intervalos (min)	Precipitación (mm)
1	0,167	10	159,94	26,7	26,66	0 10	2,57
2	0,333	20	126,70	42,2	15,58	10 20	2,90
3	0,500	30	106,31	53,2	10,92	20 30	3,36
4	0,667	40	92,34	61,6	8,41	30 40	4,01
5	0,833	50	82,09	68,4	6,85	40 50	5,03
6	1,000	60	74,20	74,2	5,79	50 60	6,85
7	1,167	70	67,92	79,2	5,03	60 70	10,92
8	1,333	80	62,77	83,7	4,46	70 80	26,66
9	1,500	90	58,47	87,7	4,01	80 90	15,58
10	1,667	100	54,82	91,4	3,65	90 100	8,41
11	1,833	110	51,67	94,7	3,36	100 110	5,79

12	2,000	120	48,92	97,8	3,11	110	120	4,46
13	2,167	130	46,50	100,7	2,90	120	130	3,65
14	2,333	140	44,34	103,5	2,72	130	140	3,11
15	2,500	150	42,41	106,0	2,57	140	150	2,72

**Tabla 3.5.** Método de los bloques alternos (fuente: elaboración propia)

## HIETOGRAMA DE DISEÑO



**Figura 3.4.** Hietograma de diseño obtenido a través del método de los bloques alternos para las curvas IDF de Resistencia (fuente: elaboración propia)

### Curvas IDF de Paraná, Entre Ríos

En trabajos previamente realizados en Goya se evaluaron las curvas intensidad- duración-frecuencia (IDF) correspondientes a la zona de influencia, utilizando información confiable, actualizada y científicamente rigurosa, proveniente de las ciudades de Concordia, Paraná, Concepción del Uruguay y Santa Fe. También se evaluó la posibilidad de utilizar las curvas I-D-F de Reconquista; sin embargo esta opción fue descartada, ya que dichas curvas están elaboradas para eventos con una duración de 24 horas, dado que fueron definidas a partir de datos obtenidos mediante pluviómetros.

En Entre Ríos, el trazado de dichas curvas fue realizado por Zamanillo et al. (2009) con registros de las Estaciones Experimentales del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA) y del Servicio Meteorológico Nacional (SMN).

Por otra parte en la ciudad de Santa Fe, la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) posee una estación meteorológica que posee registros de pluviógrafo desde 1986.

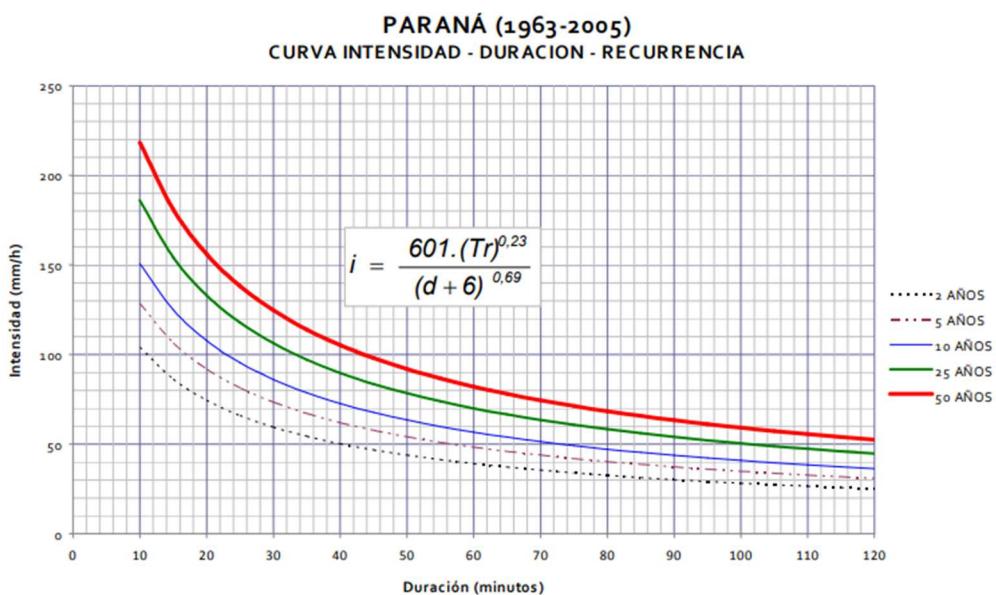
Del análisis realizado, se decidió descartar las curvas IDF de la estación Santa Fe, ya que la longitud de su serie de datos era de solo 25 años.

Por lo tanto, en el siguiente análisis se eligió trabajar con el mismo criterio que surge de los estudios realizados anteriormente utilizando las curvas IDF de Paraná (figura 3.5).

Las curvas son resultado de la representación gráfica de la siguiente ecuación:

$$I \left( \frac{mm}{h} \right) = \frac{601 (Tr)^{0,23}}{(d + 6)^{0,69}}$$

- $I(\text{mm/h})$  = Intensidad de precipitación
- $Tr (\text{años})$  = Período de retorno.
- $d (\text{min})$  = duración del evento igual al tiempo de concentración de la cuenca.

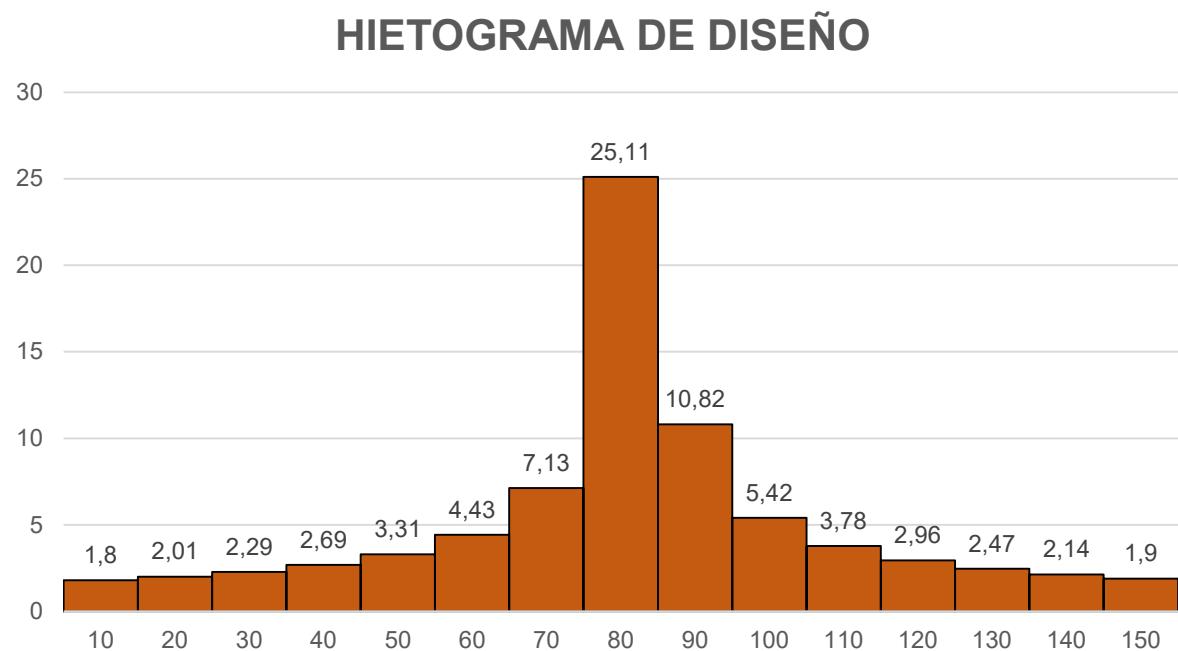


**Figura 3.5.** Curvas I-D-F de Paraná, Entre Ríos (fuente: Tormentas de diseño para la Provincia de Entre Ríos, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concordia).

La distribución temporal del hietograma de diseño (figura 3.6) se llevó a cabo utilizando la misma metodología empleada en el caso precedente (tabla 3.6), obteniéndose un volumen total de precipitación de 78,3mm.

Nº	Tiempo (horas)	Tiempo (minutos)	Intensidad (mm/hora)	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)	Intervalos (min)		Precipitación (mm)
1	0,167	10	150,67	25,1	25,11	0	10	1,80
2	0,333	20	107,78	35,9	10,82	10	20	2,01
3	0,500	30	86,10	43,1	7,13	20	30	2,29
4	0,667	40	72,71	48,5	5,42	30	40	2,69
5	0,833	50	63,48	52,9	4,43	40	50	3,31
6	1,000	60	56,67	56,7	3,78	50	60	4,43
7	1,167	70	51,42	60,0	3,31	60	70	7,13

8	1,333	80	47,21	63,0	2,96	70	80	25,11
9	1,500	90	43,76	65,6	2,69	80	90	10,82
10	1,667	100	40,87	68,1	2,47	90	100	5,42
11	1,833	110	38,41	70,4	2,29	100	110	3,78
12	2,000	120	36,28	72,6	2,14	110	120	2,96
13	2,167	130	34,41	74,6	2,01	120	130	2,47
14	2,333	140	32,77	76,5	1,90	130	140	2,14
15	2,500	150	31,31	78,3	1,80	140	150	1,90

**Tabla 3.6.** Método de los bloques alternos (fuente: elaboración propia)

**Figura 3.6.** Hietograma de diseño obtenido a través del método de bloques alternos a partir de las curvas IDF de Paraná (fuente: elaboración propia).

#### Hietograma de diseño adoptado

El análisis de los hietogramas de diseño obtenidos a partir de las curvas IDF de Resistencia y Paraná evidencia que, si bien ambos presentan picos de intensidad en el intervalo 70-80 minutos, la serie de Resistencia alcanza un valor máximo superior de 26,66 mm frente a los 25,11 mm de Paraná y, al mismo tiempo, concentra mayores aportes en los intervalos adyacentes; esta condición se traduce en una precipitación acumulada más elevada y en una tormenta de mayor severidad, motivo por el cual Resistencia representa la situación más crítica a efectos de dimensionamiento hidráulico y será la condición adoptada en el modelado hidrológico.

# CAPÍTULO 4

## MODELADO HIDROLÓGICO

## 4.1. ELECCIÓN DE LOS MÓDULOS A ANALIZAR

Dentro del área urbana de Goya, los registros recientes de anegamientos ocasionados por eventos de lluvia han permitido identificar algunos de los sectores más afectados, destacándose como punto crítico la estación de bombeo “Circunvalación” (figura 4.1), la cual recibe aportes de distintos módulos que, en conjunto, conforman una superficie de drenaje de aproximadamente 420 hectáreas, la mayor en comparación con las demás estaciones, lo que la convierte en un elemento clave dentro del sistema de drenaje pluvial (Anexo Planos, Planos N°05 y N°06).

Un problema recurrente de la estación es la dificultad para mantener un régimen de operación estable: las bombas funcionan de manera intermitente, con frecuentes ciclos de encendido y apagado, condición que limita la capacidad de evacuación del agua acumulada, y que, en combinación con la topografía del sector, caracterizado por pendientes reducidas, incrementa la vulnerabilidad del área frente a eventos de inundación.

En este contexto, se plantea como prioritario evaluar el desempeño hidráulico de los módulos 4, 8 y 9 que descargan en la estación, frente a una tormenta de diseño con un período de retorno de 10 años, con el propósito de precisar las limitaciones de la infraestructura actual y definir las mejoras necesarias para asegurar un nivel de servicio adecuado en la red de drenaje.



**Figura 4.1.** Estación de bombeo y canal Circunvalación  
(fuente: elaboración propia).

## 4.2. MODELO DE GESTIÓN DE AGUAS PLUVIALES (SWMM)

La simulación de los módulos urbanos seleccionados se realizó utilizando como herramienta el modelo SWMM (Storm Water Management Model, por sus siglas en inglés), desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA).

Este modelo integra dos componentes fundamentales que operan de manera interdependiente: el módulo hidrológico, encargado de estimar la generación de escorrentía superficial en función de las características físicas de cada subcuenca y el módulo hidráulico, que simula el transporte de dicha escorrentía a través de la red de drenaje, compuesta por conductos, canales, bombas, dispositivos de almacenamiento y estructuras de control.

El módulo hidrológico divide el área de estudio en subcuencas, cada una caracterizada por parámetros como área, pendiente, tipo de cobertura, rugosidad, capacidad de almacenamiento superficial y propiedades del suelo.

La escorrentía se calcula considerando la precipitación, la evaporación, la infiltración y el almacenamiento superficial, empleando métodos como Horton, número de curva (SCS), Green-Ampt e infiltración constante. Además el modelo contempla el almacenamiento superficial previo al inicio del escurrimiento y el flujo base, integrando estos procesos en el cálculo del volumen efectivo de escorrentía, que se estima en función del exceso de lluvia sobre la capacidad de infiltración y almacenamiento, lo que permite representar con mayorrealismo la respuesta del sistema ante eventos de lluvia.

El módulo hidráulico recibe la escorrentía generada en cada subcuenca y la transporta por la red mediante nodos de entrada, resolviendo el flujo a partir de las ecuaciones de continuidad, cantidad de movimiento y energía, y aplicando distintos esquemas numéricos según la complejidad y el nivel de detalle requerido, como onda dinámica completa, onda cinemática o flujo simplificado. Esta metodología permite evaluar con precisión el comportamiento de la red, considerando la operación de bombas, dispositivos de almacenamiento y estructuras de control.

Desarrollado originalmente en 1971, ha recibido múltiples actualizaciones y se ha consolidado como una herramienta de referencia en ingeniería urbana, siendo ampliamente utilizado en el diseño y dimensionamiento de redes de drenaje, el control de inundaciones, la gestión de calidad del agua y la evaluación de los impactos de la urbanización sobre la escorrentía. Los resultados obtenidos a partir del modelo pueden visualizarse en diversos formatos, como tablas, gráficos de evolución temporal, perfiles hidráulicos, mapas de contorno y análisis estadísticos de frecuencia.

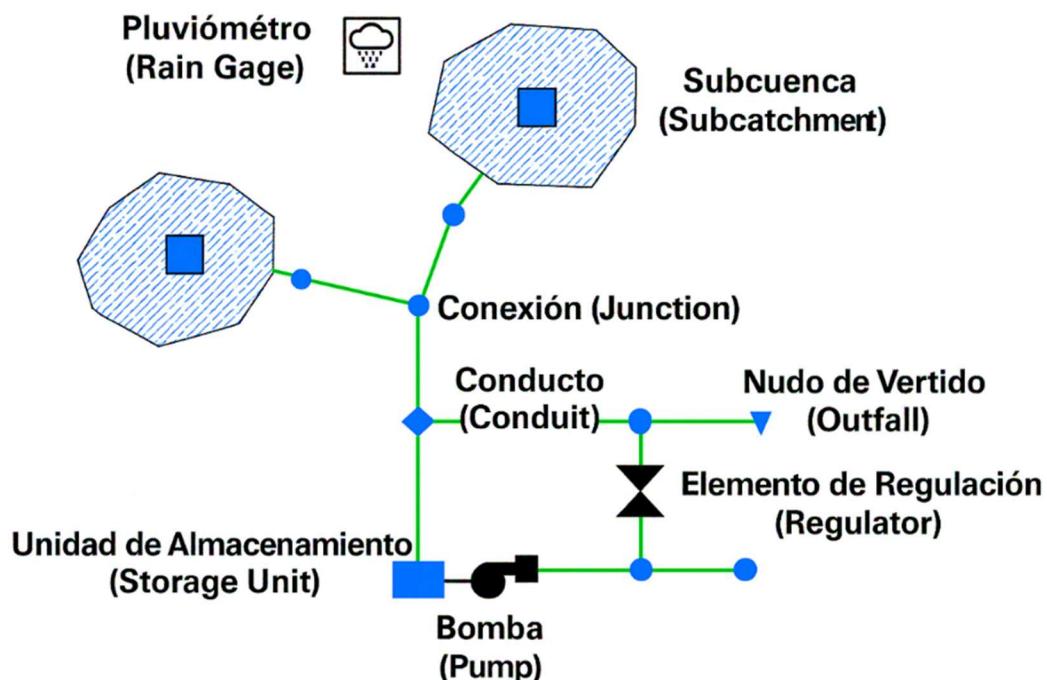
## 4.3. ELEMENTOS DE LA RED DE DRENAGE EN SWMM

Los elementos que conforman el sistema de drenaje, así como los procesos hidrológicos e hidráulicos, son representados en el modelo mediante una estructura de objetos (figura 4.2); en este contexto, el programa distingue entre objetos visuales y objetos no visuales, cada uno con funciones específicas dentro del entorno de simulación.

Por un lado, los objetos visuales representan directamente los procesos físicos del sistema y se ubican gráficamente en el área de trabajo; entre ellos se incluyen la precipitación, la escorrentía superficial, el flujo en conductos, los nodos de entrada y salida, los tanques de

almacenamiento, las bombas, los reguladores de caudal y otros componentes hidráulicos que intervienen en el transporte y gestión del agua. Estos objetos permiten visualizar la dinámica del sistema durante la simulación facilitando el análisis técnico y la interpretación de resultados.

Por otro lado, los objetos no visuales corresponden a elementos complementarios que, si bien no se representan gráficamente en el área de trabajo, cumplen funciones esenciales en la configuración y operación del modelo. Dentro de esta categoría se incluyen los perfiles de lluvia, las curvas de calidad del agua, los patrones de uso del suelo, las condiciones de borde, los controles operativos y otros parámetros que definen el comportamiento hidrológico-hidráulico del sistema en distintos escenarios



**Figura 4.2. Elementos de SWMM**  
 (fuente: Manual SWMM).

### 4.3.1. SUBCUENCIAS

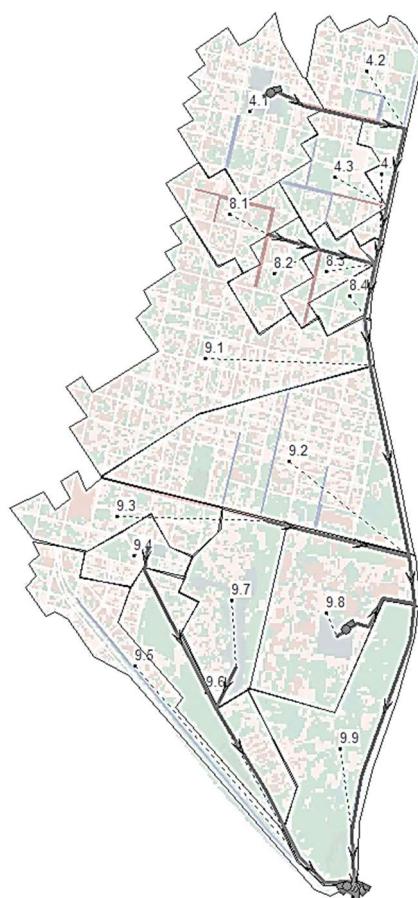
Dentro del modelo, las subcuencas representan unidades de terreno que concentran y conducen la escorrentía superficial hacia un punto de descarga específico, el cual suele coincidir con un nodo de entrada al sistema hidráulico, como una boca de registro o una cámara de inspección; esta identificación resulta fundamental para establecer la conectividad entre los módulos hidrológico e hidráulico del modelo.

Desde el punto de vista físico, cada subcuenca se divide en zonas impermeables y permeables, considerando que solo en las áreas permeables puede producirse infiltración permitiendo así representar con mayor precisión la dinámica hídrica urbana, especialmente en superficies mixtas como calles, veredas, techos y espacios verdes.

Los módulos urbanos 4, 8 y 9 fueron delimitados en subcuencas específicas, considerando las redes de drenaje receptoras y sus respectivos puntos de descarga, lo que permitió

estructurar el modelo de manera coherente con la infraestructura existente y facilitar la simulación de los procesos hidrológicos e hidráulicos en cada sector.

A continuación, se presenta el mapa del modelo desarrollado, en el que se identifican las subcuenca definidas, las redes conformadas por conductos y canales, los dispositivos de almacenamiento existentes y las bombas correspondientes a la estación de bombeo (figura 4.3).



**Figura 4.3.** Diagrama de subcuenca y conductos del modelado en SWMM  
(fuente: elaboración propia).

#### 4.3.2. ELEMENTOS DE UNIÓN

Los elementos de tipo unión cumplen la función de vincular los distintos elementos lineales del sistema, tales como conductos, canales o dispositivos de control, siendo estos nodos representación de los puntos de intersección hidráulica donde confluyen los flujos provenientes de diferentes tramos de la red, permitiendo la continuidad del transporte de escorrentía a lo largo del sistema.

Para la definición de cada nodo de unión, es necesario especificar, como mínimo, dos parámetros fundamentales: la cota de fondo y la cota de superficie, ya que con estos valores se determinan la posición vertical del nodo dentro del modelo y condicionan el comportamiento hidráulico del flujo en ese punto, especialmente en lo referido a la acumulación, el rebose y la capacidad de conducción.

Las referencias altimétricas se establecieron a partir de los planos técnicos elaborados por la empresa INCOCIV, en el marco del proyecto “Drenaje urbano y suburbano 1<sup>a</sup> y 2<sup>a</sup> etapa” (1999), los cuales sirvieron como base para asignar cotas precisas a cada nodo y garantizar la coherencia entre el modelo digital y la infraestructura existente en el área de intervención.

#### 4.3.3. UNIDADES DE ALMACENAMIENTO

Las unidades de almacenamiento constituyen nodos especiales que representan estructuras o espacios físicos con capacidad para acumular, regular volúmenes de agua dentro del sistema de drenaje, lo que resulta en elementos fundamentales para simular el comportamiento de lagunas, reservorios, tanques de retención o cualquier infraestructura destinada al control hidráulico de excedentes pluviales.

Desde el punto de vista técnico, las propiedades volumétricas de cada unidad pueden definirse mediante dos enfoques: por un lado, a través de una tabla de almacenamiento, en la cual se relaciona una serie de alturas con sus respectivas superficies en planta; por otro, mediante una ecuación de llenado, que permite establecer una relación funcional entre el área y el calado del elemento.

En el presente estudio, debido a la falta de información precisa sobre las lagunas existentes en el área de intervención, se optó por utilizar una ecuación de llenado como método de representación volumétrica, permitiendo avanzar en la simulación sin comprometer la coherencia hidráulica del sistema (figura 4.4).

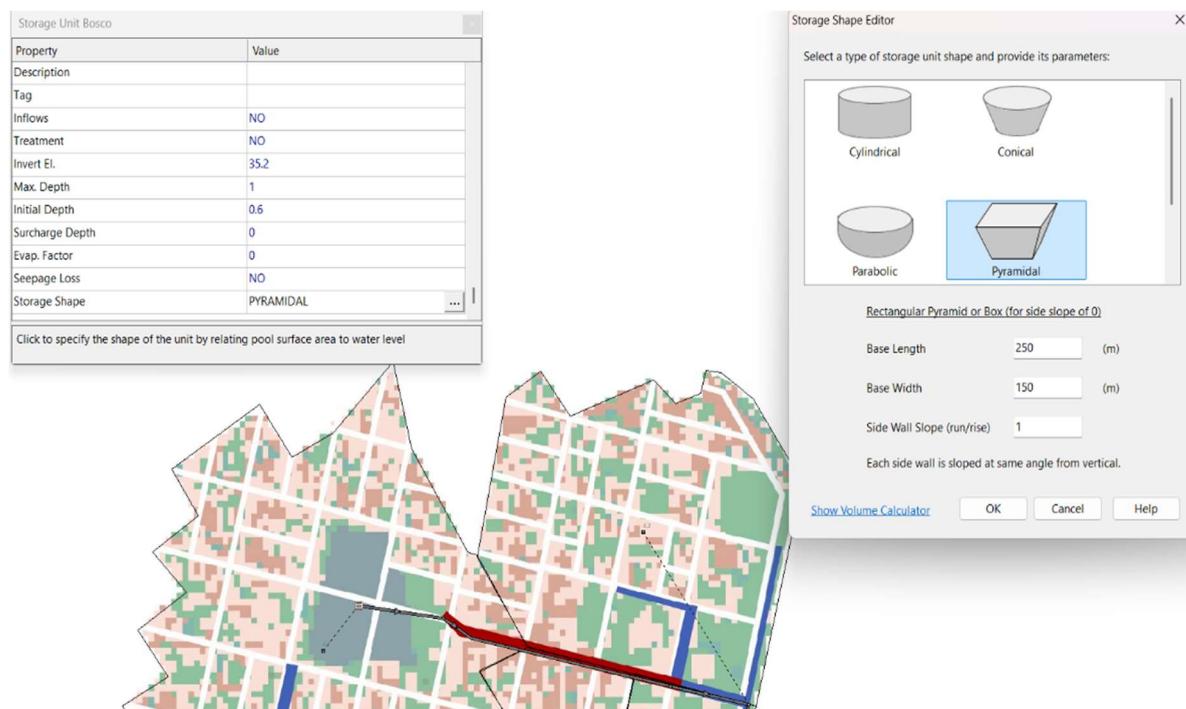
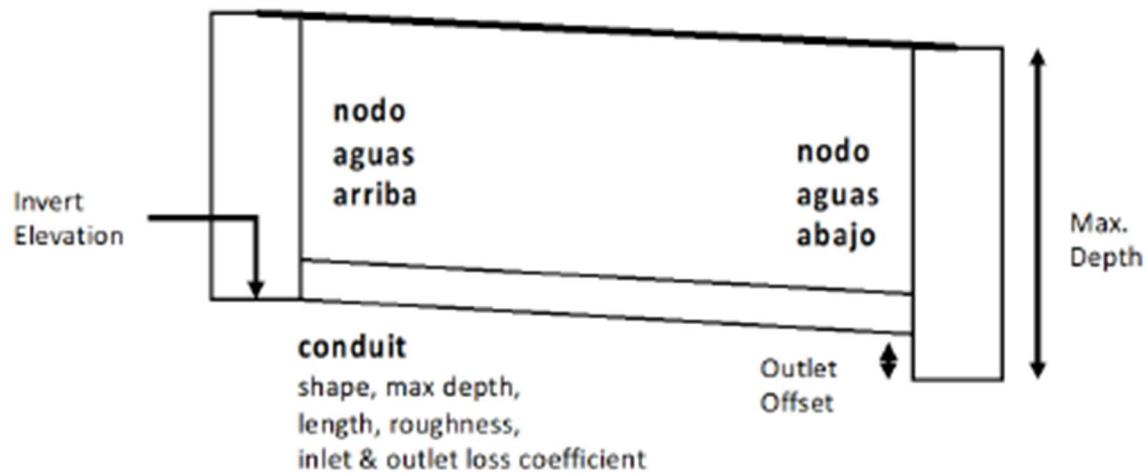


Figura 4.4. Datos de la Laguna “Don Bosco” cargados en el modelo SWMM (fuente: elaboración propia).

#### 4.3.4. CONDUCTOS

Los conductos constituyen elementos lineales que representan tuberías cerradas o canales superficiales por los cuales circula el agua entre dos nodos del sistema (figura 4.5).



**Figura 4.5.** Componentes de conductos para el modelo SWMM  
(fuente: Manual SWMM).

Cada conducto se define a partir de una serie de parámetros esenciales: la longitud del tramo, la identificación de los nodos inicial y final, la sección transversal y una serie de coeficientes hidráulicos que permiten evaluar las pérdidas de carga por fricción, turbulencia y geometría; finalmente la pendiente del conducto se calcula automáticamente en el programa a partir de las cotas de entrada y salida de los nodos conectados, lo que garantiza la coherencia altimétrica del sistema.

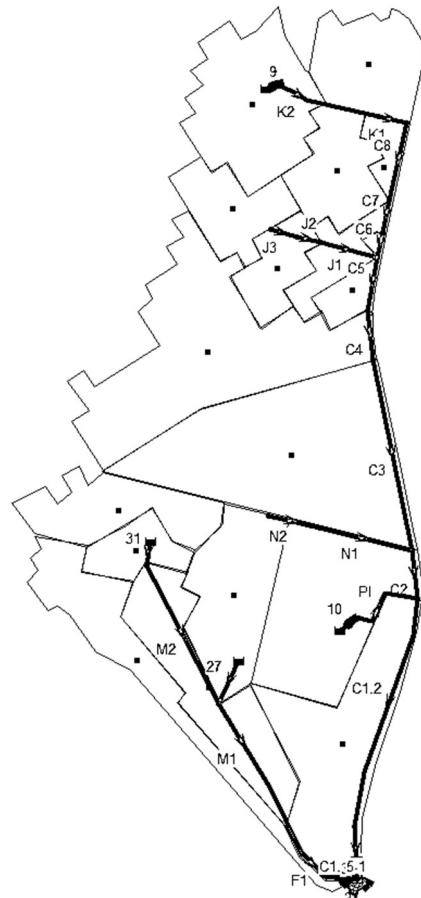
Este nivel de parametrización permite simular con precisión el comportamiento hidráulico de cada tramo de la red, evaluar su capacidad de conducción y detectar posibles restricciones o puntos críticos en el sistema.

A continuación se presenta una tabla resumen con los tipos de conductos utilizados en el modelado de la red de desagüe correspondiente al área de estudio, junto con el diagrama de identificación que incluye los nombres asignados a cada tramo (tabla 4.1).

A los fines prácticos y con el objetivo de optimizar la representación hidráulica del sistema, se decidió incluir en el modelo únicamente aquellos conductos que actúan como salida directa de una subcuenca y que se encuentran vinculados al canal principal “Circunvalación”, lo que permite focalizar la simulación en los tramos más relevantes desde el punto de vista del aporte de escorrentía y su conexión con el sistema de drenaje estructural (figura 4.6).

NOMBRE	CALLE	MÓDULO	TIPO	FORMA	CANTIDAD	DIMENSIONES (m)	LARGO (m)	COTA ENTRADA (m)	COTA SALIDA (m)	PENDIENTE (%)	MANNING
K2	NESTOR KIRCHNER	4	CONDUCTO	CIRCULAR	2	D=0,80	426,18	35,77	35,50	0,063%	0,009
K1	NESTOR KIRCHNER	4	CANAL	TRAPEZOIDAL	2	H=0,7   B=1,2   Z=0,5	143,21	35,60	35,40	0,140%	0,024
C8	CIRCUNVALACION	4	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,0   B=1,0   Z=1,0	393,54	35,30	35,27	0,008%	0,024
C7	CIRCUNVALACION	4	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,0   B=1,0   Z=1,0	164,92	35,27	35,25	0,012%	0,024
J3	JUAN XIII	8	CONDUCTO	CIRCULAR	2	D=0,80	140,03	35,39	35,30	0,064%	0,009
J2	JUAN XIII	8	CONDUCTO	RECTANGULAR	1	H=1,0   B=1,9	117,24	35,30	35,25	0,043%	0,013
J1	JUAN XIII	8	CONDUCTO	RECTANGULAR	1	H=1,0   B=1,9	290,11	35,25	35,11	0,048%	0,013
C6	CIRCUNVALACION	8	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,0   B=2,0   Z=1,0	127,64	35,25	35,10	0,118%	0,013
C5	CIRCUNVALACION	8	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,1   B=2,5   Z=1,0	265,46	35,10	34,98	0,045%	0,013
C4	CIRCUNVALACION	9	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,2   B=3,0   Z=1,0	242,51	34,98	34,88	0,041%	0,013
C3	CIRCUNVALACION	9	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,2   B=3,0   Z=1,0	967,69	34,88	34,56	0,033%	0,013
N2	NEUSTADT	9	CONDUCTO	CIRCULAR	4	D=0,80	268	35,14	34,88	0,097%	0,009
N1	NEUSTADT	9	CONDUCTO	CIRCULAR	4	D=1,00	484	34,88	34,56	0,066%	0,009
M2	MARAMBIO	9	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,0   B=1,0   Z=1,0	768,39	35,80	35,60	0,026%	0,024
M1	MARAMBIO	9	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,0   B=1,0   Z=1,0	852,25	35,60	34,40	0,141%	0,024
F1	FRANCISCO SAA	9	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,0   B=1,0   Z=1,0	314,14	34,40	34,05	0,111%	0,024
C2	CIRCUNVALACION	9	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,2   B=3,0   Z=1,0	240,00	34,56	34,49	0,031%	0,013
PI	PARQUE INDUSTRIAL	9	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=0,8   B=1,2   Z=1,0	100,00	35,30	34,89	0,415%	0,024
C1	CIRCUNVALACION	9	CANAL	TRAPEZOIDAL	1	H=1,2   B=3,0   Z=1,0	1400,00	34,47	34,05	0,030%	0,013

**Tabla 4.1.** Conductos empleados en el modelo SWMM  
 (fuente: elaboración propia)

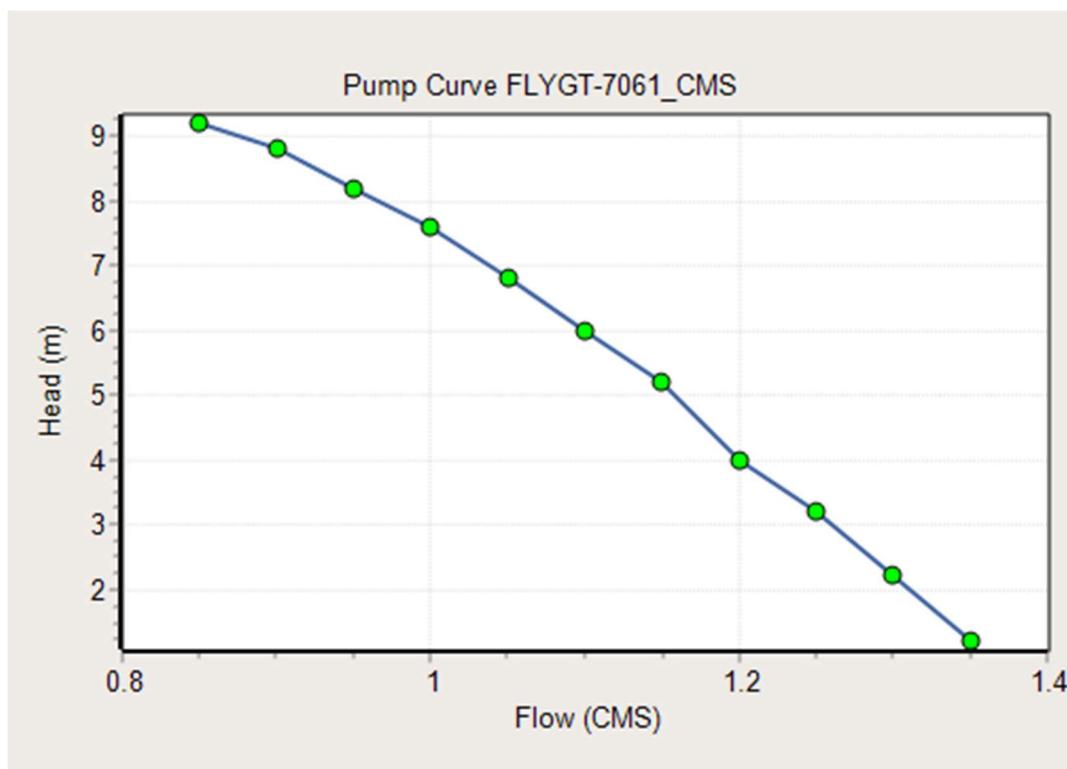


**Figura 4.6.** Diagrama de conductos cargados en el modelo SWMM  
 (fuente: elaboración propia).

#### 4.3.5. BOMBAS

Las bombas constituyen elementos puntuales dentro del modelo que permiten elevar el agua desde zonas de menor cota hacia zonas de mayor cota, cumpliendo una función esencial en sistemas de drenaje que requieren superar diferencias altimétricas. Cada bomba se define mediante una curva de funcionamiento (figura 4.7), que puede adoptar distintos formatos según la relación hidráulica que se desee representar; entre las opciones disponibles se incluyen:

- La curva caudal-altura de bombeo, que vincula el caudal impulsado con la carga hidráulica requerida.
- La curva caudal-volumen almacenado, que ajusta el caudal en función del volumen acumulado en el nodo inicial.
- La curva caudal-cota disponible, que regula el bombeo según el nivel de agua en el punto de origen.



**Figura 4.7.** Curva de rendimiento de las bombas cargadas en SWMM  
 (fuente: elaboración propia).

El modelo permite controlar dinámicamente la puesta en marcha y parada de las bombas mediante la implementación de reglas de control basadas en condiciones de nivel, caudal, tiempo o lógica combinada, lo que permite simular el comportamiento operativo real de las estaciones de bombeo.

En el presente estudio se ha modelado la estación de bombeo Circunvalación, la cual opera con cinco bombas FLYGT, modelo PL 7061/665 (figura 4.8) que se activan y desactivan de manera escalonada, en función del nivel de agua alcanzado (tabla 4.2), tomando como referencia las cotas altimétricas establecidas por el Instituto Geográfico Nacional.

Bomba	Arranque	Parada
Bomba 1	34,25	33,80
Bomba 2	34,50	34,00
Bomba 3	34,70	34,40
Bomba 4	34,90	34,60
Bomba 5	35,05	34,80

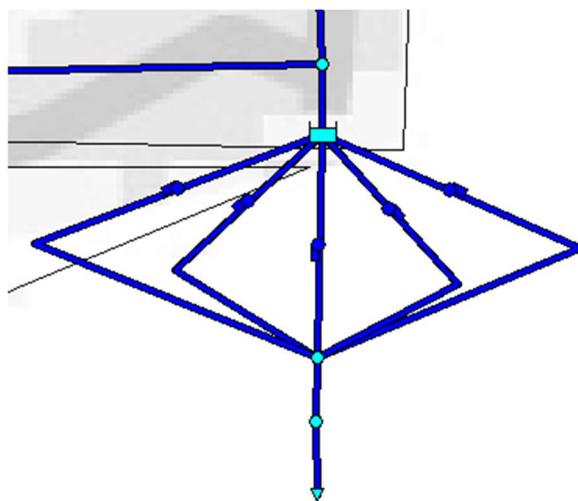
**Tabla 4.2.** Curva de rendimiento de las bombas cargadas en SWMM  
 (fuente: elaboración propia).



**Figura 4.8.** Bombas de la estación de bombeo Circunvalación  
 (fuente: elaboración propia).

#### 4.3.6. DESAGÜES

Los desagües representan los nodos terminales de la red de drenaje, funcionando como puntos de alivio donde el agua es descargada fuera del sistema modelado; estos nodos marcan el límite hidráulico del modelo y permiten simular el vertido hacia cauces naturales, lagunas, estaciones de bombeo externas u otras infraestructuras receptoras (figura 4.9).

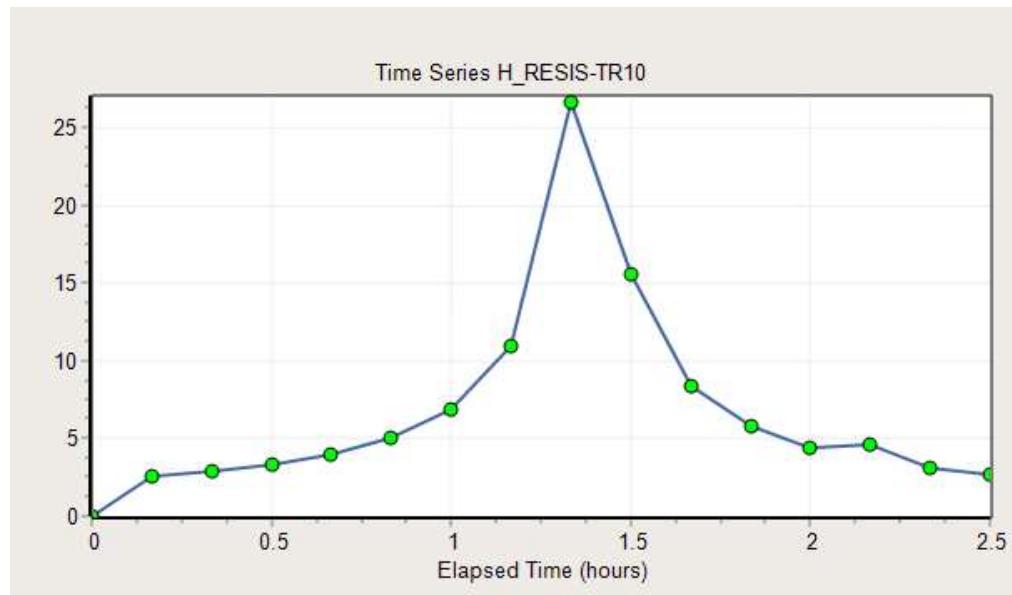


**Figura 4.9.** Diagrama de la estación de bombeo y el desagüe de la red  
(fuente: elaboración propia).

#### 4.3.7. PLUVIÓMETROS

Los pluvímetros constituyen elementos de entrada en el modelo, encargados de registrar las precipitaciones que afectan a subcuencas específicas dentro del área de estudio; estos dispositivos permiten incorporar datos pluviométricos al sistema y resultan fundamentales para activar el módulo hidrológico y simular la generación de escorrentía superficial.

Tal como se indicó anteriormente, se ha optado por utilizar un hietograma de diseño basado en las curvas IDF del AMGR (figura 4.10).



**Figura 4.10.** Hietograma de tormenta de diseño  
(fuente: elaboración propia).

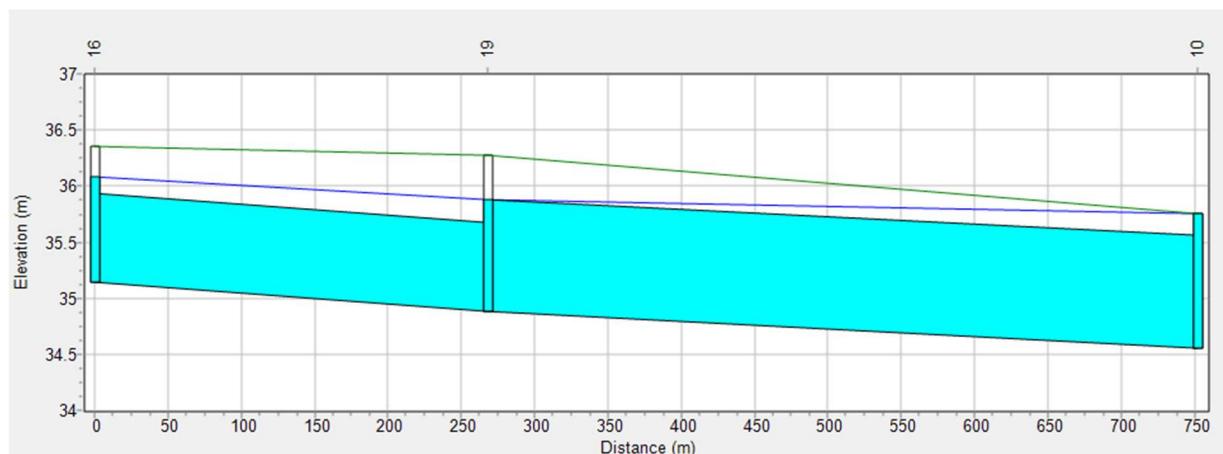
## 4.4. VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS

Una vez finalizado el modelado hidrológico del sistema de drenaje pluvial de Goya, se procedió a realizar una validación conceptual de los resultados obtenidos, con el objetivo de evaluar su coherencia respecto del comportamiento real de la red. Para ello se consideraron los datos relevados por el personal técnico del Organismo Regulador de Desagües Pluviales de Goya (PRODEGO), especialmente en lo referido al desempeño del sistema durante eventos de precipitación intensa.

Las observaciones de campo permitieron analizar la correspondencia entre los caudales simulados, los tiempos de respuesta del sistema y las zonas de acumulación de agua identificadas en el modelo. Esta comparación conceptual resultó clave para identificar posibles ajustes en parámetros sensibles y mejorar la representación hidráulica del sistema, consolidando la confiabilidad del modelo y habilitando su uso como herramienta de diagnóstico y planificación en futuras intervenciones sobre la red de drenaje.

### 4.4.1. DRENAJES PLUVIALES DE LA AV. NEUSTADT

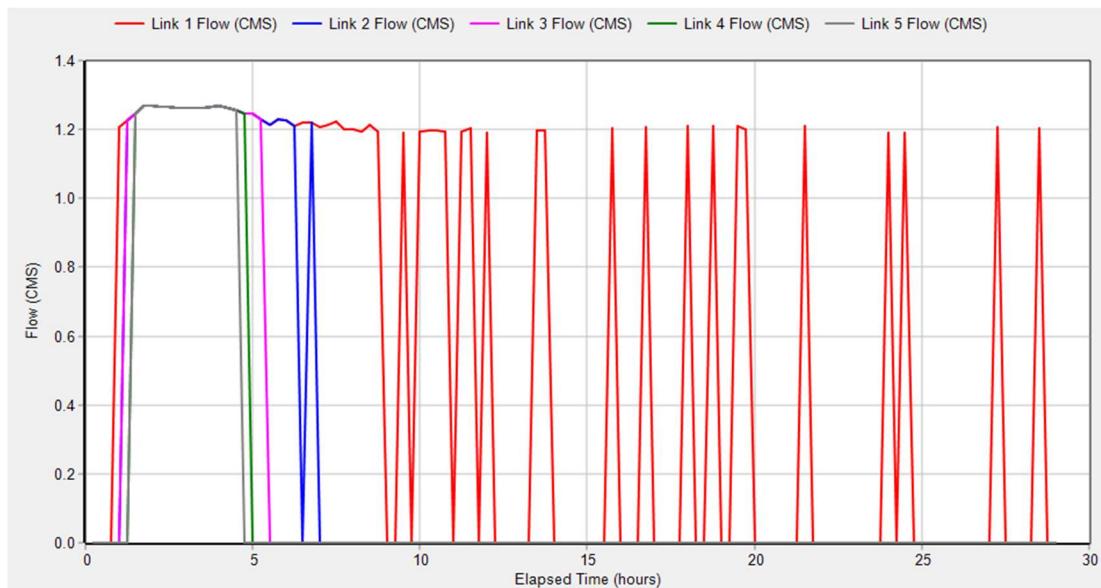
Los conductos de drenaje pluvial localizados bajo la Av. Neustadt descargan sus aguas el canal abierto Circunvalación y durante eventos de precipitación intensa, el canal alcanza rápidamente su límite operativo, provocando un efecto de retroceso en los drenajes de la Av. Neustadt y como resultado, el sistema presenta deficiencias que se traducen en dos problemas principales: la incapacidad de evacuar el agua en los tiempos requeridos y el bloqueo parcial del flujo, conduciendo a anegamientos frecuentes en la zona, con impactos directos sobre la infraestructura vial y la seguridad de la población (figura 4.11).



**Figura 4.11.** Comportamiento de los conductos de la Av. Neustadt  
 (fuente: elaboración propia).

#### 4.4.2. ESTACIÓN DE BOMBEO CIRCUNVALACIÓN

Las bombas de la estación Circunvalación presentan un funcionamiento caracterizado por encendidos y apagados constantes durante los eventos de lluvia, disminuyendo la eficiencia de evacuación, al interrumpir la continuidad del flujo, y además incrementa significativamente el riesgo de daños mecánicos graves en los equipos de bombeo (figura 4.12).



**Figura 4.12.** Estación de bombeo Circunvalación – uso de las bombas  
(fuente: elaboración propia).



# CAPÍTULO 5

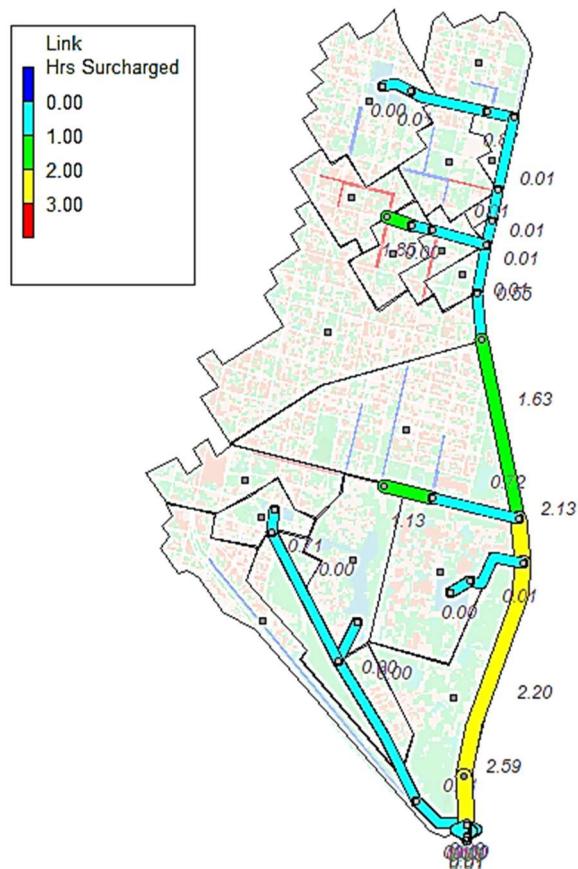
## SOLUCIÓN PROPUESTA

## 5.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

### 5.1.1. IDENTIFICACIÓN DE SECTORES CRÍTICOS

A partir del modelado hidrológico- hidráulico desarrollado en el capítulo anterior, se llevaron a cabo diversas simulaciones que permitieron identificar con precisión los puntos críticos del sistema de drenaje urbano, los cuales se caracterizan por la acumulación excesiva de agua, la insuficiencia de capacidad de los conductos y el bajo rendimiento frente a precipitaciones de intensidad moderada.

El análisis del tiempo de sobrecarga en cada tramo de la red permitió reconocer aquellos tramos que operan por encima de su capacidad de diseño, destacándose el canal Circunvalación dentro del módulo urbano 9, con valores máximos de 2,59 horas de sobrecarga, junto con algunos conductos secundarios que presentan tiempos comprendidos entre 1,13 y 1,85 horas, evidenciando la existencia de estrangulamientos y limitaciones en la capacidad de evacuación del sistema (figura 5.1).



**Figura 5.1.** Tramos de la red de desagües que se ven sobrecargados temporalmente  
 (fuente: elaboración propia).

En función de estos resultados, el enfoque propuesto se centra en intervenir el tramo más crítico del canal Circunvalación, cuya sobrecarga máxima compromete la capacidad de drenaje de la red, de tal manera que su mejora permita optimizar el comportamiento hidráulico

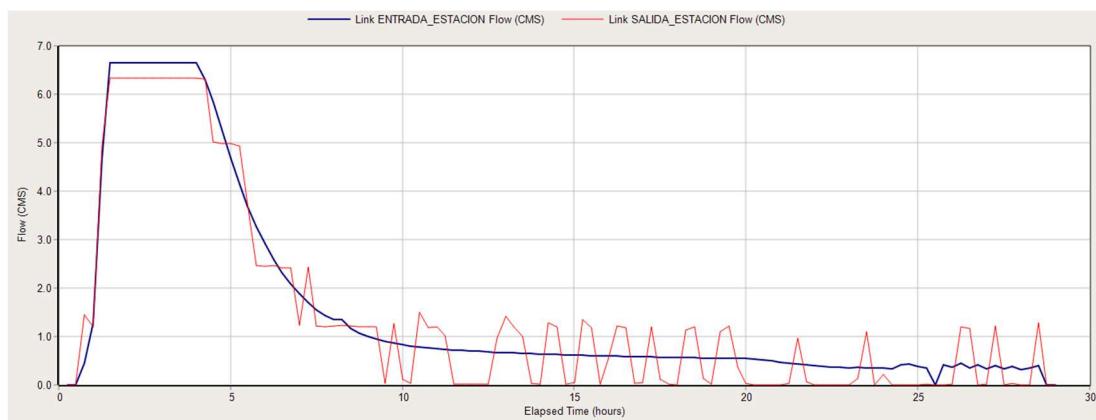
general almacenando volúmenes en espera para la estación de bombeo, facilitar el escurrimiento superficial y reducir el riesgo de anegamientos en el área analizada.

### 5.1.2. HIDROGRAMA DE ENTRADA A LA ESTACIÓN DE BOMBEO

A fin de verificar la eficiencia y caracterizar el comportamiento hidráulico de la estación de bombeo Circunvalación, se efectuó el análisis del hidrograma de entrada asociado a la tormenta de diseño, con una duración simulada de treinta horas; dicho estudio tuvo como fin identificar la capacidad de evacuación del sistema, la relación entre caudales afluente y efluentes y el volumen de almacenamiento requerido para garantizar un funcionamiento estable.

El resultado del modelado (figura 5.2) muestra que durante las primeras cuatro horas del evento el caudal de entrada alcanza un pico cercano a  $6,7 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo que evidencia una respuesta rápida de la cuenca ante la precipitación; sin embargo la capacidad máxima sostenida de bombeo de la estación de  $6,3 \text{ m}^3/\text{s}$  se ve superada y genera excedentes que no pueden ser evacuados en tiempo real. Entre las horas cinco y diez se observa la disminución progresiva del caudal de entrada, aunque la curva de salida no reproduce el descenso de manera fluida, siendo reflejo de los ciclos de arranque y parada condicionados por los niveles de activación preestablecidos, lo que indica que la regulación operativa presenta margen de mejora.

En conclusión, el comportamiento observado sugiere evacuación discontinua del flujo y acumulaciones temporales aguas arriba que incrementan el riesgo de anegamientos localizados en zonas bajas.



**Figura 5.2.** Caudales afluente y efluentes de la estación de bombeo  
 (fuente: elaboración propia).

### 5.1.3. FUNCIONAMIENTO OPERATIVO DE LAS BOMBAS

Como parte de la intervención destinada a optimizar el funcionamiento del canal Circunvalación y su incidencia en la eficiencia global del sistema de drenaje, se realizaron también modificaciones en la estación de bombeo homónima, fundamentadas en criterios de ingeniería hidráulica y electromecánica, con el propósito de mejorar la operación, prolongar la vida útil de los equipos y adecuar el sistema a las condiciones reales observadas en campo. En este contexto se ajustaron los niveles de funcionamiento de las cinco bombas que

componen el sistema dado que la configuración previa, con valores de arranque y parada demasiado próximos, generaba ciclos repetitivos de encendido y apagado; con la nueva calibración propuesta cada bomba puede operar durante períodos más prolongados, evitando oscilaciones innecesarias y permitiendo un régimen de descarga más uniforme hacia el canal receptor (tabla 5.1).

BOMBA	ACTUAL		MODIFICADO	
	Arranque	Parada	Arranque	Parada
1	34,25	33,80	35,10	33,70
2	34,50	34,00	35,00	33,80
3	34,70	34,40	34,90	33,90
4	34,90	34,60	34,80	34,00
5	35,05	34,80	34,70	34,40

**Tabla 5.1.** Modificaciones realizadas en los niveles de arranque y parada de las bombas  
 (fuente: elaboración propia).

En el esquema modificado, los niveles de arranque fueron incrementados y los de parada reducidos, ampliando la diferencia operativa entre ambos puntos; en consecuencia, cada bomba inicia su funcionamiento con un mayor volumen almacenado en el pozo y se detiene una vez evacuado un caudal superior al del régimen anterior. En conjunto, los ajustes permiten un control más equilibrado del nivel en el pozo de bombeo, evitando tanto la sobreelación del agua como la exposición de las bombas a niveles de succión insuficientes, logrando así un funcionamiento más confiable y sostenible del sistema.

#### 5.1.4. CÁLCULO DEL VOLUMEN FALTANTE

Los sistemas de drenaje pluvial no deben concebirse únicamente como infraestructuras destinadas a evacuar el escurrimiento superficial, sino como elementos que también pueden contribuir a la regulación del flujo mediante el almacenamiento temporal del excedente hídrico (Riccardi, 2004).

Este enfoque permite optimizar el comportamiento hidráulico del sistema, disminuir los costos asociados a su dimensionamiento y minimizar los impactos negativos sobre el entorno urbano y la seguridad de la población.

En este sentido, el análisis del volumen faltante (figura 5.3) constituye una herramienta técnica fundamental para evaluar la capacidad de regulación del sistema existente, ya que permite cuantificar el excedente hídrico que no puede ser evacuado durante un evento de diseño y que, en consecuencia, debe ser retenido o absorbido dentro de la propia infraestructura para evitar fallas operativas.

Este volumen se determinó mediante la siguiente expresión:

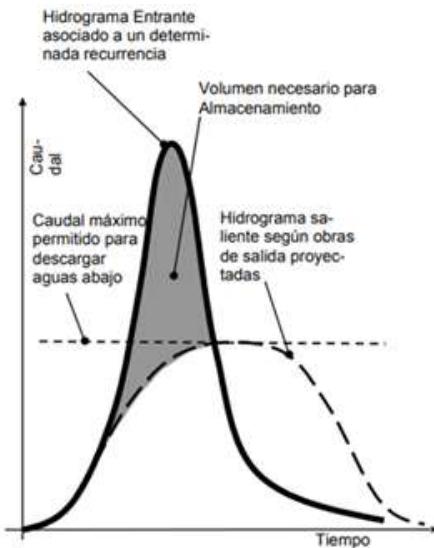
$$VF = \sum (Qi - Qs) * \Delta T$$

VF: Volumen faltante ( $m^3$ )

Qi: Caudal de entrada ( $m^3/s$ )

Qs: Caudal de salida ( $m^3/s$ )

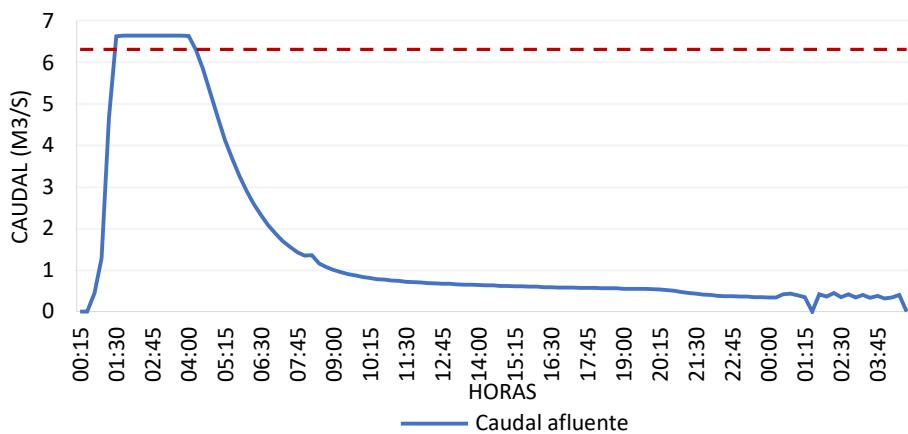
$\Delta T$ : Diferencia de tiempo entre intervalos (15min=900s)



**Figura 5.3.** Determinación del volumen necesario para el almacenamiento (fuente: Hidrología en medios antropizados. Maestría en Recursos Hídricos de Llanura, Universidad Nacional de Rosario, 2004).

A partir del hidrograma de entrada correspondiente al evento de lluvia con una recurrencia de diseño de diez años (figura 5.4), se consideró que el caudal de salida está limitado por la capacidad máxima de evacuación de la estación de bombeo, igual a  $6,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ; el análisis se centró en el intervalo comprendido entre las 01:00 y las 04:45 horas, período en el cual el sistema presenta un régimen estable y el caudal de salida no se ve afectado por las variaciones asociadas al encendido y apagado de las bombas (tabla 5.2).

Como resultado se obtuvo un volumen faltante de  $3.240 \text{ m}^3$ ; no obstante, con el fin de definir las medidas de regulación que garanticen el adecuado funcionamiento del sistema ante eventos de diseño, se adoptó un valor de  $3.500 \text{ m}^3$ , considerado conservador y representativo.



**Figura 5.4.** Caudales afluentes y caudal máximo de evacuación de la estación de bombeo (fuente: elaboración propia).

TIEMPO	Qi	Qs	Qi-Qs	(Qi-Qs)*Δt
00:15	0	0	0	0
00:30	0	0	0	0
00:45	0,45	0,45	0	0
01:00	1,29	1,29	0	0
01:15	4,67	4,67	0	0
01:30	6,64	6,33	0,31	279
01:45	6,66	6,33	0,33	297
02:00	6,66	6,33	0,33	297
02:15	6,66	6,33	0,33	297
02:30	6,66	6,33	0,33	297
02:45	6,66	6,33	0,33	297
03:00	6,66	6,33	0,33	297
03:15	6,66	6,33	0,33	297
03:30	6,66	6,33	0,33	297
03:45	6,66	6,33	0,33	297
04:00	6,65	6,33	0,32	288
04:15	6,31	6,31	0	0
04:30	5,85	5,85	0	0
<b>SUMA</b>				<b>3240</b>

**Tabla 5.2.** Caudal de entrada y de salida de la “estación de bombeo circunvalación”  
(fuente: elaboración propia).

## 5.2. ALTERNATIVAS PROPUESTAS

El cálculo del volumen faltante constituye el punto de partida para definir la viabilidad hidráulica y la configuración de las obras, permitiendo establecer la capacidad mínima de almacenamiento necesaria para prevenir desbordes durante el evento de diseño y seleccionar el esquema de evacuación más adecuado; al mismo tiempo incorpora un margen de seguridad frente a eventos de mayor intensidad.

Es fundamental que este volumen se integre con la disponibilidad de espacio físico, asegurando que pueda alojarse en un terreno con condiciones topográficas favorables, con un impacto mínimo sobre la red y con acceso adecuado para operaciones y mantenimiento, de manera que, con base en este análisis, se identificaron cuatro posibles configuraciones para evacuar el volumen faltante estimado.

1. **Embalse.**
2. **Embalse y canal de hormigón.**
3. **Reservorio y canal mixto.**
4. **Reservorio y canal paralelo de tierra.**

De manera complementaria y con el fin de optimizar el ingreso del flujo a la estación, se proyectó la modificación del conducto de acceso a la misma sustituyéndolo por cinco conductos de PEAD de 600 mm de diámetro cada uno, con pendiente de 0,50%.

### **5.2.1. DISPONIBILIDAD SUPERFICIAL PARA EMBALSE**

La determinación de la ubicación y las dimensiones del embalse proyectado se realizó en función de la disponibilidad de un suelo apto y legalmente habilitado para su ejecución, lo que garantiza que la obra pueda ejecutarse sin procesos de adquisición complejos agilizando la transición del diseño a la construcción.

El relevamiento detallado de los terrenos cercanos a la estación de bombeo Circunvalación (figura 5.5) se realizó priorizando aquellos bajo titularidad de PRODEGO o de la Municipalidad de Goya y permitió identificar un sector con condiciones particularmente favorables para alojar el embalse, el cual reúne:

- Proximidad directa a la estación de bombeo, reduciendo la longitud de conducción y, por ende, las pérdidas de carga.
- Accesibilidad operativa, facilitando el ingreso de equipos para mantenimiento y eventual ampliación de infraestructura.
- Compatibilidad hidráulica con el esquema general de la red, permitiendo la integración del embalse como elemento de regulación y amortiguación de caudales.



**Figura 5.5.** Zona a intervenir para la ejecución del reservorio  
(fuente: elaboración propia).

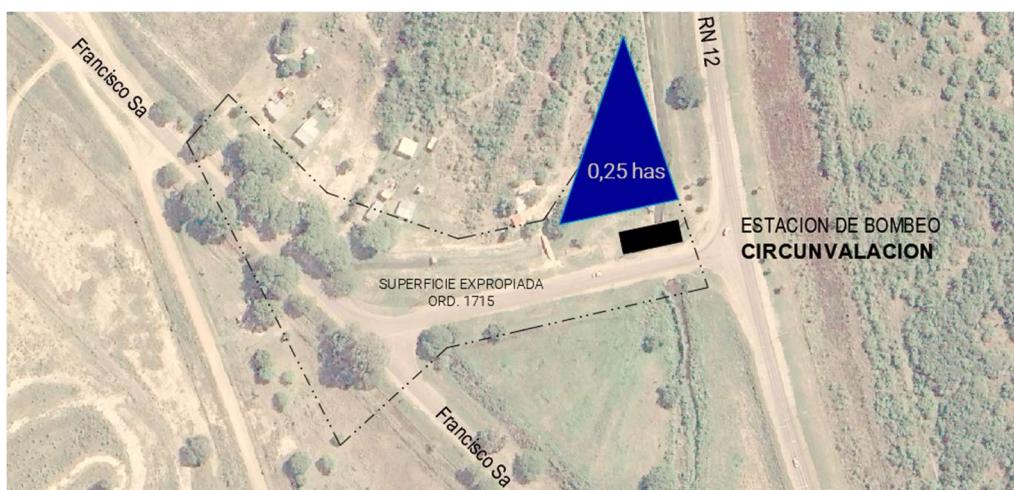
### **5.2.2. ANTECEDENTE LEGAL**

El sector incluye varios inmuebles que fueron declarados de utilidad pública y sujetos a expropiación total o parcial por el Honorable Concejo Deliberante de Goya, mediante la Ordenanza N.º 1715, sancionada en el año 2014. La ordenanza forma parte del Proyecto de Prevención de Inundaciones y Drenajes Urbanos (PPIDU), su objeto consistía en asegurar la disponibilidad de las tierras necesarias para la ejecución del Proyecto Ejecutivo de las Obras de Defensas Definitivas contra las inundaciones.

La localización específica del terreno identificado establece los límites precisos, referencias viales y linderos, asegurando la correcta identificación física y jurídica del inmueble a intervenir y se encuentra registrada en la Mensura N.<sup>o</sup> 9648-N (Anexo Planos, Plano N<sup>o</sup>07).

### 5.2.3. SUPERFICIE DISPONIBLE

El área total relevada alcanza 1,89 hectáreas, aunque una parte de esta superficie se encuentra comprometida con la traza de la defensa principal de Goya, lo que reduce la superficie efectivamente disponible para el embalse a 0,25 hectáreas (figura 5.6); sin embargo, aun con esta limitación, el sitio seleccionado presenta un notable potencial desde el punto de vista hidráulico.



**Figura 5.6.** Sectores declarados de utilidad pública, ordenanza N°1715  
 (fuente: elaboración propia).

La localización inmediata aguas arriba de la estación de bombeo resulta estratégica, ya que permite generar un volumen de almacenamiento complementario que puede integrarse de manera directa con la operación de la estación, de modo que el reservorio asegura la capacidad necesaria para regular el caudal de ingreso y posibilita una operación coordinada con los canales proyectados en las diferentes alternativas de solución. Además, el embalse ofrece flexibilidad operativa al funcionar tanto como depósito de retención previo al bombeo, facilitando la regulación de caudales en condiciones normales, como sistema de laminación frente a picos de caudal durante eventos más severos, lo que refuerza la seguridad hidráulica del sistema sin requerir una expansión excesiva de la superficie destinada al almacenamiento.

### 5.3. ALTERNATIVA 1: EMBALSE

En la superficie previamente delimitada se proyecta la construcción de un embalse de almacenamiento con una capacidad útil estimada de 3.500 m<sup>3</sup>, el cual se integrará al sistema hidráulico existente y cuya implementación implicará la reconfiguración del esquema operativo de las bombas, tal como se detalló anteriormente (Anexo Planos, Plano N<sup>o</sup>08).

### 5.3.1. MODELADO HIDRÁULICO

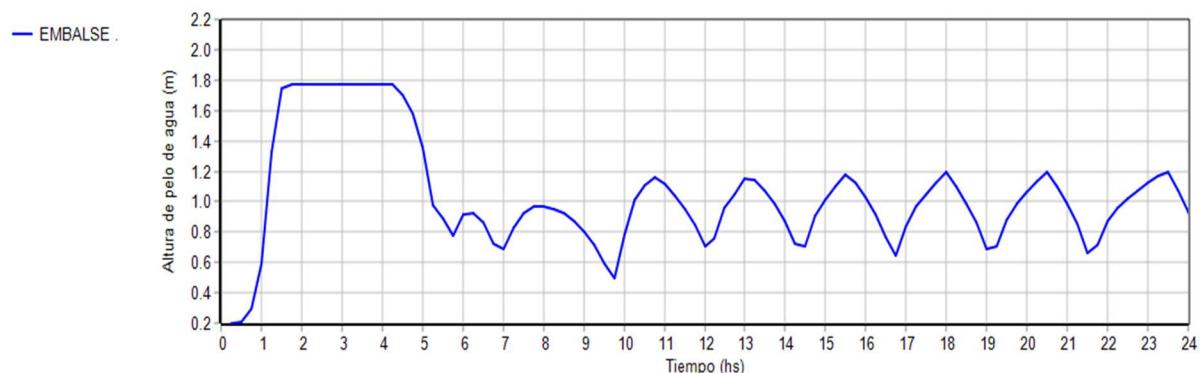
La modelación de la alternativa analizada, correspondiente a la solución propuesta con el embalse de 3.500 m<sup>3</sup> y la reconfiguración del esquema operativo de las bombas, se realizó utilizando el programa Storm Water Management Model (SWMM) para el evento de diseño con período de retorno de 10 años y condiciones proyectadas a futuro según el número de curva CNII.

La evaluación consideró tres aspectos principales: la evolución de la altura del pelo de agua en el reservorio, los caudales de ingreso y egreso de la estación de bombeo, y los intervalos de tiempo, expresados en horas, durante los cuales los distintos conductos y canales del sistema superan su capacidad de conducción.

#### Altura de agua en el embalse

La altura del pelo de agua se incrementa rápidamente durante las primeras horas del día, aproximadamente entre las 0 y las 3, hasta alcanzar un valor cercano a 1,8 metros para luego estabilizarse, lo cual resulta consistente con el tiempo de concentración de la cuenca estimado en 2,5 horas; este comportamiento indica que el mayor aporte de caudal y el aumento registrado en el nivel del embalse se asocia directamente con la llegada concentrada de los escurrimientos generados por la tormenta de diseño.

A partir de las 6 horas, se observa un patrón oscilatorio en la altura del agua, con fluctuaciones periódicas entre 0,6 y 1,4 metros, las cuales se encuentran directamente relacionadas con la operación intermitente de la estación de bombeo, generando variaciones cíclicas en los caudales de entrada (figura 5.7).



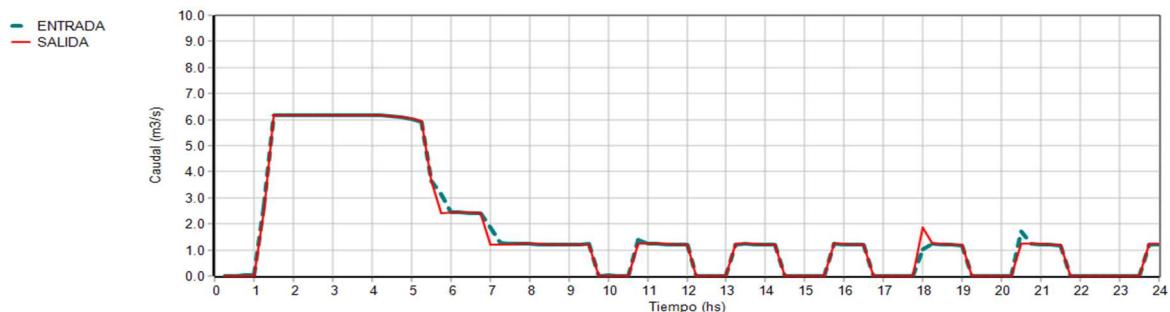
**Figura 5.7.** Resultados del modelado de altura de agua en el reservorio para la alternativa 1  
 (fuente: elaboración propia).

#### Caudales de entrada y salida a la estación de bombeo

La estación de bombeo opera de manera continua durante las primeras diez horas, manteniendo un caudal de descarga cercano a 6 m<sup>3</sup>/s y acompañando de forma estable el caudal de ingreso, lo que refleja la capacidad del sistema para sostener un régimen permanente durante los momentos de mayor aporte hídrico y evitar acumulaciones en el embalse. A partir de la décima hora, el funcionamiento pasa a un régimen intermitente, con cinco ciclos de encendido y apagado de aproximadamente una hora cada uno; en esta fase, el embalse actúa como amortiguador, almacenando los aportes que continúan ingresando,

mientras la estación regula la evacuación según la disponibilidad de agua y los niveles alcanzados

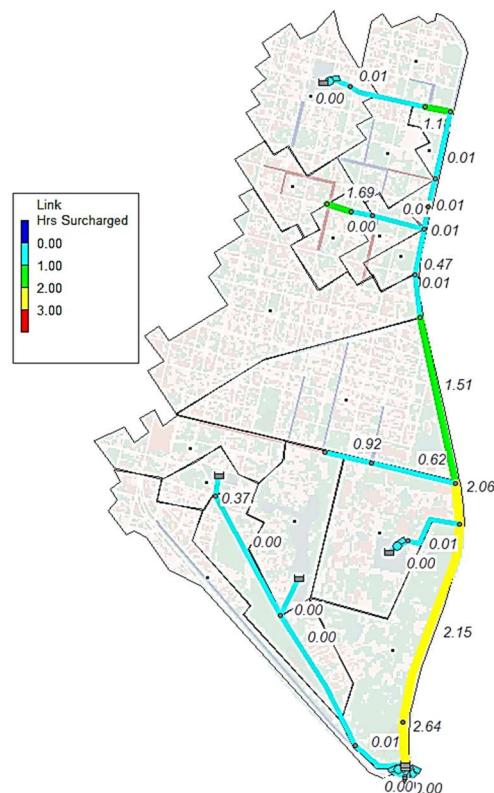
El patrón de funcionamiento confirma la existencia de un equilibrio dinámico entre el embalse y la estación de bombeo: en la primera etapa se asegura la capacidad de conducción frente al pico de aportes y en la segunda se optimiza la operación mediante ciclos de regulación que permiten atender caudales menores sin comprometer la capacidad de almacenamiento (figura 5.8).



**Figura 5.8.** Resultados del modelado de la estación de bombeo para la alternativa 1  
 (fuente: elaboración propia).

### **Sobrecarga de los conductos del sistema**

Como resultado, se aprecia una reducción en la extensión y duración de ciertos tramos sobrecargados, concentrando las condiciones críticas en áreas puntuales y por intervalos más breves; no obstante, estos cambios no representan una mejora significativa respecto a la situación actual sin intervención (figura 5.9).



**Figura 5.9.** Tramos de la red de desagües que se ven sobrecargados temporalmente en la alternativa 1. (fuente: elaboración propia).

## 5.4. ALTERNATIVA 2: EMBALSE Y CANAL DE HORMIGÓN

En esta alternativa se propone que el embalse cuente con una capacidad de almacenamiento menor que en la opción anterior, fijándose en 2.000 m<sup>3</sup>, mientras que el canal aportará los 1.500 m<sup>3</sup> restantes para completar el volumen total; para determinar las dimensiones adecuadas del canal se analizó un tramo de 800 metros de longitud ubicado en las proximidades de la estación de bombeo Circunvalación, evaluándose la velocidad del flujo mediante la ecuación de Manning y considerando que el diseño actual del canal presenta un ancho de solera de 3,00 m, una altura útil de 1,20 m, taludes laterales con pendiente Z = 1, una pendiente longitudinal constante de 0,03% y un revestimiento de hormigón simple.

$$Q = \frac{1}{n} * R h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} * A$$

Siendo:

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

A = área de la sección transversal del canal (m<sup>2</sup>)

Rh = radio hidráulico de la sección transversal del canal (m)

S = pendiente del canal (m/m)

$$V = \frac{1}{0,013} * (0,788m)^{\frac{2}{3}} * \left(0,0003 \frac{m}{m}\right)^{\frac{1}{2}} = 1,137 \text{ m/s}$$

Por otra parte, recurriendo a la ecuación de continuidad y considerando condiciones simplificadas en las cuales las variables se mantienen constantes en el tramo analizado, la expresión puede reescribirse en forma discreta como:

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} + \Delta Q = 0$$

Asumiendo que el almacenamiento S es evacuado uniformemente a lo largo de un tiempo T, se reemplaza el tiempo por la relación entre la longitud de diseño (L) y la velocidad del flujo (V), se obtiene:

$$Q_f = \frac{S}{T} \rightarrow Q_f = \frac{S}{L} * V$$

El caudal adicional requerido para que el canal pueda almacenar y evacuar 1.500 m<sup>3</sup> en el tiempo correspondiente resulta:

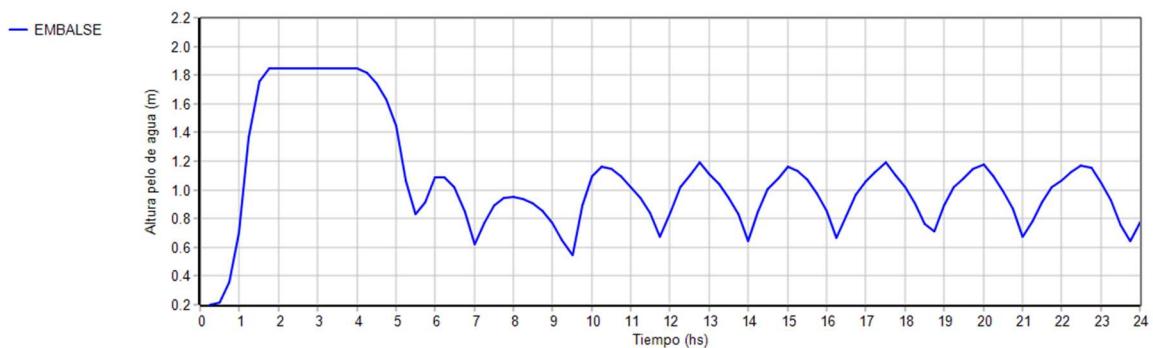
$$Q_f = \frac{1500 \text{ m}^3}{800 \text{ m}} * 1,137 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cong 2,13 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Al incorporar el caudal faltante al que actualmente transporta el canal en el tramo analizado se obtiene una capacidad total de 7,86 m<sup>3</sup>/s, y para alcanzar este caudal de diseño resulta necesario ampliar el ancho de la solera en 1,30 m, conformando un canal con una solera total de 4,30 m capaz de conducir un caudal de 7,94 m<sup>3</sup>/s (Anexo Planos, Plano N° 09).

### 5.4.1. MODELADO HIDRÁULICO

#### Altura de agua en el reservorio

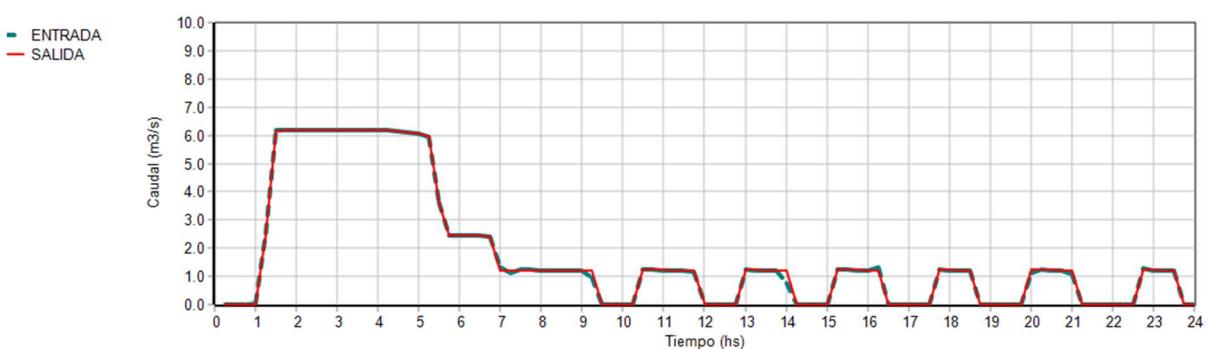
En la evolución de la altura del pelo de agua en el embalse se aprecia que, durante las primeras cinco horas, el nivel se mantiene en torno a 1,8 metros, lo que refleja una fase inicial de acumulación significativa; a partir de la sexta hora, el comportamiento cambia y el nivel comienza a oscilar de manera cíclica, con descensos y recuperaciones que evidencian una operación regulada y sostenida del sistema de evacuación (figura 5.10).



**Figura 5.10.** Resultados del modelado de altura de agua en el reservorio para la alternativa 2  
 (fuente: elaboración propia).

#### Caudales de entrada y salida a la estación de bombeo

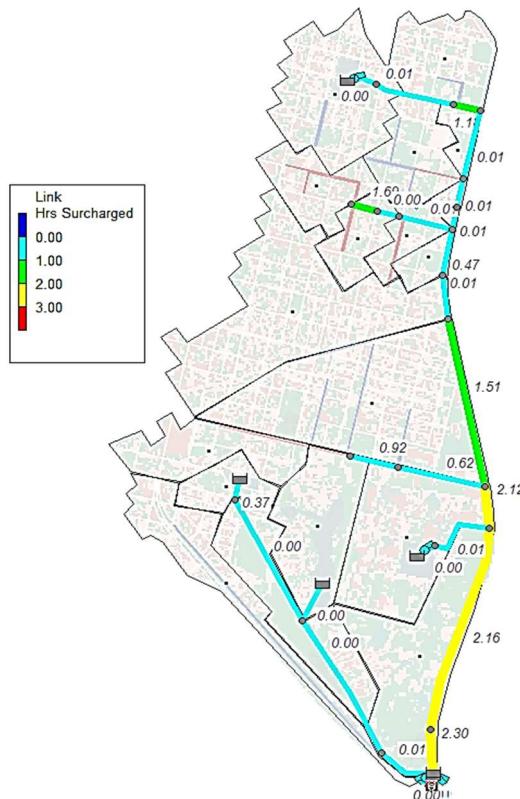
El caudal de entrada a la estación de bombeo presenta un pico cercano a los  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  entre las horas 2 y 5, correspondiente a la fase de llenado del embalse, con un comportamiento análogo al registrado en la alternativa anterior; a partir de ese momento, el aporte disminuye y tiende a estabilizarse en forma de pulsos periódicos, mientras que el caudal de salida reproduce de manera sincronizada la dinámica del ingreso, aunque con una respuesta más atenuada. Posteriormente, luego de la hora diez, se observan seis ciclos de encendido y apagado de las bombas, lo que evidencia una menor capacidad de amortiguación del sistema al contar con un ciclo adicional de bombeo para evacuar el mismo volumen de agua (figura 5.11).



**Figura 5.11.** Resultados del modelado de la estación de bombeo para la alternativa 2 (fuente: elaboración propia).

### **Sobrecarga de los conductos del sistema**

En el análisis del comportamiento de los conductos y canales de los módulos se observa una mejora significativa tanto en la distribución como en la magnitud de las sobrecargas en comparación con el funcionamiento actual (figura 5.12).



**Figura 5.12.** Tramos de la red de desagües que se ven sobrecargados temporalmente en la alternativa 2  
 (fuente: elaboración propia).

Los tramos que previamente presentaban condiciones críticas ahora permanecen en sobrecarga por menos de una hora o, en algunos casos, no la experimentan, y los valores numéricos indicados en cada elemento de conducción refuerzan esta tendencia, manteniéndose en su mayoría por debajo de 1,5 horas; este desempeño indica que la incorporación del embalse, el canal de hormigón y la reconfiguración de la estación de bombeo han permitido amortiguar los caudales de aporte y distribuirlos de manera más uniforme en la red, con lo que la respuesta hidráulica se torna más estable y la operación más eficiente.

## **5.5. ALTERNATIVA 3: EMBALSE Y CANAL MIXTO**

En esta configuración se propone, al igual que en la alternativa anterior, la incorporación de un embalse con una capacidad de almacenamiento de 2.000 m<sup>3</sup>, complementado por un canal de conducción con capacidad de almacenamiento temporal de 1.500 m<sup>3</sup> (Anexo Planos, Plano N° 10).

El canal se dimensiona siguiendo el mismo criterio que en la propuesta anterior, pero el ensanchamiento del canal existente se proyecta con un revestimiento de suelo natural, con un coeficiente de rugosidad  $n = 0,024$ , y para transportar un caudal de diseño de  $7,86 \text{ m}^3/\text{s}$  se

propone una ampliación de la solera en 4 metros, alcanzando un ancho total de 7 metros, y como esta ampliación introduce diferentes materiales y condiciones hidráulicas en la sección (figura 5.13) se calcula un coeficiente de rugosidad equivalente mediante la ecuación de Horton–Einstein, la cual permite integrar los efectos de las distintas superficies en contacto con el flujo:

$$n_e = \frac{\sum (p_i n_i^{1.5})}{P}$$

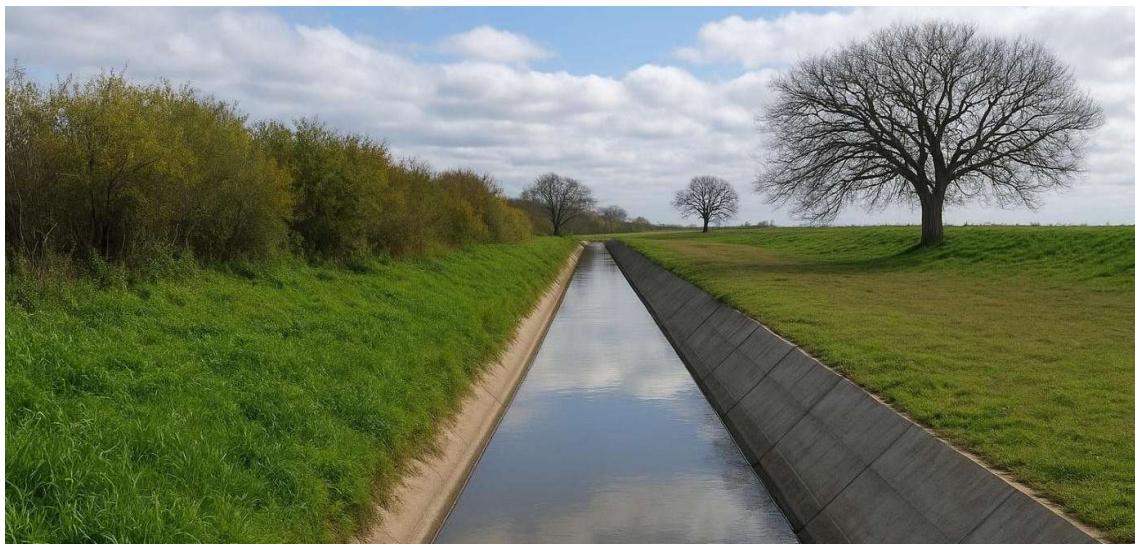
Donde:

$p_i$ : perímetro mojado de cada sección.

$n_i$ : coeficiente de Manning de cada sección.

P: perímetro mojado de la sección compuesta.

$$n_e = \left( \frac{5,69 \times 0,025^{1.5} + 4,69 \times 0,013^{1.5}}{(5,69 + 4,69)} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,02$$



**Figura 5.13.** Simulación grafica de conformación de un canal mixto  
 (fuente: elaboración propia)

El caudal del canal mixto según la ecuación de Manning resulta:

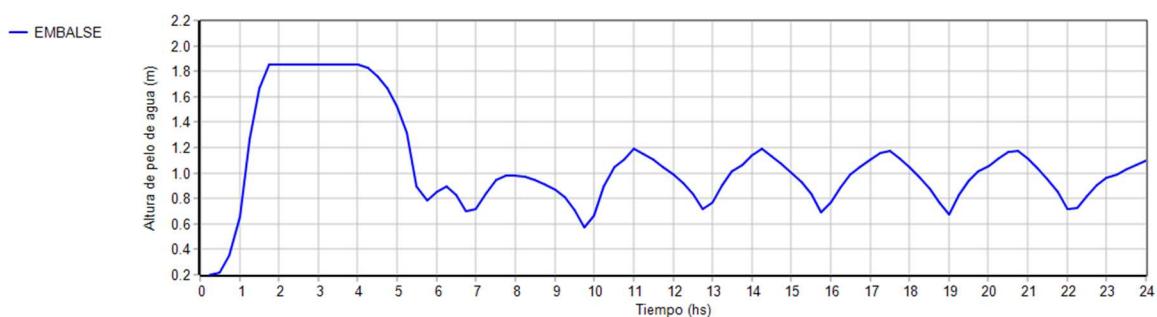
$$Q = \frac{1}{0,02} * \left( \frac{9,84 \text{ m}^2}{10,39 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} * \left( 0,0003 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^{\frac{1}{2}} * 9,84 \text{ m}^2 = 8,22 \text{ m}^3/\text{s}$$

En conclusión, la configuración adoptada para la sección transversal del canal es adecuada para transportar el caudal de diseño previamente estimado de 7,86 m<sup>3</sup>/s.

### 5.5.1. MODELADO HIDRÁULICO

#### Altura de agua en el reservorio

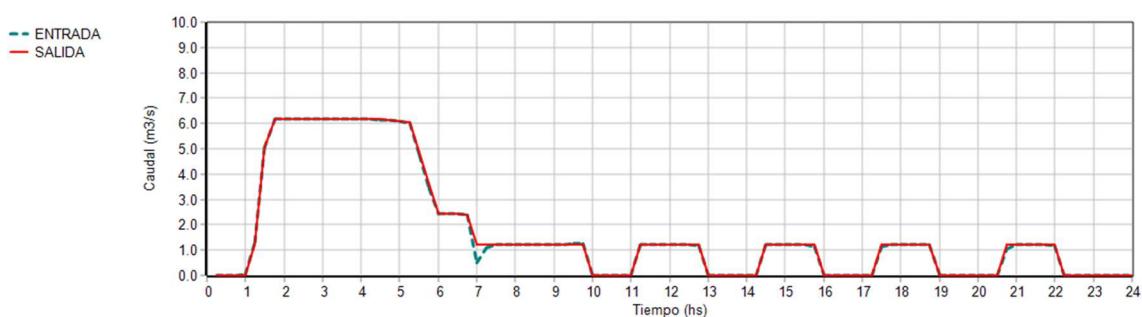
Al igual que en las alternativas anteriores, se observa que el nivel del pelo de agua en el embalse se eleva rápidamente durante las primeras horas, alcanzando cerca de 1,9 metros entre las horas 1 y 2, y se mantiene relativamente constante hasta la hora 6, lo que indica una fase de acumulación controlada; a partir de ese momento, el nivel comienza a descender con oscilaciones suaves, reflejando una evacuación progresiva y regulada del volumen almacenado (figura 5.14).



**Figura 5.14.** Resultados del modelado de altura de agua en el reservorio para la alternativa 3  
 (fuente: elaboración propia).

#### Caudales de entrada y salida a la estación de bombeo

En comparación con las alternativas anteriores, esta configuración (figura 5.16) presenta una mayor correspondencia entre el régimen de aporte y la capacidad de descarga, logrando un mejor acople hidráulico del sistema, lo que disminuye la exigencia sobre la estación de bombeo al reducir la frecuencia de arranques y paradas y mantener un patrón de funcionamiento más regular; a partir de las 10 horas se registran únicamente cuatro ciclos de operación, con períodos de 1 hora de detención y 2 horas de bombeo, esquema que no solo limita la cantidad de maniobras, sino que además optimiza el uso de energía al concentrar la operación en bloques horarios estables.

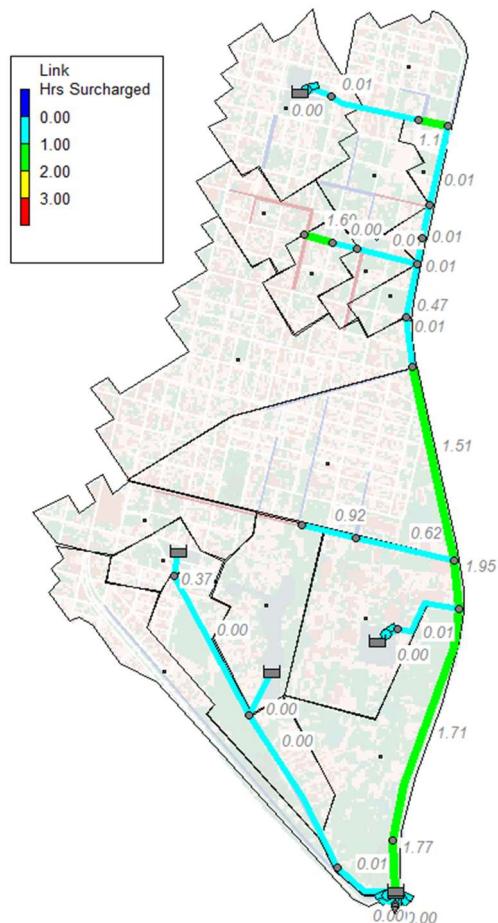


**Figura 5.15.** Resultados del modelado de la estación de bombeo para la alternativa 3  
 (fuente: elaboración propia).

### Sobrecarga de los conductos del sistema

Se observa una reducción notable en las horas de sobrecarga de la red de drenaje con valores máximos por debajo de 2 horas y la mayoría de los tramos en menos de 1,5 horas (figura 5.16).

La combinación del uso del reservorio y la ampliación del canal actual permite una mejor coordinación entre los caudales que ingresan y los que salen del sistema, evitando acumulaciones críticas en los momentos de mayor demanda; esta coordinación reduce la presión sobre la red y suaviza las variaciones de caudal, logrando un funcionamiento más estable y uniforme a lo largo de todo el sistema, y además, al disminuir la duración de las sobrecargas, se protege la infraestructura, se reduce el desgaste de los equipos y se optimiza el consumo energético.



**Figura 5.16.** Tramos de la red de desagües que se ven sobrecargados temporalmente en la alternativa 3 (fuente: elaboración propia).

## 5.6. ALTERNATIVA 4: EMBALSE Y CANAL PARALELO

Esta alternativa mantiene la lógica de regulación de las configuraciones anteriores, con un embalse de 2000 m<sup>3</sup> y un canal de retención temporal de 1500 m<sup>3</sup>, pero introduce una variante en el sistema de conducción mediante un canal paralelo al existente, diseñado para mejorar la capacidad de drenaje con un enfoque más natural y sostenible. El nuevo canal lateral, revestido con vegetación, está dimensionado para transportar un caudal de 2,13 m<sup>3</sup>/s, lo que contribuye tanto a la eficiencia hidráulica como a la integración ambiental del sistema; la sección propuesta tiene 1,20 m de altura, 2,00 m de ancho de solera y taludes laterales con pendiente Z = 1 revestidos con suelo natural, adoptando un coeficiente de rugosidad n = 0,024, acorde a las condiciones de flujo en canales vegetados (Anexo Planos, Plano N° 11).

$$Q = \frac{1}{0,024} * \left( \frac{3,84 \text{ m}^2}{5,394 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} * \left( 0,0003 \frac{\text{m}}{\text{m}} \right)^{\frac{1}{2}} * 3,84 \text{ m}^2 = 2,12 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 5.6.1. MODELADO HIDRÁULICO

#### Altura de agua en el reservorio

La altura del embalse muestra una evolución de almacenamiento regulado, similar a la descrita en las alternativas anteriores (figura 5.17); el nivel del pelo de agua se eleva rápidamente hasta aproximadamente 1,8 metros durante las primeras tres horas, indicando una fase de carga intensa, y posteriormente presenta un patrón oscilatorio con picos cada tres horas que disminuyen progresivamente en altura, lo que sugiere una evacuación controlada.

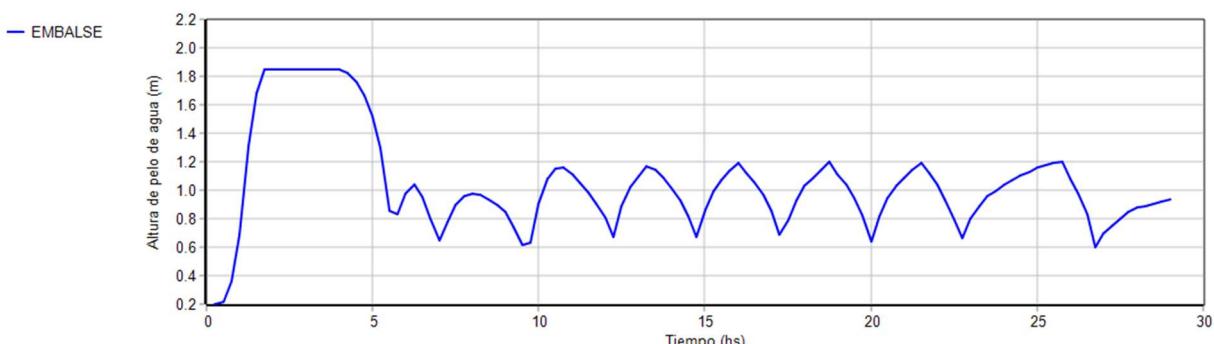
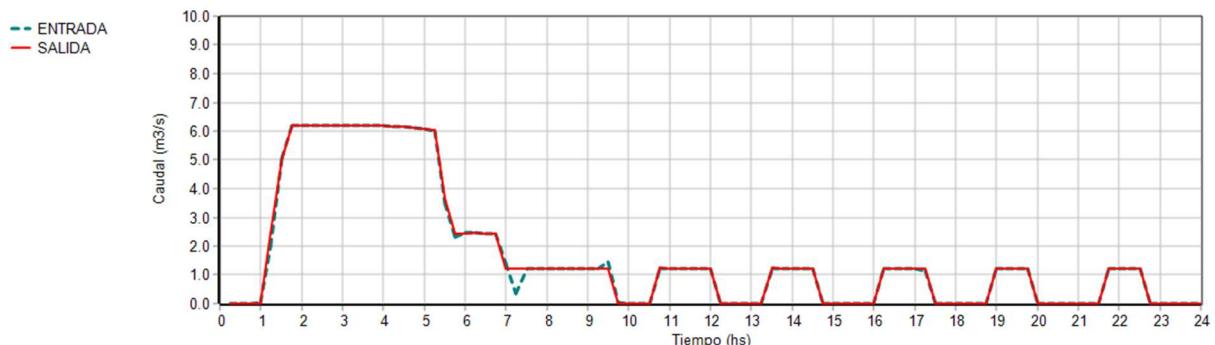


Figura 5.17. Resultados del modelado de altura de agua en el reservorio para la alternativa 4 (fuente: elaboración propia).

#### Caudales de entrada y salida a la estación de bombeo

La gráfica que muestra los hidrogramas de entrada y salida de la estación de bombeo (figura 5.18), ubicada aguas abajo del embalse, indica que entre las horas 2 y 7 ambos caudales alcanzan valores cercanos a 6 m<sup>3</sup>/s, evidenciando una fase de alta actividad hidráulica, mientras que entre las 7 y las 10 horas se estabilizan, manteniéndose relativamente constantes; posteriormente, luego de las 10 horas, se observan cinco ciclos de encendido y

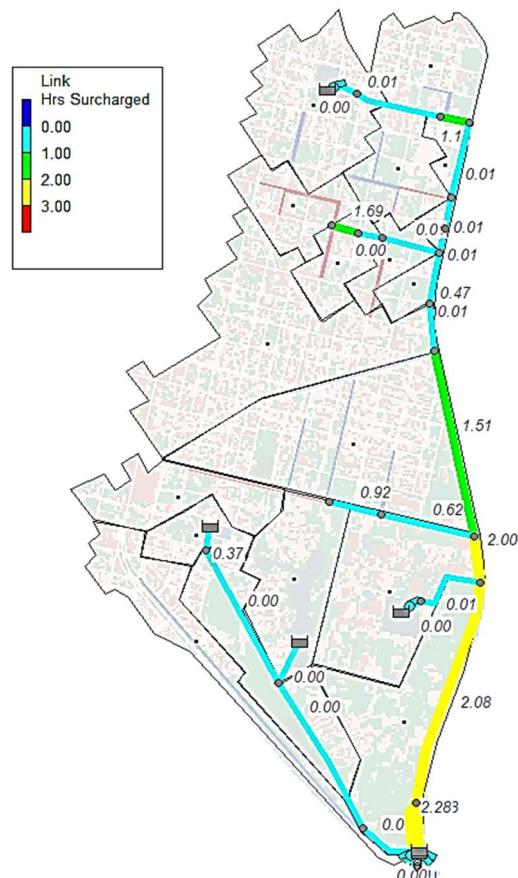
apagado de las bombas, lo que refleja la necesidad de ajustar la operación del sistema frente a las variaciones en el caudal de entrada.



**Figura 5.18.** Resultados del modelado de la estación de bombeo para la alternativa 4  
 (fuente: elaboración propia).

### Sobrecarga de los conductos del sistema

El análisis indica que la sobrecarga en la red se ha reducido tanto en extensión como en tiempo de ocurrencia, concentrándose los casos críticos en puntos específicos y por períodos más breves; no obstante, estas variaciones no representan una mejora sustancial en comparación con la condición existente sin la implementación de intervenciones (figura 5.19).



**Figura 5.19.** Tramos de la red de desagües que se ven sobrecargados temporalmente en la alternativa 4  
 (fuente: elaboración propia).

## 5.7. COMPUTO Y PRESUPUESTO

Computar una obra implica cuantificar todos los factores y elementos necesarios para su ejecución, identificando materiales, mano de obra y equipos requeridos, y agrupándolos en rubros de naturaleza semejante, que a su vez se dividen en ítems. Presupuestar una obra, por su parte, consiste en estimar su costo previo a la ejecución, aplicando distintos métodos según el grado de precisión requerido, entre los más utilizados se encuentran:

- *Presupuesto por comparación*: este método permite obtener un precio aproximado considerando el nivel de calidad de la obra y los precios vigentes en el mercado, siendo la unidad más utilizada el metro cuadrado de construcción, aunque pueden emplearse otros criterios según el tipo de proyecto; debe aplicarse con precaución, ya que la comparación solo será válida si existen similitudes en función, calidad y ubicación de las obras comparadas.
- *Presupuesto por suma de partidas globales*: en este enfoque, el constructor actúa como coordinador de subcontratistas, solicitando presupuestos a distintas empresas especializadas; al consolidar estos valores y sumar los gastos generales y el margen de beneficio, se obtiene el presupuesto total del proyecto.
- *Presupuesto por análisis de precios unitarios*: es el método más detallado, ya que desglosa de manera ordenada cada partida en base al cómputo métrico; consiste en determinar el precio unitario de cada ítem, de modo que el presupuesto final surge de la suma de los valores de todas las unidades requeridas, siendo este enfoque el más adecuado cuando se requiere una estimación minuciosa y precisa.

El cómputo y presupuesto a nivel de anteproyecto de las alternativas propuestas se elaboró mediante el análisis de precios unitarios, tomando en cuenta los valores vigentes de materiales, mano de obra y maquinaria correspondientes al mes de septiembre de 2025.

### 5.7.1. ETAPAS DEL PROCEDIMIENTO

El procedimiento para determinar el precio final de la obra consta de tres etapas principales: cómputo, costo unitario y elaboración del presupuesto.

#### Cómputo

El cómputo consiste en mensurar cada uno de los trabajos ejecutados en la obra, con el objetivo de establecer el costo total de la misma o de sus partes, y de determinar la cantidad de materiales necesarios para su ejecución.

Para su elaboración se consideran las partes físicas elementales de la obra, aplicando operaciones matemáticas y geométricas para determinar longitudes, superficies y volúmenes y según el estado del proyecto puede ser:

- **Sobre planos**: para estimar el valor de la obra.
- **Sobre obra en construcción**: para habilitar pagos parciales o certificaciones.
- **Sobre obra terminada**: con fines de tasación, fijación de renta o certificación final.

La exactitud aumenta según la disponibilidad de información; el cómputo sobre obra terminada es el más preciso, mientras que el realizado sobre planos requiere experiencia y conlleva

mayores riesgos. En esta etapa de anteproyecto, el cómputo se realiza sobre planos, considerando las partes más representativas de la obra.

### Costo unitario

El costo unitario o “costo-costo” comprende la suma de:

- **Materiales**: calculados “al pie de obra”, considerando precio en origen, transporte, carga y descarga.
- **Mano de obra**: basada en rendimiento y salarios, siguiendo los valores de la UOCRA (Unión Obrera de la Construcción de la República Argentina) e incluyendo cargas sociales.
- **Equipos**: maquinarias, herramientas y medios auxiliares que incrementan la productividad.

El costo unitario de cada ítem se obtiene sumando estos componentes según las mediciones del cómputo.

### Elaboración del presupuesto

Para calcular el presupuesto final, al costo unitario se adicionan:

- **Gastos generales**: no imputables a un ítem específico, se clasifican en directos, correspondientes a la propia obra, e indirectos, correspondientes a la empresa; se consideró un 15 % sobre el costo-costo.
- **Beneficio**: rédito económico del contratista, que generalmente equivale al 10% del costo total de la obra, calculado sobre la suma del costo directo y los gastos generales.
- **Impuestos**: gravámenes de orden nacional, provincial y municipal, aplicables sobre el costo total; en la estimación de costos se consideraron los tributos correspondientes al régimen impositivo vigente, aplicando un impuesto al valor agregado (IVA) del 21% sobre los costos directos e indirectos y un impuesto a los ingresos brutos con una alícuota del 3,7%, conforme a la legislación tributaria de la provincia de Corrientes.

### 5.7.2. PRESUPUESTO FINAL

Con el fin de evaluar integralmente las distintas opciones planteadas, se desarrolló el cómputo y presupuesto detallado de cada una de las cuatro alternativas de solución, teniendo en cuenta sus diferencias técnicas, constructivas y de alcance.

- **Alternativa 1**: construcción de un embalse e incorporación de las adecuaciones hidráulicas necesarias en la entrada a la estación de bombeo para su vinculación. (Anexo Presupuestos, A.F.2)
- **Alternativa 2**: construcción de un embalse y ensanchamiento de la sección del canal existente revestido en hormigón, contemplando las adecuaciones hidráulicas necesarias tanto en el canal como en la entrada a la estación de bombeo. (Anexo Presupuestos, A.F.3)
- **Alternativa 3**: construcción de un embalse y ensanchamiento de la sección del canal existente sin revestimiento, considerando las adecuaciones hidráulicas correspondientes en el canal y en la entrada a la estación de bombeo. (Anexo Presupuestos, A.F.3)

- **Alternativa 4:** construcción de un embalse y ejecución de un canal paralelo de conducción, desarrollado de manera independiente pero funcionalmente vinculado al sistema principal, incluyendo las adecuaciones hidráulicas en la vinculación del canal y en la entrada a la estación de bombeo. (Anexo Presupuestos, A.F.4)

Los cálculos correspondientes al cómputo, análisis de precios unitarios y presupuesto se detallan en el Anexo Presupuestos; a modo de ejemplo, se expone el procedimiento realizado, acompañado por la tabla de cómputo del embalse (tabla 5.3) y el análisis de precios unitarios del ítem 3.1: *terraplén con compactación especial* (tabla 5.4).

### OBRA: EMBALSE

RUBRO	ÍTEM	DENOMINACIÓN	UNIDAD	COMPUTO	CANTIDAD
<b>1</b>	<b>TRABAJO PRELIMINAR</b>				
1.1	Cartel de Obra		gl		1,00
1.2	Obrador		m <sup>2</sup>		15,00
1.3	Trazo y replanteo de obra superficial		m <sup>2</sup>		3.025,00
1.4	Limpieza del terreno		m <sup>2</sup>		3.630,00
<b>2</b>	<b>MOVIMIENTO DE SUELOS</b>				
2.1	Excavación no clasificada		m <sup>3</sup>		3.850,00
2.2	Transporte general (Hasta 25tn y 200km)		tnkm		45.045,00
<b>3</b>	<b>EMBALSE</b>				
3.1	Terraplen con compactación especial		m <sup>3</sup>		1.476,00
3.2	Compactación		m <sup>2</sup>		2.500,00
3.3	Perfilado y compactación de taludes		m <sup>2</sup>		1.200,00
3.4	Revestimiento vegetal		m <sup>2</sup>		1.200,00
<b>4</b>	<b>ADECUACIÓN HIDRÁULICA</b>				
4.1	Estación de bombeo		gl		1,00
4.2	Conducto de vinculación a estación de bombeo PEAD Ø600mm		ml		50,00
<b>5</b>	<b>OTROS</b>				
5.1	Señalización y seguridad de obra		m <sup>2</sup>		4.356,00
5.2	Limpieza final de obra y retiro de escombros		m <sup>2</sup>		3.920,40

**Tabla 5.3.** Computo para la ejecución de la alternativa 1 (fuente: elaboración propia)

RUBRO: Embalse	UN	RENDIMIENTO	\$	
<b>ITEM: Terraplén con compactación especial</b>	m <sup>3</sup>	300,000	\$	<b>30.030,23</b>
<b>MATERIALES</b>			\$	<b>13.390,33</b>
Suelo seleccionado	\$/m <sup>3</sup>	1,00	\$	13.390,33
<b>MANO DE OBRA</b>			\$	<b>2.453,95</b>
Oficial Especializado	\$/jor	0,010	\$	84.280,00
Oficial	\$/jor	0,017	\$	72126,82
Ayudante	\$/jor	0,007	\$	61.355,84
<b>EQUIPO</b>			\$	<b>14.185,94</b>
Rodillo liso vibrante - 70	\$/jor	0,003	\$	376.801,62
Camion tanque de agua - 140	\$/jor	0,003	\$	555.556,04
Camion volcador - 140	\$/jor	0,007	\$	546.141,81
Motobomba c/manguera - 15	\$/jor	0,003	\$	30.926,09
Motoniveladora - 143	\$/jor	0,003	\$	1.132.801,10
Tractor neumático - 102	\$/jor	0,003	\$	347.363,17
Rastra	\$/jor	0,003	\$	179.926,92
Rodillo neumático autopropulsado - 94	\$/jor	0,003	\$	599,76
				1.800,42

**Tabla 5.4.** Precio unitario ítem “terraplén con compactación especial” (fuente: elaboración propia).

A partir de los valores resultantes del cómputo y del análisis de precios unitarios, se determina el presupuesto final aplicando los distintos incrementos sobre el costo directo, tales como gastos generales, beneficios e impuestos (tabla 5.6); en este contexto, el coeficiente resumen representa la relación entre el presupuesto final y el costo directo, reflejando el factor global de multiplicación necesario para obtener el monto total de la obra (tabla 5.5).

COEFICIENTE RESUMEN		
C-C		1
Gastos Generales	15%	0,15
<b>Subtotal<sub>1</sub></b>		1,15
Beneficios	10%	0,115
<b>Subtotal<sub>2</sub></b>		1,265
Impuestos	24,7%	0,312
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>		<b>1,58</b>

**Tabla 5.5.** Coeficiente resumen (fuente: elaboración propia).

ALTERNATIVA	PRESUPUESTO TOTAL (ARS\$)
EMBALSE	\$407.845.638,09
EMBALSE Y CANAL DE HORMIGÓN	\$753.235.811,84
EMBALSE Y CANAL MIXTO	\$504.166.733,27
EMBALSE Y CANAL PARALELO	\$477.321.084,94

**Tabla 5.6.** Presupuesto total para cada alternativa propuesta (fuente: elaboración propia).

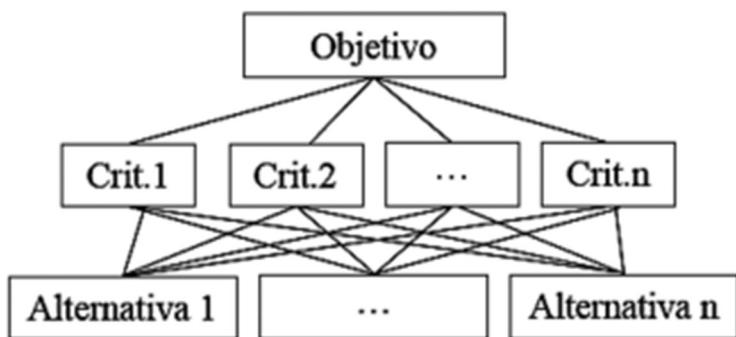
# CAPÍTULO 6

**SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA**

## 6.1. ANÁLISIS MULTIOBJETIVO

### 6.1.1. MÉTODO DE ANÁLISIS JERÁRQUICO

El método de análisis jerárquico (AHP, por sus siglas en inglés Analytic Hierarchy Process) es una herramienta de apoyo a la toma de decisiones concebida para abordar problemas complejos que involucran múltiples alternativas y criterios, en los cuales las decisiones no pueden basarse únicamente en datos cuantitativos, sino que también requieren la incorporación de juicios cualitativos y valoraciones subjetivas (Saaty, 1980). Este enfoque representa el problema mediante una jerarquía (figura 6.1.) en la que el objetivo se ubica en la cúspide, los criterios en niveles intermedios y las alternativas en la base, de manera que se facilite la comparación sistemática de los elementos respecto a cada criterio (Mendoza et al., 2019).



**Figura 6.1.** Estructura jerárquica (fuente: Mendoza et al., 2018, *Aplicación del proceso de jerarquía analítica (AHP) para la toma de decisión con juicios de expertos*).

Una vez establecida la jerarquía, se realizan comparaciones por pares entre los elementos de cada nivel para determinar su influencia sobre los elementos del nivel superior, lo que permite elaborar matrices de juicio que, mediante procedimientos matemáticos, generan vectores de prioridad que reflejan el peso de cada criterio y la valoración de cada alternativa. Para homogeneizar las valoraciones se utiliza la escala de Saaty, que asigna valores del 1 al 9 para expresar la importancia relativa de dos elementos, donde 1 indica igual importancia, 5 mayor importancia de un elemento sobre otro y 9 una importancia extremadamente superior (Mendoza et al., 2019), y la integración de los pesos de los criterios con las evaluaciones de las alternativas permite finalmente obtener un ranking que facilita la identificación de la opción más conveniente.

### 6.1.2. CRITERIOS

Los criterios a través de los cuales se evaluaron las alternativas de solución presentadas en el capítulo anterior son:

- Operación hidráulica:** mide el desempeño de cada alternativa en relación con su capacidad de evacuación y regulación de caudales, valorando especialmente su incidencia en la reducción de tramos sobrecargados y, en consecuencia, en la disminución de anegamientos.

- b. **Inversión inicial:** corresponde al costo derivado del cómputo y presupuesto de obra y se considera un criterio fundamental, ya que incide directamente en la factibilidad económica del proyecto y en la optimización de los recursos disponibles.
- c. **Construcción:** evalúa la facilidad de ejecución de la obra en términos de disponibilidad de materiales y equipos, grado de complejidad de los trabajos, accesibilidad al sitio, posibles interferencias con servicios existentes y plazos estimados de ejecución.
- d. **Operación y mantenimiento:** considera las demandas que implica la operación y el mantenimiento de cada alternativa a lo largo de su vida útil, incluyendo la disponibilidad de recursos, la necesidad de personal especializado, los costos asociados y la capacidad de garantizar un funcionamiento seguro, eficiente y continuo del sistema.

Para determinar la relevancia de cada uno de ellos, se construyó una matriz de comparaciones por pares (tabla 6.1) en la que cada criterio fue evaluado frente a los demás mediante valores que reflejan su importancia relativa; posteriormente cada elemento se dividió por la suma de su respectiva columna para obtener una matriz normalizada (tabla 6.2), calculando luego el promedio de cada fila con el fin de determinar el peso relativo o la prioridad dentro del proceso de decisión.

	OPERACIÓN HIDRAULICA	INVERSIÓN INICIAL	CONSTRUCCIÓN	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
OPERACIÓN HIDRAULICA	1	2	4	4
INVERSIÓN INICIAL	0,5	1	3	2
CONSTRUCCIÓN	0,25	0,333	1	1
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	0,25	0,5	1	1
SUMATORIA	2,00	3,83	9,00	8,00

Tabla 6.1. Matriz de comparaciones de criterios (fuente: elaboración propia).

					SUMATORIA
OPERACIÓN HIDRÁULICA	0,50	0,52	0,44	0,50	0,49
INVERSIÓN INICIAL	0,25	0,26	0,33	0,25	0,27
CONSTRUCCIÓN	0,13	0,09	0,11	0,13	0,11
OPERACIÓN MANTENIMIENTO	0,13	0,13	0,11	0,13	0,12

Tabla 6.2. Normalización de la Matriz de comparación (fuente: elaboración propia).

Del análisis se concluye que el comportamiento hidráulico (0,49) constituye el factor más relevante en la evaluación, seguido por la inversión inicial (0,27), mientras que la construcción (0,11) y la operación y mantenimiento (0,12) ejercen una influencia menor; esto indica que la eficiencia en la evacuación y regulación de caudales, junto con la reducción de sobrecargas y anegamientos, debe considerarse el criterio principal para orientar la selección de la solución más adecuada.

### 6.1.3. ALTERNATIVAS

Las alternativas de diseño propuestas se compararon siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, presentándose en las tablas las valoraciones individuales asignadas a cada una conforme a los criterios establecidos.

	ALT. 1	ALT. 2	ALT. 3	ALT. 4
ALT. 1	<b>1,00</b>	0,40	0,25	0,70
ALT. 2	2,50	<b>1,00</b>	0,50	1,50
ALT. 3	4,00	2,00	<b>1,00</b>	2,50
ALT. 4	1,43	0,67	0,40	<b>1,00</b>
<b>SUMA</b>	8,93	4,07	2,15	5,70
<b>K=1 /SUMA</b>	0,11	0,25	0,47	0,18
<b>K NORMALIZADO</b>	<b>0,11</b>	<b>0,25</b>	<b>0,47</b>	<b>0,18</b>

**Tabla 6.3.** Matriz de ponderación según comportamiento hidráulico  
 (fuente: elaboración propia).

	ALT. 1	ALT. 2	ALT. 3	ALT. 4
ALT. 1	<b>1,00</b>	3,00	2,00	1,20
ALT. 2	0,33	<b>1,00</b>	0,50	0,40
ALT. 3	0,50	2,00	<b>1,00</b>	0,80
ALT. 4	0,83	2,50	1,25	<b>1,00</b>
<b>SUMATORIA</b>	2,67	8,50	4,75	3,40
<b>1/SUMATORIA</b>	0,38	0,12	0,21	0,29
<b>NORM.</b>	<b>0,38</b>	<b>0,12</b>	<b>0,21</b>	<b>0,29</b>

**Tabla 6.4.** Matriz de ponderación según inversión inicial  
 (fuente: elaboración propia).

	ALT. 1	ALT. 2	ALT. 3	ALT. 4
ALT. 1	<b>1,00</b>	3,00	2,00	1,50
ALT. 2	0,33	<b>1,00</b>	0,80	0,20
ALT. 3	0,50	1,25	<b>1,00</b>	0,40
ALT. 4	0,67	5,00	2,50	<b>1,00</b>
<b>SUMATORIA</b>	2,50	10,25	6,30	3,10
<b>1/SUMATORIA</b>	0,40	0,10	0,16	0,32
<b>NORM.</b>	<b>0,40</b>	<b>0,10</b>	<b>0,16</b>	<b>0,32</b>

**Tabla 6.5.** Matriz de ponderación según construcción  
 (fuente: elaboración propia).

	ALT. 1	ALT. 2	ALT. 3	ALT. 4
<b>ALT. 1</b>	<b>1,00</b>	0,60	0,80	0,70
<b>ALT. 2</b>	1,67	<b>1,00</b>	2,00	1,50
<b>ALT. 3</b>	1,25	0,50	<b>1,00</b>	0,80
<b>ALT. 4</b>	1,43	0,67	1,25	<b>1,00</b>
<b>SUMATORIA</b>	5,35	2,77	5,05	4,00
<b>1/SUMATORIA</b>	0,19	0,36	0,20	0,25
<b>NORM.</b>	<b>0,19</b>	<b>0,36</b>	<b>0,20</b>	<b>0,25</b>

**Tabla 6.6.** Matriz de ponderación según operación y mantenimiento  
(fuente: elaboración propia).

#### 6.1.4. RESULTADOS

Para obtener el resultado final (tabla 6.9) , se calculó el producto matricial entre la matriz de valoración final y el autovector de la matriz de comparación.

OPERACIÓN HIDRAULICA	INVERSIÓN INICIAL	CONSTRUCCIÓN	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
ALT. 1	0,11	0,38	0,40
ALT. 2	0,25	0,12	0,10
ALT. 3	0,47	0,21	0,16
ALT. 4	0,18	0,29	0,32

**Tabla 6.7.** Matriz de valoración final  
(fuente: elaboración propia).

PESO	
OPERACIÓN HIDRÁULICA	<b>0,49</b>
INVERSIÓN INICIAL	<b>0,27</b>
CONSTRUCCIÓN	<b>0,11</b>
OPERACIÓN MANTENIMIENTO	<b>0,12</b>

**Tabla 6.8.** Autovector de la matriz de comparación  
(fuente: elaboración propia).

	VALORACION	RANKING
ALT. 1	0,23	<b>3</b>
ALT. 2	0,21	<b>4</b>
ALT. 3	0,33	<b>1</b>
ALT. 4	0,23	<b>2</b>

**Tabla 6.9.** Resultado final  
(fuente: elaboración propia).

La alternativa 3 (embalse + canal mixto) se posiciona como la opción más eficiente, con una valoración de 32% y el primer lugar en el ranking obtenido mediante el método de análisis jerárquico, resultado que se encuentra respaldado por el análisis hidráulico, ya que su elevada capacidad de conducción ( $8,22 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y un diseño que optimiza el uso de materiales le confieren ventajas tanto en rendimiento como en factibilidad constructiva, evidenciando que esta alternativa satisface de manera equilibrada los criterios de eficiencia hidráulica, inversión, constructibilidad y operación y mantenimiento establecidos en la evaluación.

# CAPÍTULO 7

## RECOMENDACIONES

## 7.1. RECOMENDACIONES FINALES

A modo de recomendaciones se proponen diversas acciones y actividades orientadas a mejorar el funcionamiento del sistema de desagües pluviales de Goya.

### 7.1.1. CONCIENTIZACIÓN E INFORMACIÓN A LA COMUNIDAD

La sostenibilidad a largo plazo de las obras propuestas depende en gran medida de la colaboración de la comunidad, por lo que resulta primordial desarrollar acciones de sensibilización y participación ciudadana orientadas al uso adecuado de los recursos a través de la educación formal e informal.



**Figura 7.1.** Residuos sólidos en el canal Circunvalación  
(fuente: elaboración propia).

El inadecuado manejo de los residuos sólidos, que genera la obstrucción de los desagües, constituye una problemática del sistema actual que debe situarse como eje central de las campañas de concientización.

Se propone:

- Incorporar a instituciones educativas en programas de educación ambiental, con visitas guiadas y talleres prácticos que vinculen el conocimiento técnico con la realidad territorial.
- Difundir material educativo mediante cartelería en espacios públicos, medios digitales y redes sociales, explicando de manera sencilla la función del canal y del embalse como elementos clave en la defensa contra inundaciones resaltando su valor comunitario.
- Organizar jornadas comunitarias de limpieza preventiva en tramos accesibles del canal, especialmente en los meses previos a la temporada de lluvias intensas.
- Fomentar la conformación de grupos barriales que actúen como observadores activos del sistema, notificando obstrucciones, daños o situaciones de riesgo.

- Convocar a representantes comunitarios a reuniones anuales donde se presenten resultados de monitoreo y se recojan sugerencias para mejorar la gestión.

### **7.1.2. MONITOREO Y MANTENIMIENTO**

El correcto funcionamiento del sistema depende no solo de su capacidad hidráulica de diseño, sino también de su conservación y de su integración con el entorno urbano, por lo que se recomienda implementar un protocolo de monitoreo periódico que permita anticipar deterioros y preservar la funcionalidad de las obras, incluyendo evaluaciones hidráulicas cada cinco años o con mayor frecuencia ante cambios en el régimen de lluvias, el uso del suelo o la dinámica urbana, verificando que el canal mantenga la sección hidráulica efectiva y que el embalse conserve su capacidad de almacenamiento proyectada.

- El canal conserve la sección hidráulica efectiva prevista en el diseño.
- El embalse mantenga la capacidad de almacenamiento útil proyectada.

Complementariamente, se recomienda:

- Programar dragados cuando la pérdida de capacidad del embalse supere un umbral definido (por ejemplo, el 10 % del volumen útil).
- Conservar un volumen libre en el embalse antes del inicio de la temporada de lluvias intensas, permitiendo una respuesta más eficiente ante crecidas súbitas.
- Mantener una cobertura vegetal controlada en taludes y bordes de canales con revestimiento natural, evitando procesos de erosión superficial y el desarrollo de raíces profundas que puedan comprometer la estabilidad estructural.
- Realizar campañas periódicas de batimetría para estimar la acumulación de sedimentos en el embalse y definir estrategias de remoción.
- Monitorear la proliferación de vegetación acuática que pueda reducir la capacidad hidráulica y afectar la calidad del agua, especialmente en períodos de baja circulación.
- Instalar rejillas en la entrada de la cámara de la estación de bombeo para retener residuos flotantes, facilitando su retiro periódico y evitando el ingreso de materiales que puedan dañar los equipos electromecánicos.
- Actualizar el mapa de susceptibilidad a inundaciones de Goya para orientar el ordenamiento territorial, evitando el asentamiento urbano en zonas bajas o inundables y estableciendo criterios que obliguen a los desarrolladores y propietarios a asumir las responsabilidades correspondientes en caso de construir en áreas de riesgo hídrico.

### **7.1.3. FORTALECIMIENTO INSTITUCIONAL Y PLANIFICACIÓN ESTRATÉGICA**

Para garantizar la sostenibilidad operativa del sistema pluvial y su adaptación ante escenarios futuros, se recomienda avanzar en medidas de fortalecimiento institucional, planificación territorial y articulación interjurisdiccional.

- Consolidar un marco normativo local que regule el uso del suelo en zonas de influencia del sistema pluvial, incorporando restricciones a rellenos, construcciones y actividades que puedan alterar el escurrimiento natural o comprometer la infraestructura
- Diseñar un Plan Integral de Drenaje Pluvial que integre las obras existentes, las proyecciones de crecimiento urbano y los escenarios climáticos futuros, permitiendo una planificación de largo plazo.

- Establecer convenios con universidades y centros de investigación para el desarrollo de estudios hidrológicos, modelaciones y propuestas de mejora continua, promoviendo la innovación y la formación técnica local.
- Gestionar financiamiento externo (provincial, nacional o internacional) para obras complementarias, adquisición de equipamiento y capacitación del personal técnico.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bonfanti, O. R., & Subunidad Central Coordinadora para la Emergencia (S.U.C.C.E.). (1995). *Plan Director de la ciudad de Goya, Corrientes*.
- Sub Unidad Ejecutora Provincial (SUEP). (2014). *Servicios de asistencia técnica para la formulación del proyecto ejecutivo de los drenajes pluviales secundarios y terciarios de la ciudad de Goya - Provincia de Corrientes* (Informe del préstamo B.I.R.F. 7382 AR).
- INDEC (2022). *Los municipios de la provincia de Corrientes*. Estadísticas básicas. Buenos Aires: Departamento de publicaciones del INDEC, Argentina.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Editorial Mc - Graw – Hill Interamericana. Santa Fe de Bogotá (Colombia).
- López Granados, E., Mendoza, M., & Bocco, G. (2010). Cobertura vegetal y uso del terreno. En L. S. Cram & I. Galicia (Eds.), *Atlas de la cuenca del lago de Cuitzeo: un análisis de la geografía del lago y su entorno socioambiental* (pp. 54–59). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Zalechak, R. J., Basualdo, R., & Ruberto, A. (2017). Estudio de la evolución de la impermeabilidad y su impacto hidrológico en la cuenca urbana de la Laguna Arazá, Resistencia, Chaco. *XXVI Congreso Nacional del Agua*.
- Clemente, M. T., Bianucci, S. P., & Depetris, C. A. (2002). La relación entre la impermeabilidad y densidad poblacional en áreas urbanas: Sector norte de la ciudad de Resistencia, Chaco. *VIII Reunión de Comunicaciones Científicas y Tecnológicas de la UNNE*.
- Pilar, J. V., Depetris, C., Broner, S., & Ruberto, A. (2007). Actualización y análisis de las curvas IDF en el Área Metropolitana del Gran Resistencia. *Actas del XXI Congreso Nacional del Agua*.
- Penco, J. J. (2008). Tormentas de diseño para la provincia de Entre Ríos. *Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concordia*.
- U.S. Environmental Protection Agency. (2005). *Storm Water Management Model (SWMM) Version 5: User's Manual*. Washington, DC: EPA.
- Riccardi, G. A. (2004). *Hidrología en medios antropizados*. Maestría en Recursos Hídricos de Llanura, Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, Universidad Nacional de Rosario.
- Saaty, T. L. (1980). *The analytic hierarchy process: Planning, priority setting, resource allocation*. McGraw-Hill.
- Mendoza, A., Solano, C., Palencia, D., & García, D. (2019). Aplicación del proceso de jerarquía analítica (AHP) para la toma de decisión con juicios de expertos. *Ingeniare. Revista chilena de ingeniería*, 27(3), 348–360.



# ANEXO

## PRESUPUESTOS

## A\_F.1 ANÁLISIS DE PRECIOS

### A\_F.1.1 TRABAJO PRELIMINAR

RUBRO: Trabajo preliminar	UN	RENDIMIENTO			
ITEM: Cartel de obra	gl	1,000			\$ 1.484.647,79
<b>MATERIALES</b>					\$ 1.280.811,17
Cartel de obra	\$/m2	7,20	\$ 173.661,75	\$ 1.250.364,63	
Poste eucalipto	\$/ml	18,00	\$ 1.691,47	\$ 30.446,54	
<b>MANO DE OBRA</b>					\$ 184.067,52
Ayudante	\$/jor	3,000	\$ 61.355,84	\$ 184.067,52	
<b>EQUIPO</b>					\$ 19.769,10
Equipos y herramientas menores	\$/jor	3,000	\$ 6.589,70	\$ 19.769,10	

RUBRO: Trabajo preliminar	UN	RENDIMIENTO			
ITEM: Obrador	m2	15,000			\$ 74.743,36
<b>MATERIALES</b>					\$ 54.749,10
Obrador	\$/m2	1,00	\$ 54.749,10	\$ 54.749,10	
<b>MANO DE OBRA</b>					\$ 17.797,69
Ayudante	\$/jor	0,133	\$ 61.355,84	\$ 8.180,78	
Oficial	\$/jor	0,133	\$ 72.126,82	\$ 9.616,91	
Oficial Especializado	\$/jor	0,067	\$ 84.280,00	\$ 5.618,67	
<b>EQUIPO</b>					\$ 2.196,57
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,333	\$ 6.589,70	\$ 2.196,57	

RUBRO: Trabajo preliminar	UN	RENDIMIENTO			
ITEM: Trazo y replanteo de obra superficial	m2	500,000			\$ 773,39
<b>MATERIALES</b>					\$ -
-	-	\$ -			\$ -
<b>MANO DE OBRA</b>					\$ 659,41
Oficial Especializado	\$/jor	0,002	\$ 84.280,00	\$ 168,56	
Ayudante	\$/jor	0,008	\$ 61.355,84	\$ 490,85	
<b>EQUIPO</b>					\$ 113,98
Equipo de mensura	\$/jor	0,002	\$ 56.992,00	\$ 113,98	

RUBRO: Trabajo preliminar	UN	RENDIMIENTO			
ITEM: Limpieza del terreno	m2	200,000			\$ 2.010,85
<b>MATERIALES</b>					\$ -
-	-	\$ -			\$ -
<b>MANO DE OBRA</b>					\$ 974,19
Oficial	\$/jor	0,005	\$ 72.126,82	\$ 360,63	
Ayudante	\$/jor	0,010	\$ 61.355,84	\$ 613,56	
<b>EQUIPO</b>					\$ 1.036,66
Minicargadora - 68	\$/jor	0,003	\$ 388.303,45	\$ 970,76	
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,010	\$ 6.589,70	\$ 65,90	

**A\_F.1.2 MOVIMIENTO DE SUELOS**

<b>RUBRO:</b> Movimiento de suelos	<b>UN</b>	<b>RENDIMIENTO</b>			
<b>ITEM:</b> Excavacion no clasificada	<b>m3</b>	<b>350,000</b>	<b>\$</b>	<b>17.771,96</b>	
<b>MATERIALES</b>			<b>\$</b>	<b>-</b>	
-	-		\$	-	\$
<b>MANO DE OBRA</b>			<b>\$</b>	<b>832,20</b>	
Oficial Especializado	\$/jor	0,006	\$	84.280,00	\$ 481,60
Ayudante	\$/jor	0,006	\$	61.355,84	\$ 350,60
<b>EQUIPO</b>			<b>\$</b>	<b>16.939,76</b>	
Excavadora - 150	\$/jor	0,006	\$	1.484.720,90	\$ 8.484,12
Cargador frontal - 100	\$/jor	0,003	\$	774.906,60	\$ 2.214,02
Camion volcador - 140	\$/jor	0,011	\$	546.141,81	\$ 6.241,62

<b>RUBRO:</b> Movimiento de suelos	<b>UN</b>	<b>RENDIMIENTO</b>			
<b>ITEM:</b> Excavación para canales	<b>m3</b>	<b>450,000</b>	<b>\$</b>	<b>5.681,71</b>	
<b>MATERIALES</b>			<b>\$</b>	<b>-</b>	
-	-		\$	-	\$
<b>MANO DE OBRA</b>			<b>\$</b>	<b>459,98</b>	
Oficial Especializado	\$/jor	0,002	\$	84.280,00	\$ 187,29
Ayudante	\$/jor	0,004	\$	61.355,84	\$ 272,69
<b>EQUIPO</b>			<b>\$</b>	<b>5.221,73</b>	
Retroexcavadora - 115	\$/jor	0,002	\$	1.257.494,29	\$ 2.794,43
Camion volcador - 140	\$/jor	0,004	\$	546.141,81	\$ 2.427,30

<b>RUBRO:</b> Movimiento de suelos	<b>UN</b>	<b>RENDIMIENTO</b>			
<b>ITEM:</b> Transporte general (Hasta 25tn y 200km)	<b>tnkm</b>	<b>40.000,000</b>	<b>\$</b>	<b>465,40</b>	
<b>MATERIALES</b>			<b>\$</b>	<b>432,00</b>	
Cubierta camión 275/80 R22.5 149/146m	\$/un	0,00	\$	960.000,00	\$ 432,00
<b>MANO DE OBRA</b>			<b>\$</b>	<b>4,21</b>	
Oficial Especializado	\$/jor	0,000	\$	84.280,00	\$ 4,21
<b>EQUIPO</b>			<b>\$</b>	<b>29,19</b>	
Balanza	\$/jor	0,000	\$	89.050,00	\$ 2,23
Camion semiremolque - 150	\$/jor	0,000	\$	539.220,10	\$ 26,96

**A\_F.1.3 EMBALSE**

RUBRO: Embalse	UN	RENDIMIENTO			
ITEM: Terraplén con compactación especial	m3	300,000			\$ 30.030,23
<b>MATERIALES</b>					
Suelo seleccionado	\$/m3	1,00	\$	13.390,33	\$ 13.390,33
<b>MANO DE OBRA</b>					
Oficial Especializado	\$/jor	0,010	\$	84.280,00	\$ 842,80
Oficial	\$/jor	0,017	\$	72.126,82	\$ 1.202,11
Ayudante	\$/jor	0,007	\$	61.355,84	\$ 409,04
<b>EQUIPO</b>					
Rodillo liso vibrante - 70	\$/jor	0,003	\$	376.801,62	\$ 1.256,01
Camion tanque de agua - 140	\$/jor	0,003	\$	555.556,04	\$ 1.851,85
Camion volcador - 140	\$/jor	0,007	\$	546.141,81	\$ 3.640,95
Motobomba c/manguera - 15	\$/jor	0,003	\$	30.926,09	\$ 103,09
Motoniveladora - 143	\$/jor	0,003	\$	1.132.801,10	\$ 3.776,00
Tractor neumático - 102	\$/jor	0,003	\$	347.363,17	\$ 1.157,88
Rastras	\$/jor	0,003	\$	179.926,92	\$ 599,76
Rodillo neumático autopropulsado - 94	\$/jor	0,003	\$	540.124,88	\$ 1.800,42

RUBRO: Embalse	UN	RENDIMIENTO			
ITEM: Compactación	m2	150,000			\$ 5.854,48
<b>MATERIALES</b>					
-	-	\$	-	\$	-
<b>MANO DE OBRA</b>					
Oficial Especializado	\$/jor	0,007	\$	84.280,00	\$ 561,87
Ayudante	\$/jor	0,007	\$	61.355,84	\$ 409,04
<b>EQUIPO</b>					
Aplanadora de 3 a 5 t	\$/jor	0,013	\$	362.973,13	\$ 4.839,64
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,007	\$	6.589,70	\$ 43,93

RUBRO: Embalse	UN	RENDIMIENTO			
ITEM: Perfilado y compactación de taludes	m2	150,000			\$ 12.384,04
<b>MATERIALES</b>					
Agua	\$/m3	0,70	\$	672,00	\$ 470,40
<b>MANO DE OBRA</b>					
Oficial Especializado	\$/jor	0,013	\$	84.280,00	\$ 1.123,73
Ayudante	\$/jor	0,013	\$	61.355,84	\$ 818,08
<b>EQUIPO</b>					
Aplanadora de 3 a 5 t	\$/jor	0,007	\$	362.973,13	\$ 2.419,82
Motoniveladora - 143	\$/jor	0,007	\$	1.132.801,10	\$ 7.552,01

RUBRO: Embalse	UN	RENDIMIENTO			
ITEM: Revestimiento vegetal	m2	150,000			\$ 3.778,42
<b>MATERIALES</b>					
Suelo seleccionado	\$/m3	0,05	\$	13.390,33	\$ 669,52
Suelo seleccionado	\$/m3	0,10	\$	13.390,33	\$ 1.339,03
<b>MANO DE OBRA</b>					
Oficial	\$/jor	0,007	\$	72.126,82	\$ 480,85
Ayudante	\$/jor	0,013	\$	61.355,84	\$ 818,08
<b>EQUIPO</b>					
Motobomba c/manguera - 15	\$/jor	0,007	\$	30.926,09	\$ 206,17
Depósito de agua	\$/jor	0,007	\$	19.947,20	\$ 132,98
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,020	\$	6.589,70	\$ 131,79

**A\_F.1.4 CANAL**

RUBRO: Canal	UN	RENDIMIENTO			\$	
ITEM: Perfilado y compactación de taludes	m2	150,000			\$	13.929,64
<b>MATERIALES</b>						
Agua	\$/m3	3,00	\$	672,00	\$	2.016,00
<b>MANO DE OBRA</b>						
Oficial Especializado	\$/jor	0,013	\$	84.280,00	\$	1.123,73
Ayudante	\$/jor	0,013	\$	61.355,84	\$	818,08
<b>EQUIPO</b>						
Aplanadora de 3 a 5 t	\$/jor	0,007	\$	362.973,13	\$	2.419,82
Motoniveladora - 143	\$/jor	0,007	\$	1.132.801,10	\$	7.552,01

RUBRO: Aguas	UN	RENDIMIENTO			\$	
ITEM: Revestimiento de H° en canal	m3	6,000			\$	403.059,59
<b>MATERIALES</b>						
Hormigon elaborado H-17	\$/m3	1,00	\$	143.662,60	\$	143.662,60
Pino elliotis encofrado	\$/pie2	238,56	\$	912,96	\$	217.795,74
Arena silicea	\$/m3	1,92	\$	22.954,85	\$	44.004,45
<b>MANO DE OBRA</b>						
Oficial Especializado	\$/jor	0,167	\$	84.280,00	\$	14.046,67
Oficial	\$/jor	0,167	\$	72.126,82	\$	12.021,14
Ayudante	\$/jor	0,333	\$	61.355,84	\$	20.451,95
<b>EQUIPO</b>						
Retroexcavadora - 115	\$/jor	0,167	\$	1.257.494,29	\$	209.582,38
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,500	\$	6.589,70	\$	3.294,85

RUBRO: Canal	UN	RENDIMIENTO			\$	
ITEM: Revestimiento vegetal	m2	150,000			\$	2.955,39
<b>MATERIALES</b>						
Suelo seleccionado	\$/m3	0,05	\$	13.390,33	\$	669,52
Semilla de cesped	\$/kg	0,10	\$	5.160,00	\$	516,00
<b>MANO DE OBRA</b>						
Oficial	\$/jor	0,007	\$	72.126,82	\$	480,85
Ayudante	\$/jor	0,013	\$	61.355,84	\$	818,08
<b>EQUIPO</b>						
Motobomba c/manguera - 15	\$/jor	0,007	\$	30.926,09	\$	206,17
Depósito de agua	\$/jor	0,007	\$	19.947,20	\$	132,98
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,020	\$	6.589,70	\$	131,79

**A\_F.1.5 ADECUACIÓN HIDRÁULICA**

<b>RUBRO:</b> Adecuación hidráulica	<b>UN</b>	<b>RENDIMIENTO</b>			
<b>ITEM:</b> Demolicion de talud	<b>m3</b>	<b>12,000</b>	\$	<b>128.472,38</b>	
<b>MATERIALES</b>			\$		
-	-		\$	-	\$ -
<b>MANO DE OBRA</b>			\$		<b>23.132,05</b>
Oficial	\$/jor	0,167	\$	72.126,82	\$ 12.021,14
Medio Oficial	\$/jor	0,167	\$	66.665,48	\$ 11.110,91
<b>EQUIPO</b>			\$		<b>105.340,33</b>
Retroexcavadora - 115	\$/jor	0,083	\$	1.257.494,29	\$ 104.791,19
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,083	\$	6.589,70	\$ 549,14

<b>RUBRO:</b> Adecuación hidráulica	<b>UN</b>	<b>RENDIMIENTO</b>			
<b>ITEM:</b> Estación de bombeo	<b>gl</b>	<b>1,000</b>	\$	<b>21.992.377,79</b>	
<b>MATERIALES</b>			\$		<b>1.118.401,52</b>
Hormigon elaborado H-25	\$/m3	3,80	\$	161.867,31	\$ 615.095,78
Barra torsionada ADN420	\$/kg	480,00	\$	727,80	\$ 349.343,07
Fenolico 18mm	\$/m2	22,80	\$	6.752,75	\$ 153.962,67
Pino elliotis encofrado	\$/pie2	191,52	\$	912,96	\$ 174.850,10
Arena silicea	\$/m3	5,50	\$	22.954,85	\$ 126.251,70
<b>MANO DE OBRA</b>			\$		<b>2.171.187,65</b>
Oficial Especializado	\$/jor	6,000	\$	84.280,00	\$ 505.680,00
Oficial	\$/jor	12,000	\$	72.126,82	\$ 865.521,89
Medio Oficial	\$/jor	12,000	\$	66.665,48	\$ 799.985,76
Ayudante	\$/jor	18,000	\$	61.355,84	\$ 1.104.405,12
<b>EQUIPO</b>			\$		<b>18.702.788,62</b>
Excavadora - 150	\$/jor	5,000	\$	1.484.720,90	\$ 7.423.604,50
Camion volcador - 140	\$/jor	10,000	\$	546.141,81	\$ 5.461.418,06
Aplanadora de 3 a 5 t	\$/jor	5,000	\$	362.973,13	\$ 1.814.865,65
Motomixer - 330	\$/jor	2,000	\$	1.237.470,78	\$ 2.474.941,56
Motoniveladora - 143	\$/jor	1,000	\$	1.132.801,10	\$ 1.132.801,10
Motobomba c/manguera - 5	\$/jor	5,000	\$	15.770,43	\$ 78.852,15
Equipos y herramientas menores	\$/jor	48,000	\$	6.589,70	\$ 316.305,60

<b>RUBRO:</b> Adecuación hidráulica	<b>UN</b>	<b>RENDIMIENTO</b>			
<b>ITEM:</b> Conducto de vinculacion a estacion de bombeo - PEAD Ø600	<b>ml</b>	<b>10,000</b>	\$	<b>928.203,39</b>	
<b>MATERIALES</b>			\$		<b>291.319,13</b>
Caño PEAD Ø600	\$/ml	1,00	\$	260.000,00	\$ 260.000,00
Hormigon elaborado H-21	\$/m3	0,10	\$	152.507,34	\$ 15.250,73
Suelo seleccionado	\$/m3	1,20	\$	13.390,33	\$ 16.068,40
<b>MANO DE OBRA</b>			\$		<b>49.688,12</b>
Oficial Especializado	\$/jor	0,200	\$	84.280,00	\$ 16.856,00
Oficial	\$/jor	0,200	\$	72.126,82	\$ 14.425,36
Ayudante	\$/jor	0,300	\$	61.355,84	\$ 18.406,75
<b>EQUIPO</b>			\$		<b>587.196,14</b>
Retroexcavadora - 115	\$/jor	0,100	\$	1.257.494,29	\$ 125.749,43
Grua de 30 t	\$/jor	0,100	\$	4.061.735,60	\$ 406.173,56
Camion volcador - 140	\$/jor	0,100	\$	546.141,81	\$ 54.614,18
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,100	\$	6.589,70	\$ 658,97

**A\_F.1.6 OTROS**

RUBRO: Otros	UN	RENDIMIENTO				
<b>ITEM: Señalización y seguridad de obra</b>	<b>m2</b>	<b>1.000,000</b>			<b>\$</b>	<b>941,73</b>
<b>MATERIALES</b>					<b>\$</b>	<b>873,79</b>
Cartel de obra	\$/m2	0,00	\$	173.661,75	\$	520,99
Equipamiento de seguridad de obra	\$/un	0,00	\$	117.600,00	\$	352,80
<b>MANO DE OBRA</b>					<b>\$</b>	<b>61,36</b>
Ayudante	\$/jor	0,001	\$	61.355,84	\$	61,36
<b>EQUIPO</b>					<b>\$</b>	<b>6,59</b>
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,001	\$	6.589,70	\$	6,59

RUBRO: Otros	UN	RENDIMIENTO				
<b>ITEM: Limpieza final de obra y retiro de escombros</b>	<b>m2</b>	<b>300,000</b>			<b>\$</b>	<b>1.544,58</b>
<b>MATERIALES</b>					<b>\$</b>	<b>-</b>
-	-			\$	-	-
<b>MANO DE OBRA</b>					<b>\$</b>	<b>853,48</b>
Medio Oficial	\$/jor	0,007	\$	66.665,48	\$	444,44
Ayudante	\$/jor	0,007	\$	61.355,84	\$	409,04
<b>EQUIPO</b>					<b>\$</b>	<b>691,10</b>
Minicargadora - 68	\$/jor	0,002	\$	388.303,45	\$	647,17
Equipos y herramientas menores	\$/jor	0,007	\$	6.589,70	\$	43,93

## A.F.2 EMBALSE

OBRA EMBALSE		UBICACIÓN RUTA NACIONAL 12, GOYA, CORRIENTES		MES septiembre 2025			PLAZO DE OBRA 90 días	
RUBRO	ITEM	DENOMINACION	COMPUTO	COSTO			INCIDENCIA	PLAZO (jor)
			UN CANT	\$ / UNIDAD	\$ / ITEM	\$ / RUBRO	% ITEM	% RUBRO
<b>1</b>	<b>TRABAJO PRELIMINAR</b>					<b>\$ 12.244.683,85</b>		<b>4,76%</b>
1.1	Cartel de obra		gl 1,00 \$	1.484.647,79 \$	1.484.647,79 \$		0,57%	1,00
1.2	Obrador		m2 15,00 \$	74.743,36 \$	1.121.150,38 \$		0,43%	1,00
1.3	Trazo y replanteo de obra superficial		m2 3.025,00 \$	773,39 \$	2.339.506,93 \$		0,90%	7,00
1.4	Limpieza del terreno		m2 3.630,00 \$	2.010,85 \$	7.299.378,75 \$		2,82%	19,00
<b>2</b>	<b>MOVIMIENTO DE SUELOS</b>					<b>\$ 89.386.059,88</b>		<b>34,57%</b>
2.1	Excavacion no clasificada		m3 3.850,00 \$	17.771,96 \$	68.422.060,34 \$		26,46%	11,00
2.2	Transporte general (Hasta 25tn y 200km)		tnkm 45.045,00 \$	465,40 \$	20.963.999,54 \$		8,11%	2,00
<b>3</b>	<b>EMBALSE</b>					<b>\$ 78.355.768,43</b>		<b>30,31%</b>
3.1	Terraplén con compactación especial		m3 1.476,00 \$	30.030,23 \$	44.324.617,71 \$		17,14%	5,00
3.2	Compactación		m2 2.500,00 \$	5.854,48 \$	14.636.196,67 \$		5,66%	17,00
3.3	Perfilado y compactación de taludes		m2 1.200,00 \$	12.384,04 \$	14.860.847,26 \$		5,75%	8,00
3.4	Revestimiento vegetal		m2 1.200,00 \$	3.778,42 \$	4.534.106,80 \$		1,75%	8,00
<b>4</b>	<b>ADECUACIÓN HIDRÁULICA</b>					<b>\$ 68.402.547,21</b>		<b>26,46%</b>
4.1	Estación de bombeo		gl 1,00 \$	21.992.377,79 \$	21.992.377,79 \$		8,51%	1,00
4.2	Conducto de vinculacion a estacion de bombeo - PEAD Ø600		ml 50,00 \$	928.203,39 \$	46.410.169,42 \$		17,95%	5,00
<b>5</b>	<b>OTROS</b>					<b>\$ 10.157.547,73</b>		<b>3,93%</b>
5.1	Señalización y seguridad de obra		m2 4.356,00 \$	941,73 \$	4.102.179,38 \$		1,59%	5,00
5.2	Limpieza final de obra y retiro de escombros		m2 3.920,40 \$	1544,58 \$	6.055.368,35 \$		2,34%	14,00
<b>COSTO-COSTO</b>							<b>\$ 258.546.607,09</b>	<b>100,00%</b>
<b>GASTOS GENERALES</b>							<b>\$ 38.781.991,06</b>	
<b>BENEFICIOS</b>							<b>\$ 29.732.859,82</b>	
<b>IMPUESTOS</b>							<b>\$ 80.784.180,12</b>	
<b>PRESUPUESTO FINAL</b>							<b>\$ 407.845.638,09</b>	

## A.F.3 EMBALSE Y CANAL DE HORMIGÓN

OBRA EMBALSE Y CANAL DE HORMIGON		UBICACIÓN RUTA NACIONAL 12, GOYA, CORRIENTES		MES septiembre 2025			PLAZO DE OBRA 180 días	
RUBRO	ITEM	DENOMINACION	COMPUTO	COSTO			INCIDENCIA	PLAZO (jor)
			UN CANT	\$ / UNIDAD	\$ / ITEM	\$ / RUBRO	% ITEM	% RUBRO
<b>1</b>	<b>TRABAJO PRELIMINAR</b>					<b>\$ 17.900.558,91</b>		<b>3,75%</b>
1.1	Cartel de obra		gl 1,00 \$	1.484.647,79 \$	1.484.647,79 \$		0,31%	1,00
1.2	Obrador		m2 15,00 \$	74.743,36 \$	1.121.150,38 \$		0,23%	1,00
1.3	Trazo y replanteo de obra superficial		m2 4.800,00 \$	773,39 \$	3.712.275,46 \$		0,78%	10,00
1.4	Limpieza del terreno		m2 5.760,00 \$	2.010,85 \$	11.582.485,29 \$		2,43%	29,00
<b>2</b>	<b>MOVIMIENTO DE SUELOS</b>					<b>\$ 66.352.763,50</b>		<b>13,90%</b>
2.1	Excavacion no clasificada		m3 2.200,00 \$	17.771,96 \$	39.098.320,19 \$		8,19%	7,00
2.2	Excavación para canales		m3 1.372,80 \$	5.681,71 \$	7.799.851,74 \$		1,63%	4,00
2.3	Transporte general (Hasta 25tn y 200km)		tnkm 41.801,76 \$	465,40 \$	19.454.591,57 \$		4,07%	2,00
<b>3</b>	<b>EMBALSE</b>					<b>\$ 63.500.814,65</b>		<b>13,30%</b>
3.1	Terraplén con compactación especial		m3 1.476,00 \$	30.030,23 \$	44.324.617,71 \$		9,28%	5,00
3.2	Compactación		m2 1.089,00 \$	5.854,48 \$	6.375.527,27 \$		1,34%	8,00
3.3	Perfilado y compactación de taludes		m2 792,00 \$	12.384,04 \$	9.808.159,19 \$		2,05%	6,00
3.4	Revestimiento vegetal		m2 792,00 \$	3.778,42 \$	2.992.510,49 \$		0,63%	6,00
<b>4</b>	<b>CANAL</b>					<b>\$ 210.281.731,03</b>		<b>44,04%</b>
4.1	Perfilado y compactación de taludes		m2 1.357,65 \$	12.384,04 \$	16.813.129,40 \$		3,52%	10,00
4.2	Revestimiento de Hº en canal		m3 480,00 \$	403.059,59 \$	193.468.601,63 \$		40,52%	80,00
<b>5</b>	<b>ADECUACIÓN HIDRÁULICA</b>					<b>\$ 103.347.035,43</b>		<b>21,64%</b>
5.1	Demolicion de talud		m3 272,00 \$	128.472,38 \$	34.944.488,22 \$		7,32%	23,00
5.2	Estación de bombeo		gl 1,00 \$	21.992.377,79 \$	21.992.377,79 \$		4,61%	1,00
5.3	Conducto de vinculacion a estacion de bombeo - PEAD Ø600		ml 50,00 \$	928.203,39 \$	46.410.169,42 \$		9,72%	5,00
<b>6</b>	<b>OTROS</b>					<b>\$ 16.117.761,68</b>		<b>3,38%</b>
6.1	Señalización y seguridad de obra		m2 6.912,00 \$	941,73 \$	6.509.243,31 \$		1,36%	7,00
6.2	Limpieza final de obra y retiro de escombros		m2 6.220,80 \$	1544,58 \$	9.608.518,37 \$		2,01%	21,00
<b>COSTO-COSTO</b>							<b>\$ 477.500.665,21</b>	<b>100,00%</b>
<b>GASTOS GENERALES</b>							<b>\$ 71.625.099,78</b>	
<b>BENEFICIOS</b>							<b>\$ 54.912.576,50</b>	
<b>IMPUESTOS</b>							<b>\$ 149.197.470,35</b>	
<b>PRESUPUESTO FINAL</b>							<b>\$ 753.235.811,84</b>	

## A.F.4 EMBALSE Y CANAL MIXTO

OBRA EMBALSE Y CANAL MIXTO			MES septiembre 2025			PLAZO DE OBRA 150 días	
RUBRO	ITEM	DENOMINACION	COMPUTO	COSTO		INCIDENCIA	PLAZO (jor)
			UN CANT	\$ / UNIDAD	\$ / ITEM	\$ / RUBRO	% ITEM % RUBRO
<b>1</b>	<b>TRABAJO PRELIMINAR</b>					<b>\$ 22.998.812,49</b>	<b>7,20%</b>
1.1	Cartel de obra	gl 1,00	\$ 1.484.647,79	\$ 1.484.647,79			0,46%
1.2	Obrador	m2 15,00	\$ 74.743,36	\$ 1.121.150,38			0,35%
1.3	Trazo y replanteo de obra superficial	m2 6.400,00	\$ 773,39	\$ 4.949.700,61			1,55%
1.4	Limpieza del terreno	m2 7.680,00	\$ 2.010,85	\$ 15.443.313,72			4,83%
<b>2</b>	<b>MOVIMIENTO DE SUELOS</b>					<b>\$ 86.327.783,12</b>	<b>27,01%</b>
2.1	Excavación no clasificada	m3 2.200,00	\$ 17.771,96	\$ 39.098.320,19			12,23%
2.2	Excavación para canales	m3 3.168,00	\$ 5.681,71	\$ 17.999.657,86			5,63%
2.3	Transporte general (Hasta 25tn y 200km)	tnkm 62.805,60	\$ 465,40	\$ 29.229.805,07			9,15%
<b>3</b>	<b>EMBALSE</b>					<b>\$ 63.500.814,65</b>	<b>19,87%</b>
3.1	Terraplén con compactación especial	m3 1.476,00	\$ 30.030,23	\$ 44.324.617,71			13,87%
3.2	Compactación	m2 1.089,00	\$ 5.854,48	\$ 6.375.527,27			1,99%
3.3	Perfilado y compactación de taludes	m2 792,00	\$ 12.384,04	\$ 9.808.159,19			3,07%
3.4	Revestimiento vegetal	m2 792,00	\$ 3.778,42	\$ 2.992.510,49			0,94%
<b>4</b>	<b>CANAL</b>					<b>\$ 21.942.885,66</b>	<b>6,87%</b>
4.1	Perfilado y compactación de taludes	m2 1.357,65	\$ 12.384,04	\$ 16.813.129,40			5,26%
4.2	Revestimiento vegetal	m2 1.357,65	\$ 3.778,42	\$ 5.129.756,26			1,61%
<b>5</b>	<b>ADECUACIÓN HIDRÁULICA</b>					<b>\$ 103.347.035,43</b>	<b>32,34%</b>
5.1	Demolicion de talud	m3 272,00	\$ 128.472,38	\$ 34.944.488,22			10,93%
5.2	Estación de bombeo	gl 1,00	\$ 21.992.377,79	\$ 21.992.377,79			6,88%
5.3	Conducto de vinculacion a estacion de bombeo - PEAD Ø600	ml 50,00	\$ 928.203,39	\$ 46.410.169,42			14,52%
<b>6</b>	<b>OTROS</b>					<b>\$ 21.490.348,91</b>	<b>6,72%</b>
6.1	Señalización y seguridad de obra	m2 9.216,00	\$ 941,73	\$ 8.678.991,08			2,72%
6.2	Limpieza final de obra y retiro de escombros	m2 8.294,40	\$ 1.544,58	\$ 12.811.357,83			4,01%
				<b>COSTO-COSTO</b>	<b>\$ 319.607.680,26</b>	<b>100,00%</b>	
				<b>GASTOS GENERALES</b>	<b>15,00%</b>	<b>\$ 47.941.152,04</b>	
				<b>BENEFICIOS</b>	<b>10,00%</b>	<b>\$ 36.754.883,23</b>	
				<b>IMPUESTOS</b>	<b>24,70%</b>	<b>\$ 99.863.017,74</b>	
<b>PRESUPUESTO FINAL</b>						<b>\$ 504.166.733,27</b>	

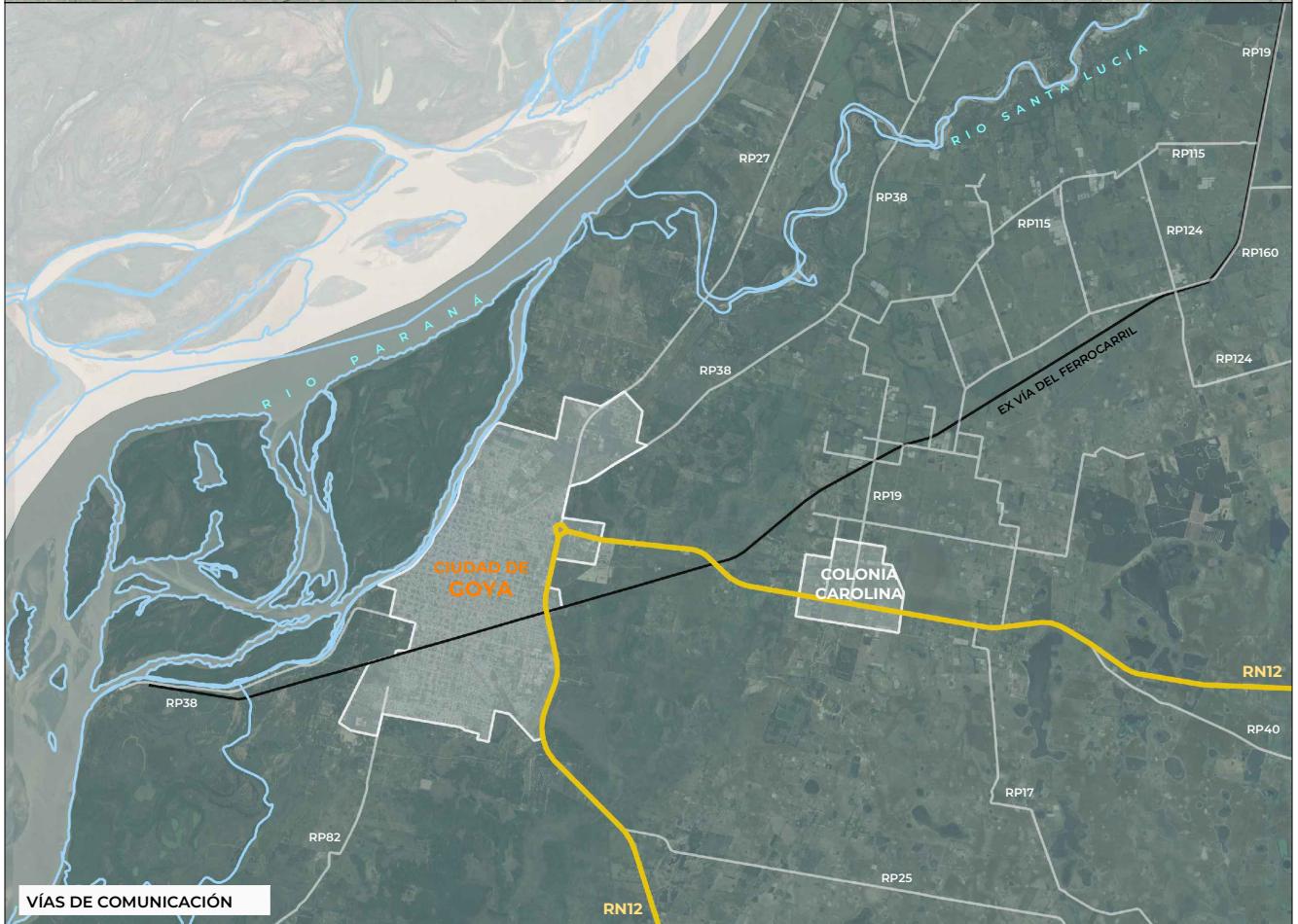
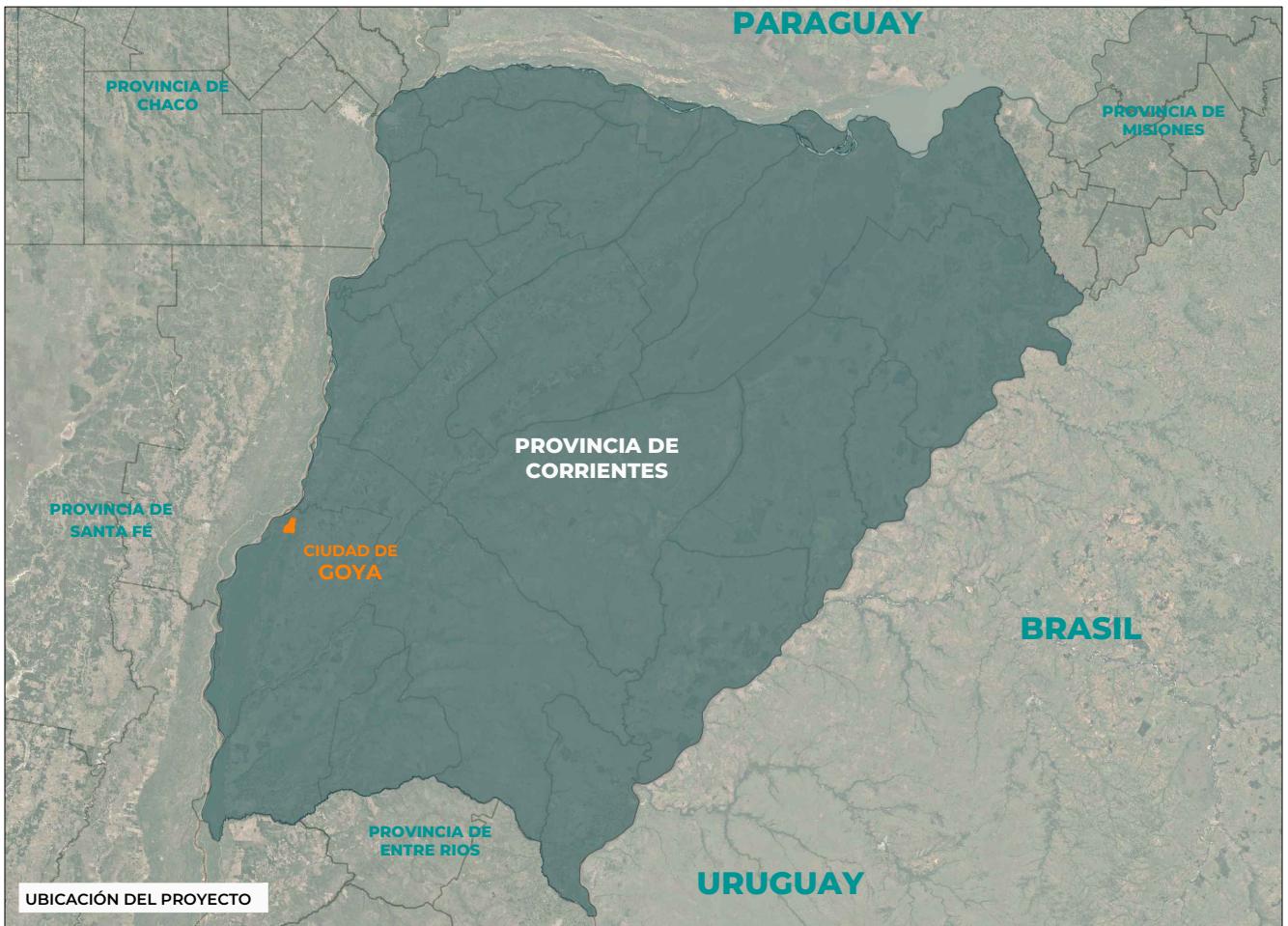
## A.F.5 EMBALSE Y CANAL PARALELO

OBRA EMBALSE Y CANAL PARALELO			MES septiembre 2025			PLAZO DE OBRA 150 días	
RUBRO	ITEM	DENOMINACION	COMPUTO	COSTO		INCIDENCIA	PLAZO (jor)
			UN CANT	\$ / UNIDAD	\$ / ITEM	\$ / RUBRO	% ITEM % RUBRO
<b>1</b>	<b>TRABAJO PRELIMINAR</b>					<b>\$ 21.469.336,42</b>	<b>7,10%</b>
1.1	Cartel de obra	gl 1,00	\$ 1.484.647,79	\$ 1.484.647,79			0,49%
1.2	Obrador	m2 15,00	\$ 74.743,36	\$ 1.121.150,38			0,37%
1.3	Trazo y replanteo de obra superficial	m2 5.920,00	\$ 773,39	\$ 4.578.473,06			1,51%
1.4	Limpieza del terreno	m2 7.104,00	\$ 2.010,85	\$ 14.285.065,19			4,72%
<b>2</b>	<b>MOVIMIENTO DE SUELOS</b>					<b>\$ 85.259.600,25</b>	<b>28,18%</b>
2.1	Excavación no clasificada	m3 2.200,00	\$ 17.771,96	\$ 39.098.320,19			12,92%
2.2	Excavación para canales	m3 3.072,00	\$ 5.681,71	\$ 17.454.213,68			5,77%
2.3	Transporte general (Hasta 25tn y 200km)	tnkm 61.682,40	\$ 465,40	\$ 28.707.066,38			9,49%
<b>3</b>	<b>EMBALSE</b>					<b>\$ 63.500.814,65</b>	<b>20,99%</b>
3.1	Terraplén con compactación especial	m3 1.476,00	\$ 30.030,23	\$ 44.324.617,71			14,65%
3.2	Compactación	m2 1.089,00	\$ 5.854,48	\$ 6.375.527,27			2,11%
3.3	Perfilado y compactación de taludes	m2 792,00	\$ 12.384,04	\$ 9.808.159,19			3,24%
3.4	Revestimiento vegetal	m2 792,00	\$ 3.778,42	\$ 2.992.510,49			0,99%
<b>4</b>	<b>CANAL PARALELO</b>					<b>\$ 43.885.771,32</b>	<b>14,50%</b>
4.1	Perfilado y compactación de taludes	m2 2.715,29	\$ 12.384,04	\$ 33.626.258,80			11,11%
4.2	Revestimiento vegetal	m2 2.715,29	\$ 3.778,42	\$ 10.259.512,52			3,39%
<b>5</b>	<b>ADECUACIÓN HIDRÁULICA</b>					<b>\$ 68.595.255,78</b>	<b>22,67%</b>
5.1	Demolicion de talud	m3 1,50	\$ 128.472,38	\$ 192.708,57			0,06%
5.2	Estación de bombeo	gl 1,00	\$ 21.992.377,79	\$ 21.992.377,79			7,27%
5.3	Conducto de vinculacion a estacion de bombeo - PEAD Ø600	ml 50,00	\$ 928.203,39	\$ 46.410.169,42			15,34%
<b>6</b>	<b>OTROS</b>					<b>\$ 19.878.572,74</b>	<b>6,57%</b>
6.1	Señalización y seguridad de obra	m2 8.524,80	\$ 941,73	\$ 8.028.066,75			2,65%
6.2	Limpieza final de obra y retiro de escombros	m2 7.672,32	\$ 1.544,58	\$ 11.850.505,99			3,92%
				<b>COSTO-COSTO</b>	<b>\$ 302.589.351,16</b>	<b>100,00%</b>	
				<b>GASTOS GENERALES</b>	<b>15,00%</b>	<b>\$ 45.388.402,67</b>	
				<b>BENEFICIOS</b>	<b>10,00%</b>	<b>\$ 34.797.775,38</b>	
				<b>IMPUESTOS</b>	<b>24,70%</b>	<b>\$ 94.545.555,72</b>	
<b>PRESUPUESTO FINAL</b>						<b>\$</b>	<b>477.321.084,94</b>

# **ANEXO**

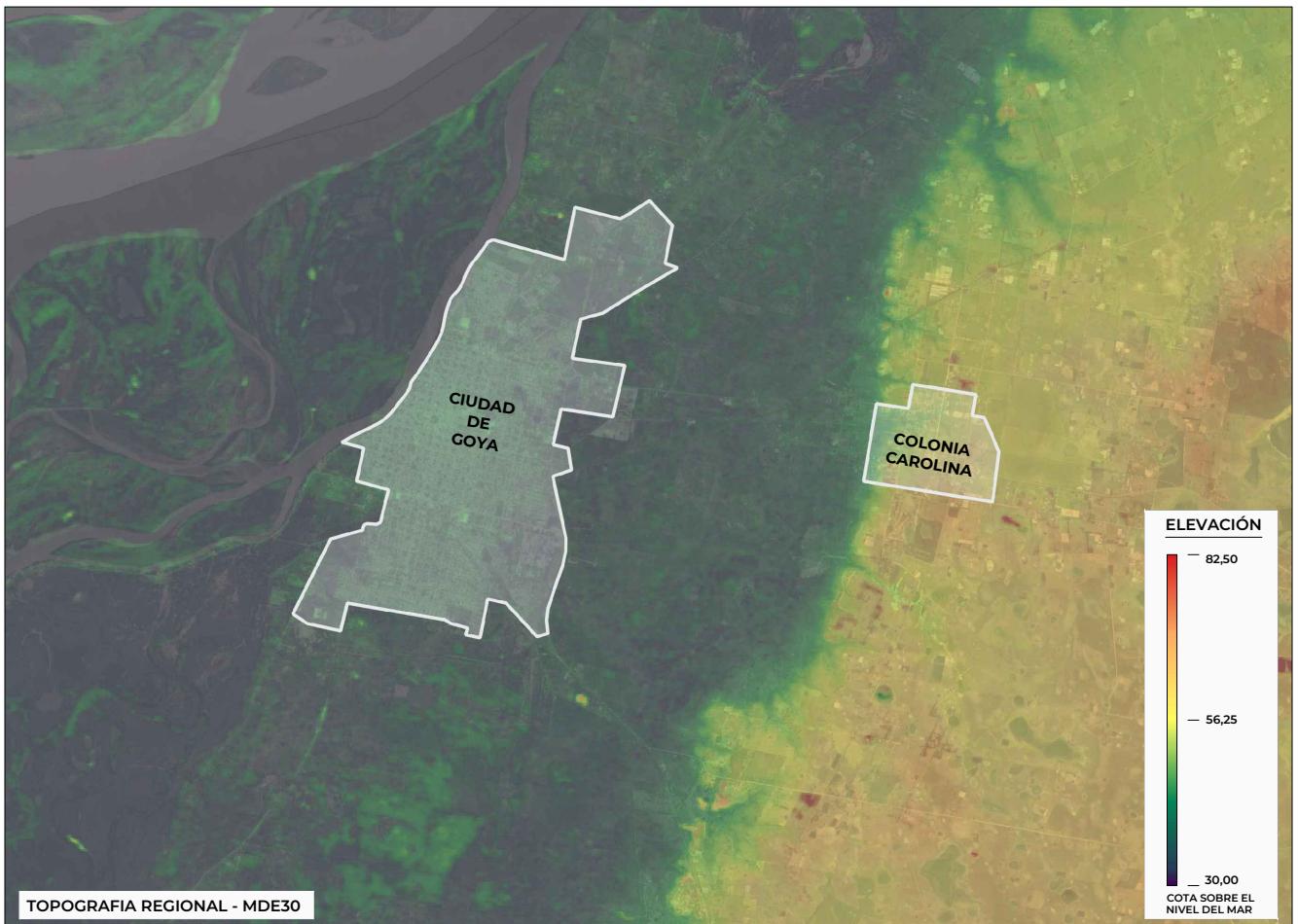
## **PLANOS**

Nº	DESCRIPCIÓN	ESCALA
01	ÁREA DE ESTUDIO	1:3.300.000 1:150.000
02	TOPOGRAFÍA Y DEFENSAS	1:120.000 1:60.000
03	ANEGACIONES HISTÓRICAS	1:60.000 1:60.000
04	HIDRODINÁMICA Y MÓDULOS URBANOS Y PERIURBANOS	1:80.000 1:100.000
05	USO DE SUELO Y RED DE DESAGÜES PLUVIALES	1:65.000 1:65.000
06	MODELADO HIDRÁULICO	1:25.000 1:2.500
07	DISPONIBILIDAD SUPERFICIAL	1:2.500 1:2.500
08	ALTERNATIVA 1: EMBALSE	1:1.000 1:250
09	ALTERNATIVA 2: RESERVORIO Y CANAL DE HORMIGÓN	1:5.000 1:1.000 1:150
10	ALTERNATIVA 3: RESERVORIO Y CANAL MIXTO	1:5.000 1:1.000 1:150
11	ALTERNATIVA 4: RESERVORIO Y CANAL PARALELO	1:5.000 1:1.000 1:150

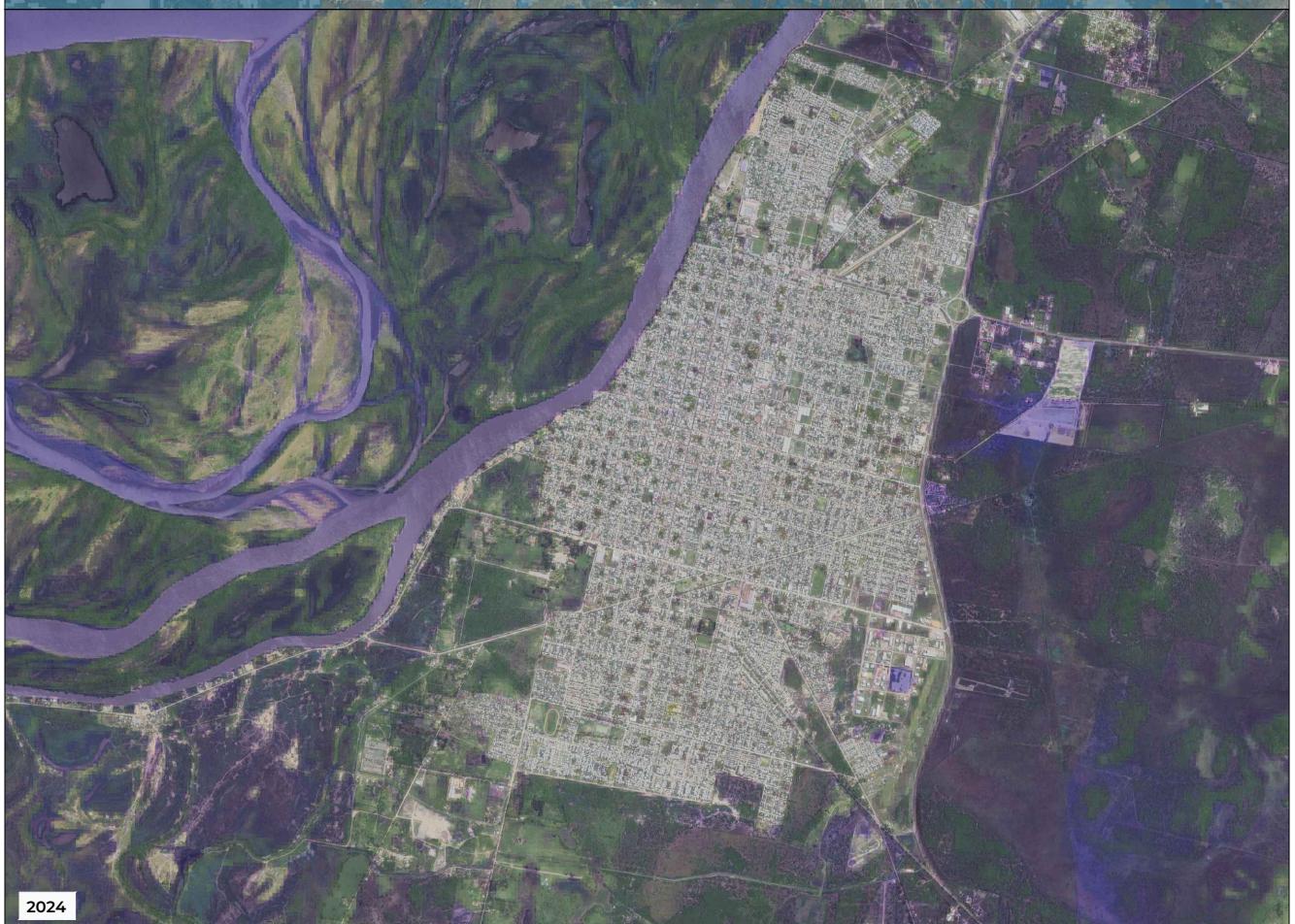
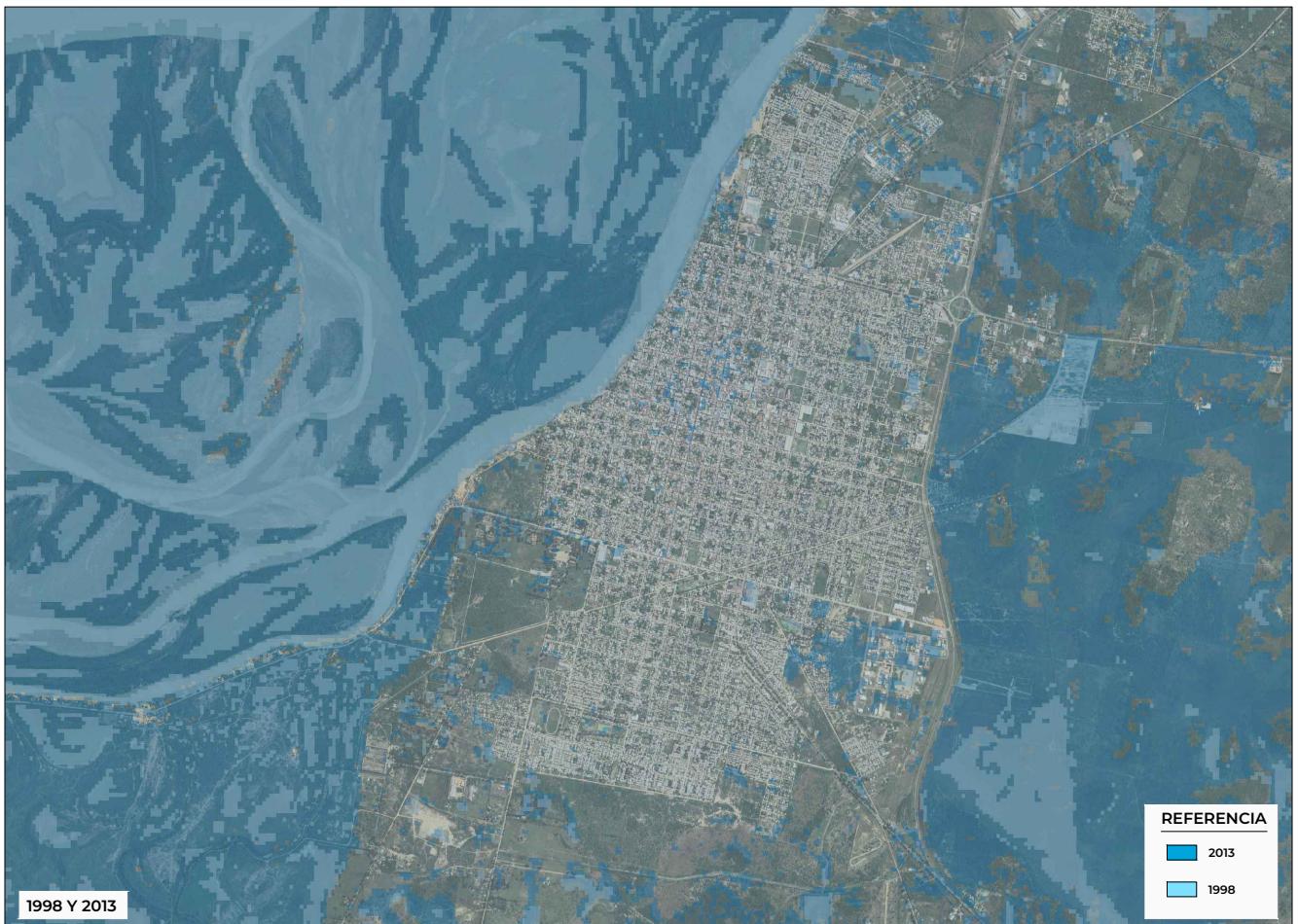


 <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <small>UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE</small>	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	Descripción	ÁREA DE ESTUDIO	
Integrantes	Vallejos Basterra, Belén Franco, Martín Mauricio	Fecha 30 de septiembre de 2025	Escala Arriba 1:3.300.000 Abajo 1:150.000

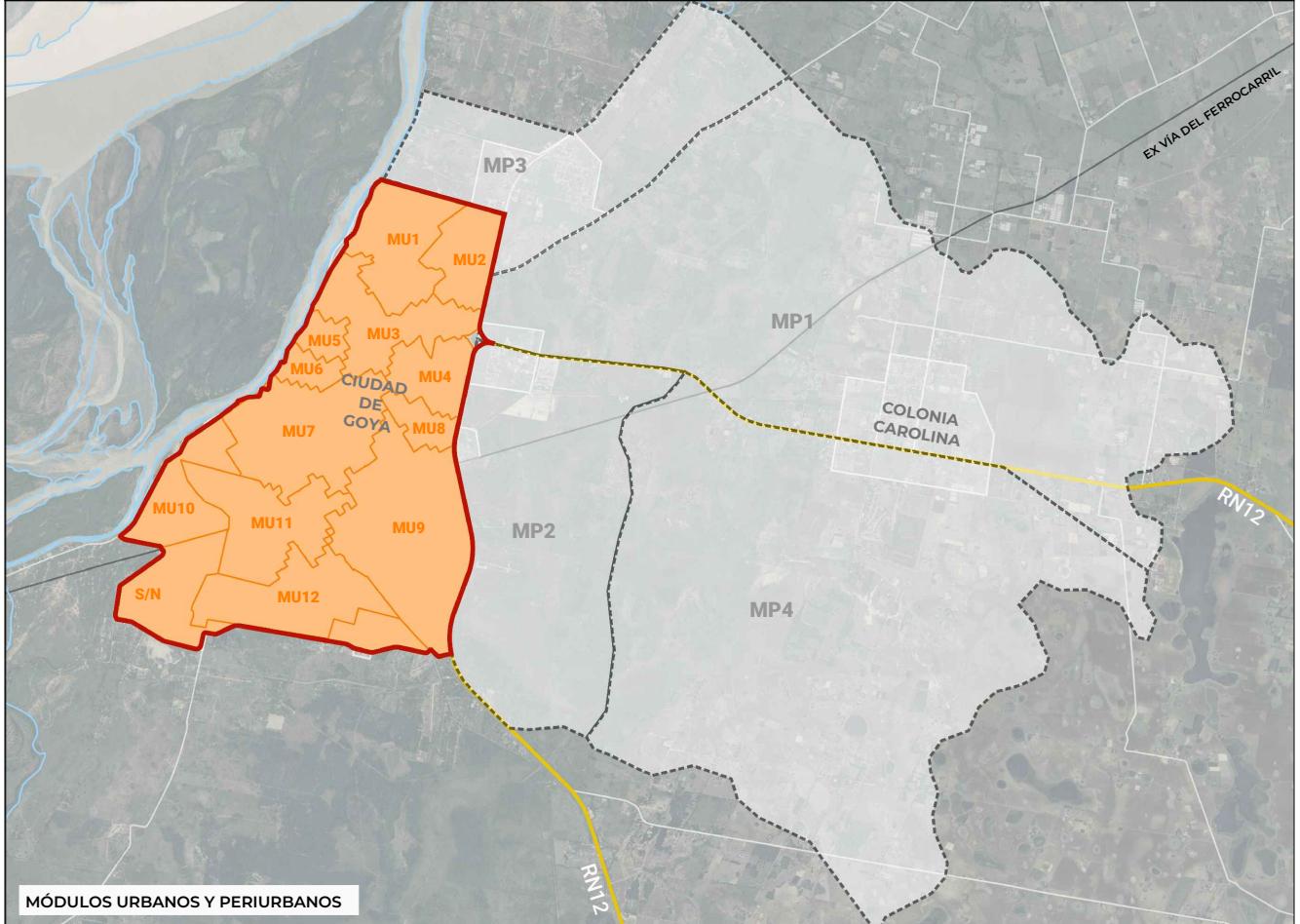
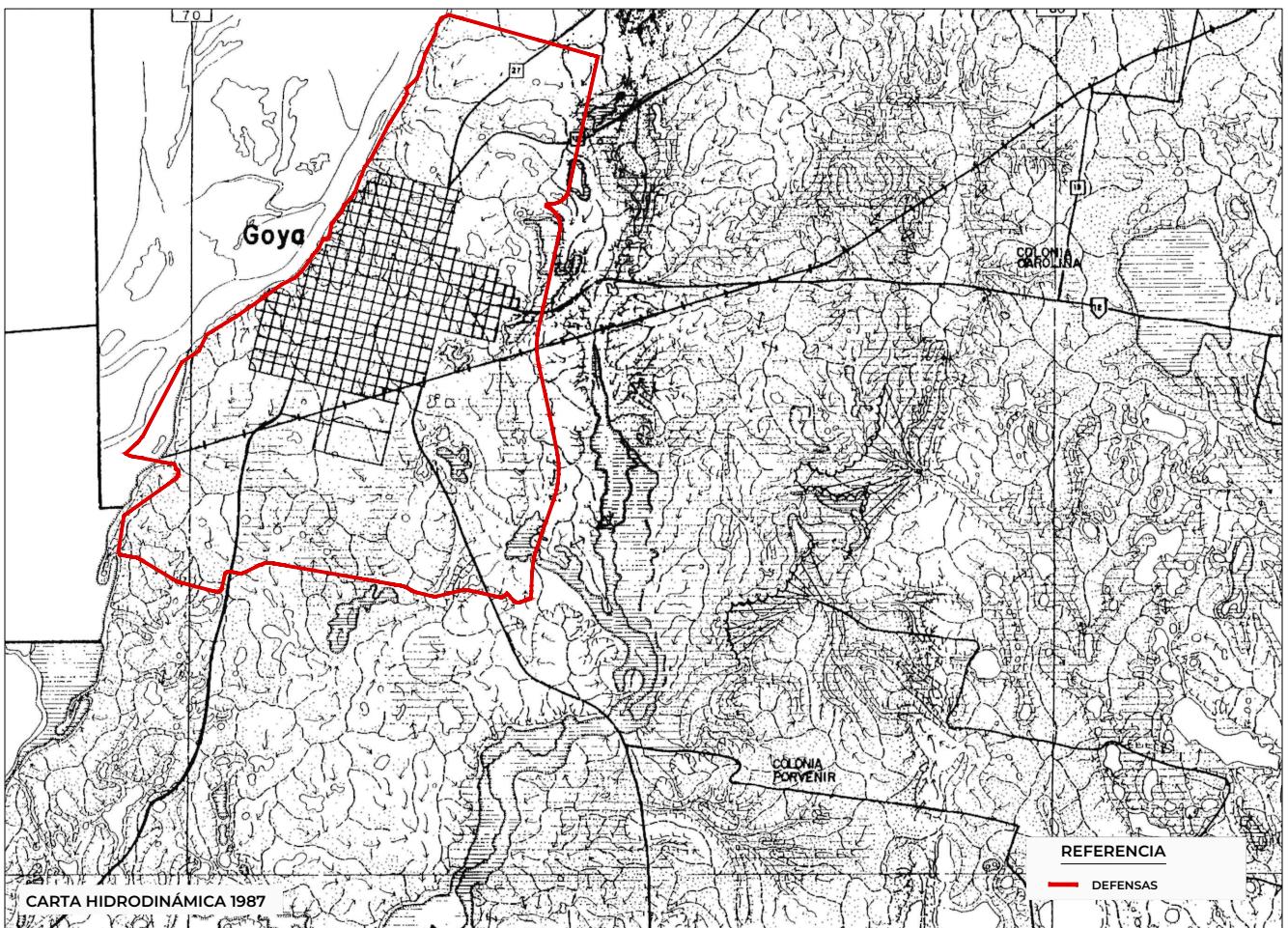
**01**



 <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <small>UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE</small>	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	Descripción	Fecha	
	TOPOGRAFÍA Y DEFENSAS	30 de septiembre de 2025	
Integrantes	Vallejos Basterra, Belén Franco, Martín Mauricio	Escala Arriba 1:120.000 Abajo 1:60.000	02

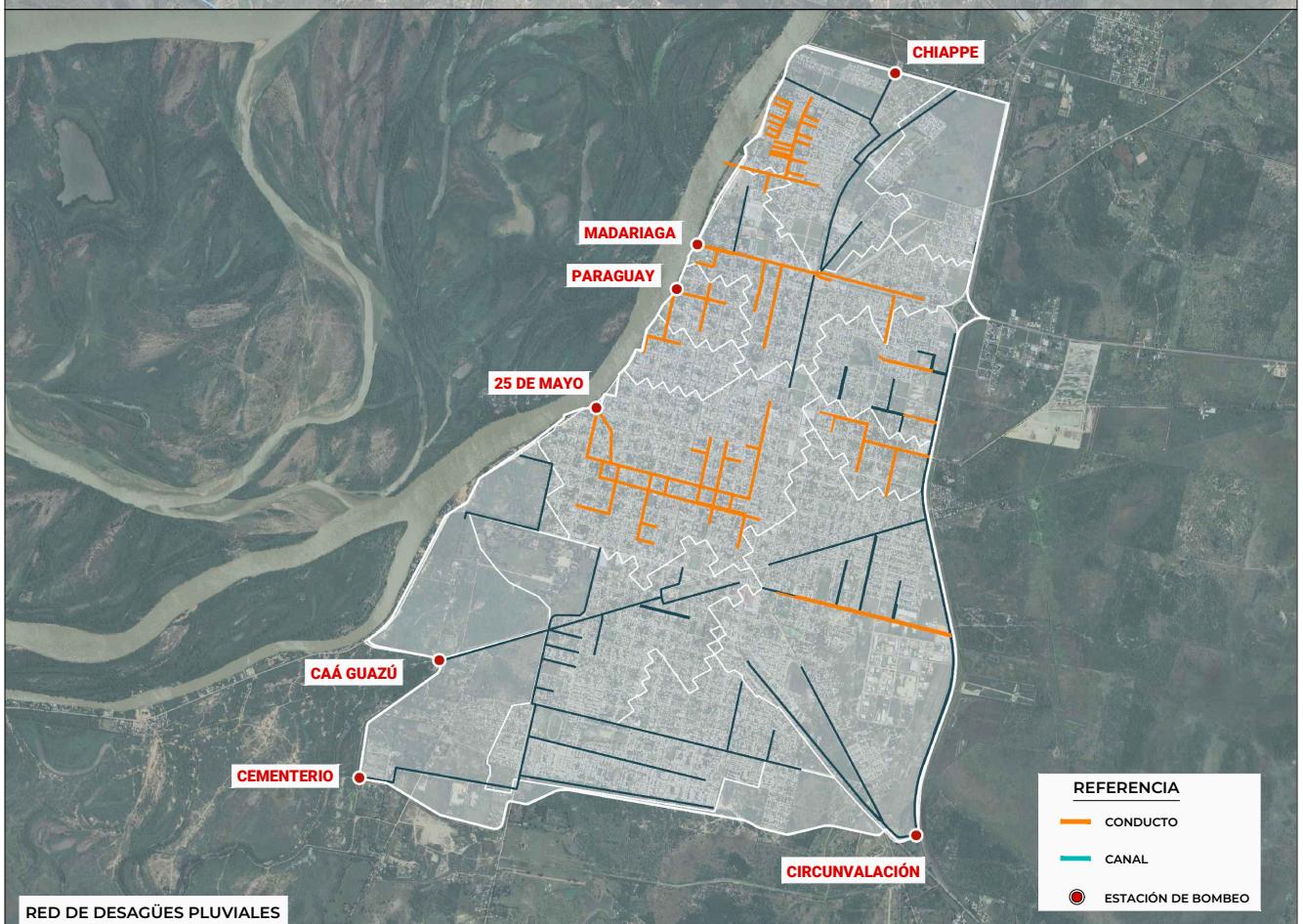
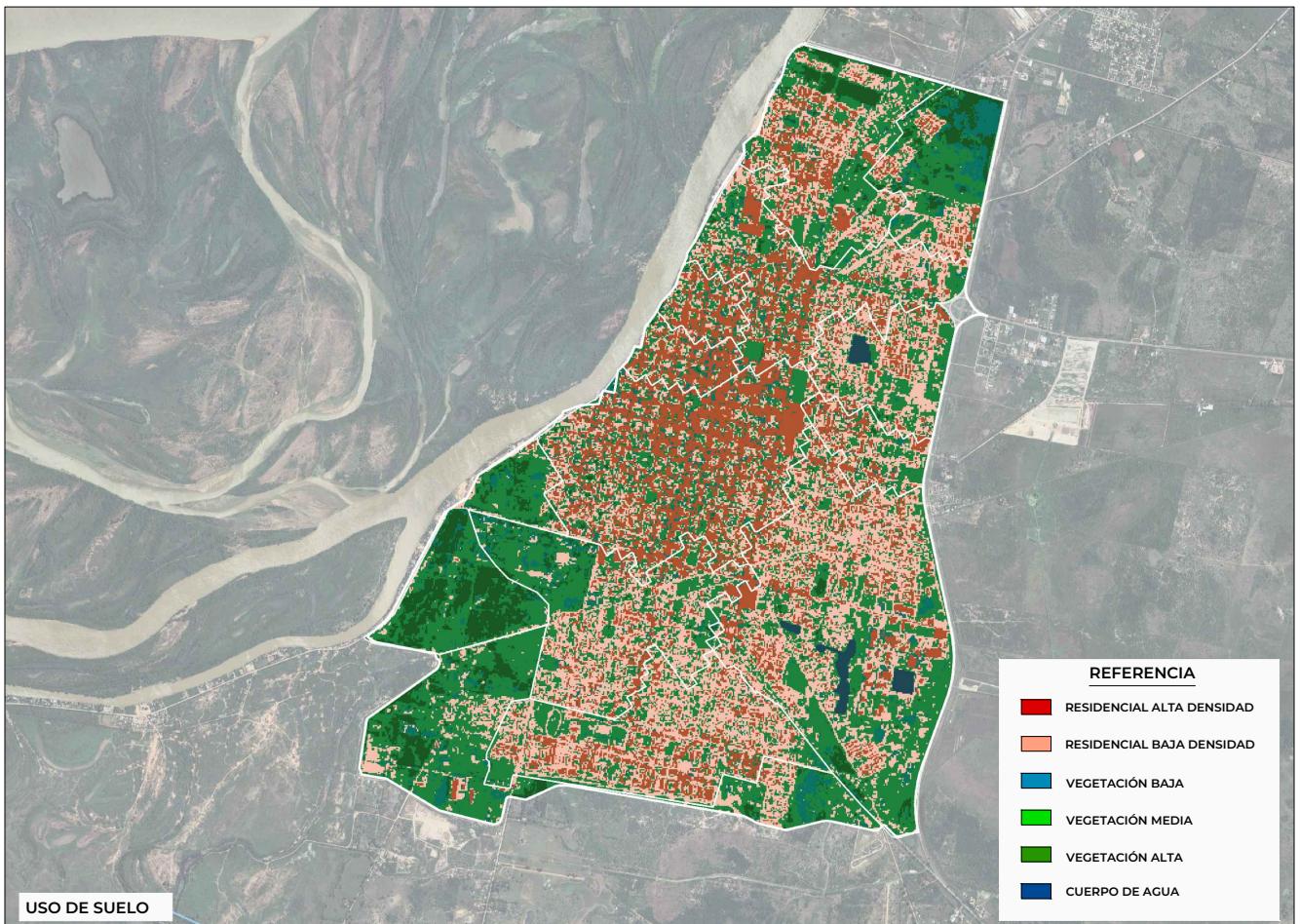


 <b>FACULTAD DE</b> <b>INGENIERÍA</b> <small>UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE</small>	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	Descripción	ANEGRACIONES HISTORICAS	
Integrantes	Vallejos Basterra, Belen Franco, Martin Mauricio	Fecha 30 de septiembre de 2025 Escala Arriba 1:60.000 Abajo 1:60.000	03



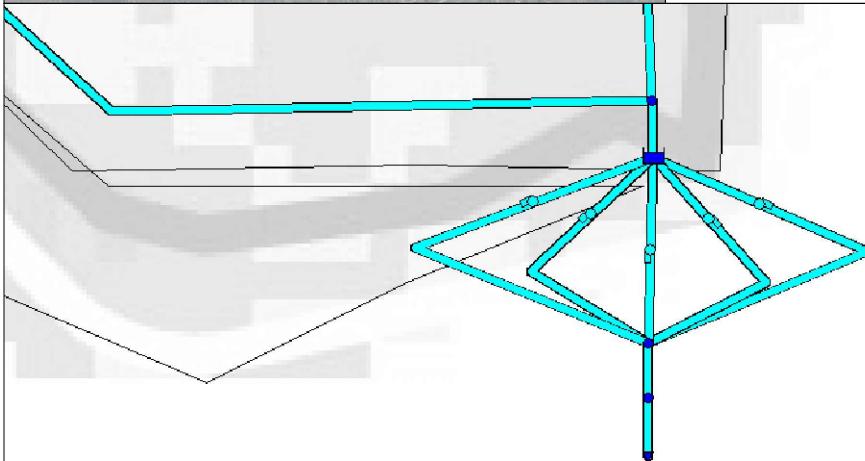
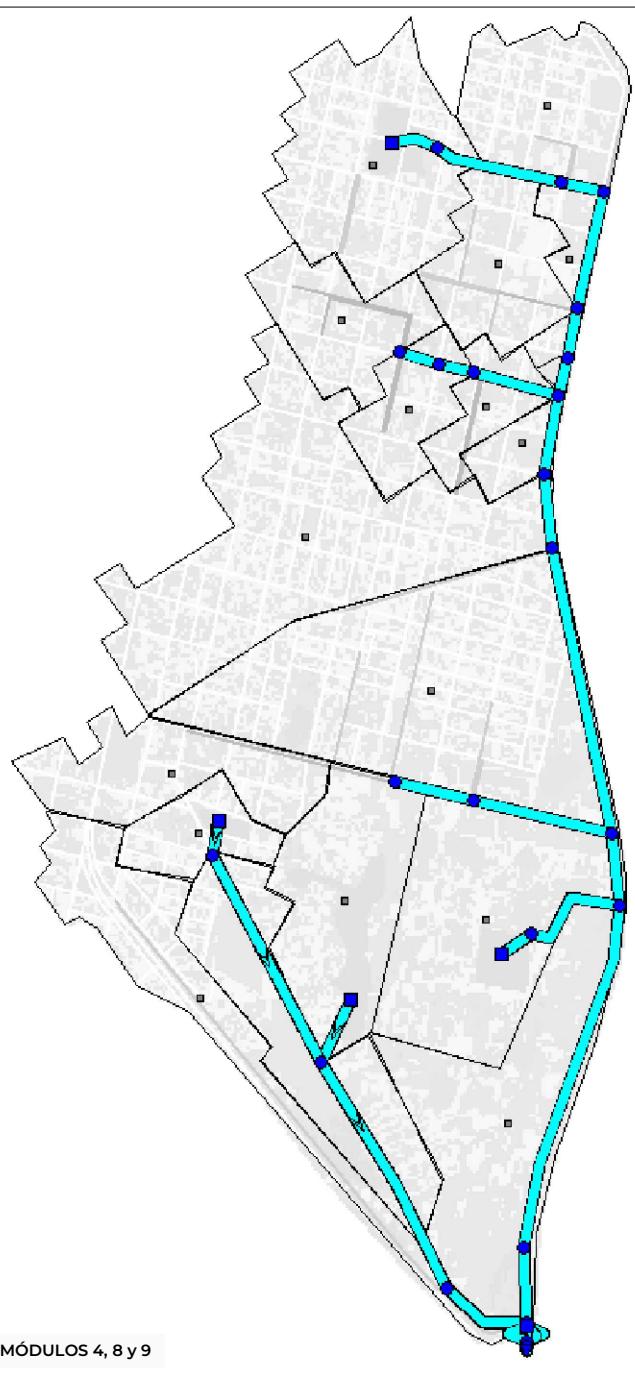
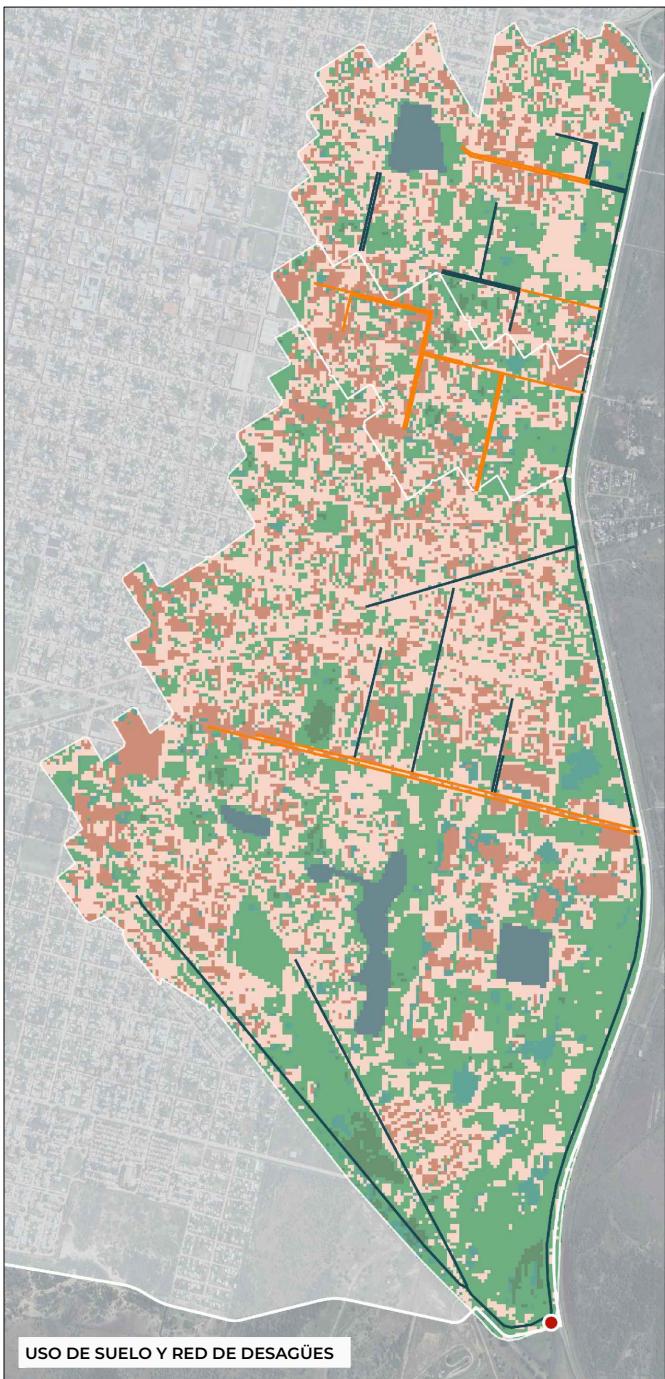
<p>FACULTAD DE <b>INGENIERÍA</b> UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE</p>	TRABAJO FINAL DE GRADO <b>REINGENIERÍA DE DESAGÜES PLUVIALES DE GOYA</b>		Plano
	Descripción <b>HIDRODINÁMICA y MÓDULOS URBANOS Y PERIURBANOS</b> Integrantes Vallejos Basterra, Belen Franco, Martin Mauricio	Fecha 30 de septiembre de 2025 Escala Arriba 1:80.000 Abajo 1:100.000	

**04**

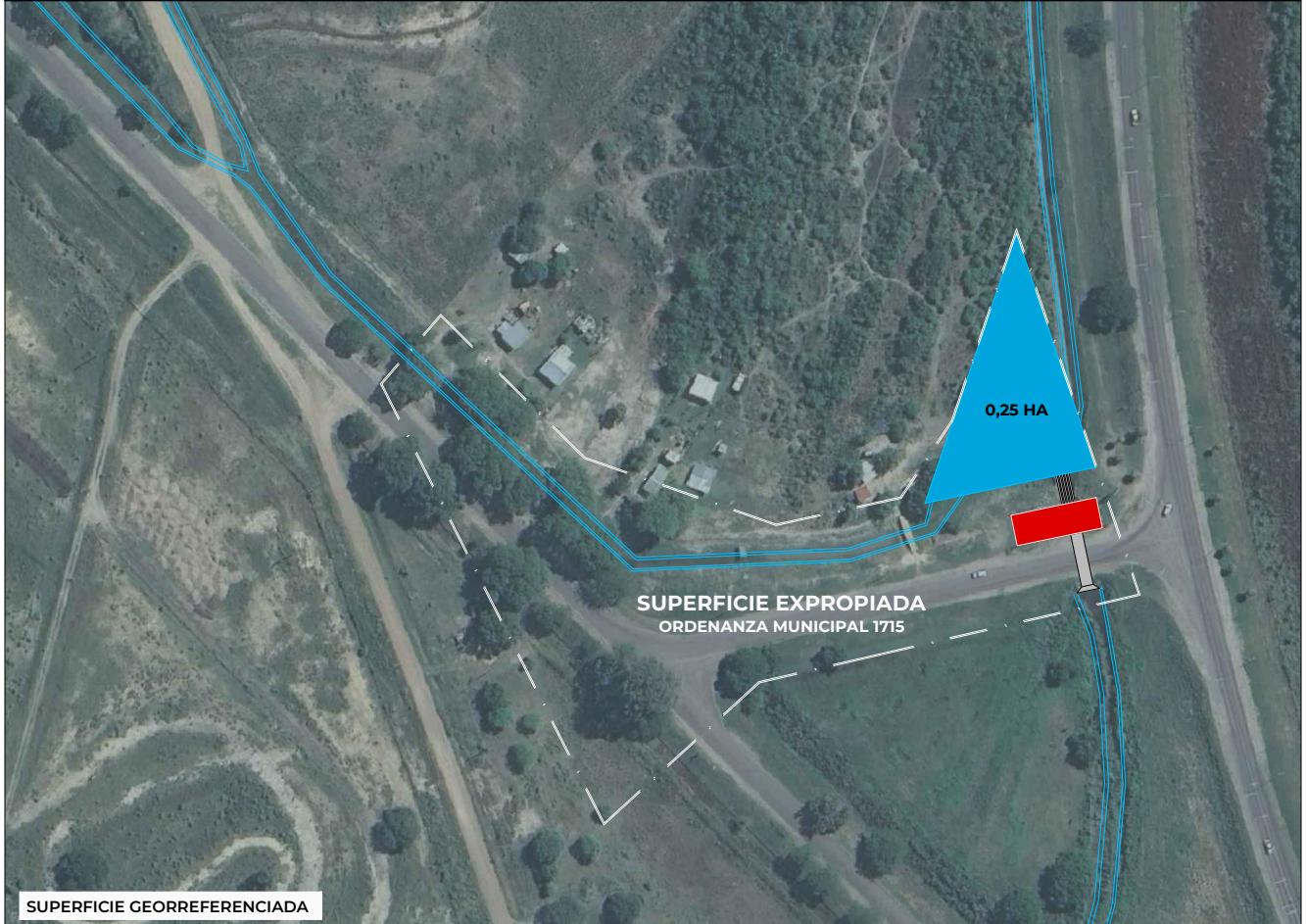
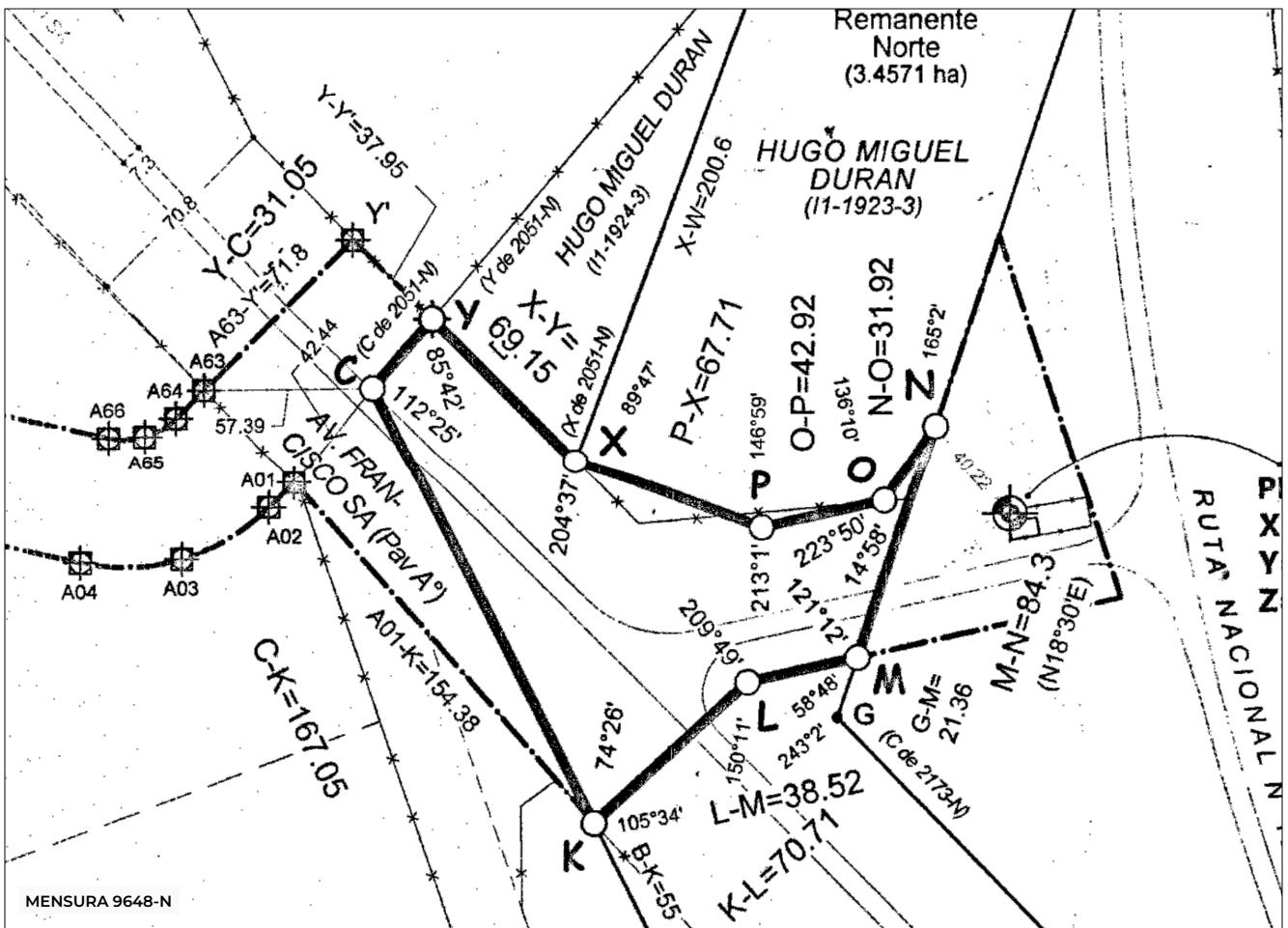


 <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <small>UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE</small>	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	Descripción	Fecha	
USO DE SUELO Y RED DE DESAGÜES PLUVIALES	30 de septiembre de 2025		
Integrantes	Vallejos Basterra, Belén Franco, Martín Mauricio	Escala	Arriba 1_65.000 Abajo 1_65.000

**05**



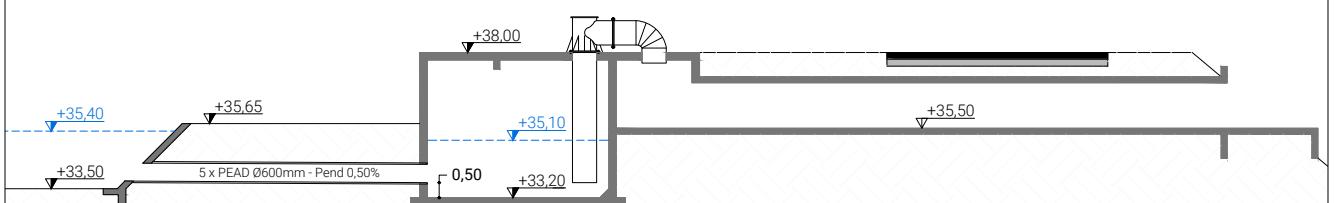
Descripción	MODELADO HIDRÁULICO	Fecha	30 de septiembre de 2025
Integrantes	Vallejos Basterra, Belen Franco, Martin Mauricio	Escala	Arriba 1:25.000 Abajo 1:2.500



Descripción	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	DISPONIBILIDAD SUPERFICIAL	Fecha	
Integrantes	Vallejos Basterra, Belen Franco, Martin Mauricio	Escala	Arriba 1_2.500 Abajo 1_2.500

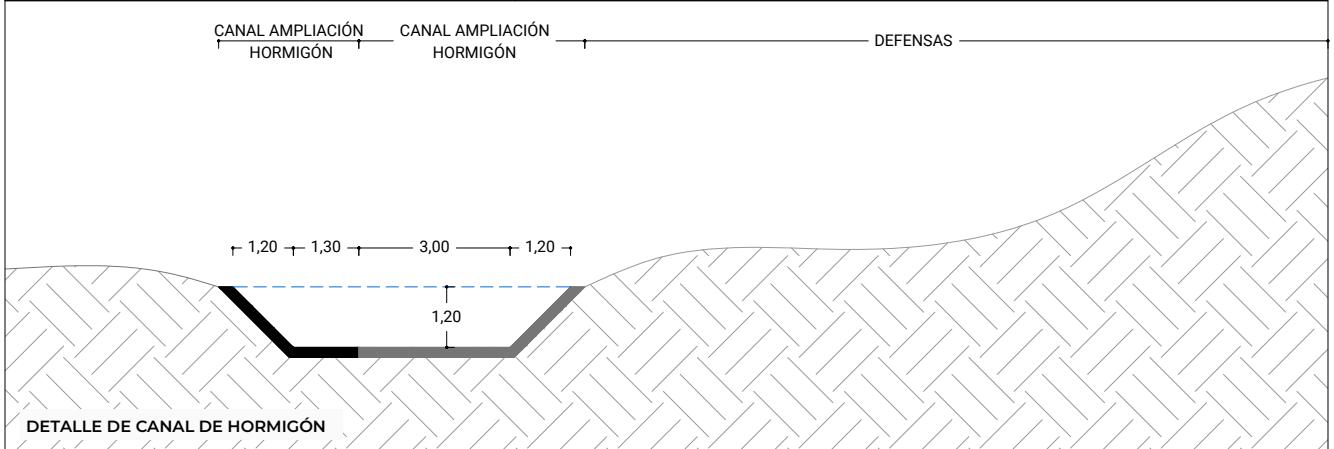


EMBALSE — CONDUCTOS DE ACCESO A LA ESTACIÓN — ESTACIÓN DE BOMBEO CIRCUNVALACIÓN — DEFENSAS — EXTERIOR

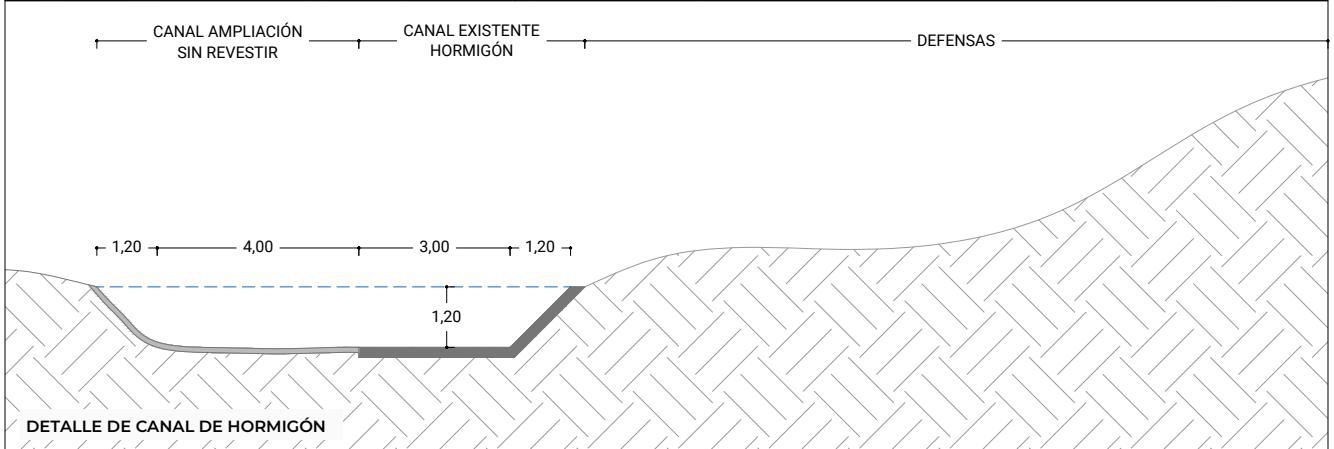


ESTACIÓN DE BOMBEO

Descripción	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	ALTERNATIVA 1: EMBALSE	Fecha	
Integrantes	Vallejos Basterra, Belen Franco, Martin Mauricio	Escala Arriba 1_1.000 Abajo 1_250	08



 <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <small>UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE</small>	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	Descripción	ALTERNATIVA 2: RESERVOARIO Y CANAL DE HORMIGÓN	
Integrantes	Vallejos Basterra, Belen Franco, Martin Mauricio	Fecha 30 de septiembre de 2025  Escala Arriba 1_5.000 & 1_1.000 Abajo 1_150	09



 <b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> <small>UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE</small>	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	Descripción	FECHA	
	<b>REINGENIERÍA DE DESAGÜES PLUVIALES DE GOYA</b>	30 de septiembre de 2025	
Integrantes	ALTERNATIVA 3: RESERVOARIO Y CANAL MIXTO	Escala	
	Vallejos Basterra, Belen	Arriba 1_5.000 & 1_1.000	
	Franco, Martin Mauricio	Abajo 1_150	



CANAL PARALELO  
SIN REVESTIR

CANAL EXISTENTE  
HORMIGÓN

DEFENSAS

1,20 — 2,00 — 1,20 —

1,20 — 3,00 — 1,20 —

1,20

**DETALLE DE CANAL DE HORMIGÓN**

Descripción	TRABAJO FINAL DE GRADO		Plano
	ALTERNATIVA 4: RESERVIORIO Y CANAL PARALELO	Fecha	
Integrantes	Vallejos Basterra, Belen Franco, Martin Mauricio	Escala	Arriba 1_5.000 & 1_1.000 Abajo 1_150