

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y
NATURALES

CÁTEDRA DE PRÁCTICAS SUPERVISADAS

Informe Técnico Final

CEAS S.A.

READECUACIÓN DE OBRA DE DRENAJE EN JUSTINIANO POSSE

Giomi Ignacio

Alumno

Dra. Ing. Teresa Reyna

Tutora interna

Dr. Ing. Santiago Reyna

Tutor Externo

AÑO 2016

Índice:

1.	INTRODUCCIÓN	4
2.	ANTECEDENTES	6
3.	LEVANTAMIENTO PLANIALTIMÉTRICO	6
4.	MODELO DIGITAL DE ELEVACIÓN.....	7
4.1.	Introducción	7
4.2.	Información disponible	7
4.3.	Metodología	8
4.3.1.	Resultados presentados.....	9
4.3.2.	Utilización	9
5.	ESTUDIOS HIDROLÓGICOS	10
5.1.	Delimitación de las cuencas y subcuencas	11
5.2.	Traza de los cursos principales y secundarios	13
5.3	Modelación por eventos extremos.....	13
5.3.1	Método del Soil Conservation Service (Curva Número).....	13
5.3.2	Determinación de los CN en la cuenca.	15
5.3.3	Tiempo de retardo de la subcuenca.	19
5.3.4	Determinación de los parámetros de Tránsito en cuencas.	20
5.3.5	Duración de las precipitaciones de Verificación	20
5.3.6	Curvas IDF.....	22
5.3.7	Modelos Utilizados	23
5.3.8	HEC-HMS	23
5.3.9	Precipitaciones utilizadas para la modelación de los hidrogramas	23
5.3.10	Modelo hidrológico y Resultados.....	25
5.4	Modelación semi-continua.....	27
5.4.1	Hietograma continuo	28
5.4.2	Cálculo de los Hidrogramas	32
5.4.3	SMA (Soil Moisture Accounting) - HEC-HMS	32
5.4.3.1	Método de Cubierta Vegetal.....	39
5.4.3.2	Método de Superficie	39
5.4.3.3	Evapotranspiración (ET).....	40
5.4.4	Desarrollo del Modelo	41
5.4.5	Parámetros del modelo:	42
5.4.6	Evapotranspiración	47
5.4.7	Curva Cota- Volumen:.....	49
5.4.7.1	Laguna A:.....	50
5.4.7.2	Laguna B:.....	51
5.4.7.3	Laguna C:	52
5.4.7.4	Laguna D:	53
5.4.8	Modelo hidrol y Resultados	54
5.4.9	Órganos de descarga.....	54
5.4.10	Resultados	55
6.	ESTUDIOS HIDRÁULICOS	61
6.1.	Generalidades.....	61
6.2.	Dimensionado de los canales.....	62
6.2.1	Sección de canal tipo	63
6.3.	Verificación del tiempo de vaciado	64

6.4.	Dimensionado de secciones de cruces bajo caminos rurales.....	65
6.5.	Dimensionado de secciones de canales secundarios	68
6.6.	Determinación de la capacidad del canal de Sistematización.	75
6.7.	Protecciones contra erosión y socavación.....	77
6.7.1	Generalidades sobre Erosión y socavación.....	77
6.7.2	Generalidades sobre protecciones.....	78
6.7.3	Especificaciones técnicas.	79
6.7.4	Verificación de las colchonetas Reno.....	80
7.	CÓMPUTO.....	82
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	83
9.	BIBLIOGRAFÍA:	84

Índice de Figuras:

Figura Nº 1	Ubicación del área de estudio	4
Figura Nº 2	Modelo digital de Elevación (MDE)	10
Figura Nº 3	Delimitación de subcuencas de aporte.....	12
Figura Nº 4	Fotografía representativas de la cobertura vegetal en la cuenca.....	16
Figura Nº 5	Fotografías representativas de la cobertura vegetal en la cuenca.....	16
Figura Nº 6	Fotografía representativa de la cobertura vegetal en la cuenca.	17
Figura Nº 7	Imagen satelital – Delimitación de la cuenca.....	18
Figura Nº 8	Trayecto que determina el tiempo de concentración de la cuenca.	21
Figura Nº 9	Ubicación de Labuolaye y Justiniano Posse.	22
Figura Nº 10	Hietograma de diseño – Tr: 5 años. Duración: 12 hs.....	24
Figura Nº 11	Hietograma de diseño – Tr: 2 años. Duración: 12 h	25
Figura Nº 12	Modelo de Cuencas	25
Figura Nº 13	Puntos de análisis.....	26
Figura Nº 14	Patrón de distribución temporal para eventos de precipitación.....	29
Figura Nº 15	Hietograma continuo 12/2015-02/2016	31
Figura Nº 16	Esquema de modelación de los reservorios.....	33
Figura Nº 17	ET como función del almacenamiento por zona de tensión.....	37
Figura Nº 18	Esquema de los parámetros intervinientes en el modelo SMA).....	38
Figura Nº 19	Ubicación Laguna A.....	50
Figura Nº 20	Curva cota – volumen Laguna A	50
Figura Nº 21	Ubicación Laguna B.....	51
Figura Nº 22	Curva cota – volumen Laguna B	51
Figura Nº 23	Ubicación Laguna C.....	52
Figura Nº 24	Curva cota – volumen Laguna C	52
Figura Nº 25	Ubicación Laguna D.....	53
Figura Nº 26	Curva cota – volumen Laguna D	53
Figura Nº 27	Modelo de Cuencas	54
Figura Nº 28	Hidrogramas de entrada y salida a LAGUNA A.....	56
Figura Nº 29	Hidrogramas de entrada y salida a LAGUNA B.....	57
Figura Nº 30	Hidrogramas de entrada y salida a LAGUNA C.....	58
Figura Nº 31	Hidrogramas de entrada y salida a LAGUNA D.....	59
Figura Nº 32	Hidrograma en el punto final de descarga- Qpico: 0.42 m ³ /s.....	60
Figura Nº 33	Esquema tramos de cálculo	62

Figura N° 34	Sección tipo de canal de drenaje $Q=0.40\text{m}^3/\text{s}$	64
Figura N° 35	Hidrograma en el punto final de descarga- $Q_{\text{pico}}: 0.42 \text{ m}^3/\text{s}$	65
Figura N° 36	Sección tipo de conducto circular tipo	67
Figura N° 37	Sección tipo de tramo 12.....	69
Figura N° 38	Sección tipo de tramo 13.....	70
Figura N° 39	Sección tipo de tramo 14.....	72
Figura N° 40	Sección tipo de tramo 15.....	73
Figura N° 41	Sección tipo de tramo 16.....	75
Figura N° 42	Sección tipo Canal de descarga.....	76
Figura N° 43	Espesor de un revestimiento para protecciones.....	80

Índice de Anexos:

Anexo 1: Plano de Ubicación Provincial

Anexo 2: Plano de Ubicación Departamental

Anexo 3: Plano de Ubicación Barrial

Anexo 4: Canales en plantas y Perfiles Longitudinales

Anexo 5: Detalle de traza del canal

Anexo 6: Cuencas según IGM

Anexo 7: Detalle de alcantarilla tipo 2

Anexo 8: Protecciones contra la erosión y socavación.

Anexo 9: Pliego Particular de Especificaciones Técnicas

Anexo 10: Hidrogramas. Salida del modelo por eventos extremos.

1. INTRODUCCIÓN

Atendiendo a la situación de anegamientos que sufren en la actualidad distintas zonas rurales y en particular campos agrícolas ubicados en proximidades a la ciudad de Justiniano Posse, la empresa CEAS ha proyectado una serie de canales de avenamiento que permiten realizar el drenaje de las parcelas inundadas considerando que se deben regular los caudales sin incrementar las inundaciones aguas abajo. Como parte de mi Práctica Profesional Supervisada se ha realizado un ajuste y revisión del proyecto original.

En el presente informe se verán plasmado los principales puntos elaborados en el proyecto hidrológico-hidráulico original y las modificaciones que fueron introducidas a lo largo de la PS, para tener en cuenta consideraciones de caudales máximos en los tramos aguas abajo y regulaciones intermedias.

El ajuste de proyecto realizado estuvo orientado a satisfacer exigencias establecidas por la Subsecretaría de Recursos Hídricos (DIPAS) y a ampliar algunos de los puntos del proyecto original.

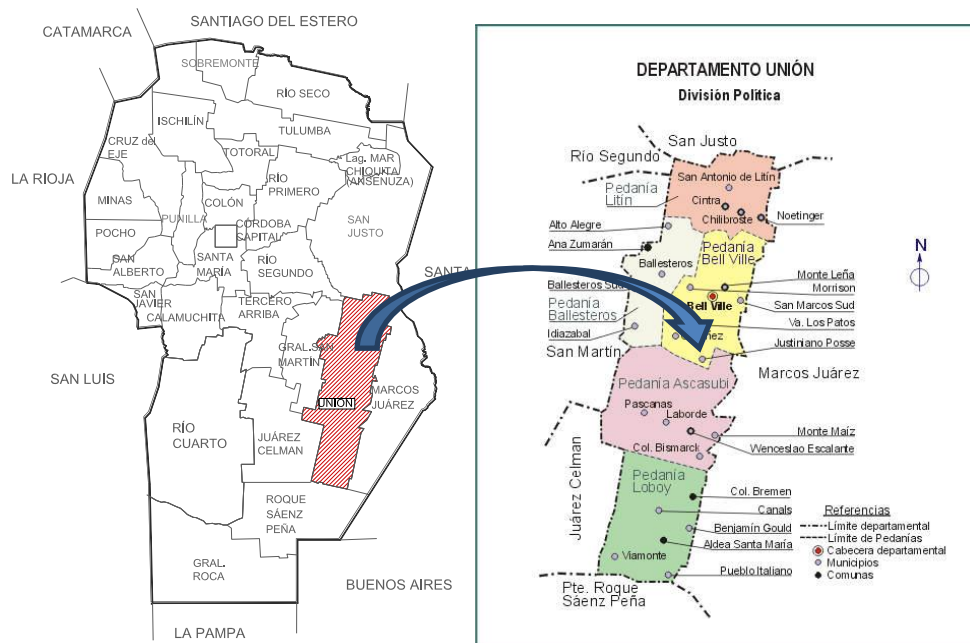


Figura N° 1 Ubicación del área de estudio

En la figura N°1 se muestra la ubicación de la zona de estudio en la Provincia de Córdoba y en el departamento Unión.

Las tareas que fueron llevadas a cabo y en la cuales se hizo mayor énfasis fueron las siguientes:

- Se elaboró una modelación semi-continua a través del programa computacional HEC-HMS basado en el método de pérdidas SMA, además se incorporaron al modelo hidrológico – hidráulico las curvas cota-volumen de los sectores que en la actualidad ofician como lagunas de detención con el objeto de simular la forma en que las mismas actuarán retardando el flujo una vez que sean ejecutadas las obras de avenamiento propuestas.
- Se modificaron las secciones de pasajes de las alcantarillas que tenían como finalidad el transporte de los caudales por debajo de las intersecciones con los caminos a partir de los resultados obtenidos de la nueva modelación realizada.
- Se diseñaron y verificaron las obras de control contra la erosión y socavación en la zona de descarga en el canal emisario y en las curvas, mediante la utilización de colchonetas reno, gaviones y protecciones de enrocado.
- Se elaboraron los perfiles transversales del canal en los tramos paralelos a camino público, incluyendo la sección del canal determinada a partir del diseño hidráulico, el camino, los alambrados, cunetas y obras de protección.
- Se diagnosticó el estado hidráulico actual del canal de sistematización de la cuenca norte de Justiniano Posse al Río Tercero (Calamuchita) exhibiendo la capacidad y estado actual del canal y alcantarillas existentes, conjuntamente con la factibilidad de conexión al mismo.
- Se realizó el cómputo métrico en el cual los ítems considerados son coincidentes con los ítems especificados en el pliego particular de especificaciones técnicas, el cual debió ser reformulado para responder al pliego general de especificaciones técnicas de la Subsecretaría de Recursos Hídricos.

El diseño hidráulico de los canales fue realizado a partir de los valores obtenidos a través de la modelación por eventos extremos, mientras que la modelación semi-continua tuvo como objetivo evaluar el tiempo en el cual las lagunas oficiaban de retardadores del excedente hídrico.

2. ANTECEDENTES

Para el desarrollo del presente estudio se contó con información de las siguientes fuentes:

- Relevamiento topográfico de precisión efectuado por CEAS sobre las trazas tentativas de los distintos canales a fin de verificar pendientes y accidentes geográficos puntuales que afectarán la etapa del diseño hidráulico de las conducciones.
- Inspección y Relevamiento fotográfico elaborado por CEAS durante las tareas de levantamiento taquimétrico.
- Modelo Digital de Elevación elaborado para los estudios hidrológicos. Datos originarios: SRTM.
- Cartas del IGM utilizadas para el ajuste de las cuencas hidrológicas determinadas con los modelos digital de elevación. Hoja 3363-16-3 y hoja 3363-16-4.
- Registros pluviométricos de la Et. Bell Ville (<http://www.accuweather.com>)

3. LEVANTAMIENTO PLANIALTIMÉTRICO

El levantamiento planialtimétrico fue llevado a cabo por personal de CEAS mediante estación total del tramo sobre las trazas tentativas de los canales principales y sus subsidiarios, como así también se relevaron puntos singulares como zonas de anegamientos actuales, caminos y obras de arte existentes a fin de disponer de la mayor información posible que permita arribar a un diseño óptimo de drenaje de la zona afectada.

Con este objetivo se realizaron cinco campañas en las que además de relevarse minuciosamente la topografía se identificaron y volcaron sobre los planos la presencia de diversos hitos y condiciones de interés:

- alcantarillas existentes.
- puntos fijos presentes en la zona.
- vegetación.
- sectores de erosión y deposición.
- caminos.
- límites de propiedades.

El levantamiento se extendió a lo largo de los ejes tentativos de las conducciones principales, cubriendo una distancia total de 11932 m. Adicionalmente se relevaron

3042 m sobre las trazas de los canales secundarios que colecta los excedentes de distintos sectores anegados.

El levantamiento fue vinculado a puntos fijos que se dejaron materializados en las inmediaciones de la zona de las trazas de los distintos canales propuestos los que garantizan su visibilidad y perdurabilidad posibilitando el replanteo de las obras propuestas.

4. MODELO DIGITAL DE ELEVACIÓN

4.1. Introducción

Para cuantificar y visualizar las condiciones del terreno y poder obtener los parámetros fisiográficos necesarios para la modelación hidrológica se generó una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de la elevación de la superficie, es decir un modelo digital de elevación (MDE) a partir de una variedad de recursos que seguidamente se detallan.

La unidad básica de información de un MDE es un valor de elevación Z, al que acompañan los valores correspondientes de X e Y, que expresados en un sistema de proyección geográfica permiten una precisa referenciación espacial.

Este MDE posee la precisión acorde en cada sector a la finalidad que debe servir. En este sentido la información necesaria para el desarrollo del presente estudio deberá permitir definir las características topográficas de la cuenca con suficiente precisión para permitir la división en subcuencas, el trazado de los cursos de escurrimiento y la determinación de los parámetros fisiográficos (áreas, pendientes medias, líneas de quiebre, etc.)

El MDE generado también podrá usarse como apoyo en la pre-planificación de actividades de ingeniería o construcción para remediación de la situación bajo análisis.

4.2. Información disponible

Para la confección del MDE (o DEM, en inglés) se descargaron del ftp de la Nasa, las imágenes raster del proyecto SRTM, que consiste en un sistema de radar especialmente modificado para adquirir los datos de elevación topográfica estereoscópica. La técnica empleada conjuga software interferométrico con SAR radares con anchos "sintéticos" en sus antenas reflectoras.

Se obtuvieron imágenes ASTER (Satélite Avanzado de Emisiones Termales y Radiómetro de Reflexión) de la NASA. El instrumento ASTER, fue provisto por el Ministerio de Industria y Comercio de Japón y construido por NEC, Mitsubishi Electronics Company y Fujitsu, Ltd., mide las propiedades de las nubes, cataloga los vegetales, la mineralogía de superficie, propiedades del suelo, temperatura del suelo, y topografía de superficie de regiones determinadas de la Tierra. La alta resolución espacial de ASTER permite observar detalles con minuciosidad. Los principales accidentes, estructuras y geoformas son marcadamente visibles. Por otro lado, y en lo que refiere a la generación de DEM, el tener dos sensores a ángulos distintos permite obtener, a tiempos muy próximos, imágenes diferentes del mismo sector aptas para reconstrucciones de estereoscopia.

Con la ayuda de las imágenes, la topografía ejecutada en el terreno, la información de las campañas y las fotografías de la zona, se identificaron puntos singulares de las subcuencas (dorsales, líneas de vaguada, crestas, barrancas, etc.) priorizando las líneas de escurrimiento y accidentes significativos dentro del área.

Se completó y contrastó el set de información con datos extraídos de imágenes tomadas de Google Earth Pro.

4.3. Metodología

Para la generación de la red de puntos se determinó la ubicación de diversos puntos fijos sobre cada elemento para posibilitar la vinculación de todos los recursos enunciados en el ítem precedente.

En primera instancia se verificó la correspondencia de la información existente en lo referente a sistema de proyección y datum (sistema: Gauss Kruger, Faja: 4, datum: WGS84).

Mediante un muestreo digital de las imágenes SRTM y ASTER en la zona se generó una grilla de puntos cuya resolución es de 1 arc-sec (equivalente aproximadamente a una grilla de 30m x 30m). Tras su triangulación y suavizado, se generó un primer plano de curvas de nivel.

Luego se superpusieron las imágenes satelitales, las curvas de nivel y los planos digitalizados a partir de los antecedentes lo que sirvió para evaluar e identificar la correcta coincidencia de la información procesada.

Seguidamente se extendió el plano de curvas de nivel a la totalidad de la cuenca y se combinó esta grilla con los puntos del levantamiento taquimétrico.

La altimetría generada comprende el rango que va de 123 a 114 msnm y las curvas de nivel poseen una equidistancia de 1.00 m, lo que puede observarse en el PLANO ANEXO con la delimitación de cuencas.

4.3.1. Resultados presentados

La información generada permite distintas presentaciones de la estructura de organización de los datos, las que poseen distinta utilidad para la etapa que se encuentre en desarrollo: generación, procesamiento y representación.

Estructuras vectoriales

Redes de triángulos irregulares: Es una estructura muy utilizada, que representa al terreno como un conjunto de triángulos irregulares adosados. Los triángulos se construyen ajustando un plano a tres puntos cercanos no colineales y se unen sobre el terreno para formar un mosaico que se adapta a la superficie con diferentes grados de detalle, en función de la complejidad del relieve. Normalmente la distribución de puntos es aleatoria, pero es posible realizar con la misma una grilla regular.

Curvas de Nivel: Son vectores compuestos por un conjunto de pares de coordenadas que describen la trayectoria de líneas isométricas (curvas de nivel), donde el número de elementos de cada vector es variable. En este caso el MDE está constituido por el conjunto de curvas de nivel que pasan por una zona, separadas generalmente por intervalos constantes de altitud.

Estructuras Raster

Por el tipo de información empleada es factible la confección de Matrices regulares o Matrices de resolución variable en función de la zona a representar. En este estudio se presentan en particular matrices regulares de distintos pasos entre el modelo para cuencas y lagunas.

4.3.2. Utilización

Con el MDE se elaboró el plano de curvas de nivel georeferenciadas para la zona de estudio. Seguidamente se delimitó la cuenca general a cada punto analizado, se trazaron las subcuencas, los cauces principales y secundarios y se computaron los parámetros fisiográficos necesarios para la modelación hidrológica.

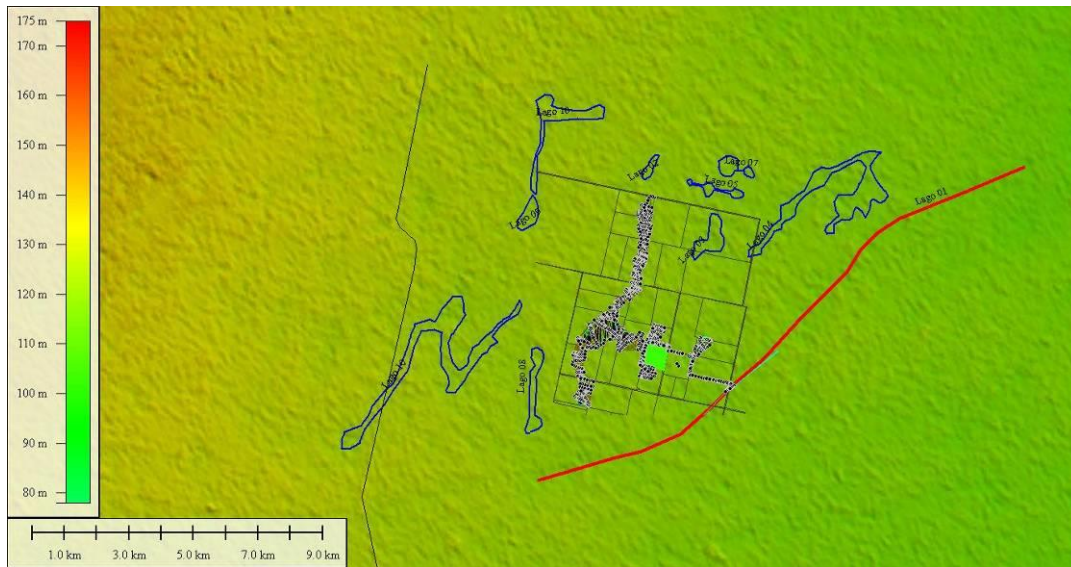


Figura Nº 2 Modelo digital de Elevación (MDE) – (Vista en planta) Dato originario: SRTM

5. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

A continuación se presentan los modelos hidrológicos que permitirán evaluar la generación de excedentes de la cuenca ante la ocurrencia de eventos de precipitación. Fueron llevados a cabo dos tipos de modelos hidrológicos diferentes, un modelo de transformación lluvia-caudal y tránsito – caudal para eventos extremos y otro de modelación semi-continua, dado que es necesario conocer la respuesta del sistema frente a eventos sostenidos en el tiempo.

Se desarrollan modelos de transformación lluvia – caudal y tránsito – caudal, utilizando la información disponible de las cuencas delimitadas y las curvas IDF asociadas a distintos periodos de recurrencia.

El modelo que se desarrolla busca conocer la respuesta de la cuenca en los distintos puntos de estudio. Esto implica considerar distintas escalas en la discretización de las zonas de aporte además de distintos hietogramas de diseño.

Para la evaluación de los eventos extremos se hizo uso de la metodología propuesta por el Soil Conservation Service (Número de Curva), mediante el cual CEAS llevó a cabo el diseño hidráulico de los distintos perfiles de los canales y luego a través de la modelación semi-continua con la metodología propuesta por el Soil Moisture accounting (SMA) se buscó interpretar una respuesta más aproximada de la cuenca frente a los eventos de precipitación.

En primer lugar se determinan los límites de las subcuencas de aporte y sus respectivas características fisiográficas, las que influyen en la capacidad de generar excedentes, por lo que este tipo de análisis es válido para ambas metodologías.

5.1. Delimitación de las cuencas y subcuencas

La delimitación preliminar fue realizada en base al MDE (modelo digital de elevación) de la cuenca de aporte que se describe en ítems precedentes de este informe. Posteriormente se refinó el trazado con la ayuda de cartas IGM (1:50.000) de la zona de aporte de acuerdo a lo solicitado por la Secretaría de Recursos Hídricos y Coordinación de la provincia de Córdoba.

De esta delimitación se obtuvo un total de 19 subcuencas las cuales conforman un área total de 29.91 km².

Teniendo como base la mencionada delimitación de subcuencas se procedió a la determinación de sus características principales como la longitud de sus cursos, diferencias de altura y superficie. En la figura N°3 se puede apreciar la delimitación mencionada.

Con la discretización presentada a continuación, fueron determinados los parámetros fisiográficos de las distintas subcuencas para su utilización en la modelación hidrológica.

En el anexo N° 7 se pueden observar la delimitación de las subcuencas con mayor detalle.

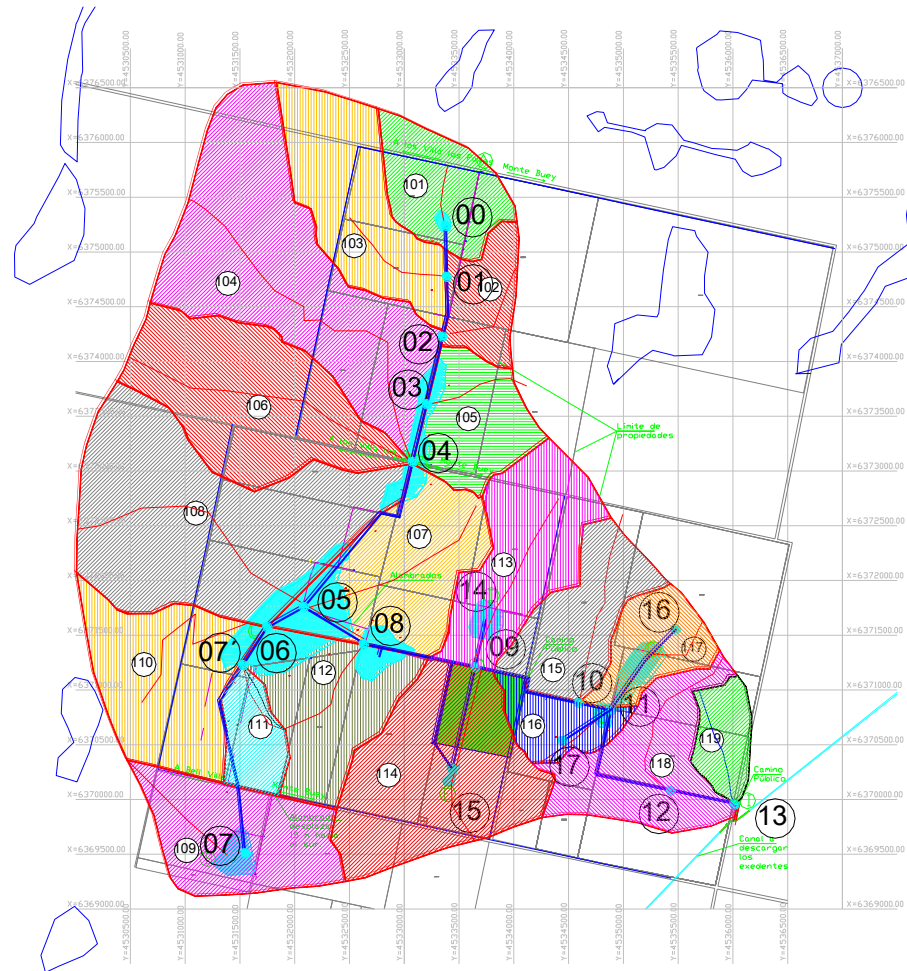


Figura Nº 3 Delimitación de subcuencas de aporte al punto de análisis en base a las cartas del IGM

5.2. Traza de los cursos principales y secundarios

Los cursos principales fueron determinados a través del MDE y posteriormente se verificaron con la ayuda de cartas del IGN y los trabajos de topografía realizados en el terreno. En la modelación para eventos extremos, en los cursos principales de cada subcuenca se planteó como premisa que estos representarán tiempos de concentración semejantes en cada subcuenca salvo en aquellos casos donde fue necesario representar puntos singulares (confluencias, cambios significativos de pendientes, etc.).

5.3 Modelación por eventos extremos

A partir de los límites de las subcuencas de aporte determinados anteriormente y sus respectivas características fisiográficas se definen las tormentas de diseño a partir del tiempo de concentración determinado para cada subcuenca y de las curvas IDF para estaciones próximas.

5.3.1 Método del Soil Conservation Service (Curva Número)

Los números CN son valores adimensionales que definen una curva standard que relaciona los valores de escorrentía directa con láminas precipitadas. Van de 0 a 100. Para superficies impermeables y superficies de agua CN = 100; para superficies naturales CN < 100.

El valor de CN depende de las condiciones hidrológicas del suelo, del uso y manejo de las tierras, de las condiciones hidrológicas de la cobertura vegetal, entre otros factores. Para la definición y caracterización de cada uno de estos factores se utilizaron los principios propuestos por el Soil Conservation Service (1972).

El método del SCS (1972) divide al complejo suelo en cuatro grupos:

Grupo A: Bajo potencial de escorrentía: son suelos con una alta tasa de infiltración y conductividad hidráulica aun cuando son muy húmedos. Son arenas y gravas profundas excesivamente drenadas.

Grupo B: Moderadamente bajo potencial de escorrentía: son suelos con una moderada tasa de infiltración cuando son muy húmedos. Moderadamente profundos a profundos, textura moderadamente fina (más fina que la arena), a gruesa, permeabilidad moderadamente lenta a rápida.

Grupo C: Moderadamente alto potencial de escorrentía: De infiltración lenta cuando están húmedos. Con estratos que impiden el movimiento del agua 0.50-1.00m, Textura moderadamente fina a fina. Infiltración lenta debido a la presencia de sales o álcalis, o masas de agua.

Grupo D: Alto potencial de escorrentía: De infiltración muy lenta. Arcillosos con alto potencial de expansión. Nivel freático alto permanente. Poco profundos sobre material impermeable, y con una tasa de transmisión de agua muy lenta.

Estos números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad (AMC) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse en relación a los valores correspondientes de CN normal. Los números de curva han sido tabulados por el SCS con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

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

La tabla siguiente (Chow, Maidments y Mays, 1994) presenta los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en los distintos suelos.

Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0,28$)				
Descripción del uso de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena	45 25	66 55	77 70	83 77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50% al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85 % impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeables)	81	88	91	93

Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0,28$)				
Descripción del uso de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Residencial ² :				
Tamaño promedio del lote porcentaje promedio	77	85	90	92
impermeable ⁴	61	75	83	87
1/8 acre o menos 65	57	72	81	86
1/4 acres 38	54	70	80	85
1/3 acres 30	51	68	79	84
1/2 acres 25				
1 acre 20				
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ³	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
	98	98	98	98
Pavimentos con cunetas y alcantarillados ⁵	76	85	89	91
Grava	72	82	87	89
Tierra				

1.-Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972. Cap. 9

2.-Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

3.-Los números de la curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

4.-Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5.-En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

5.3.2 Determinación de los CN en la cuenca.

A continuación se presentan algunas de las siguientes imágenes que junto a información obtenida en campaña por el equipo de CEAS, a imágenes satelitales y a estudios previos ayudaron en la definición del valor de CN para la simulación.



Figura Nº 4 Fotografía representativas de la cobertura vegetal en la cuenca.



Figura Nº 5 Fotografías representativas de la cobertura vegetal en la cuenca.



Figura N° 6 Fotografía representativa de la cobertura vegetal en la cuenca.

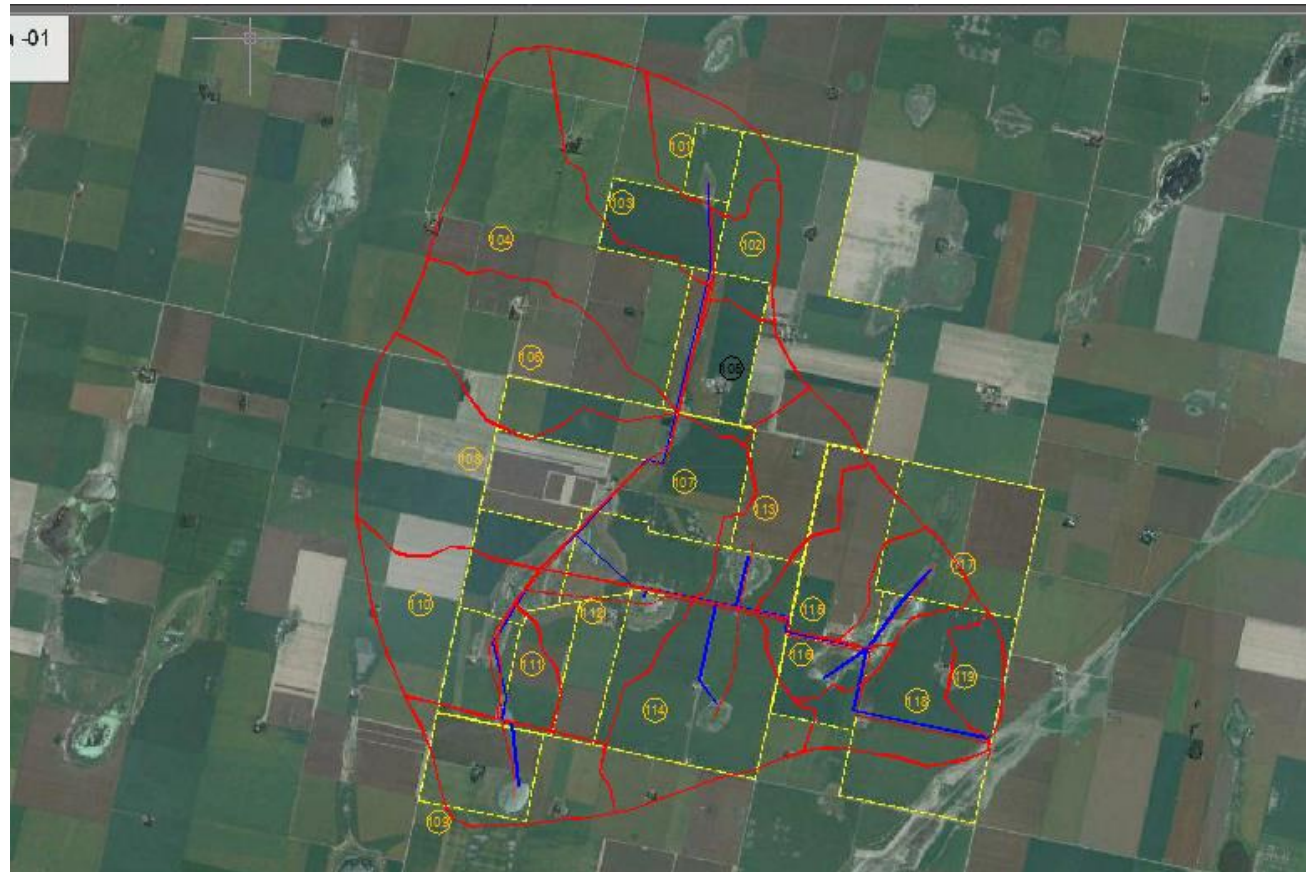


Figura N° 7 Imagen satelital – Delimitación de la cuenca.

5.3.3 Tiempo de retardo de la subcuenca.

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizó la expresión del método del SCS:

$$t_{Lag} = \frac{L^{0.8} \cdot (S + 25)^{0.7}}{7069 \cdot y^{0.5}}$$

Donde:

- t_{Lag} : Tiempo de retardo en horas.
- L: Long de la subcuenca en metros.
- y: Pendiente de la subcuenca en %.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

CN: Numero de curva del método SCS.

A partir de los datos obtenidos del punto anterior para cada subcuenca (longitudes y desniveles) y de los Números de Curva (CN) adoptados de acuerdo al tipo de suelo, cubierta, uso actual del suelo, humedad antecedente, etc., se procedió al cálculo de los tiempos de retardo para cada subcuenca los cuales se encuentran reflejados en la tabla N°1.

Cuenca	Área (Km2)	Longitud del Cauce (m)	Desnivel (m)	Pendiente		CN	S	tr (hs)	Cuenca
				(m/m)	%				
101	1.03	556	0.5	0.0009	0.09	70	108.86	2.29	101
102	0.65	994	0.7	0.0007	0.07	70	108.86	8.59	102
103	1.72	2496	2.5	0.001	0.1	70	108.86	8.76	103
104	3.56	3185	2.5	0.0008	0.08	70	108.86	9.89	104
105	1.03	830	0.5	0.0006	0.06	70	108.86	3.85	105
106	2.42	2711	3.4	0.0013	0.13	70	108.86	6.88	106
107	1.86	1865	0.8	0.0004	0.04	70	108.86	8.72	107
108	3.74	2380	2.6	0.0011	0.11	70	108.86	6.64	108
109	1.55	1261	1.1	0.0009	0.09	70	108.86	4.47	109
110	1.83	1700	1.6	0.0009	0.09	70	108.86	5.47	110
111	0.51	1229	1.3	0.0011	0.11	70	108.86	3.98	111
112	1.5	1605	1.35	0.0008	0.08	70	108.86	5.52	112
113	1.62	1591	0.6	0.0004	0.04	70	108.86	8.19	113
114	2.48	1403	0.7	0.0005	0.05	70	108.86	6.44	114
115	1.18	1724	0.5	0.0003	0.03	70	108.86	9.96	115
116	0.55	363	1	0.0028	0.28	70	108.86	0.93	116
117	0.75	422	0.4	0.0009	0.09	70	108.86	1.79	117
118	1.46	1627	2.6	0.0016	0.16	70	108.86	4.05	118
119	0.47	1078	2	0.0019	0.19	70	108.86	2.7	119

Tabla N°1: Parámetros de las Subcuencas.

5.3.4 Determinación de los parámetros de Tránsito en cuencas.

Para los tránsitos a través de los cauces se utilizó el método de Muskingum. Dos parámetros son necesarios para el uso de este método: k y X .

k es una constante de almacenamiento que tiene dimensiones de tiempo y x es un factor que expresa la influencia relativa del caudal de entrada y de los niveles de almacenamiento. Para el parámetro k' se adopta el valor de L/V , que es el valor que da la interpretación física del método. Para pasar de k' a k se utiliza la relación entre velocidad de la onda (C) y velocidad media (V).

En base a los desniveles obtenidos digitalmente se procedió a procesarlos para obtener los parámetros k (constante de almacenamiento) y X (relación caudal de entrada y caudal de salida) que definen el tránsito según el modelo de Muskingum.

El valor de k se obtuvo con la siguiente expresión:

$$k = \frac{L}{C} = \frac{\text{largo del cauce}}{\text{velocidad de la onda}}$$

El valor de C se obtiene como:

$$C = 1,5 \cdot V$$

Donde V es la velocidad de escorrentía.

Para la determinación de la misma se estimaron de forma iterativa distintos rangos de radio hidráulico para los cauces en consideración. Para el factor de cuña x se adopta el valor 0.2 que mejor expresa la influencia relativa del caudal de entrada frente a los niveles de almacenamiento.

En la siguiente tabla se encuentran resumidos los parámetros más importantes de los tránsitos entre las distintas subcuencas.

5.3.5 Duración de las precipitaciones de Verificación

Para la estimación de la Duración de las precipitaciones de diseño fue determinado en primer lugar el Tiempo de Concentración total. Para esto se analizaron los trayectos hidráulicamente más largos que la escorrentía genera dentro de la cuenca (Figura N° 8).

Luego de definidos los mismos, se realizó la suma del tiempo de concentración de cada subcuenca, y el tiempo de los tránsitos de crecidas de cada recorrido. En la Figura N° 8 la opción considerada contempla que el escurrimiento se inicia en la

subcuenca cabecera 104 (sombreada en la figura) donde prevalece el escurrimiento en ladera y continua de forma encauzada a través del recorrido resaltado.

Como resultado de este análisis, considerando que la precipitación llegue a activar la totalidad de los cauces y la probabilidad de ocurrencia de eventos con esta duración se adoptaron para el análisis eventos de 12 hs.

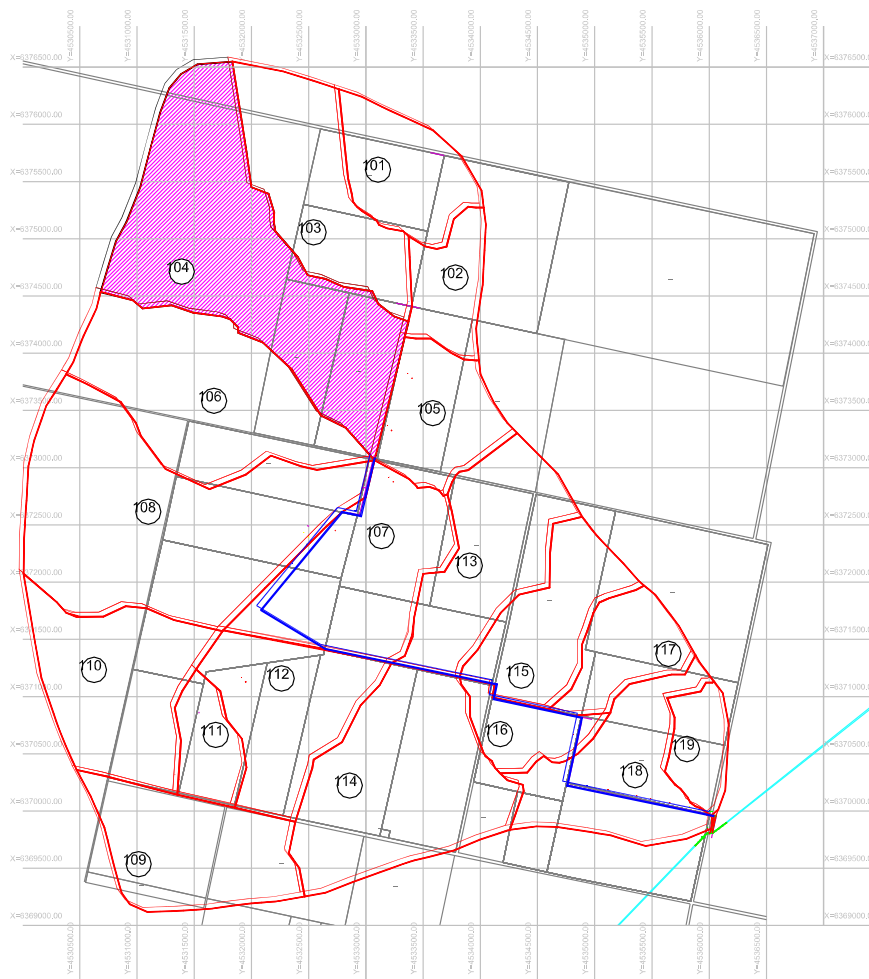


Figura Nº 8 Trayecto que determina el tiempo de concentración de la cuenca.

5.3.6 Curvas IDF

Se contó con información de precipitaciones diarias de la estación de Laboulaye (CIRSA – DIPAS) con la cual se determinó la expresión de las curvas IDF correspondientes. Ambas localidades se encuentran a una distancia aproximada de 150 km.

$$i = \frac{1229,483 \times T^{0,204}}{(d + 11)^{0,856}}$$

Donde:

i = Intensidad de la tormenta (mm/h)

T = Período de recurrencia (años)

d = Duración de la tormenta (min.)

En función de la expresión anterior se determinaron las intensidades para tormentas de distinta duración y tiempo de retorno.



Figura N° 9 Ubicación de Laboulaye y Justiniano Posse.

5.3.7 Modelos Utilizados

Los hidrogramas que producen las precipitaciones de distinta recurrencia fueron obtenidos por medio de un modelo computacional de transformación Lluvia - Caudal y tránsito Caudal. HEC – HMS es un software de amplia difusión y gran aceptación para simulaciones de esta naturaleza.

A continuación se da una breve reseña sobre el mismo.

5.3.8 HEC-HMS

HEC-HMS, Hydrologic Modeling System, es un programa del Hydrologic Engineering Center (HEC) del US Army Corps of Engineers. El programa simula los procesos de precipitación - escorrentía y los procesos de tránsitos controlados y naturales. Este software tiene la gran ventaja de sus interfaces gráficas que permiten una visualización de los resultados.

Para la simulación de los procesos de precipitación – escorrentía - tránsito HEC-HMS provee los siguientes componentes:

- Precipitación, permite describir un evento observado.
- Modelos de pérdidas.
- Modelos de escurrimiento directo
- Modelos de tránsitos hidrológicos
- Modelos de confluencias y bifurcaciones de corrientes

HEC-HMS incluye además:

- Modelos de escorrentía distribuidos para poder utilizar datos de precipitación distribuida proveniente de radares.
- Modelos simplificados para modelar humedad del suelo semi-continua para simulación para largos períodos sobre cuencas.

5.3.9 Precipitaciones utilizadas para la modelación de los hidrogramas de crecientes

En base a las curvas IDF indicadas y el tiempo adoptado para las precipitaciones de verificación (12 hs) fueron generados hidrogramas para recurrencias de 2 y 5 años. Fue adoptado el patrón de distribución temporal de acuerdo al método del bloque alterno. La elección de este método para la distribución temporal de la precipitación se debe a la ausencia de registros pluviográficos y de estudios internos de las lluvias ocurridas. No obstante la distribución utilizada se corresponde con patrones observados en zonas con condiciones meteorológicas homólogas.

Período de Retorno (años)	Duración (hs)	Lámina Total (mm)
2	12	60.09
5	12	72.44

Tabla N°2: Precipitación utilizada en la modelación (mm)

La adopción de los períodos de retorno de 2 y 5 años, estuvo vinculada a la factibilidad económica de la obra. El objetivo primordial que persigue el diseño del sistema de canales para la evacuación de los excedentes hídricos, es el de permitir que las zonas anegadas vuelvan a ser cultivadas, ya que en la actualidad, dichos sectores son inutilizados. Por lo tanto, se decidió por no proyectar para un período de diseño que garantice la inmediata evacuación del agua, con el consecuente costo constructivo que conllevaría realizar una obra de mayor envergadura. La relación entre el costo por la falla de la obra y el costo por asumir un menor riesgo, determinaron la elección del período de recurrencia.

Además, si se hubiese decidido diseñar para un período mayor, no hubiese sido posible ya que la DIPAS autorizó la evacuación de un caudal máximo de 0.4 m³/seg.

Hietograma 5 años - Duración 12 hs

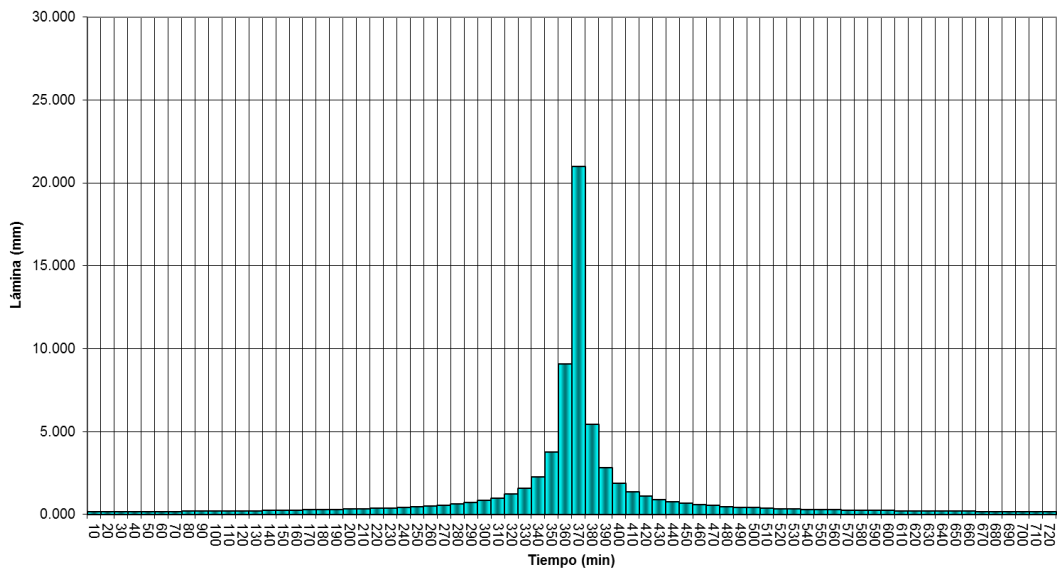


Figura N° 10

Hietograma de diseño – Tr: 5 años. Duración: 12 hs

Hietograma 2 años - Duración 12 hs

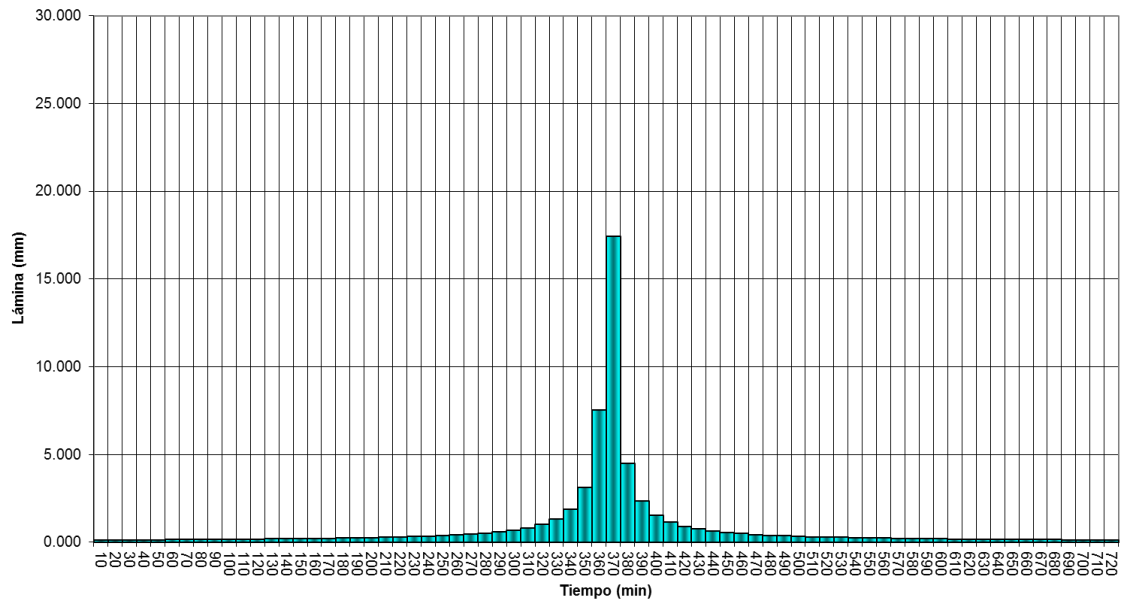


Figura N° 11 Hietograma de diseño – Tr: 2 años. Duración: 12 h

5.3.10 Modelo hidrológico y Resultados

En la Figura N° 12 se puede advertir el esquema de modelación utilizado para la obtención de los caudales extremos en cada punto de interés.

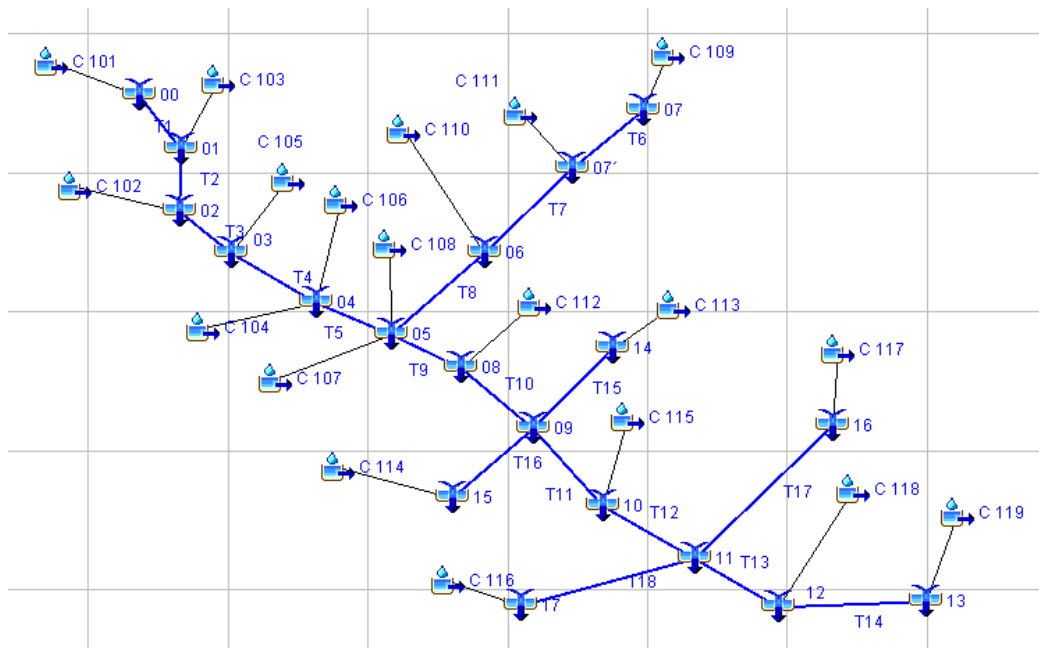


Figura N° 12 Modelo de Cuenc

A continuación se indican los puntos de interés sobre los que se obtuvieron los hidrogramas resultantes, los cuales permitirán definir las distintas secciones del canal de conducción de excedentes hídricos.

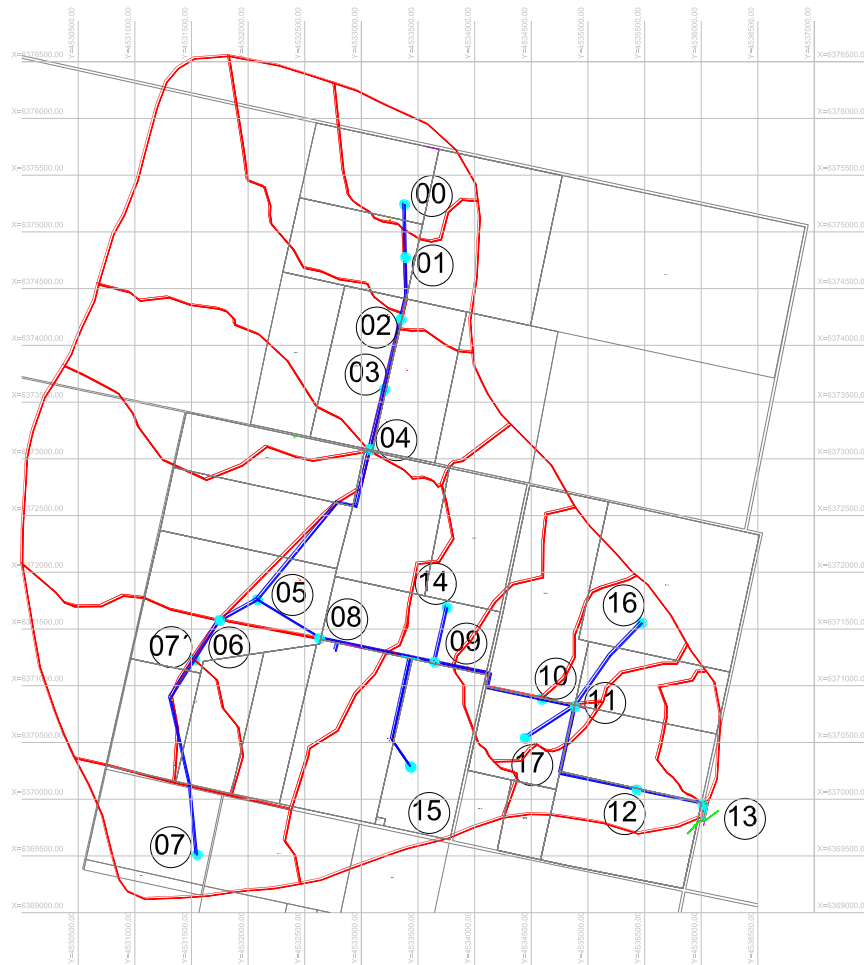


Figura N° 13 Puntos de análisis

En el anexo n°10 se presentan los hidrogramas resultantes para cada evento simulado, para las lluvias de cinco y de dos años de recurrencia. Los hidrogramas presentados fueron determinados en los puntos de unión representados en el modelo de eventos extremos.

A modo de resumen se presenta la siguiente tabla con los caudales pico para 2 y 5 años en los puntos detallados anteriormente.

	Tr = 2 años	Tr = 5 años
	12 hs (m ³ /s)	12 hs (m ³ /s)
Punto 00	0.65	1.00
Punto 02	0.73	1.18
Punto 04	2.05	2.75
Punto 05	3.50	4.75
Punto 08	5.05	7.10
Punto 07'	0.59	0.89
Punto 07	0.79	1.20
Punto 09	6.10	8.80
Punto 11	6.45	9.00
Punto 12	6.90	9.50
Punto 13	6.98	9.70
Punto 14	0.38	0.52
Punto 15	0.70	1.00

Tabla N°3: Caudales picos para 2 y 5 años.

5.4 Modelación semi-continua

Dado que es necesario conocer la respuesta del sistema frente a eventos sostenidos en el tiempo, se desarrollará un modelo de transformación lluvia-caudal semicontinuo mediante el programa HEC-HMS con el uso del método SMA (Soil Moisture Accounting).

El programa HEC-HMS contempla la utilización del método SMA, en su variante de modelo agregado posibilitando simular períodos extendidos alternando lluvias con períodos secos. Con este fin se analizaron los registros de precipitación anuales con continuidad en las proximidades de la cuenca.

Para la modelación de eventos largos se utilizó una serie pluviométrica con la extensión suficiente.

El modelo semicontinuo debe tener en cuenta los procesos intracuenca que para esta escala temporal pasan a ser significativos (intercepción vegetal, retención en depresiones superficiales, almacenamiento en estratos profundos, etc...). Se determinaron los parámetros de este modelo, las pérdidas por evapotranspiración y las características de los puntos de descarga hacia los canales.

Además se incorporaron al modelo hidrológico – hidráulico las curvas cota-volumen de los sectores que en la actualidad ofician como lagunas con el objeto de simular la forma en que las mismas actuarán retardando el flujo una vez que sean ejecutadas las obras de avenamiento propuestas.

Para analizar el desempeño del sistema de forma sostenida, programar la operación de los órganos de control y valorar el tiempo de descarga se requiere conocer la respuesta del mismo frente a eventos sostenidos en el tiempo.

5.4.1 Hietograma continuo

Para la elaboración del hietograma que fue empleado en el modelo semicontinuo de simulación se contó con el registro diario de precipitación en la estación Bell Ville. Los registros de precipitación se obtuvieron de la página web AccuWeather.

En función de los parámetros estadísticos se seleccionó el periodo de diciembre a febrero de 2016 representativo, en términos meteorológicos, del periodo húmedo en la cuenca.

Dado que este registro es de valores diarios, y se necesita discretizar la lluvia a lo largo del día, se utilizó un patrón temporal presentado en el “Estudio de Regionalización de precipitaciones Máximas para la Pcia. De Córdoba – DIPAS - CIHRSA” para eventos de duración iguales o mayores a 6 hs. Este patrón distribuye la lámina de precipitación en sextiles como se observa en el siguiente gráfico.

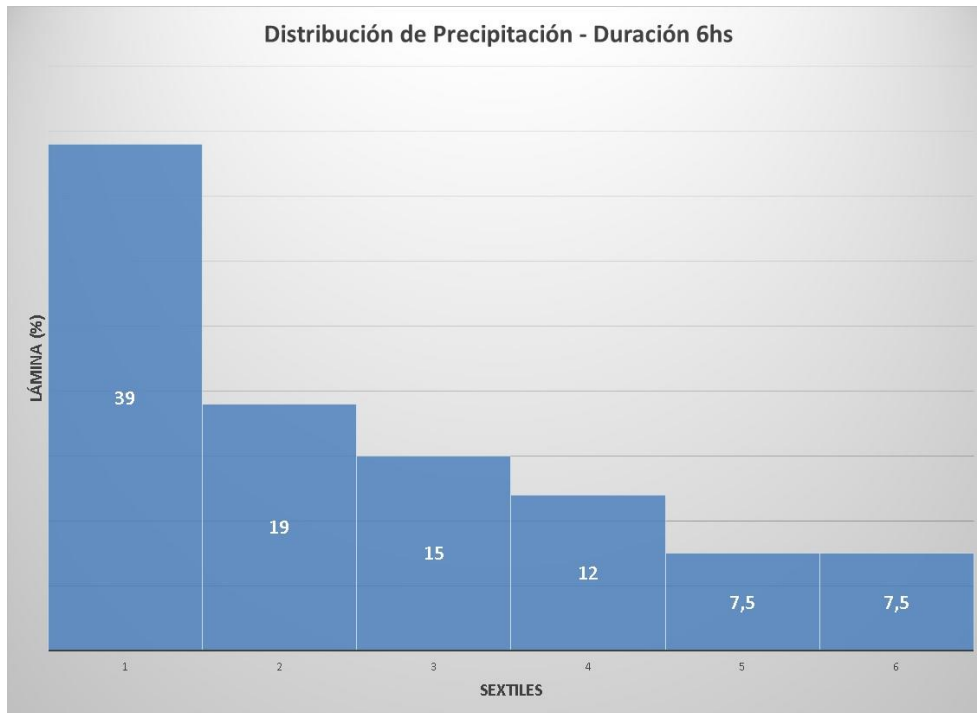


Figura N° 14 Patrón de distribución temporal para eventos de precipitación de duración mayor o igual a 6hs (Estudio de Regionalización de precipitaciones Máximas para la Pcia. De Córdoba – DIPAS - CIHRSA)

En la tabla n°4 se puede ver el registro de precipitaciones adoptado y en la figura n°15 siguiente se observan los registros diarios de los tres meses considerados distribuidos en eventos de 6 hs. de duración de acuerdo al patrón precedente.

Día	Precipitaciones (mm)		
	Dic (2015)	Ene (2016)	Feb (2016)
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	83	0
4	0	36	0
5	0	0	1
6	0	0	0
7	0	1	4
8	22	0	0
9	0	0	0
10	0	0	0
11	0	0	0
12	23	7	20
13	10	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
16	50	0	61
17	9	8	0
18	0	0	41
19	0	0	5
20	0	0	0
21	0	0	0
22	5	0	0
23	14	0	0
24	0	11	0
25	0	0	96
26	0	0	4
27	0	0	0
28	0	0	0
29	12	0	8
30	0	0	0
31	0	0	0

- Tabla n°4: Registro de precipitaciones para la modelación semi-continua. Fuente: Registros pluviométricos de la Et. Bell Ville (<http://www.accuweather.com>)

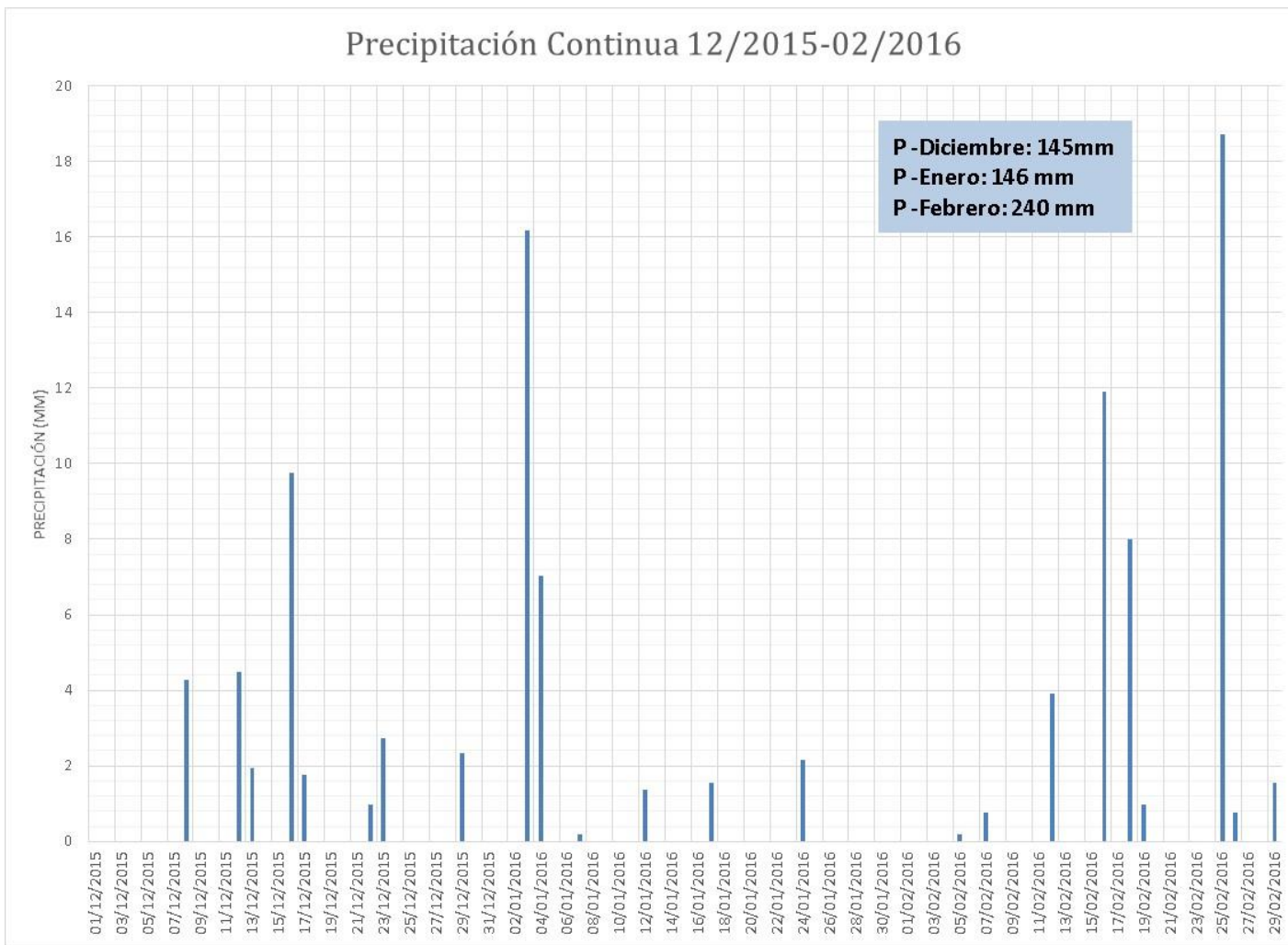


Figura Nº 15 Hietograma continuo 12/2015-02/2016 (Fuente: Elaborado en base a registros de la Et. Bell Ville)

5.4.2 Cálculo de los Hidrogramas

Para cuantificar la variación en el caudal que conducirá el canal proyectado en largos períodos de tiempo, principalmente en períodos lluviosos el programa HEC-HMS (utilizado en la elaboración del modelo para eventos extremos) contempla la utilización del modelo SMA, en su variante de modelo agregado.

Las condiciones particulares que deben incluirse en esta valoración deben contemplar los siguientes aspectos:

- Condiciones precedentes de humedad
- Flujo base
- Efecto de la sucesión de precipitaciones
- Variación temporal de los factores climáticos

Entre los resultados proporcionados por el algoritmo del modelo SMA se encuentra, en primer lugar, el exceso de precipitación, cuya transformación en hidrograma de escorrentía superficial se realiza mediante un modelado posterior, independiente del modelo SMA. Por otro lado, se determina también el flujo subterráneo, cuya transformación en hidrograma se realiza también mediante un modelado externo posterior. Otro de los resultados que proporciona es el relativo a la percolación profunda.

El modelo empleado para representar el proceso de transformación del exceso de precipitación en escorrentía superficial es el método del SCS. Por este motivo las ecuaciones y parámetros correspondientes al método ya fueron expuestos y explicados en el informe precedente.

A continuación se da una explicación sobre el módulo SMA (Soil Moisture Accounting) de HEC-HMS.

5.4.3 SMA (Soil Moisture Accounting) - HEC-HMS

Con respecto a la categorización de los modelos matemáticos intervinientes en HEC-HMS se puede resumir en la tabla siguiente:

Categoría	Descripción
Evento o Continuo	La mayoría de los modelos incluidos s en HEC-HMS son modelos de eventos

Categoría	Descripción
Distribuido o Agregado	HEC-HMS incluye principalmente modelos agregados, con excepciones
Empíricos o Conceptuales	HEC-HMS incluye modelos de ambos tipo
Determinísticos o Estocásticos	Todos los modelos incluidos en HEC-HMS son modelos determinísticos
Parámetros Medidos o Ajustados	HEC-HMS incluye modelos de ambos tipos

- Categorización de los modelos matemáticos intervinientes en HEC-HMS

Para la modelación de la humedad del suelo HEC-HMS utiliza el modelo de humedad del suelo continua (SMA, Soil-moisture Accounting Model). El modelo simula la cuenca como una serie de almacenamientos en mantos o reservorios. En cada uno de los reservorios se considera la tasa de caudales de ingreso o salida, las capacidades de volumen de almacenamiento y las pérdidas.

Los diferentes reservorios del modelo son: interceptación elevada, interceptación superficial, perfil de suelo no saturado y agua subterránea, como se muestra en la figura adjunta:

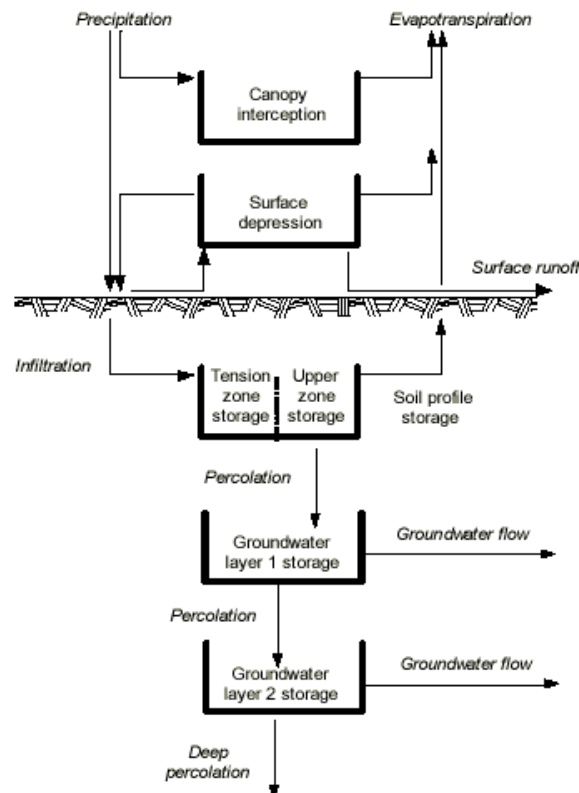


Figura N° 16 Esquema de modelación de los reservorios para el modelo SMA (Soil-moisture Accounting Model) (HEC-HMS, 2000).

Los parámetros del modelo SMA deben ser determinados con datos observados, en este proceso iterativo el modelo es ejecutado con los valores propuestos. La precipitación y la evapotranspiración son los datos de ingreso y el hidrograma computado resultante es comparado con el hidrograma observado en el mismo período. Para el cálculo del almacenamiento en el suelo se debe especificar una capacidad de almacenamiento a priori que deberá ser colmada a priori.

Resumen de los modelos incluidos en HEC-HMS:

HEC-HMS usa por separado modelos que representan cada uno de las componentes de los procesos de escurrimiento:

- Modelos que computan volumen de escurrimiento
 - Pérdidas inicial y tasa de pérdida constante
 - Método del SCS - Número de Curva
 - Green y Ampt
 - Déficit y tasa constante
 - Modelo de Humedad del suelo continua (SMA)
- Modelos de escorrentía directa (flujo sobre ladera)
 - Hidrograma unitario
 - Hidrograma unitario sintético de Clark
 - Hidrograma unitario sintético de Snyder
 - Hidrograma unitario sintético SCS
 - Onda Cinemática
- Modelos de flujo base
 - Mensualmente constante
 - Recesión exponencial
 - Reservorio lineal
- Modelos de flujo en canales
 - Onda cinemática
 - Puls modificado
 - Muskingum-Cunge
 - Confluencia
 - Bifurcación

Los métodos de pérdidas están diseñados para simulación de eventos extremos y otros para simulaciones continuas. Todos los métodos utilizados respetan el principio de conservación de la masa. Por lo tanto la suma de la infiltración y la pérdida de precipitación en la superficie será siempre igual a la precipitación entrante total.

Para este caso el método de pérdida elegido es el Soil moisture accounting loss (SMA).

Este método utiliza tres capas para representar la dinámica del movimiento del agua en el suelo. Es habitualmente utilizado con métodos de interceptación vegetal y de superficie. Las capas del método incluyen almacenamiento en el terreno, un almacenamiento subterráneo superior y otro inferior. La capa de suelo está subdividida en un almacenamiento por tensión y otro por gravedad. Las capas subterráneas no

están diseñadas para representar los procesos de los acuíferos, sino que se intenta utilizarlas para representar procesos de interflujos superficiales. El método proporciona ciclos de mojado y recuperación que pueden ser utilizados por largos períodos continuos de simulación.

La condición inicial del suelo tiene que ser especificada como el porcentaje de suelo que está saturado al comienzo de la simulación. Las condiciones iniciales para las capas subterráneas superior e inferior también tienen que ser especificadas.

La máxima tasa de infiltración establece el límite superior de infiltración desde el almacenamiento superficial hasta el suelo.

Éste es el límite superior de infiltración; la infiltración en un intervalo determinado de tiempo es una función lineal entre la superficie y el almacenamiento en el suelo, si es que se ha seleccionado un método de superficie. Si no se escoge ningún método de superficie, el agua va a infiltrar siempre a la máxima tasa.

El porcentaje de las subcuencas que está conectado directamente a áreas impermeables también puede ser especificado. Toda la precipitación en la porción de la subcuenca será considerado como exceso de precipitación y sujeto a escorrentía directa.

El almacenamiento en el suelo (soil storage) representa el total almacenamiento en la capa de suelo. Puede ser cero si se desea eliminar los cálculos de suelo y pasar el agua infiltrada directamente a la capa subterránea.

El almacenamiento por tensión especifica la cantidad de agua almenada en el suelo que no drena por los efectos de la gravedad. La percolación desde la capa de suelo a la capa subterránea superior va a ocurrir cuando el almacenamiento en el suelo exceda el almacenamiento por tensión. El agua almacenada por tensión es solamente removida por la evapotranspiración

Por definición el almacenamiento por tensión tiene que ser menor que el almacenamiento en el suelo.

La percolación del suelo establece el límite superior desde el reservorio de suelo hasta la capa de agua subterránea superior.

La tasa de percolación es una función lineal entre el almacenamiento en el suelo y el agua subterránea superior.

El reservorio de agua subterránea 1 representa el almacenamiento total en la capa de agua subterránea superior. Puede ser cero si se quiere eliminar la capa de agua subterránea superior y que el agua pase por percolación desde el suelo directamente hasta la capa de agua subterránea inferior.

La tasa de percolación del agua subterránea 1 establece el límite superior de percolación desde el agua subterránea superior hasta el agua subterránea inferior. La tasa de percolación actual es una función lineal entre el almacenamiento en la capa de agua subterránea superior e inferior.

El coeficiente de agua subterránea 1 es usado como el tiempo que transcurre en una función lineal para transformar el agua almacenada en flujo de salida lateral. El flujo de salida está disponible para transformarse en flujo base.

El almacenamiento de agua subterránea 2 representa el almacenamiento total en la capa de agua subterránea inferior.

Puede ser cero si se desea eliminar la capa subterránea inferior y que el agua pase por percolación desde la capa de agua subterránea superior directamente a percolación profunda.

El modelo simula el movimiento del agua a través de la vegetación, sobre la superficie del suelo, en el perfil del suelo y en las capas de aguas subterráneas. Dada la precipitación y la evapotranspiración (ET), el modelo computa la superficie de la cuenca que escurre, el flujo de agua subterráneo, las pérdidas debido a la evapotranspiración, y la percolación profunda sobre toda la cuenca.

La tasa de percolación del agua subterránea 2 establece el límite superior sobre la percolación profunda llevada fuera del sistema.

La tasa de percolación es una función lineal del almacenamiento en la capa subterránea de agua inferior.

El coeficiente de la capa de agua subterránea 2 es usado como el tiempo que transcurre en una función lineal para transformar agua almacenada en flujo de salida lateral. Generalmente se usa un coeficiente más grande que para la capa 1. El flujo lateral está disponible para transformarse en flujo base.

Componentes del almacenamiento:

El modelo SMA representa la cuenca con una serie de capas de almacenamiento, como se ilustra en la figura (incluir figura)

Las tasas de flujo entrante, las de flujo de salida, y la capacidad de las distintas capas controlan el volumen de agua que se pierde o se aporta sobre los distintos componentes de almacenamiento.

a) Almacenamiento por intercepción vegetal (Canopy-interception storage):

La intercepción vegetal representa la precipitación que es capturada sobre los árboles y el follaje, y no llega a la superficie. La precipitación es el único flujo entrante en esta capa. Cuando se produce una precipitación primero se llena el almacenamiento en la cubierta vegetal y solamente después de eso el agua de la precipitación está

disponible para colmar el volumen de otros almacenamientos. El agua en la cubierta vegetal es retenida hasta que es removida por evapotranspiración

b) Almacenamiento por intercepción superficial (Surface-interseption storge):

Es el volumen de agua retenido en las irregularidades de la superficie del terreno. La entrada son las precipitaciones que no han sido interceptadas por la vegetación y que exceden la capacidad de infiltración. Las salidas son inicialmente la infiltración y la ET. Posteriormente, si el volumen almacenado supera el máximo establecido, esta agua pasará a la escorrentía superficial.

c) Almacenamiento en el suelo (Soil profile storage):

La entrada es la infiltración desde la superficie. Las salidas son la ET y la percolación hacia el acuífero subyacente.

El programa distingue entre dos zonas:

c.1. Upper zone: Parte del suelo que puede perder agua por ET o por percolación. Corresponde al agua gravífica, que ocupa los poros del suelo y es susceptible de ser atrapada por la raíces de las plantas o de ser arrastrada hacia abajo por la gravedad.

c.2 Tension zone: Parte del agua contenida en el suelo que se pierde solamente por ET. Corresponde al agua adherida a las partículas del suelo; las raíces pueden utilizarla, pero no puede moverse. La ET primero toma el agua de la upper zone y posteriormente de la tension zone.

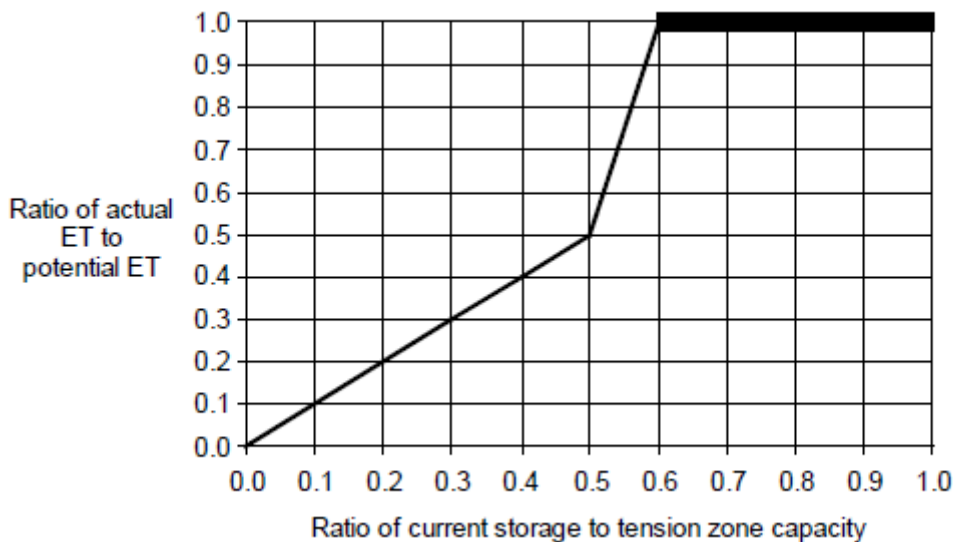


Figura N° 17 ET como función del almacenamiento por zona de tensión (Benett, 1998)

d) Almacenamiento en los acuíferos. (Groundwater storage). EL modelo HMS distingue dos niveles: Un acuífero superficial "Layer 1", que recibe directamente la percolación del agua gravífica que no ha sido atrapada por la ET y que ha excedido la capacidad de almacenamiento del suelo. Desde este acuífero más superficial, el agua puede incorporarse a la escorrentía subterránea (que puede alimentar el caudal base de los ríos) o bien percolar hacia un acuífero más profundo, "Layer2". Análogamente, desde este acuífero el agua puede incorporarse a la escorrentía subterránea o percolar aún más profundamente: en este caso el modelo considera esta agua perdida, sale del sistema y no será considerada.

Si se desea utilizar solamente un nivel acuífero, basta indicar el nivel del acuífero inferior igual a cero. De este modo cuando el primer nivel acuífero esté completo, el agua se perderá hacia percolación profunda o lateralmente para alimentar la escorrentía superficial.

Como se ha mencionado anteriormente los modelos continuos pueden ir acompañados de métodos de cobertura vegetal, superficie y evapotranspiración. A continuación se presentan cada uno de ellos.

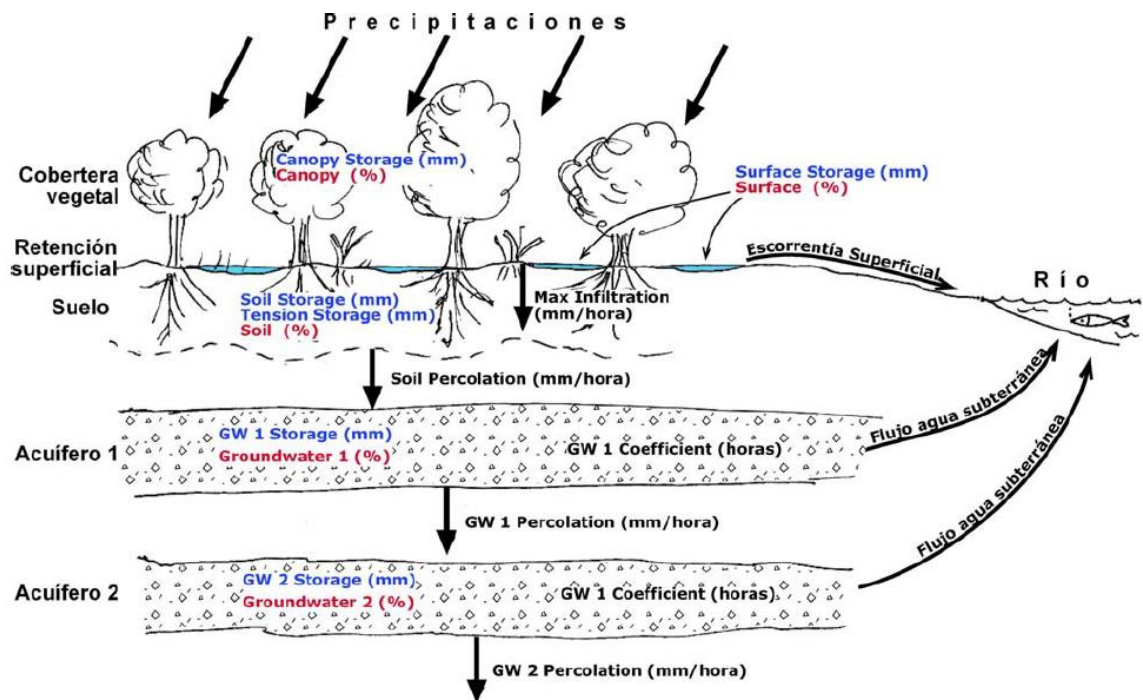


Figura Nº 18 Esquema de los parámetros intervinientes en el modelo SMA (Soil-moisture Accounting Model) (HEC-HMS, 2000).

5.4.3.1 Método de Cubierta Vegetal

La cubierta vegetal es uno de los componentes que pueden ser incluidos en los elementos de las subcuencas. Se busca representar la presencia de vegetación en el paisaje. Las plantas interceptan la precipitación, reduciendo la cantidad de precipitación que llega a la superficie.

La precipitación interceptada se evapora entre los eventos de tormenta. Los métodos de intercepción vegetal son usados generalmente para simulaciones continuas.

Los métodos de cubierta vegetal que se pueden encontrar en el programa HEC-HMS son:

- Gridded simple canopy
- Simple Canopy

El método escogido para la modelación continua de la cuenca analizada en el presente informe es el de **Cubierta vegetal simple**.

Este método es una simple representación de la cobertura vegetal. Toda la precipitación es interceptada hasta que la capacidad de almacenamiento está llena. Una vez que el almacenamiento está agotado, el excedente de la precipitación cae a la superficie o directamente al suelo si es que la representación de la superficie no está incluida. La cobertura vegetal va a consumir toda la evapotranspiración potencial antes que el agua que se encuentra en depósitos haya sido eliminada. La evapotranspiración potencial no usada después de que el reservorio está vacío puede ser utilizada por los componentes de la superficie y del suelo.

Para definir la condición inicial en la que se encuentra la cobertura vegetal se debería especificar el porcentaje de almacenamiento que en dicha cobertura está lleno de agua cuando se comienza con la simulación. La cantidad de agua almacenada se especifica a través del espesor efectivo de agua.

5.4.3.2 Método de Superficie

La superficie es otro de los componentes que pueden ser incluidos en los parámetros de las subcuencas. Intenta representar la superficie del terreno donde el agua puede ser acumulada en depresiones sobre la superficie. El almacenamiento en las depresiones sobre la superficie, como puede ser el caso de un estacionamiento, tiene un valor que es cercano a cero.

La precipitación que cae de la cobertura vegetal o directamente precipita cuando no hay vegetación, impacta sobre la superficie. La precipitación neta acumulada en las depresiones y la infiltrada en el suelo tiene la capacidad de recibir agua. El agua

escurre por la superficie cuando el índice de precipitación excede la tasa de infiltración, y la superficie de almacenamiento está colmada.

La precipitación que reside en la superficie de almacenamiento puede infiltrar después de las precipitaciones hayan terminado y es sujeta a ser evapotranspirada. La elección de métodos de superficie es opcional y generalmente es solamente utilizada para simulaciones continuas.

En el programa HEC-HMS ofrece dos métodos diferentes:

- Gridde simple surface
- Simple surface

Para la modelación semi-continua realizada en el presente informe se optó por el **método de superficie simple**.

Es una representación simple de la superficie del suelo. Antes de que los almacenamientos superficiales se hallen colmados, el agua proveniente directamente de las precipitaciones o aquella que es primeramente interceptada por la vegetación y luego llega al suelo, se almacenan en las depresiones.

El agua almacenada en la superficie infiltra en el suelo y se infiltra aunque la capacidad de almacenamiento no esté colmada. La superficie de escorrentía se va a generar cuando la capacidad de almacenamiento esté llena, y cuando la tasa de precipitación a través de la caída desde la vegetación exceda la tasa de infiltración.

La condición inicial de la superficie tiene que ser especificada a través del porcentaje de almacenamiento de agua al principio de la simulación.

La superficie de almacenamiento representa la máxima cantidad de agua que puede ser almacenada en la superficie del suelo antes de que el agua escurra. La cantidad de almacenamiento es especificada como la lámina efectiva de agua.

5.4.3.3 Evapotranspiración (ET)

ET es la pérdida de agua desde la interceptación vegetal, las depresiones en la superficie y el almacenamiento en el suelo. En el modelo SMA, la evapotranspiración potencial requerida, es computada como el espesor de evaporación almacenado mensualmente, multiplicada por un coeficiente de corrección de almacenamiento por la variación mensual y escalada al intervalo de tiempo.

El volumen de evapotranspiración potencial es satisfecho inicialmente por la interceptación vegetal, luego por la interceptación superficial y por último por el suelo. Dentro del perfil de suelo, la ET potencial es primeramente cumplida por la zona superior (upper zone) luego por la zona de tensión (tension zone). Si la evapotranspiración potencial no es completamente satisfecha por un solo

almacenamiento en un intervalo de tiempo, el volumen de ET potencial insatisfecho, lo será por el próximo almacenamiento disponible.

5.4.4 Desarrollo del Modelo

Se utiliza la misma discretización espacial que la empleada en el modelo de eventos extremos por lo que no existen diferencias con el esquema de modelación precedente a excepción de la conceptualización empleada en la simulación e interconexión entre “reservorios”. Por lo que la subdivisión de las subcuencas puede observarse en la figura N° 3 en el presente informe.

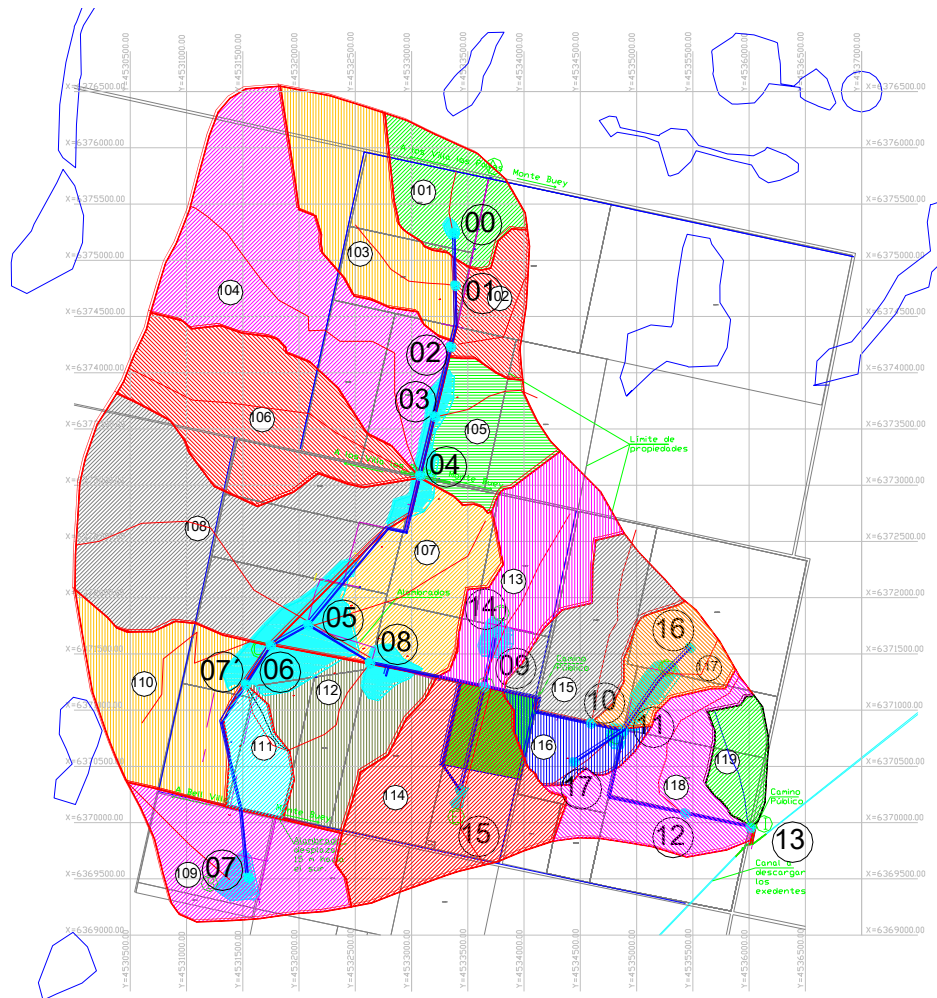


Figura N°3: Delimitación de las subcuencas de aporte al punto de análisis en base a las cartas del IGM.

A continuación se detalla el significado y el valor seleccionado para los parámetros requeridos por el modelo. Además de los parámetros propios del método de pérdidas

SMA, se definieron también los parámetros para incorporar al modelo la intercepción vegetal y la retención superficial.

Seguidamente se determina la metodología para estimar los valores de evapotranspiración y el proceso de calibración.

Una vez ajustada la corrida semi-continua se incorporan las características de los sectores que actuarán como reservorios regulando los caudales que excedan la capacidad de conducción del canal.

5.4.5 Parámetros del modelo:

En su determinación se consideraron parámetros empleados en modelaciones de zonas homólogas y valores sugeridos por distintos autores.

Según su orden de aparición en la estructura computacional de HEC-HMS, el cual respeta el recorrido del agua de precipitación desde su origen, los mismos son:

- **Intercepción de agua por parte de la vegetación (INTVEG):**
-

Tipo de vegetación	Intercepción (mm)
Bosque	9.0
Matorral	4.0
Herbazal	3.0
Urbano y baldío	0.0
Desnudo	0.0
Plantación forestal	9.0
Parques urbanos	3.0
Cultivos agrícolas	1.0

Valor promedio adoptado para **INTVEG: 1.0 mm**

- **Capacidad de almacenamiento superficial en depresiones del terreno (CADSUP):**

Descripción	Pendiente (%)	Almacenam. sup. (mm)
Zonas pavimentadas		3.2 – 6.4
Pendientes fuertes	> 30 %	1.0
Pendientes suaves	10 – 30 %	12.7 – 6.4
Zonas llanas	0 – 5 %	50.8

Valor promedio adoptado para **CADSUP: 30 mm**

- **Capacidad de Almacenamiento de Agua en el Suelo (CAS):**

En el cálculo de la Capacidad de Almacenamiento de Agua en el Suelo se considera el espesor medio del paquete edafológico que es modelizado y su porosidad.

Los espesores de los diferentes tipos de suelo en la cuenca son estimados a partir de sistemas de información geográfica (GIS) de la zona junto a apreciaciones de entidades agrícolas y valoraciones personales. Estos espesores se encuentran entre 700mm y 2000mm.

Del mismo modo se estimaron valores de porosidad entre 40% y 50%.

El valor promedio adoptado para **CAS fue de 1000mm**

- **Capacidad de Almacenamiento de Agua en la zona de tensión (CAZTS):**

La cantidad de agua libre disponible para pasar a los depósitos inferiores de almacenamiento de agua se ha obtenido a partir de la información contenida en la tabla siguiente (Rawls et al., 1982), en la que se relaciona la textura del suelo, el tipo del mismo, desde el punto de vista hidrológico, y la capacidad efectiva de almacenamiento de agua, expresada en tanto por uno.

TABLE 2. HYDROLOGIC SOIL PROPERTIES CLASSIFIED BY SOIL TEXTURE

Texture class	Sample size	Total porosity (θ), cm^3/cm^3	Residual saturation (θ_r), cm^3/cm^3	Effective porosity (θ_e), cm^3/cm^3	Bubbling pressure (ψ_b)		Pore size distribution (λ)		Water retained at -0.33 bar tension, cm^3/cm^3	Water retained at -15 bar tension, cm^3/cm^3	Saturated Hydraulic Conductivity ‡ (K_s) cm/h
					Arithmetic, cm	Geometric, \dagger cm	Arithmetic	Geometric \dagger			
Sand	762	0.437 (0.374-0.500)	0.020 (0.001-0.039)	0.417 (0.354-0.480)	15.98 (0.24-31.72)	7.26 (1.36-38.74)	0.694 (0.298-1.090)	0.592 (0.334-1.051)	0.091 (0.018-0.164)	0.033 (0.007-0.059)	21.00
Loamy sand	338	0.437 (0.368-0.506)	0.035 (0.003-0.067)	0.401 (0.329-0.473)	20.58 (0.0-45.20)	8.69 (1.80-41.85)	0.553 (0.234-0.872)	0.474 (0.271-0.827)	0.125 (0.060-0.190)	0.055 (0.019-0.091)	6.11
Sandy loam	666	0.453 (0.351-0.555)	0.041 (0.0-0.106)	0.412 (0.283-0.541)	30.20 (0.0-64.01)	14.66 (3.45-62.24)	0.378 (0.140-0.616)	0.322 (0.186-0.558)	0.207 (0.126-0.288)	0.095 (0.031-0.159)	2.59
Loam	383	0.463 (0.375-0.551)	0.027 (0.0-0.074)	0.434 (0.334-0.534)	40.12 (0.0-100.3)	11.15 (1.63-76.40)	0.252 (0.086-0.418)	0.220 (0.137-0.355)	0.270 (0.195-0.345)	0.117 (0.069-0.165)	1.32
Silt loam	1206	0.501 (0.420-0.582)	0.015 (0.0-0.058)	0.486 (0.394-0.578)	50.87 (0.0-109.4)	20.76 (3.58-120.4)	0.234 (0.105-0.363)	0.211 (0.136-0.326)	0.330 (0.258-0.402)	0.133 (0.078-0.188)	0.68
Sandy clay loam	498	0.398 (0.332-0.464)	0.068 (0.0-0.137)	0.330 (0.235-0.425)	59.41 (0.0-123.4)	28.08 (5.57-141.5)	0.319 (0.079-0.559)	0.250 (0.125-0.502)	0.255 (0.186-0.324)	0.148 (0.085-0.211)	0.43
Clay loam	366	0.464 (0.409-0.519)	0.075 (0.0-0.174)	0.390 (0.279-0.501)	56.43 (0.0-124.3)	25.89 (5.80-115.7)	0.242 (0.070-0.414)	0.194 (0.100-0.377)	0.318 (0.250-0.386)	0.197 (0.115-0.279)	0.23
Silty clay loam	689	0.471 (0.418-0.524)	0.040 (0.0-0.118)	0.432 (0.347-0.517)	70.33 (0.0-143.9)	32.56 (6.68-158.7)	0.177 (0.039-0.315)	0.151 (0.090-0.253)	0.366 (0.304-0.428)	0.208 (0.138-0.278)	0.15
Sandy clay	45	0.430 (0.370-0.490)	0.109 (0.0-0.205)	0.321 (0.207-0.435)	79.48 (0.0-179.1)	29.17 (4.96-171.6)	0.223 (0.048-0.398)	0.168 (0.078-0.364)	0.339 (0.245-0.433)	0.239 (0.162-0.316)	0.12
Silty clay	127	0.479 (0.425-0.533)	0.056 (0.0-0.136)	0.423 (0.334-0.512)	76.54 (0.0-159.6)	34.19 (7.04-166.2)	0.150 (0.040-0.260)	0.127 (0.074-0.219)	0.387 (0.332-0.442)	0.250 (0.193-0.307)	0.09
Clay	291	0.475 (0.427-0.523)	0.090 (0.0-0.195)	0.385 (0.269-0.501)	85.60 (0.0-176.1)	37.30 (7.43-187.2)	0.165 (0.037-0.293)	0.131 (0.068-0.253)	0.396 (0.326-0.466)	0.272 (0.208-0.336)	0.06

Teniendo en cuenta dichas relaciones, se determinaron porcentajes medios para los suelos dominantes que permiten calcular la parte de agua que es almacenada en el mismo en la denominada tension zone. El agua retenida por tensión varía entre 0.250 y 0.4.

El valor promedio adoptado para **CAZTS** es de **33**

- **Máxima Capacidad de infiltración del suelo (MCIS):**

El procedimiento a utilizar para determinar la capacidad de almacenamiento de agua en el suelo, tanto a nivel global como en la tensión zone, en una subcuenca cualquiera, consiste en calcular el valor medio ponderado, a partir de los valores correspondientes a cada tipo de suelo, teniendo en cuenta además la distribución de los tipos de suelo considerados en el conjunto de la subcuenca.

Partiendo de la agrupación de los suelos en cuatro tipos (A, B, C y D), establecida por el Soil Conservation Service de Estados Unidos y su capacidad de infiltración superficial, a nivel cualitativo; Skaggs y Khaleel (1982) han propuesto valores concretos de dicha capacidad de infiltración, tal como se puede ver en la tabla siguiente.

Tipo de suelo	Infiltr. sup. (mm/h)
A	7.6 – 11.4
B	3.8 – 7.6
C	1.3 – 3.8
D	0.0 -1.3

Teniendo en cuenta la información contenida en esta tabla, se han adoptado valores medios para el parámetro MCIS, para cada tipo de suelo en la cuenca.

Valor adoptado de **MCIS: 10 mm/h**

- **Máxima Capacidad de percolación del suelo (MCPS):**

Al igual que en el caso anterior, para obtener el valor de este parámetro correspondiente al conjunto de la cuenca, hay que realizar una ponderación de los valores correspondientes a cada tipo de suelo, en función de la distribución de los mismos dentro de la cuenca.

En lo que hace referencia a la percolación hacia capas más profundas del suelo, se han establecido diferencias en función de la conductividad estimada para los estratos más profundos, habiéndose adoptado el valor que se indica a continuación.

Valor adoptado de **MCPS: 10mm/h**

- **Almacenamiento del depósito subterráneo 1**

Los últimos parámetros que describen el funcionamiento de los dos paquetes subterráneos simulados como depósitos de almacenamiento son la capacidad de los mismos y las percolaciones que se producen entre el primero y el segundo depósito y desde el segundo de los depósitos hacia capas inferiores.

Para determinar los valores de la capacidad de almacenamiento de los dos depósitos representativos del comportamiento del agua en el subsuelo que se consideran en el modelo SMA, y de sus respectivos coeficientes de almacenamiento, se recomienda utilizar una metodología análoga a la empleada habitualmente al considerar la curva de agotamiento de un

hidrograma. Debido a que no se dispone de hidrogramas reales registrados a nivel global ni mucho menos en cada subcuenca estos parámetros fueron inferidos de cuencas análogas.

- **Capacidad de Almacenamiento del depósito subterráneo 1 (MCPDS1)**

Para la estimación del parámetro MCPDS1, que representa la máxima capacidad de percolación entre ambos depósitos, se ha supuesto, tras considerar los resultados obtenidos en algunos sectores de la cuenca, y ante la falta de datos o estudios específicos, un valor igual al 80% del adoptado para la máxima capacidad de percolación del suelo (MCPS).

Valor adoptado de **MCPDS1: 8mm/h**

- **Capacidad de Almacenamiento del depósito subterráneo 1 (CADS1)**

Valor adoptado para **CADS1: de 1000 mm**

- **Coefficiente de Almacenamiento del depósito subterráneo 1 (TADS1)**

Para la determinación de este parámetro se hizo un análisis vinculando la conductividad del suelo y la distancia de las distintas subcuencas hasta posibles puntos de descarga. Debido a la baja conductividad que presenta el suelo, no va a haber superposición en los picos de los hidrogramas.

Valor adoptado para **TADS1: de 10000 hs**

- **Almacenamiento del depósito subterráneo 2**

La profundidad que presenta el segundo “reservorio” y la baja conductividad del suelo permiten considerar que la conducción desde este estrato se encuentra desacoplada del resto de los reservorios a los fines del cálculo.

- **Capacidad de Almacenamiento del depósito subterráneo 1 (MCPDS2)**

Valores adoptados para **CADS2: 0 mm**

- **Coefficiente de Almacenamiento del depósito subterráneo 2 (TADS2)**

Valores adoptados para **TADS1: 0 hs**

5.4.6 Evapotranspiración

Al utilizarse HMS como modelo continuo es necesario introducir previamente datos de Evapotranspiración Potencial (ETP). Esto puede hacerse de dos maneras:

- Ingreso directo de datos medidos o calculados mensualmente para la ETP
- Cálculo automático por el método de Priestley-Taylor.

Como los datos de que se dispone para la zona es la temperatura media mensual la expresión de Thornthwaite (1948) permite calcular este valor mes a mes de forma simple y confiable.

Para el cálculo de la evapotranspiración, se emplea la expresión de Thornthwaite (1948). Sus cálculos están basados en la determinación de la evapotranspiración en función de la temperatura media, con una corrección en función de la duración astronómica del día y el número de días del mes. El método es muy empleado en Hidrología y en la estimación del balance hídrico para Climatología e Hidrología de cuencas.

Thornthwaite comprobó que la evapotranspiración era proporcional a la temperatura media afectada de un coeficiente exponencial, a .

$$e = 16 \left(10 \frac{t_m}{I} \right)^a$$

Donde:

- e : evapotranspiración mensual sin ajustar en mm (mm/mes)
- t_m : temperatura media mensual en ° C
- I : Índice de calor anual

$$I = \sum_{j=1}^{j=12} i_j$$

Que se calcula a partir del índice de calor mensual, i , como suma de los doce índices de calor mensuales:

$$i_j = \left(\frac{t_{mj}}{5} \right)^{1.514}$$

a : parámetro que se calcula, en función de I según la expresión:

$$a = 0.000000675^3 - 0.0000771^2 + 0.01792I + 0.49239$$

Para el cálculo de la ETP de un mes determinado es preciso corregir la ETP sin ajustar "e" mediante un coeficiente que tenga en cuenta el número de días del mes y horas de luz de cada día, en función de la latitud. Para lo cual se introduce el índice de iluminación mensual en

unidades de 12 horas, que deberá multiplicar a la ETP sin ajustar para obtener la ETP según Thornthwaite (mm/mes).

$$ETP_{Tho} = e.L$$

Donde:

e: evapotranspiración mensual sin ajustar en mm

L: factor de corrección del número de días del mes (N_{di}) y la duración astronómica del día N_i (horas de sol)

$$L_i = N_{di}/30.N_i/12$$

El valor de "L" se puede obtener, así mismo, tabulado para distintas latitudes para las que se considera la duración media de la luz solar".

A continuación se presentan los valores de evapotranspiración promedio para la cuenca:

TEMPERATURA MEDIA (SMN)	
MES	TEMP MEDIA C°
Ene	23.5
Feb	22.4
Mar	20.4
Abr	17.2
May	13.8
Jun	10.4
Jul	10.0
Ago	12.5
Sep	14.5
Oct	18.8
Nov	21.0
Dic	22.9

VALORES DE Ka		
LATITUD	32°	S
Ene		1.21
Feb		1.03
Mar		1.06
Abr		0.95
May		0.91
Jun		0.84
Jul		0.89
Ago		0.95
Sep		1.00
Oct		1.12
Nov		1.15
Dic		1.23

Mes	tm	ij	l	a	e	L	Evapotranspiración (mm/mes)
Ene	23.5	10.413	807.690.479	179.246.174	108.519	1.21	131
Feb	22.4	9.684			99.583	1.03	102
Mar	20.4	8.405			84.213	1.06	89
Abr	17.2	6.492			62.023	0.95	59
May	13.8	4.651			41.793	0.91	38
Jun	10.4	3.031			25.172	0.84	21
Jul	10.0	2.856			23.463	0.89	20,9
Ago	12.5	4.004			35.002	0.95	33
Sep	14.5	5.013			45.669	1.00	46
Oct	18.8	7.427			72.744	1.12	81
Nov	21.0	8.782			88.704	1.15	102
Dic	22.9	10.013			103.603	1.23	127

Tabla N°5: Cálculo de la evapotranspiración media por el método de Thornthwaite.

5.4.7 Curva Cota- Volumen:

La determinación de las curvas cota volumen que permitieron modelar las lagunas que actualmente se forman en el terreno, se realizaron mediante los puntos relevados en el sitio mediante estación total e información obtenida de cartas del IGN. Conociendo a través del relevamiento topográfico las curvas de nivel con un grado de aproximación más que aceptable, se trazó de manera tentativa, a través del reconocimiento en terreno y de imágenes satelitales los límites de las lagunas que se formaban en el terreno, por lo que se pudieron establecer las curvas cota-volumen. La elaboración de dichas curvas tiene como objeto simular de manera más exacta el real comportamiento del agua frente a un evento de precipitación. El agua, queda retenida en el terreno y no se evacúa de manera inmediata, por lo que está desfasada en el tiempo con respecto a los picos de los hidrogramas, es por este motivo que el modelo de simulación fue realizado para una lluvia continua de tres meses y la simulación se extendió durante un mes más, donde se puede identificar que el agua tarda aproximadamente 30 días en evacuarse completamente una vez terminado el evento continuo. Por lo que se puede concluir que las lagunas están oficiando de retardos que impiden que todo el caudal precipitado se desagote de manera inmediata, permitiendo así regular el caudal que se vierte sobre el canal que conduce el agua hacia el río primero.

5.4.7.1 Laguna A:

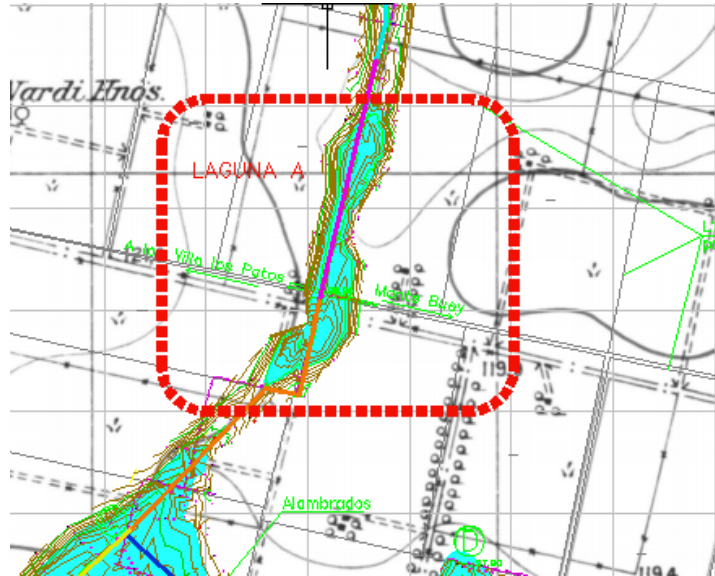


Figura N° 19 Ubicación Laguna A

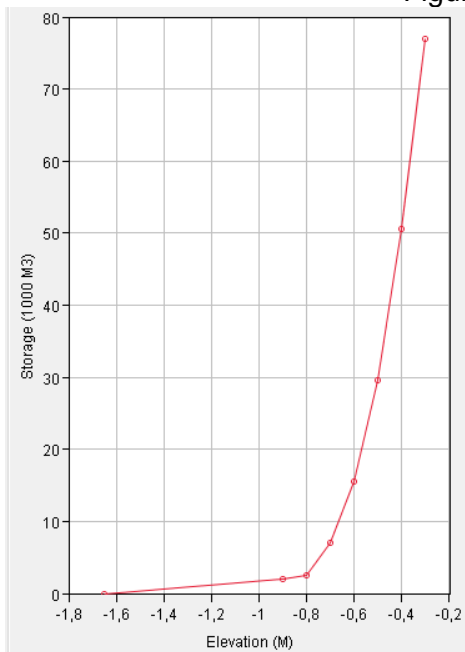


Figura N° 20 Curva cota – volumen Laguna A

Laguna A		
Cota (m)	Área (m2)	Volumen Acumulado (m3)
-1.65	2689	0.00
-0.9	2689	2016.75
-0.8	4297.907	2446.54
-0.7	45752.20	7021.76
-0.6	84967.61	15518.52
-0.5	140596.27	29578.15
-0.4	209882.85	50566.43
-0.3	263982.91	76964.72

Tabla N°6: Cota – Volumen Laguna A

5.4.7.2 Laguna B:

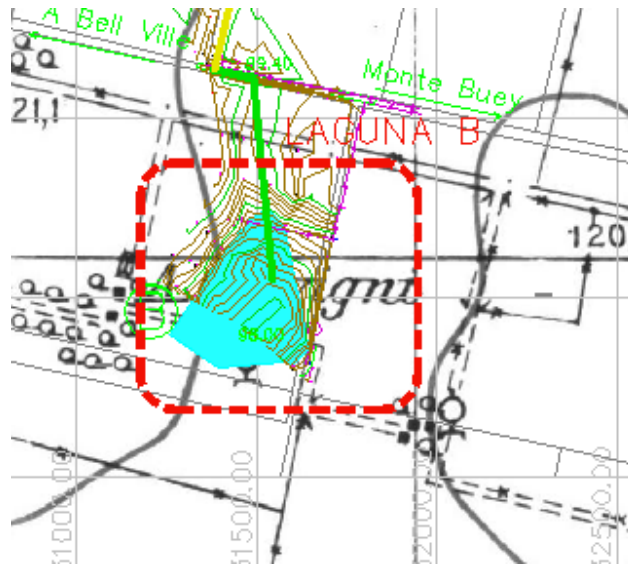


Figura N° 21 Ubicación Laguna B

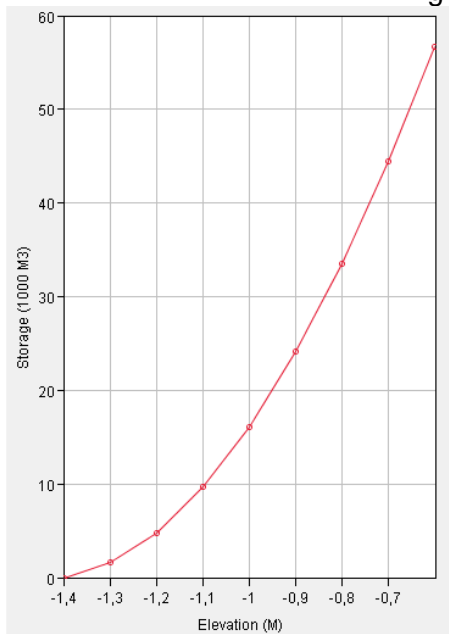


Figura N° 22 Curva cota – volumen Laguna B

Laguna B		
Cota(m)	Área (m2)	Volumen Acumulado(m3)
-1.4	4114.81	0.00
-1.3	16160.25	1616.03
-1.2	31510.69	4767.09
-1.1	48684.4	9635.53
-1	64867.51	16122.29
-0.9	79573.72	24079.66
-0.8	94708.13	33550.47
-0.7	108996.71	44450.14
-0.6	122688.21	56718.96

Tabla N° 7: Cota-Volumen Laguna B

5.4.7.3 Laguna C:

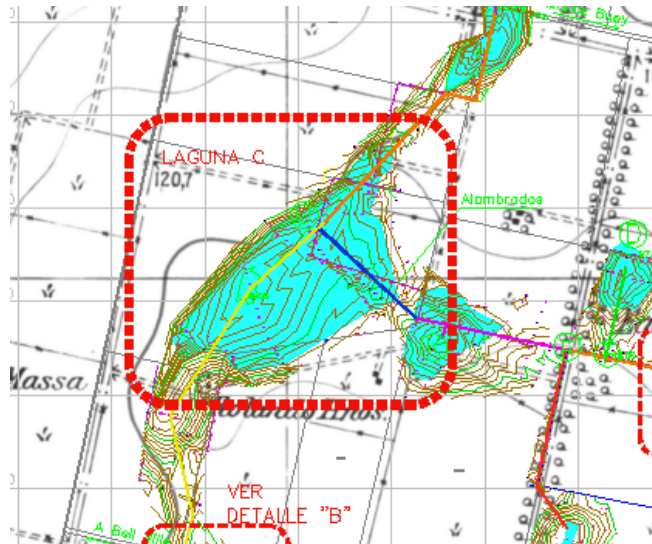
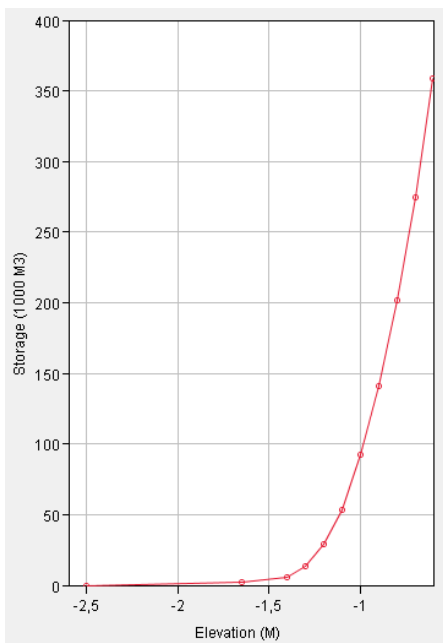


Figura N° 23 Ubicación Laguna C



Laguna c		
Cota(m)	Área(m2)	Volumen Acumulado(m3)
-2.5	1424	0
-1.65	2455	2086.75
-1.4	14068.8	5603.95
-1.3	79388.5	13542.8
-1.2	157096.98	29252.498
-1.1	243769.13	53629.411
-1	385258.42	92155.253
-0.9	491189.97	141274.25
-0.8	608446.5	202118.9
-0.7	725443.5	274663.25
-0.6	844366.8	359099.93

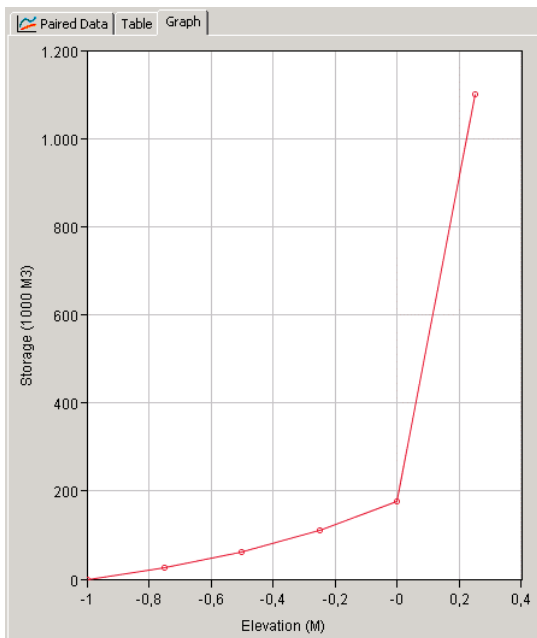
Tabla N°8: Cota -Volumen Laguna C

Figura N° 24 Curva cota – volumen Laguna C

5.4.7.4 Laguna D:



Figura N° 25 Ubicación Laguna D



Laguna D		
Cota(m)	Área(m2)	Volumen Acumulado(m3)
-1.00	0	0
-0.75	100000	25000
-0.50	148000	62000
-0.25	192000	110000
0.00	260000	175000
0.25	3700000	1100000

Tabla N°9: Cota – Volumen Laguna D

Figura N° 26 Curva cota – volumen Laguna D

5.4.8 Modelo hidrológico y Resultados

En la Figura N° 48 se puede advertir el esquema de modelación utilizado para la obtención de los caudales en cada punto de interés.

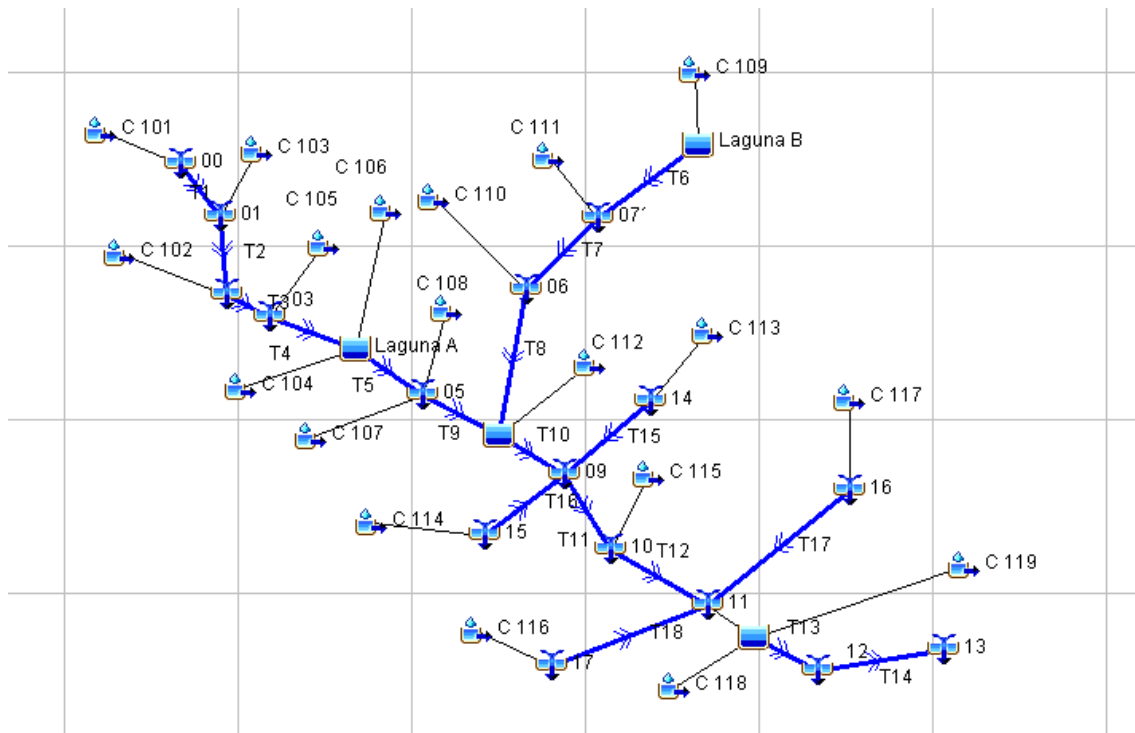


Figura N° 27 Modelo de Cuencas

En el siguiente modelo podemos apreciar como las uniones fueron reemplazadas por las lagunas. La unión 04 se reemplaza por la Laguna A, la unión 07 por la laguna B, la unión 08 por la laguna C y entre la unión 11 y 12 se incorporó la Laguna D. En este último punto hay que hacer además otra aclaración, ya que los aportes de las cuencas fueron levemente modificados, por considerar que de esta manera se estaba representando más fielmente lo que realmente ocurría. Se consideró que la cuenca 18 y 19 aportan primeramente a la Laguna D que actúa de retardo del agua proveniente de esas cuencas, para conducir el excedente hacia la desembocadura, previamente laminándolo.

5.4.9 Órganos de descarga

En cada caso el canal que atraviesa las lagunas constituirá el medio de descarga en la sección de salida limitando su capacidad a la del tramo en cuestión.

Como la descarga se va a materializar a través del canal, que en ese momento se encontrará ahogado, la forma en el que se modeló fue a través de considerar al canal como un vertedero de cresta ancha, que también trabaja ahogado.

En el caso de la Laguna D, se consideró una estructura diferente ya que se optó por un orificio. Como se puede evidenciar en la figura N°3, dicha laguna desemboca en una alcantarilla, que va a ser la que regule la laguna, esto no quiere decir que la alcantarilla haya sido diseñada como estructura de regulación, ya que la misma tiene una función de transportar el caudal por debajo del camino, pero en caso de tener caudales superiores a los 0.4m³/seg, la alcantarilla inevitablemente va a funcionar como estructura de regulación del flujo saliente.

Las cotas de vertedero que se incorporaron en el modelo, coinciden con las cotas de solera del canal, con su ancho correspondiente, y el diámetro del orificio de salida de la última laguna corresponde al diámetro de la alcantarilla que cruza el camino en su último tramo, que es de 800.

5.4.10 Resultados

Los parámetros determinados para cada subcuenca y el hietograma generado a partir del registro, se ingresaron al programa HEC-HMS haciendo uso del modelo SMA para el cálculo de las pérdidas y del SCS para la transformación lluvia –caudal. A continuación se presentan los gráficos de los caudales erogados desde cada laguna y el hidrograma de ingreso en el punto final del sistema diseñado donde descarga al canal principal de sistematización.

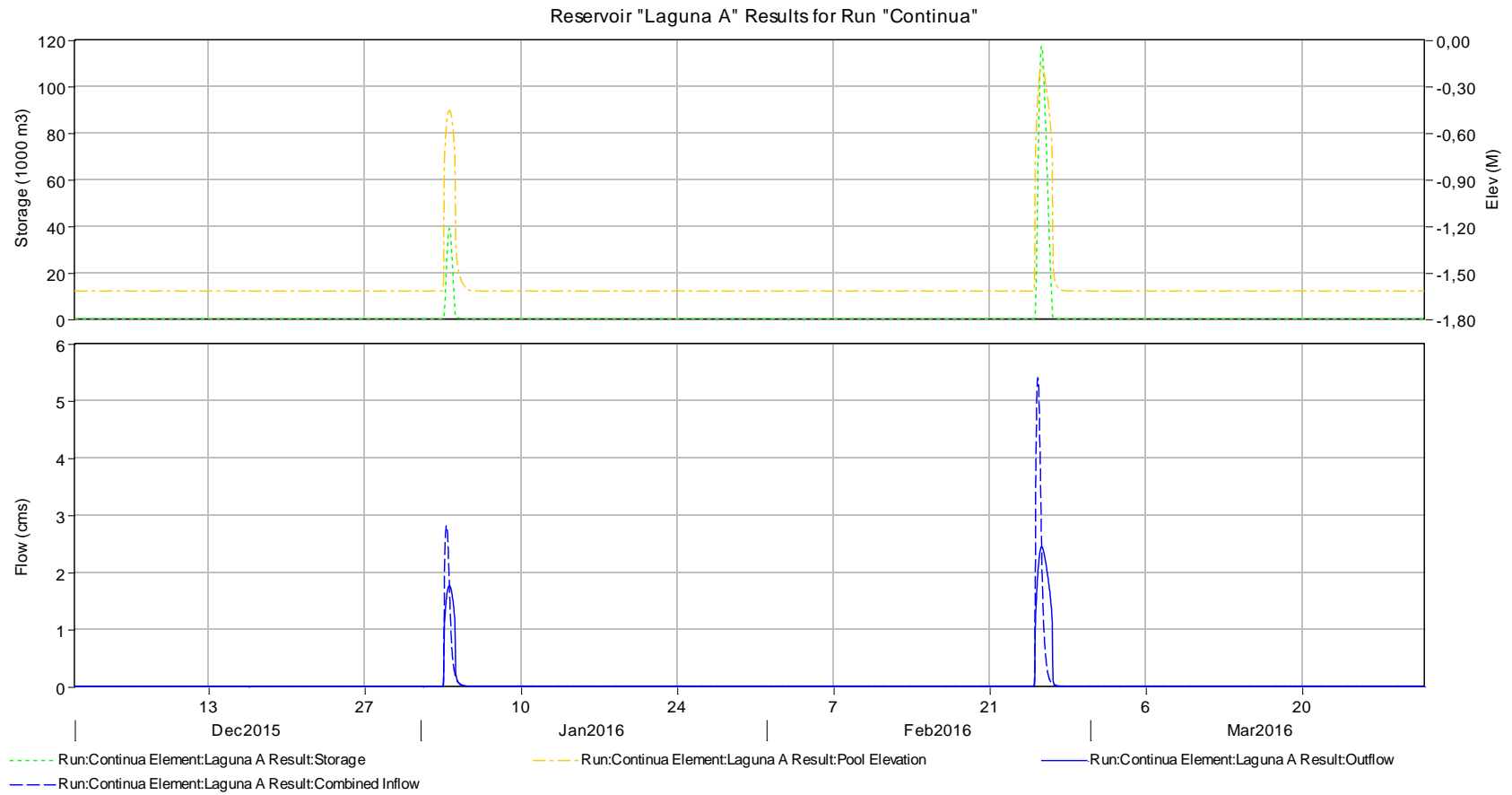


Figura N° 28 Hidrogramas de entrada y salida a LAGUNA A

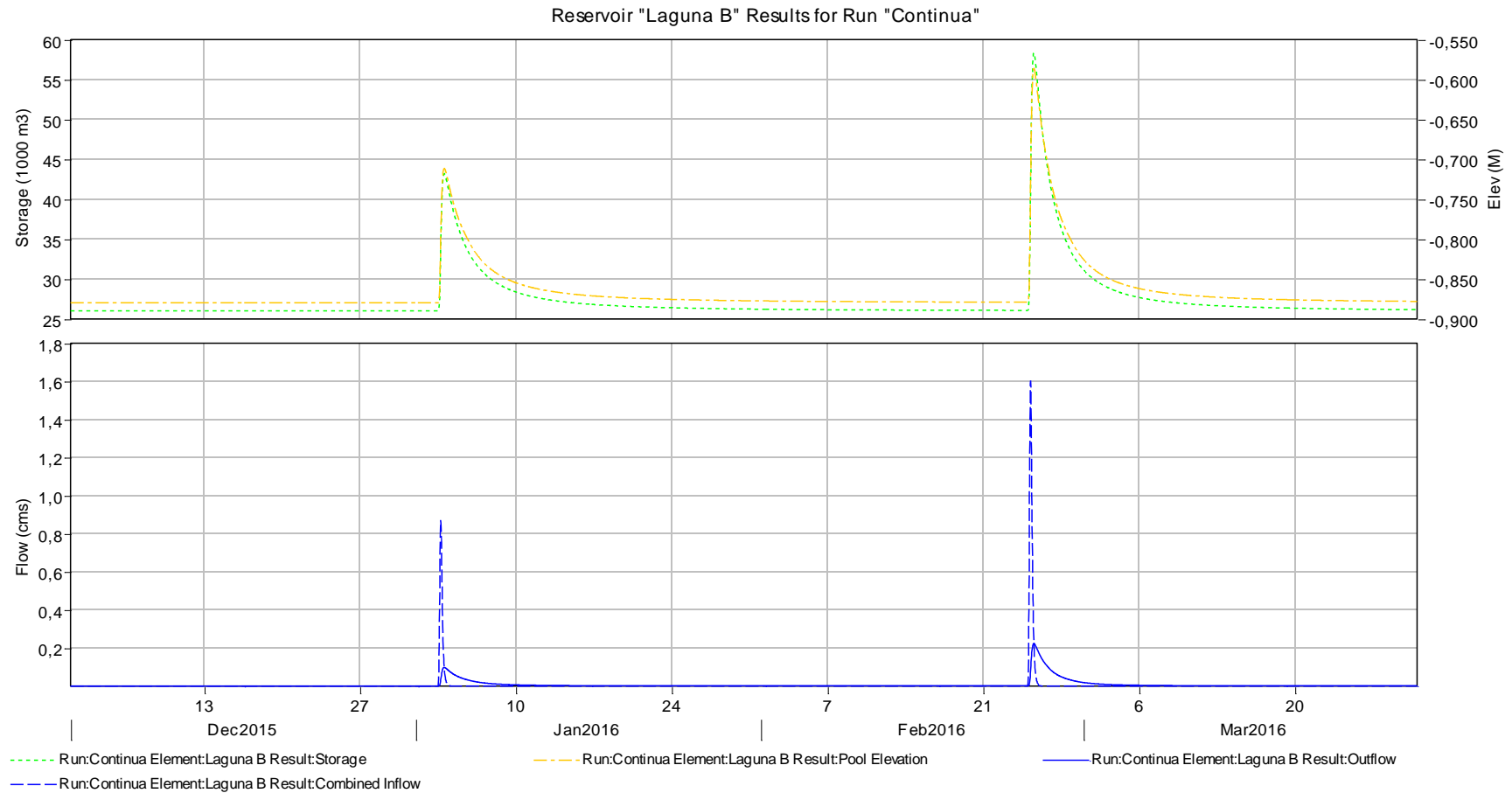


Figura N° 29 Hidrogramas de entrada y salida a LAGUNA B

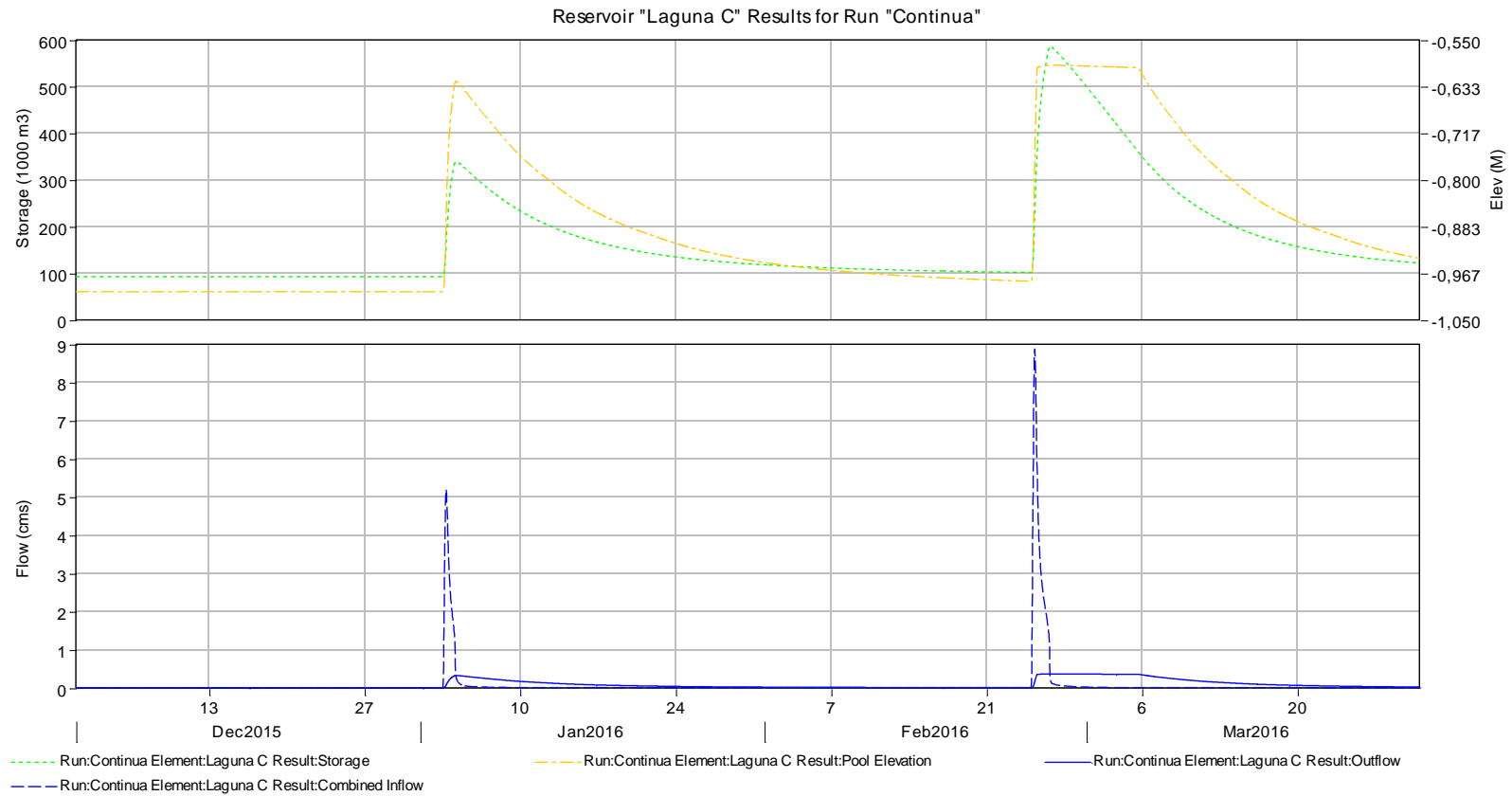


Figura N° 30 Hidrogramas de entrada y salida a LAGUNA C

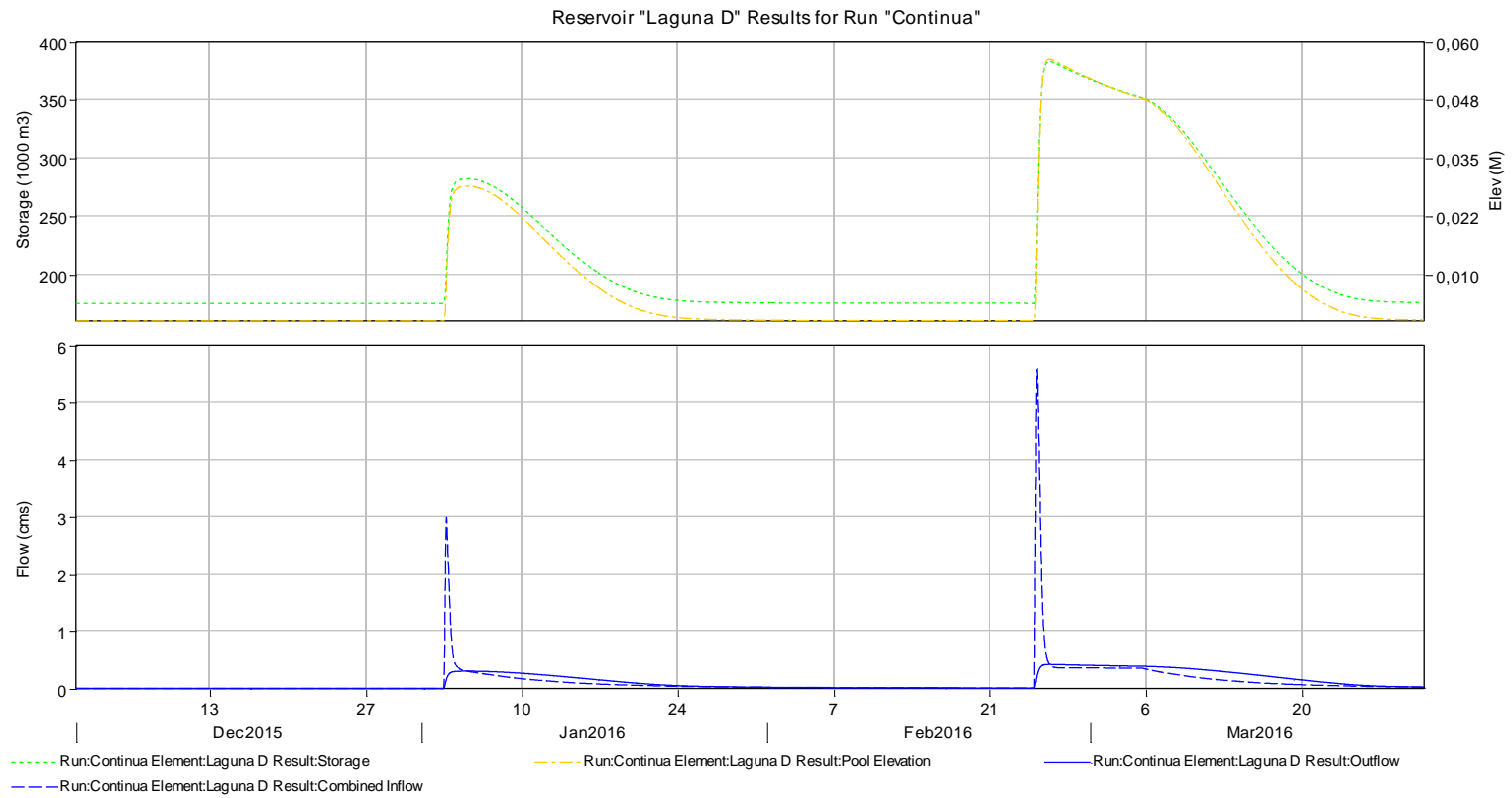


Figura N° 31 Hidrogramas de entrada y salida a LAGUNA D

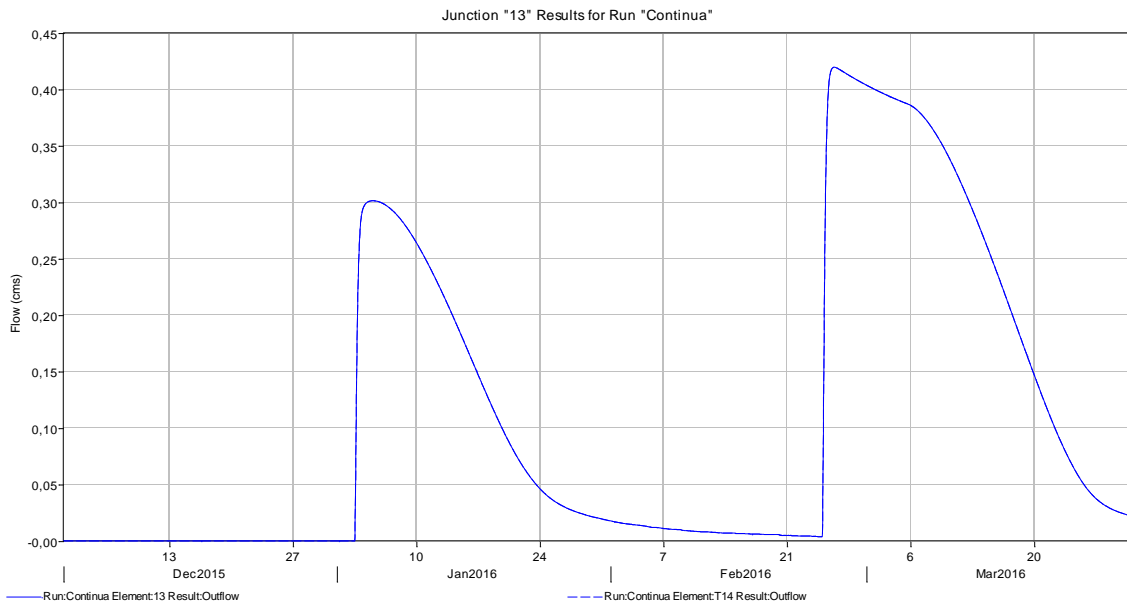


Figura N° 32 Hidrograma en el punto final de descarga- Qpico: 0.42 m³/s

El tiempo de vaciado del sistema de reservorios ante los eventos simulados es de aproximadamente 30 días, manteniendo un tiempo adicional un caudal base aproximado de 0.02 m³/s. En este último gráfico se puede observar lo que se había mencionado anteriormente, el evento de precipitación fue de 3 meses (diciembre, enero y febrero) y el tiempo de simulación fue de 4 meses, para poder constatar que efectivamente las lagunas ofician como retardadores de los caudales precipitados sobre los distintos campos.

6. ESTUDIOS HIDRÁULICOS

6.1. Generalidades

En este apartado se incorporan los cálculos hidráulicos, de canales y alcantarillas. El dimensionado de los canales fue realizado en la primera parte de la elaboración de este proyecto por profesionales de CEAS.

En correspondencia con la discretización de las distintas sub cuencas se han dividido los canales de drenaje en distintos tramos, los cuales se presentan a continuación.

Atento a la magnitud de los caudales picos determinados en los puntos correspondientes a la modelación por eventos extremos para las recurrencia de 2 y 5 años, considerando la capacidad actual de conducción del canal principal donde descargarán los excedentes colectados por la red de canales a construir y el impacto económico para la construcción de los mismos que los propietarios estaban dispuestos a afrontar, se han planteado la siguiente solución al drenaje de los excedentes hídricos.

- La propuesta consiste en la construcción de un canal que disponga de una sección tal que permita conducir un caudal de $0,40 \text{ m}^3/\text{s}$, determinándose a partir de este valor el tiempo que tardará en evacuarse la totalidad de los excedentes generados para las recurrencias de 2 y 5 años.



Figura N° 33 Esquema tramos de cálculo

6.2. Dimensionado de los canales

De acuerdo a los resultados de las modelaciones, se han obtenido los siguientes volúmenes totales de escurrimiento para las distintas tormentas, a la salida de la cuenca.

Recurrencia	Q pico (m ³ /s)	Volumen total de excedentes (m ³)
2 Años	6,98	293600
5 Años	9,70	386400

Tal como se mencionó anteriormente, la obra de conducción principal fue fijada para una capacidad de conducción de 0,40 m³/s.

El dimensionamiento para dicho caudal fue realizado a partir de la modelación para eventos extremos mientras que la modelación semi-continua se realizó para determinar el tiempo de evacuación de los caudales para una lluvia continua teniendo en cuenta el comportamiento de la cuenca.

6.2.1 Sección de canal tipo

Para la determinación de la sección del canal tipo que conformará la red de drenaje se utilizó el programa Flow Master de Headsted Method para flujo en régimen permanente considerando una pendiente longitudinal de fondo de la conducción de 0,0005 m/m. Respecto a la sección transversal de la conducción se planteado una sección trapecial, la cual presentará una pendiente lateral 1H:1V, cabe mencionar que las secciones se ejecutarán de tierra sin revestir.

En la siguiente tabla se encuentran resumidas las características geométricas e hidráulicas más importantes de la sección del canal trapecial seleccionado.

Descripción del proyecto	
Nombre	Canal de drenaje
Tipo de canal	Canal trapecial
Método	Fórmula Manning's
Resolver para	Tirante del canal
Datos de ingreso	
Coefficiente de Mannings	0.022
Pendiente	0.0005 m/m
Pendiente lateral izquierda	1.00 H : V
Pendiente lateral derecha	1.00 H : V
Ancho de solera	2.000 m

Descripción del proyecto	
Descarga	0.4000 m ³ /s
Resultado	
Profundidad	0.376 m
Area de flujo	0.89 m ²
Perímetro mojado	3.065 m
Ancho superior	2.753 m
Tirante critic	0.156 m
Pendiente crítica	0.00971 m/m
Velocidad	0.447 m/s
Altura de Velocidad	0.010 m
Energía específica	0.387 m
Número de Froude	0.25
Tipo de flujo	Subcritico

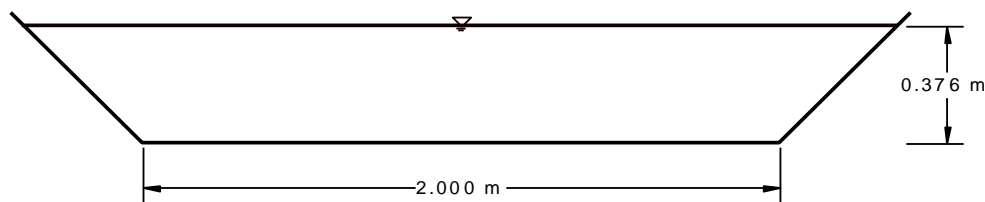


Figura N° 34 Sección tipo de canal de drenaje $Q=0.40\text{m}^3/\text{s}$

Atento a la topografía del terreno presente a lo largo de la traza de la conducción de drenaje, la sección adoptada presentará en ciertos puntos una mayor profundidad que la hidráulicamente necesaria, tal como se encuentra detallado en el Anexo N°5.

6.3. Verificación del tiempo de vaciado

La verificación del tiempo de vaciado se hizo por modelación semi-continua, para poder conocer el comportamiento de la cuenca frente a las precipitaciones de los tres meses más lluviosos del año.

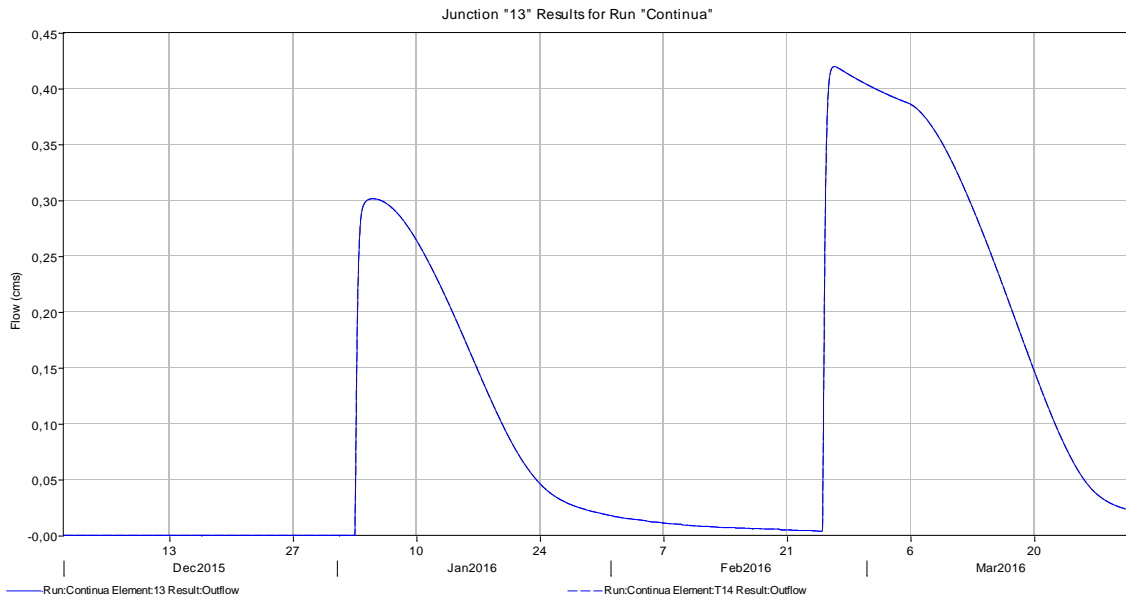


Figura N° 35 Hidrograma en el punto final de descarga- Qpico: 0.42 m³/s

Este gráfico ya fue presentado en el siguiente informe como uno de los resultados obtenidos del modelo semi-continuo. Como se puede observar en abscisas luego de haber alcanzado su pico máximo de 0.42 m³/seg en el mes de febrero, la simulación se continuó hasta finales del mes de marzo sin agregar precipitación y se puede apreciar que a finales de dicho mes únicamente se tiene un caudal residual de 0.02 m³/seg, por lo que se puede concluir que recién al cabo de un mes, los campos se encontrarán totalmente desagotados.

Este resultado es satisfactorio para los propietarios de los campos, ya que no se pretendía que el desagote fuese de manera inmediata, sino que las zonas anegadas puedan ser cultivadas a futuro y que el caudal que se aporte no genere situaciones de inundaciones aguas abajo.

6.4. Dimensionado de secciones de cruces bajo caminos rurales

Debido a la presencia de una serie de caminos que intersectan la red de canales de drenaje propuesta, resulta necesario realizar alcantarillas, planteándose para ello la colocación de conductos de hormigón de sección circular de 800 mm de diámetro, con sus muros de alas respectivos

Para el diseño de las alcantarillas se mantuvo el mismo criterio que para el diseño de la sección de los canales de drenaje, es decir permitir el paso de un caudal máximo de 0,40 m³/s.

La altura entre la solera y rasante del camino en los distintos cruces resulta:

- Tramo 4: 0.72 m
- Tramo 6: 0.30 m
- Tramo 9: 1.18 m

Se plantea la utilización de un único conducto de 800mmn colocados en los puntos de cruces entre el canal de drenaje y los caminos rurales. En la siguiente tabla se encuentran resumidas las características geométricas e hidráulicas más importantes para la conducción circular propuesta.

En el cruce del canal con las rutas se planteó en correspondencia con el resto de las estructuras, para una capacidad de 0,40 m³/s. Considerando que la sección trabajará a su máxima capacidad garantizándose de esta manera la regulación de los excedentes hídricos que se vuelcan en el canal colector principal.

En la primera etapa del proyecto se había planteado colocar una batería de 3 conductos de 800 mm a fin de permitir el tránsito de una caudal de 0.40 m³/s sin incrementar el tirante de agua más allá de 0,40 m.

Esto se modificó a partir de un pedido de la Secretaria de Recursos Hídricos y Coordinación, a una sólo alcantarilla de 800 mm de diámetro. Como se comprobó en el modelo hidrológico-hídrico, las lagunas existentes regulan de forma adecuada el caudal originado por un evento de 2 años de periodo de recurrencia. Frente a eventos el canal conducirá solamente su capacidad y el volumen ocupará sectores próximos a la traza del mismo donde la topografía evidencia bajos caudales.

Para el caudal de 0,40 m³/s se consideró un conducto de 800 mm con una pendiente de fondo de 0,10%, respondiendo esta conducción a las siguientes características geométricas e hidráulicas.

Descripción del proyecto	
Nombre	Alcantarilla circular Conducto circular
Tipo de conducto	
Metodo	Fórmula Manning's
Resolver para	Descarga
Datos de ingreso	
Coefficiente de Mannings	0.014
Pendiente	0.0010 m/m

Descripción del proyecto	
Profundidad	0.750 m
Diámetro	800 mm
Resultado	
Descarga	0.4177 m ³ /s
Area de flujo	0.49 m ²
Perímetro mojado	2.109 m
Ancho superior	0.387 m
Tirante critico	0.389 m
Porcentaje de area llenal	93.7 %
Pendiente critica	0.005104 m/m
Velocidad	0.853 m/s
Altura de velocidad	0.037 m
Energía especifica	0.787 m
Número de Froude	0.24
Máxima descarga	0.4177 m ³ /s
Descarag conducto lleno	0.3883 m ³ /s
Slope Full	0.001157 m/m
Tipo de flujo	Subcritico

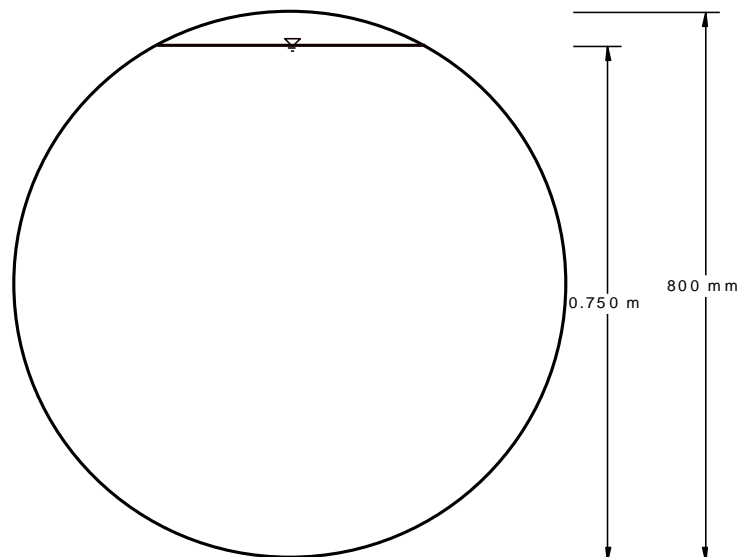


Figura N° 36 Sección tipo de conducto circular tipo

En el anexo N° 8 se puede ver el detalle de la alcantarilla mencionada.

6.5. Dimensionado de secciones de canales secundarios

A continuación se presentan las distintas secciones de los canales secundarios a fin de que los mismos puedan conducir los excedentes asociados a una tormenta de 2 años de recurrencia.

Tramo 12

Descripción del proyecto	
Nombre	Canal de drenaje
Tipo de canal	Canal trapecial
Método	Fórmula Manning
Resolver para	Tirante del canal
Datos de ingreso	
Coefficiente de Mannings	0.022
Pendiente	0.0014 m/m
Pendiente lateral izquierda	1.00 H : V
Pendiente lateral derecha	1.00 H : V
Ancho de solera	1.50 m
Descarga	0.49 m ³ /s
Resultado	
Profundidad	0.368 m
Area de flujo	0.69 m ²
Perímetro mojado	2.542 m

Resultado	
Ancho superior	2.237 m
Tirante critic	0.211 m
Pendiente crítica	0.00930 m/m
Velocidad	0.712 m/s
Altura de Velocidad	0.026 m
Energía específica	0.394 m
Número de Froude	0.41
Tipo de flujo	Subcritico

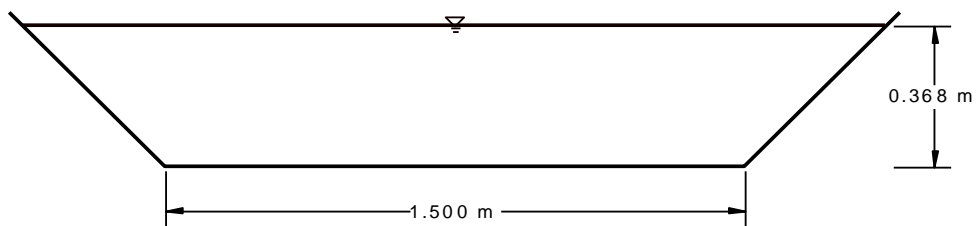


Figura N° 37 Sección tipo de tramo 12

Tramo 13

Descripción del proyecto	
Nombre	Canal de drenaje
Tipo de canal	Canal trapecial
Método	Fórmula Manning's
Resolver para	Tirante del canal
Datos de ingreso	

Datos de ingreso	
Coefficiente de Mannings	0.022
Pendiente	0.001 m/m
Pendiente lateral izquierda	1.00 H : V
Pendiente lateral derecha	1.00 H : V
Ancho de solera	2.35 m
Descarga	0.70 m ³ /s

Resultado	
Profundidad	0.389 m
Area de flujo	1.07 m ²
Perímetro mojado	3.451 m
Ancho superior	3.128 m
Tirante critic	0.202 m
Pendiente crítica	0.00897 m/m
Velocidad	0.657 m/s
Altura de Velocidad	0.022 m
Energía específica	0.411 m
Número de Froude	0.36
Tipo de flujo	Subcritico

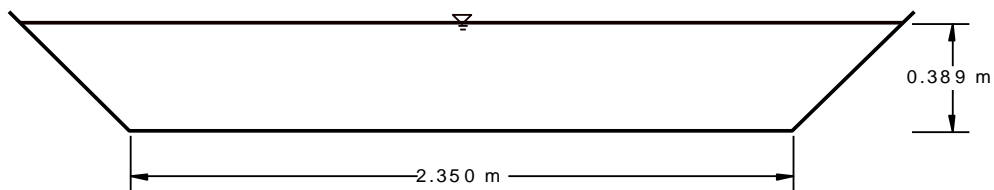


Figura N° 38 Sección tipo de tramo 13

Tramo 14

Descripción del Proyecto	
Nombre	Canal de drenaje
Tipo de canal	Canal trapecial
Método	Fórmula Manning's
Resolver para	Tirante del canal

Datos de ingreso	
Coeficiente de Mannings	0.022
Pendiente	0.005 m/m
Pendiente lateral izquierda	1.00 H : V
Pendiente lateral derecha	1.00 H : V
Ancho de solera	0.60 m
Descarga	0.40 m ³ /s

Resultado	
Profundidad	0.362 m
Area de flujo	0.35 m ²
Perímetro mojado	1.623 m
Ancho superior	1.323 m
Tirante critic	0.300 m
Pendiente crítica	0.01003 m/m
Velocidad	1.151 m/s
Altura de Velocidad	0.068 m
Energía específica	0.429 m

Resultado	
Número de Froude	0.72
Tipo de flujo	Subcritico

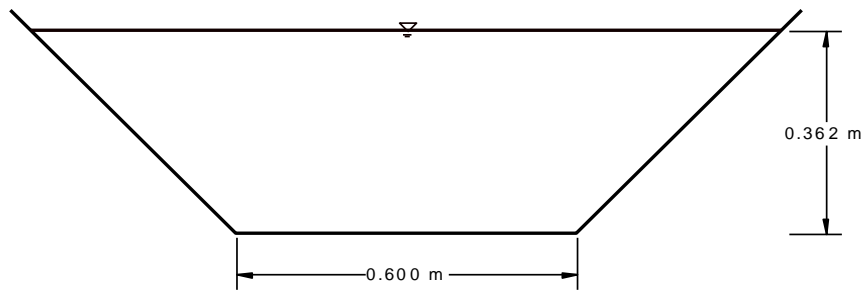


Figura N° 39 Sección tipo de tramo 14

Tramo 15

Descripción del Proyecto	
Nombre	Canal de drenaje
Tipo de canal	Canal trapezoidal
Método	Fórmula Manning
Resolver para	Tirante del canal
Datos de ingreso	
Coefficiente de Mannings	0.022
Pendiente	0.0006 m/m
Pendiente lateral izquierda	1.00 H : V

Datos de ingreso

Pendiente lateral derecha	1.00 H : V
Ancho de solera	2.20 m
Descarga	0.49 m ³ /s

Resultado

Profundidad	0.381 m
Area de flujo	0.98 m ²
Perímetro mojado	3.277 m
Ancho superior	2.961 m
Tirante critic	0.167 m
Pendiente crítica	0.00946 m/m
Velocidad	0.499 m/s
Altura de Velocidad	0.013 m
Energía específica	0.393 m
Número de Froude	0.28
Tipo de flujo	Subcritico

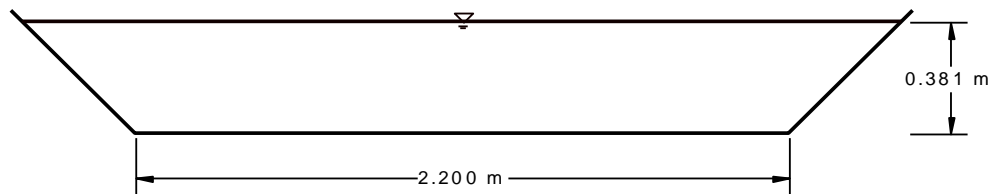


Figura N° 40 Sección tipo de tramo 15

Tramo 16

Descripción del Proyecto	
Nombre	Canal de drenaje
Tipo de canal	Canal trapecial
Método	Fórmula Manning
Resolver para	Tirante del canal

Datos de ingreso	
Coefficiente de Mannings	0.022
Pendiente	0.002 m/m
Pendiente lateral izquierda	1.00 H : V
Pendiente lateral derecha	1.00 H : V
Ancho de solera	1.00 m
Descarga	0.41 m ³ /s

Resultado	
Profundidad	0.372 m
Area de flujo	0.51 m ²
Perímetro mojado	2.052 m
Ancho superior	1.744 m
Tirante critic	0.237 m
Pendiente crítica	0.009060 m/m
Velocidad	0.804 m/s
Altura de Velocidad	0.033 m
Energía específica	0.405 m

Resultado	
Número de Froude	0.47
Tipo de flujo	Subcritico

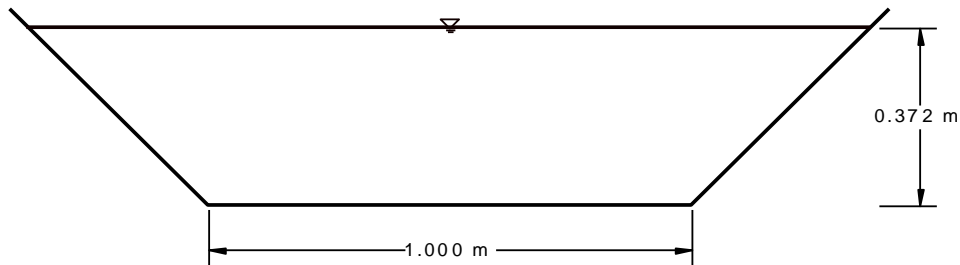


Figura N° 41 Sección tipo de tramo 16

En los Anexos N° 5 y 6 pueden verse los detalles de los perfiles de los canales y los detalles de la traza.

6.6. Determinación de la capacidad del canal de Sistematización.

Se determinó la capacidad de conducción del canal de sistematización de la cuenca norte de Justiniano Posse al Río Tercero en correspondencia con la sección donde se proyecta la descarga al mismo. En el relevamiento se constató la presencia de sedimentos en el lecho aguas arriba de la alcantarilla.

Se determinó a los fines del cálculo, la pendiente media considerando puntos ubicados 150 m aguas arriba y 150 m aguas debajo de la alcantarilla. Se relevó la sección transversal del canal en distintos puntos de este tramo adoptándose para el cálculo la de menor sección.

A continuación se determinó la capacidad hidráulica de este tramo de canal.

Descripción del Proyecto	
Elemento de Análisis	Canal Trapezoidal
Método	Fórmula de Manning
Solución para	Descarga
Datos de Ingreso	

Descripción del Proyecto	
Coeficiente de Manning	0,024
Pendiente	0,0050 m/m
Tirante	1,25 m
Pendiente lateral izquierda	0,80 H : V
Pendiente lateral derecha	0,80 H : V
Ancho de boca	2,95 m
Resultados	
Descarga	12,5640 m ³ /s
Area hidráulica	4,9 m ²
Perímetro Mojado	6,15 m
Ancho de boca	4,95 m
Tirante critico	1,10 m
Pendiente Crítica	0,007676 m/m
Velocidad	2,54 m/s
Altura de Velocidad	0,33 m
Energía Específica	1,58 m
Número de Froude	0,81
Tipo de Flujo	Subcrítico

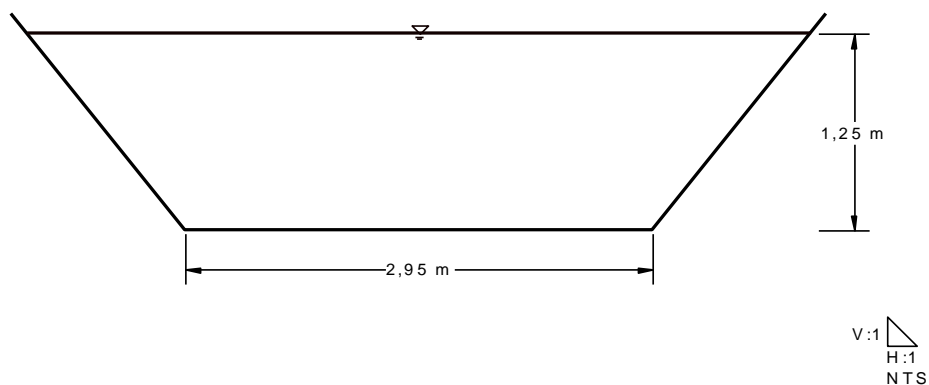


Figura N° 42 Sección tipo Canal de descarga

La máxima capacidad determinada para el tramo en consideración bajo las hipótesis supuestas es de 12,6 m³/s.

Como puede observarse no surgirán inconvenientes en el volcamiento del caudal proveniente del canal proyectado que posee un caudal de 0,4 m³/s

6.7. Protecciones contra erosión y socavación.

6.7.1 Generalidades sobre Erosión y socavación

La socavación es el resultado de la acción erosiva de las corrientes de agua, excavando y transportando el material desde el lecho y márgenes de un curso. Dependiendo del tipo de suelo, será la profundidad máxima alcanzada, y el tiempo necesario para que esa socavación máxima se produzca, entre otros factores.

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, etc.

La socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce. Debe diferenciarse la socavación de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

El tipo de socavación que más va a influenciar en este proyecto es aquella que se produce en las curvas del canal debido a los cambios de dirección y en la confluencia del canal de drenaje y el canal de sistematización.

Determinar la magnitud de la erosión es complicado por la naturaleza cíclica del proceso erosivo. La erosión puede alcanzar su máximo valor durante una crecida, y volverse difícilmente visible luego de retirarse las aguas de inundación, al rellenarse con sedimento los pozos erosionados.

Para el caso analizado el tipo de erosión que va a tener más incidencia es la erosión generalizada, que es aquella que se produce en el cauce, como consecuencia de la crecida, el aumento de la velocidad en el curso, a causa de la falta del área de escurrimiento, pone en movimiento las partículas de fondo que se encontraban en equilibrio, exista o no la obra.

6.7.2 Generalidades sobre protecciones

Se diseñaron las protecciones necesarias en el punto de descarga al canal existente y en las curvas que representan significativos cambios en la dirección del flujo. La conformación de las mismas consistirá de un revestimiento mediante colchonetas ubicadas sobre geosintéticos y ancladas con gaviones. Este tipo de protecciones brinda una amplia adaptabilidad a diversas condiciones brindando ventajas comparativas frente a protecciones de tipo rígido a la vez que poseen una alta eficiencia y durabilidad (mayor a 5 años).

La tipología de la obra de protección tanto en la descarga como en las curvas puede apreciarse en el plano correspondiente junto a los principales detalles.

El muro de gaviones propuesto no tendrá un carácter estructural, sino que servirá como anclaje de las colchonetas colocadas con el fin de proteger contra la erosión la desembocadura del canal y contra la socavación en las curvas, por este motivo no necesitará ser fundado. En la desembocadura del canal, las colchonetas serán recubiertas por una protección de enrocado cuyo diámetro medio sea mayor a 250mm. Este enrocado sobre la colchoneta de fundación permitirá evitar el estancamiento del agua en la desembocadura del canal por la diferencia de cota existente.

Entre la estructura y el suelo perfilado deberá extenderse un geotextil de densidad mínima de 400 gr/m² que se encontrará debidamente anclado en sus extremos.

Las colchonetas Reno se utilizan para los bancos del río y protección de socavación, en revestimientos de canales para el control de erosión y para la estabilidad de taludes. Se llena de rocas en el lugar del proyecto para formar estructuras monolíticas flexibles y permeables para promover el rápido crecimiento de la vegetación natural.

La sección base del colchón Reno está dividida en compartimentos los cuales se llenan de piedras en el sitio del proyecto. Con tapas de seguridad, las colchonetas Reno forman estructuras monolíticas flexibles y permeables.

Son productos amigables con el ambiente ecológico. Las estructuras del colchón Reno se mezclan con el medio ambiente rápida y agradablemente. Los huecos en el relleno granular de roca se llena progresivamente de limo, promoviendo el crecimiento de la vegetación el cual es esencial para la preservación y el mantenimiento del equilibrio ecológico del medio ambiente.

El sistema de tejido de malla tiene la capacidad de soportar esfuerzo inesperado y/o localizado debido a asentamientos de tierra y socavación por desviación, manteniendo al mismo tiempo su integridad estructural.

El relleno de piedra permite que se filtre el agua través de la estructura, reteniendo el suelo al mismo tiempo, por lo que no es necesario drenaje adicional para aliviar la presión hidrostática.

Rentable y fácil de construir. La construcción del colchón Reno no requiere de mano de obra calificada, debido a que son muy fáciles de construir. Se pueden usar equipos estándar de construcción. Las estructuras pueden construirse en etapas, de ser necesario, y las canastas pueden ser pre-llenadas para permitir la instalación debajo del agua.

Son principalmente utilizados para el control de erosión en los casos en que no es necesario la contención del gavión en forma de caja.

6.7.3 Especificaciones técnicas.

Las colchonetas se compondrán por una malla hexagonal de 6 x 8 cm con alambre galvanizado doble torsión de diámetro mínimo 2,2 mm con una cantidad mínima de revestimiento de 240 gr/m² debiendo cumplir con las siguientes condiciones, módulo de elasticidad 2.100.000 kg/cm² y tensión de rotura de 5.000 kg/cm².

Los gaviones estarán compuestos por alambre tejido de malla hexagonal de 6 x 8 cm, doble torsión, de diámetro 3,4 mm, galvanizado con una cantidad mínima de revestimiento de 300gr/m² debiendo cumplir con las siguientes condiciones, módulo de elasticidad 2.100.000 kg/cm² y tensión de rotura de 5.000 kg/cm².

Se extremarán los cuidados al momento de efectuar el armado de las protecciones, confeccionando cada uno de los gaviones con una sección prismática adecuada que garantice el correcto apoyo entre los distintos bloques.

En los casos en que los gaviones que conforman la base tengan un largo mayor de 1,50 m, deberá ser dividido en celdas con diafragmas de malla de alambre de las mismas características que el resto del gavión.

Las aristas serán cosidas con alambre galvanizado de diámetro 2,2 mm, con una cantidad mínima de revestimiento de 240 gr/m², trabajándose las costuras en forma continua, con dos vueltas en los huecos y un refuerzo en los vértices. Además las aristas serán cosidas en forma continua con tres vueltas en cada hueco y en sentido inverso al que se ha seguido en las costuras de las paredes laterales de los gaviones a unir, empleándose alambre galvanizado de diámetro 2,2 mm, con una cantidad mínima de revestimiento de 240 gr/m².

En los gaviones en contacto con colchonetas de apoyo se intercalarán a las alturas requeridas en cada caso un hierro redondo de diámetro 6 mm necesario para ejecutar las costuras gavión – colchoneta.

La colchoneta de revestimiento del terraplén en la porción superior será fijada en su coronamiento mediante un gavión de características similares a los colocados en la parte inferior de las defensas y debidamente vinculados mediante ataduras.

6.7.4 Verificación de las colchonetas Reno

En la determinación de las protecciones contra la erosión y socavación, se propusieron los espesores y luego se verificaron teniendo en cuenta la velocidad crítica a la que se conducirá el agua. Esto es factible de hacer mediante la utilización del gráfico que se presenta a continuación.

El siguiente gráfico engloba todos los parámetros de diseño a considerar sobre colchonetas reno y revestimientos con rip-rap, donde se expresan los espesores de estos dos tipos de revestimientos en función de la velocidad de la corriente.

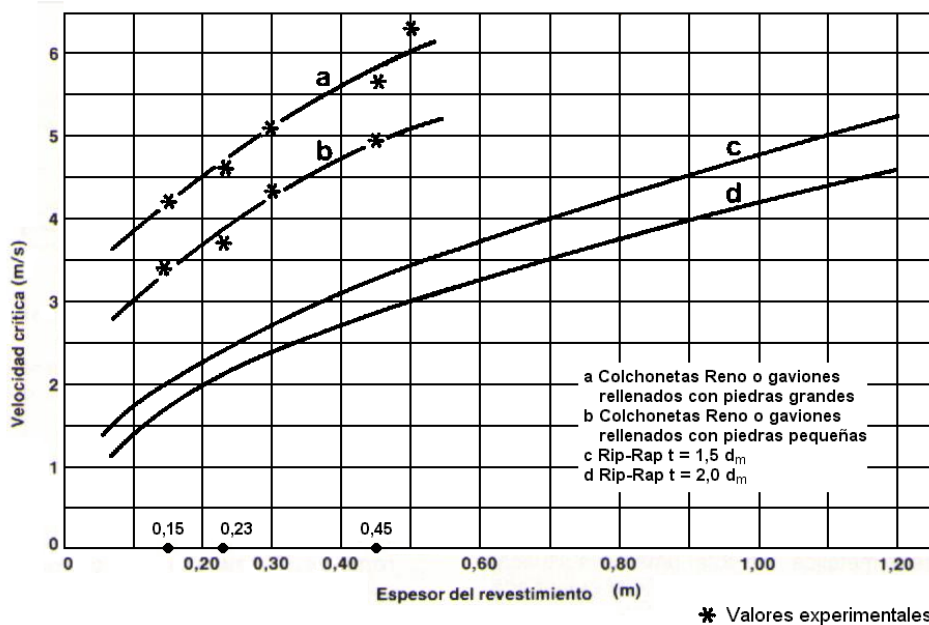


Figura Nº 43 Espesor de un revestimiento para protecciones con colchonetas Reno o gaviones y en rip-rap en función de la velocidad de la corriente. Fuente: Gaviones y Geosintéticos, Catedra de Obras Hidráulica, UNC, 2014.

Se optó por un espesor de colchoneta de 0,23 m, teniendo en cuenta un criterio conservador, ya que con un espesor de 0,15 m la velocidad crítica verificaba. Se procedió de esta manera ya que cuando dos canales se reunifican, el resultado de los movimientos espirales que se producen, generan niveles de socavación significativos. Esta socavación depende del ángulo de confluencia y los caudales aportados por cada corriente. Entre mayor es el ángulo de confluencia, mayor es la socavación y mientras más parecidos son los caudales es aún mayor.

En las curvas también se adopta un espesor de 0.23, ya que el fenómeno de socavación es muy difícil de analizar, en función de los flujos secundarios y la gradación de los sedimentos. Ni el nivel de agua ni la profundidad del cauce son constantes a lo largo de la curva y ambos son difíciles de predecir. La superficie del agua aumenta hacia el extradós de la curva y el cauce tiende a profundizarse por acción de los flujos secundarios.

En el Anexo N° 9, pueden verse los planos correspondientes a las protecciones contra erosión y socavación incorporadas al proyecto.

7. CÓMPUTO

CÓMPUTO MÉTRICO			
CRUCE VIAL BAJO AVENIDA CIRCUNVALACIÓN			

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD
4.1	Replanteo de la Obra	gl	1
4.2	Excavaciones	m ³	105056,00
4.3	Estructuras de Hormigón Armado	m ³	39
4.4	Cañería de Hormigón	ud	4
	Excavación para colocación de conducto diámetro 800	m ³	120
	Provisión conducto diámetro 800	m	48
	Colocación de conducto diámetro 800	m ³	48
	Muros de ala de alcantarilla	un	8
	Reposición de pavimento	m ²	14,40
	Realización de base de asiento, colocación de los conductos y tapado de la excavación	m	48
4.5	Protecciones de Gaviones y Colchonetas		
	Protección con colchonetas (e=0.23m)	m ²	773,5
	Geotextil de asiento	m ²	773,5
	Márgenes en Gaviones	m ³	583,47

En el Anexo 9, "Pliego de Especificaciones Técnicas", se detalla que representa cada ítem considerado en el cómputo.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de los datos relevados para la elaboración de este proyecto, los modelos hidrológicos realizados, el diseño hidráulico de los canales y de las protecciones contra la socavación y erosión se pueden extraer las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- Representatividad de los modelos empleados para la simulación: La elaboración de un modelo semi-continuo con el programa HEC-HMS y su módulo SMA, permitió mejorar la aproximación del comportamiento de la cuenca frente a eventos de precipitación sostenidos en el tiempo. En el modelo también se incorporan los reservorios, que representan los sectores que naturalmente se anegan (bajos locales), oficiando de mecanismos naturales de regulación de los caudales excedentes y desde los cuales se favorecerán los mecanismos de infiltración en el subsuelo.
- La obra propuesta cumple con el fin de eliminar los excedentes en un tiempo prudencial, logrando preservar la productividad de los campos y limitando el caudal que será volcado sobre el canal de sistematización.
- A partir del diagnóstico del estado actual del canal de sistematización de la cuenca norte de Justiniano Posse al Rio Tercero, exhibiendo su capacidad se concluye que es factible la conexión con el canal proyectado, dado que el caudal de vertido representa tan sólo el 5% de la capacidad del emisario final.
- Para evitar la formación de puntos con erosión retrograadantes, se previeron las obras de control de erosión y socavación en la desembocadura del canal, en los cambios de alineación y pendiente. Se logró mediante el diseño y verificación de estructuras tales como colchonetas reno, gaviones y protecciones de enrocado.
- La obra deberá ser ejecutada de acuerdo a las reglas del buen arte de construir, cumpliendo con los requisitos indicados en el Pliego Particular de Especificaciones Técnicas.
- Se recomienda la planificación de las tareas de mantenimiento sobre la obra proyectada, sugiriéndose la limpieza periódica de las malezas que se encuentren en las márgenes, el re perfilado de las secciones frente a eventos de gran intensidad. Por otro lado también se aconseja de llevar a cabo tareas de mantenimiento sobre el canal de sistematización para que su capacidad no se vea reducida por el depósito de sedimentos en el lecho.

9. BIBLIOGRAFÍA:

Bear Jacob (1972), *Dynamic of Fluids in Porous Media*.

Chow, V.T. (1982). "*Hidráulica de los Canales Abiertos*". Editorial Diana. México.

Chow, V.T.; Maidment D. y Mays L. (1993). "*Hidrología Aplicada*". Capítulo 12, Análisis de Frecuencia. Mc. Graw-Hill Book Company. Santa Fe de Bogotá. Colombia.

Guitelman Adolfo; Leiva Adriana del Valle; Bebczuk. Andrés Sergio "*Comparación de métodos de cálculo de erosión en puentes*". III Congreso Iberoamericano sobre Control de la Erosión y los Sedimentos. (2006)

<http://ing.unne.edu.ar/pub/hidrologia/hidro-tp3.pdf>

INCYTH, CIHRSA, CONICEP (1994). Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba. Tomo II. "Análisis de series pluviográficas".

Linsley, R.K., Kohler, M.A. y Paulhus, J.L.H. (1982). "*Hydrology for Engineers*". McGraw-Hill, New York, USA.

Rawls, W. J; Brankensiek, D. L; Saxton, K. E. Rawls et al., 1982. "*Estimation of Soil Water Properties*"

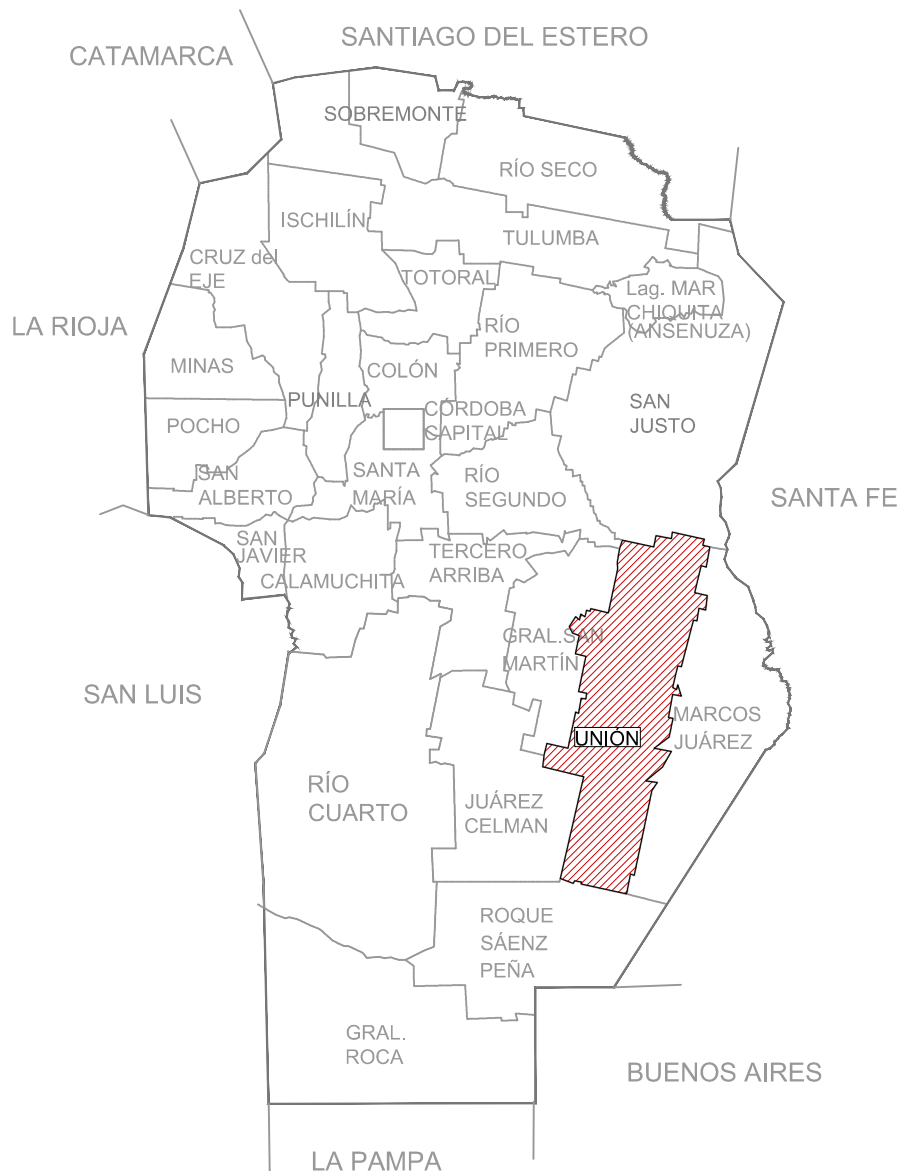
Suárez Díaz, Jaime (2001). "*Control de Erosión en zonas tropicales*". Capítulo 4, Cálculo de Socavación. Universidad Industrial de Santander, Colombia.

Tucci, C.M. (1993). *Hidrologia, Ciência e Aplicação*. Editoria da Universidade de São Paulo. São Paulo.

U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. (2001). "*HEC-HMS. Hydrologic Modeling System*". *User's Manual*. Version 2.2.1. U.S.A.

U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. (2001). "*HEC-HMS. Hydrologic Modeling System*". *Technical Reference Manual*. Version 2.2.1. U.S.A.

www.macaferri.com. "Protecciones y/o Contenciones de márgenes, colchones reno".



GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA
 MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS
 SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRICOS y COORDINACIÓN
 DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 ÁREA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOCALES



GOBIERNO DE LA
 PROVINCIA DE
CÓRDOBA

OBRA:

OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO POSSE

PLANO N°

0 0 0 1

LOCALIDAD

Justiniano
 Posse

DPTO.

Unión

PLANO:

UBICACIÓN PROVINCIAL

ESCALA:

FECHA:

SECRETARIO: Ing. EDGAR CASTELLÓ

TOPOGRAFÍA:

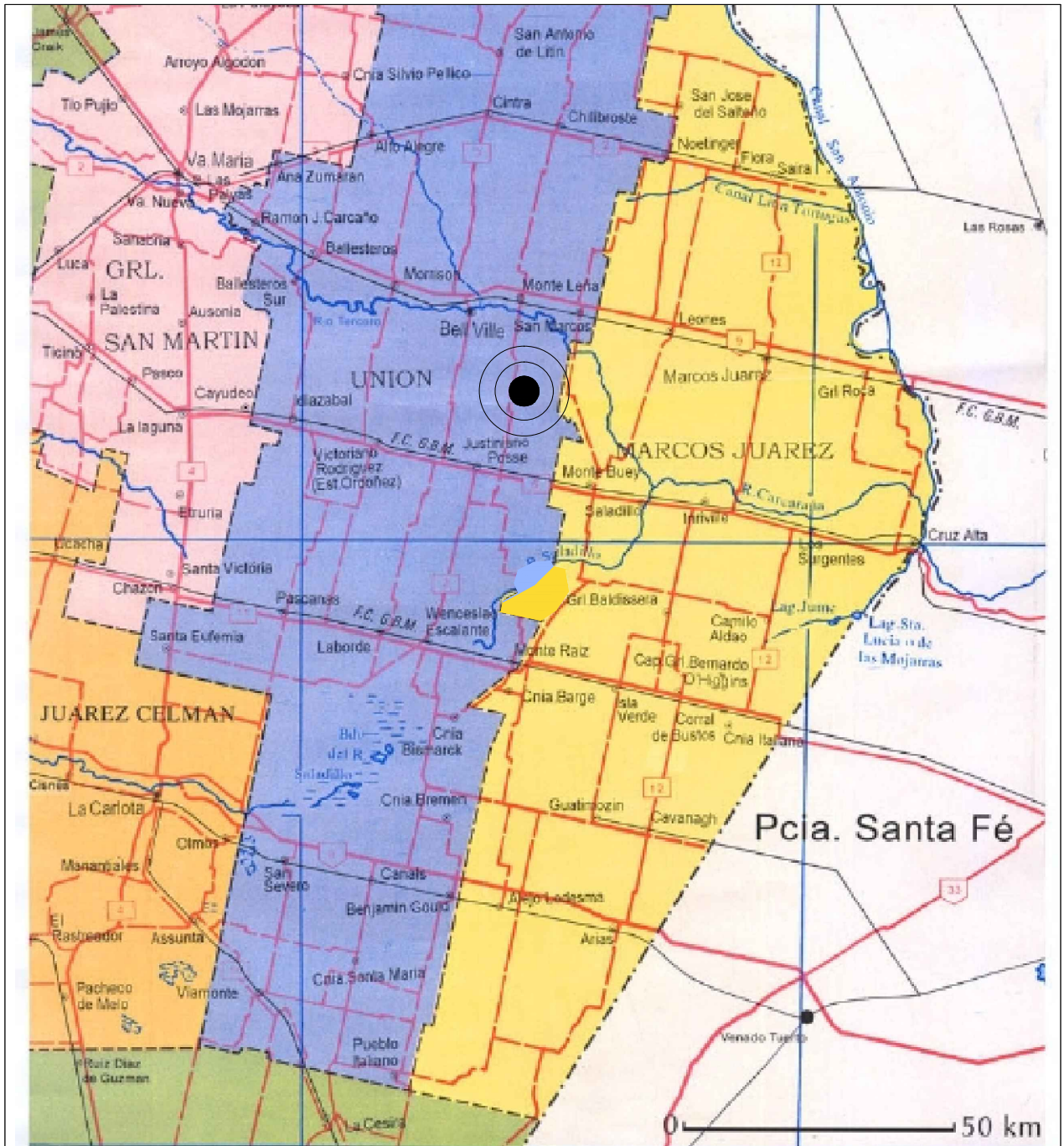
DIRECTOR GENERAL: Ing. JUAN PABLO BRARDA

PROYECTO: ÁREA PROY. DE AGUA POTABLE Y D.C.

DIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS:

DIBUJO: ÁREA PROY. DE AGUA POTABLE Y D.C.

JEFE DE ÁREA: Ing. HUGO PORCHIETTO



GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA
 MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS
 SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS Y COORDINACIÓN
 DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 ÁREA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOACALES



GOBIERNO DE LA
 PROVINCIA DE
 CÓRDOBA

OBRA:		PLANO N°	
OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO POSSE		0 0 0 2	
		LOCALIDAD	
PLANO:		Justiniano Posse	
UBICACIÓN DEPARTAMENTAL		DPTO.	
		Unión	
ESCALA:	FECHA:	SECRETARIO: Ing. EDGAR CASTELLÓ	
TOPOGRAFÍA:		DIRECTOR GENERAL: Ing. JUAN PABLO BRARDA	
PROYECTO: ÁREA PROJ. DE AGUA POTABLE Y D.C.		DIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS:	
DIBUJO: ÁREA PROJ. DE AGUA POTABLE Y D.C.		JEFE DE ÁREA: Ing. HUGO PORCHIETTO	

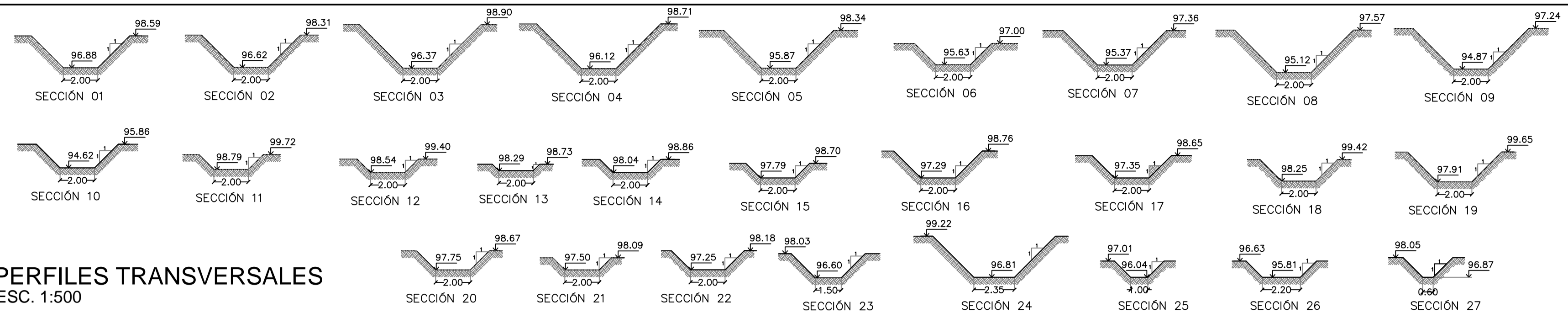


GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA
 MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS
 SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS Y COORDINACIÓN
 DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 ÁREA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOCALES

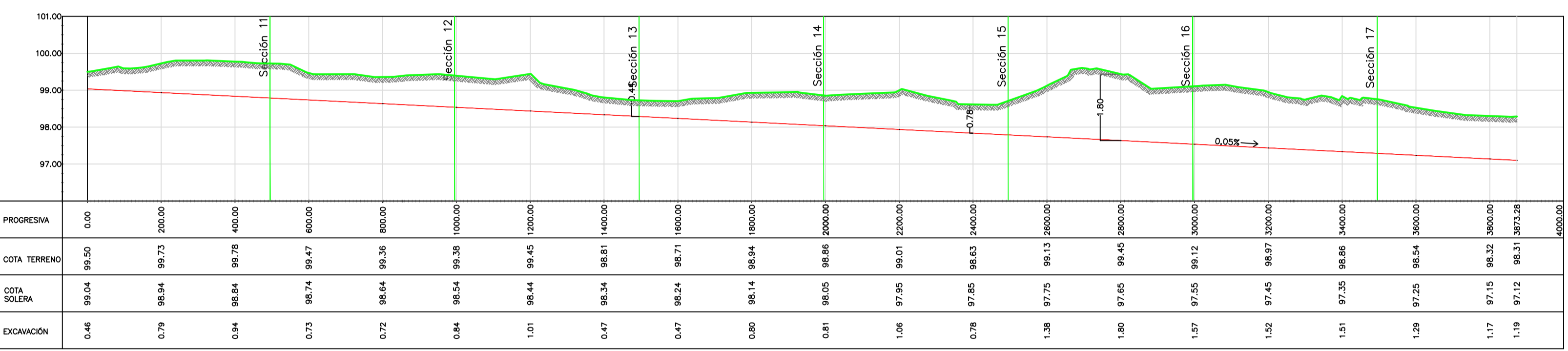


GOBIERNO DE LA
 PROVINCIA DE
 CÓRDOBA

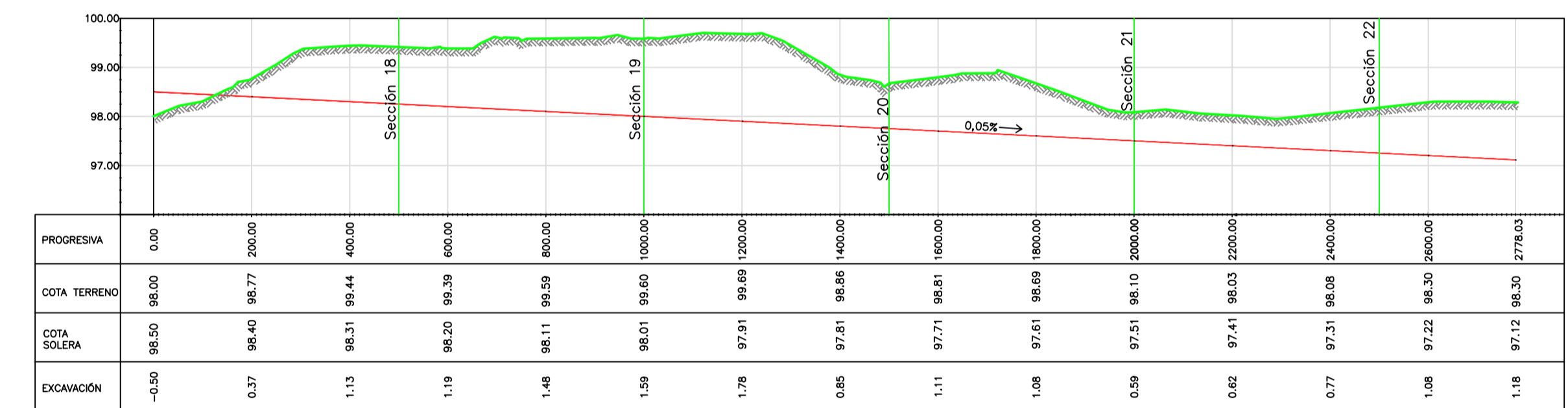
OBRA:		PLANNO N°	
		0	003
PLANO:		LOCALIDAD	
		Justiniano Posse	
		DPTO.	
		UNIÓN	
ESCALA:	FECHA:	SECRETARIO: Ing. EDGAR CASTELLÓ	
TOPOGRAFÍA:		DIRECTOR GENERAL: Ing. JUAN PABLO BRARDA	
PROYECTO: ÁREA PROJ. DE AGUA POTABLE Y D.C.		DIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS:	
DIBUJO: ÁREA PROJ. DE AGUA POTABLE Y D.C.		JEFE DE ÁREA: Ing. HUGO PORCHIETTO	



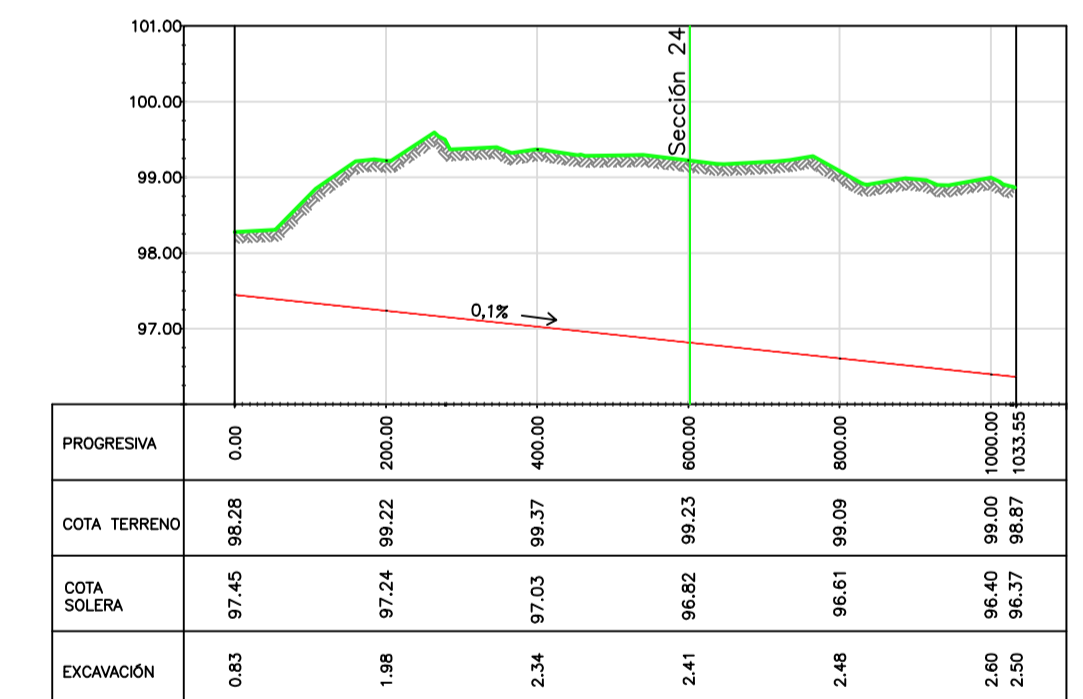
PERFILES TRANSVERSALES
ESC. 1:500



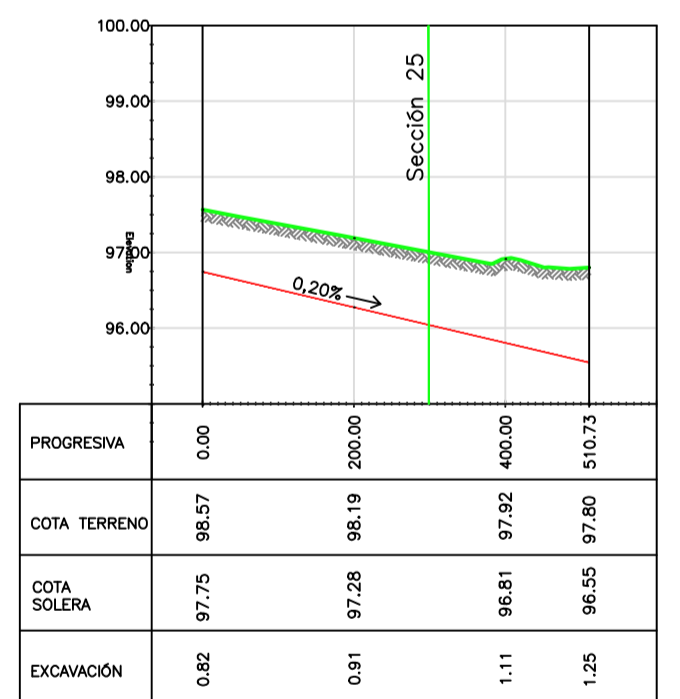
PERFIL LONGITUDINAL A-C
ESC. 1:10000



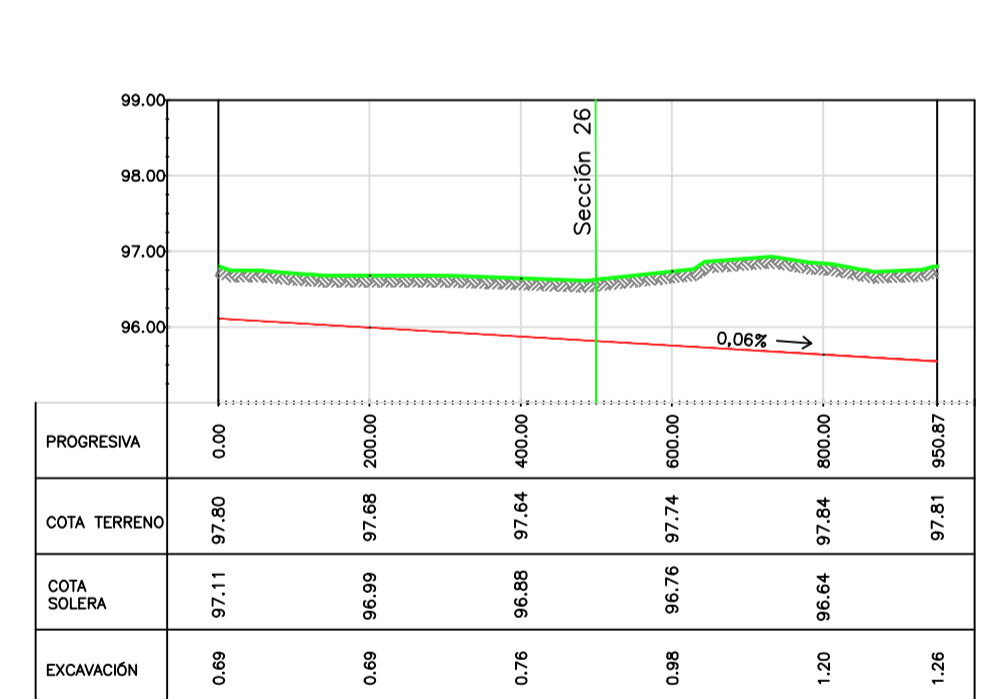
PERFIL LONGITUDINAL B-C
ESC. 1:10000



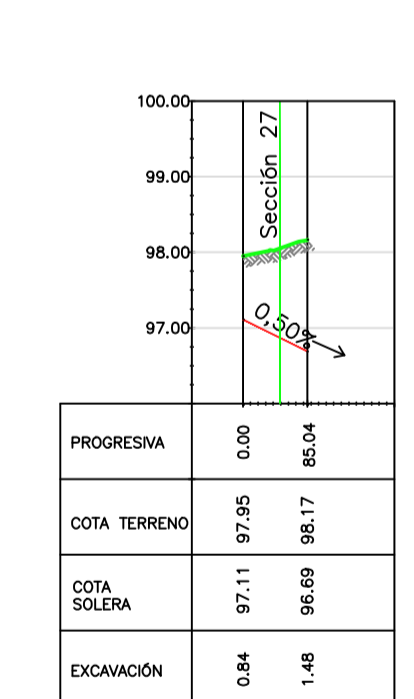
PERFIL LONGITUDINAL E-F'
ESC. 1:10000



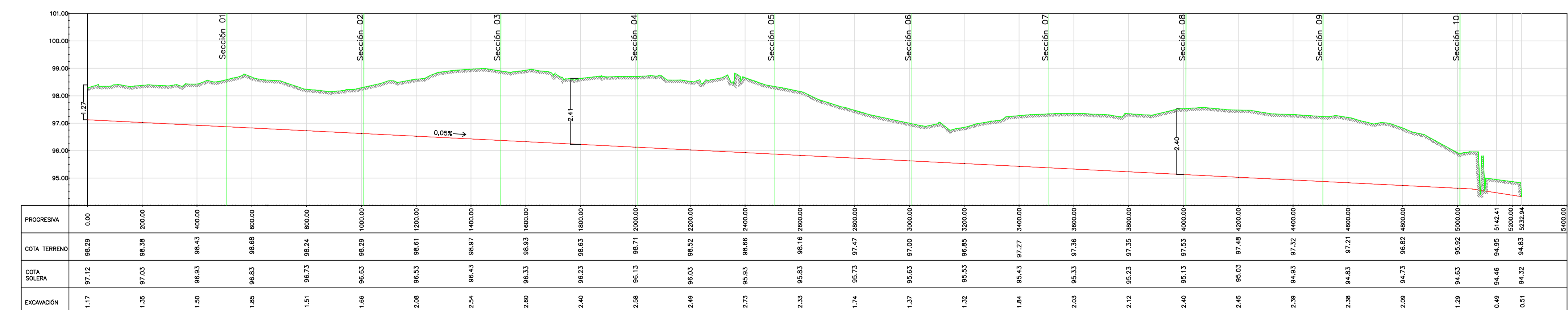
PERFIL LONGITUDINAL L-H
ESC. 1:10000



PERFIL LONGITUDINAL LL-G-H
ESC. 1:10000



PERFIL LONGITUDINAL K
ESC. 1:10000



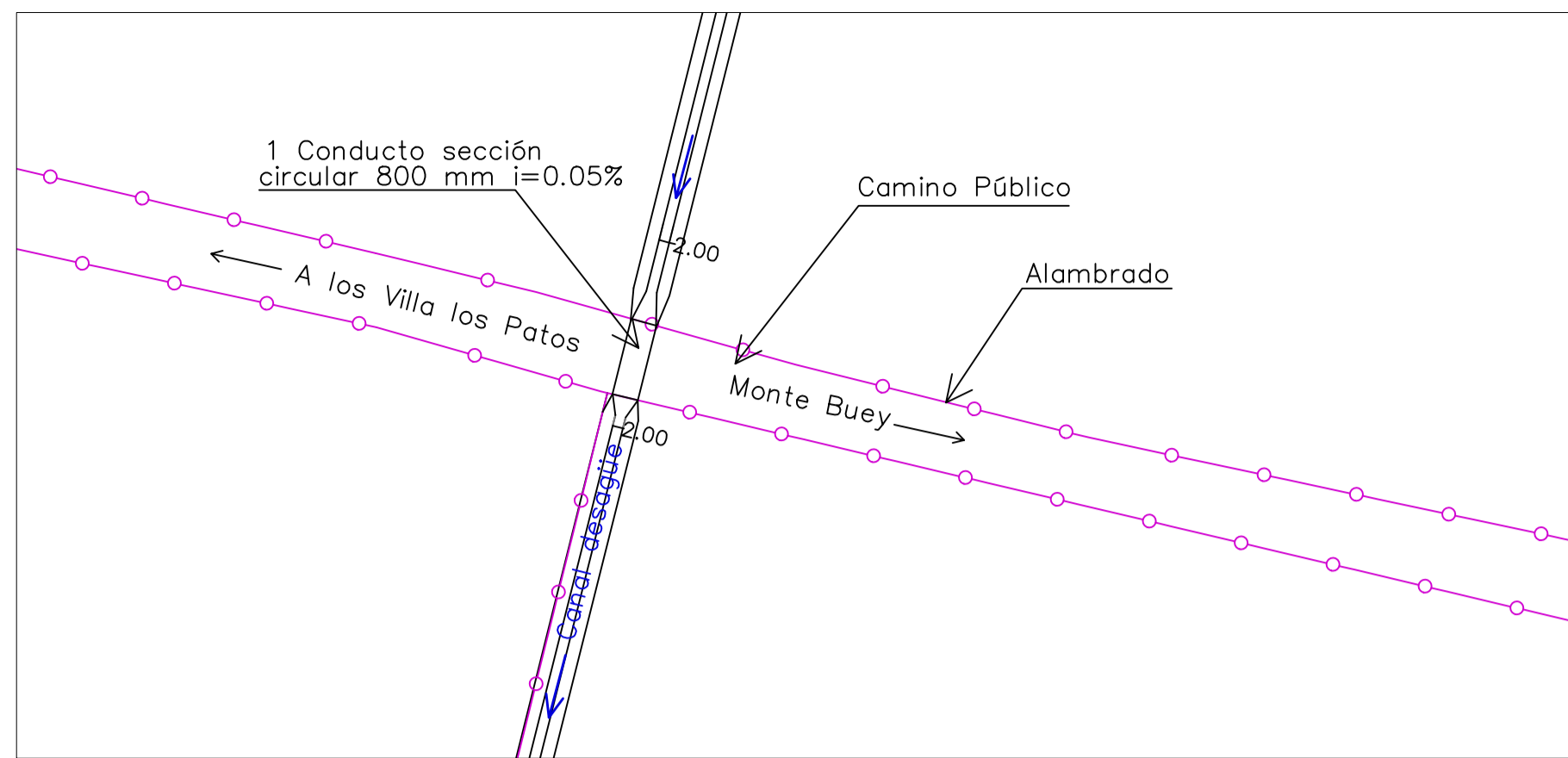
PERFIL LONGITUDINAL C-J
ESC. 1:10000



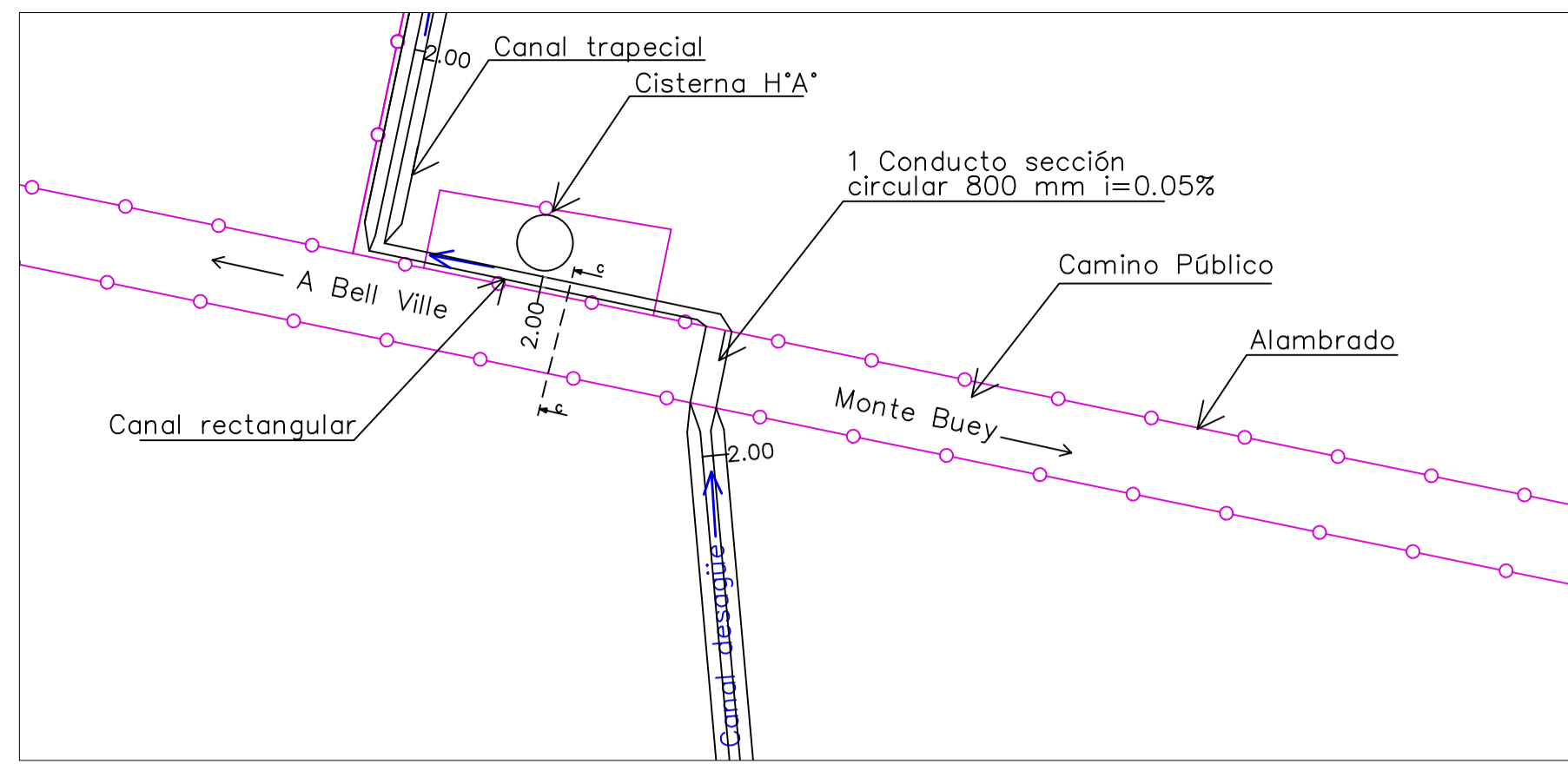
PLANTA GENERAL
ESC. 1:20000

Longitud estipulada de canales: 14887.75 m

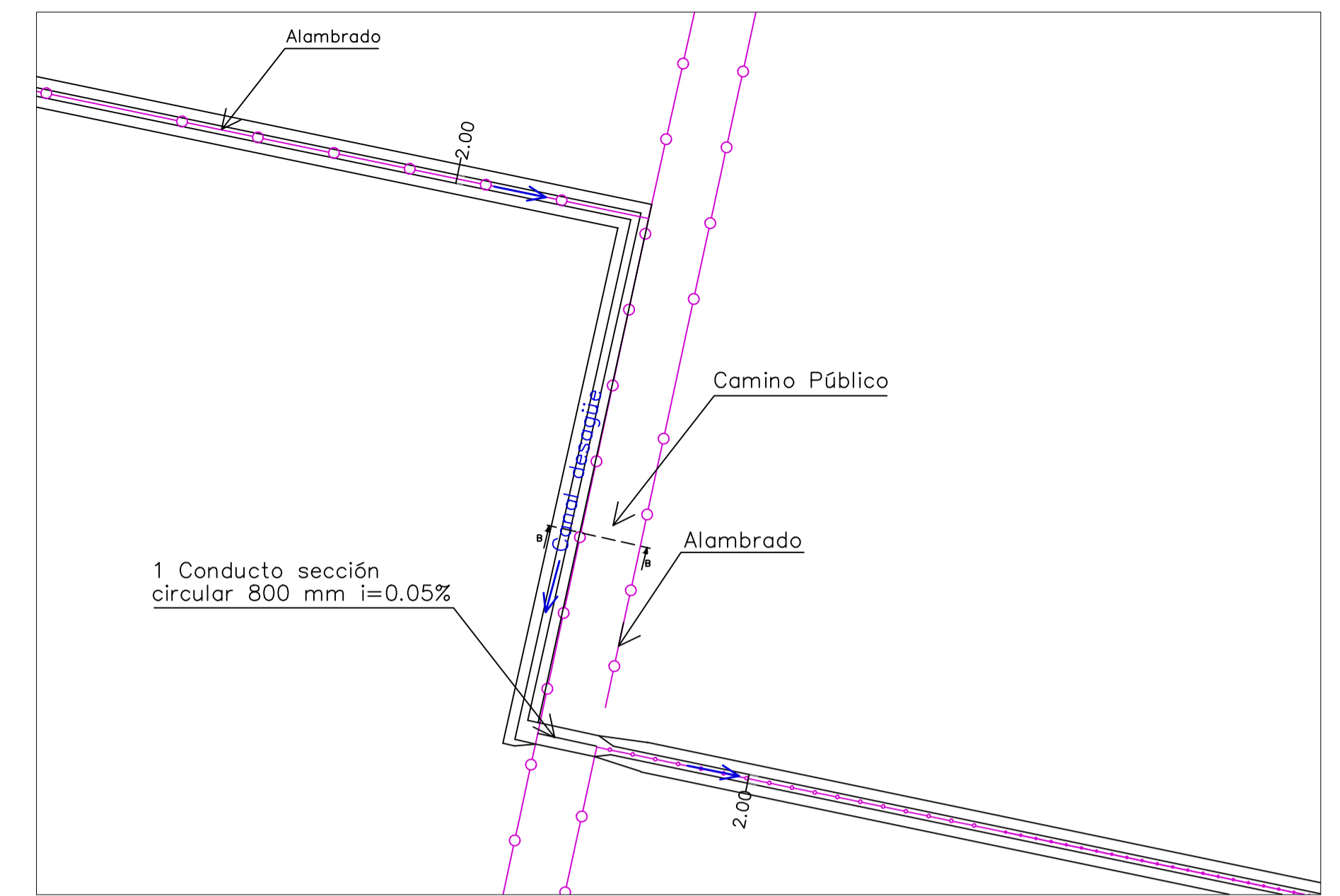
		GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS Y COORDINACIÓN DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS ÁREA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOACALES
OBRA:	OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO POSSE	
PLANO:	PERFILES LONGITUDINALES	
ESCALA:	FECHA:	SECRETARIO: Ing. EDGAR CASTELLÓ
TOPOGRAFÍA:	DIRECTOR GENERAL: Ing. JUAN PABLO BRARDA	
PROYECTO:	DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS:	
DIBUJO:	JEFE DE ÁREA: Ing. HUGO PORCHIETTO	
PLANO N°	0 0 0 4	
LOCALIDAD	Justiniano Posse	
DPTO.	Unión	



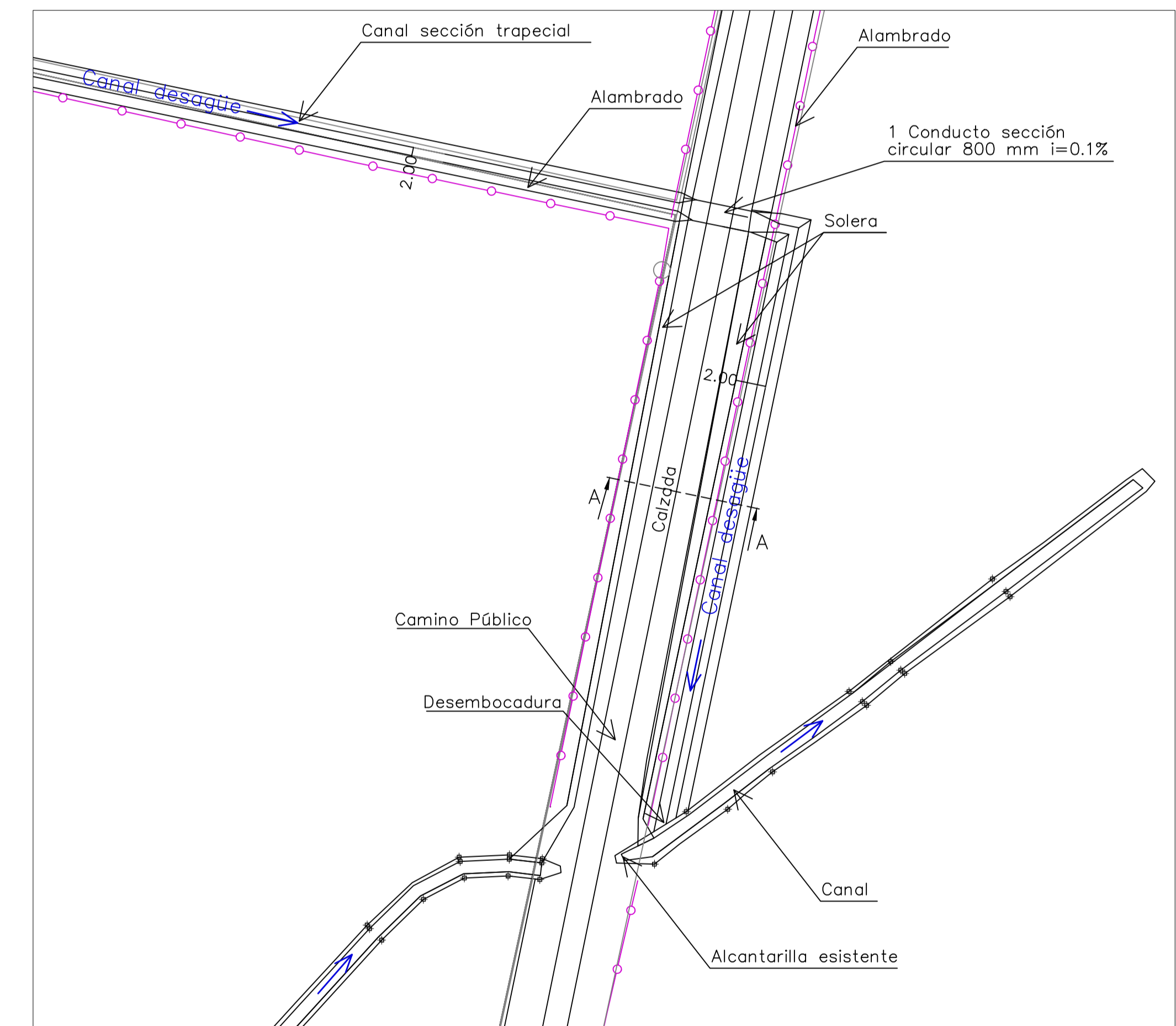
DETALLE A-CRUCO CAMINO
ESC. 1:1250



DETALLE B-CRUCO CAMINO
ESC. 1:1250



DETALLE C-CRUCO CAMINO
ESC. 1:1250



DETALLE D-DESEMBOCADURA
ESC. 1:1000



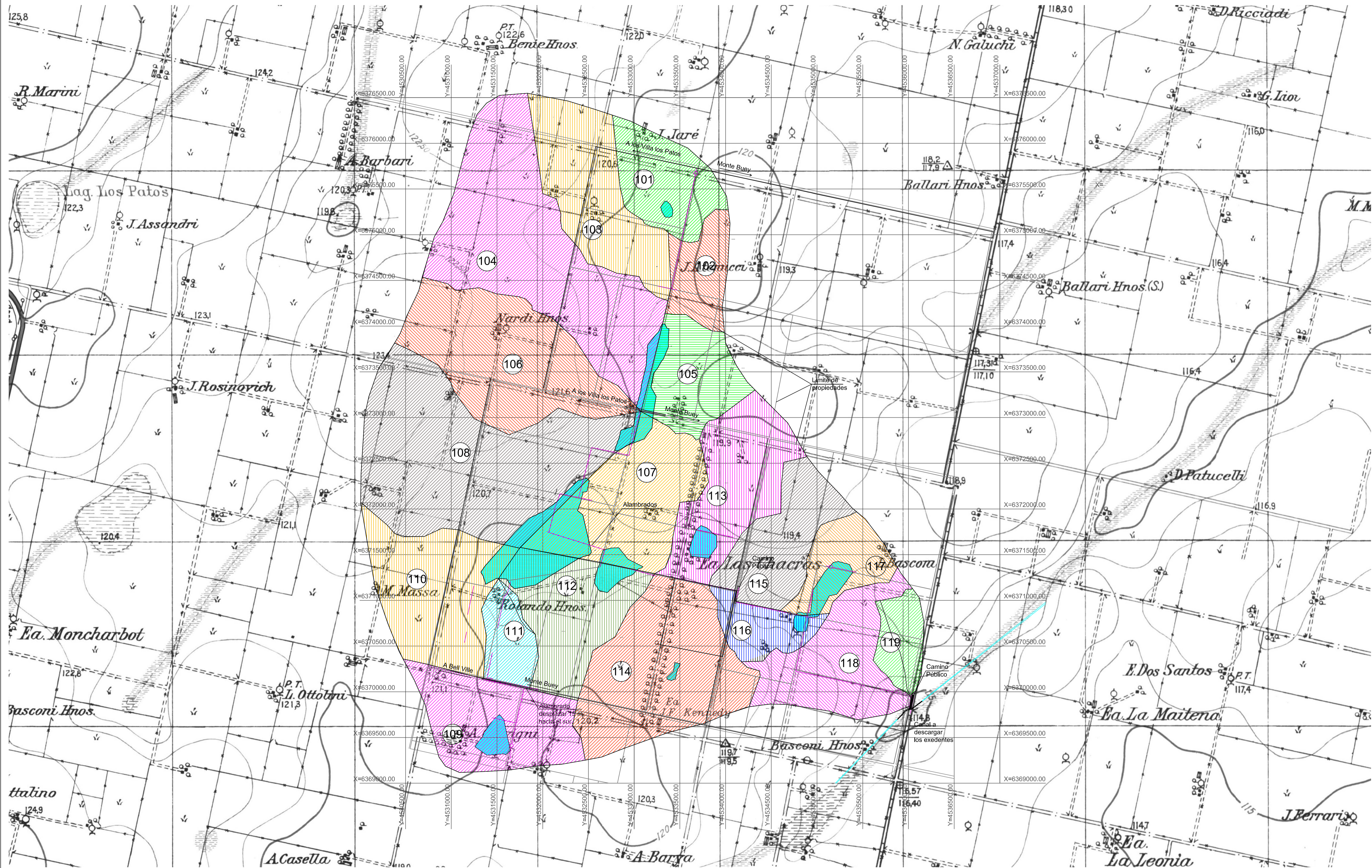
ÁREA RELEVADA
ESC. 1: 20,000

REFERENCIAS:

Punto Levantamiento.....	
Designación Tramos de Nivelación.....	
Curva Nivel Principal.....	
Curva Nivel Secundaria....	
Grilla de Referencia.....	
Límites de Propiedad.....	
Alambrados.....	
Área Cultivada (Octubre 2014).....	

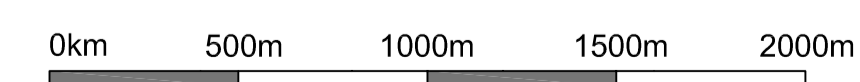
NOTA:
Sistema de referencia Gauss Kruger- faja 4
Datum, WSG 84
Altimetría: Sistema Local

		GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS Y COORDINACIÓN DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS ÁREA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOACALES	
OBRA:	OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO POSSE		PLANO N°
PLANO:	DETALLES DE TRAZA DE CANAL Capacidad 0,40 m3/seg		0 0 0 5
ESCALA:	FECHA:	SECRETARIO: Ing. EDGAR CASTELLÓ	LOCALIDAD
TOPOGRAFÍA:		DIRECTOR GENERAL: Ing. JUAN PABLO BRARDA	Justiniano Posse
PROYECTO: ÁREA PROY. DE AGUA POTABLE Y D.C.		DIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS:	DPTO.
DIBUJO: ÁREA PROY. DE AGUA POTABLE Y D.C.		JEFE DE ÁREA: Ing. HUGO PORCHIETTO	Unión



PLANO DE CUENCAS

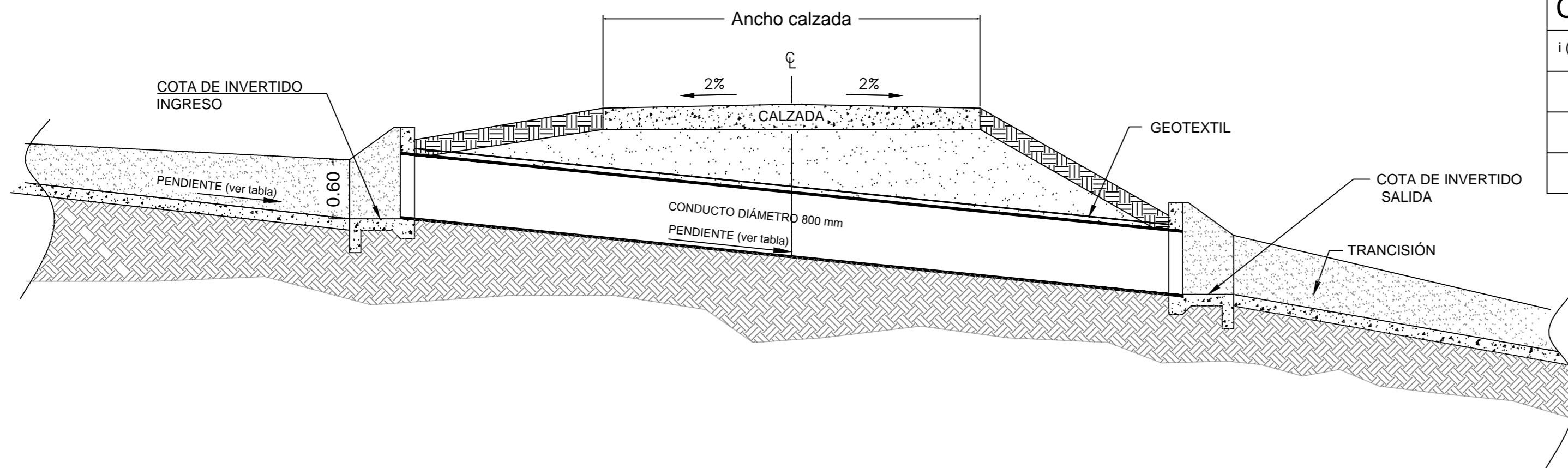
ESC. 1:20.000



ESCALA GRÁFICA

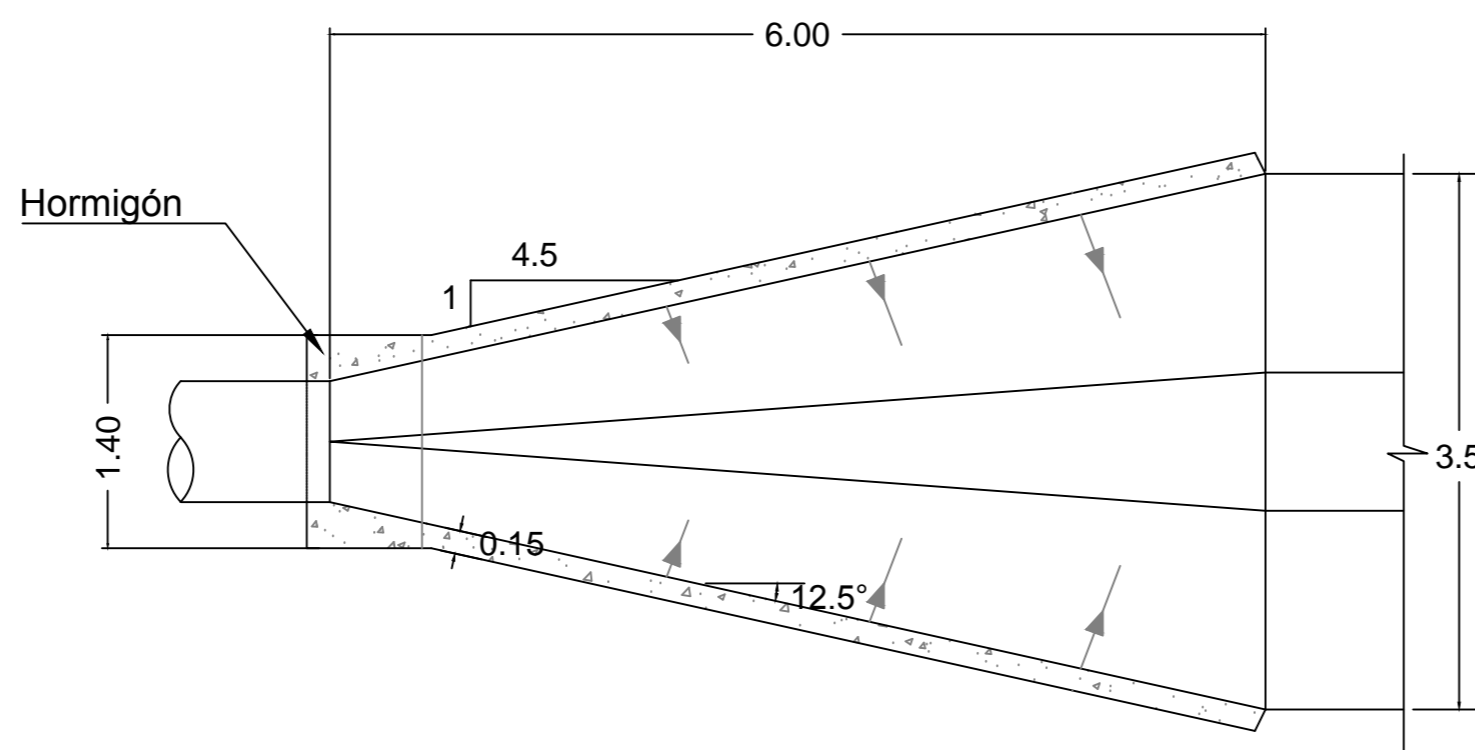
NOTA:
 Sistema de referencia Gauss Kruger- faja 4 Datum, WGS 84
 Altimetría: Sistema Local

 GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS Y COORDINACIÓN DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS ÁREA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOACALES		 GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA
OBRA:	OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO POSSE	
PLANO N°	0 0 0 6	
PLANO:	PLANO DE CUENCAS	
LOCALIDAD	Justiniano Posse	
DPTO.	Unión	
ESCALA:	FECHA:	SECRETARIO: Ing. EDGAR CASTELLÓ
TOPOGRAFÍA:	DIRECTOR GENERAL: Ing. JUAN PABLO BRARDA	
PROYECTO: ÁREA PROJ. DE AGUA POTABLE Y D.C.	DIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS:	
DIBUJO: ÁREA PROJ. DE AGUA POTABLE Y D.C.	JEFE DE ÁREA: Ing. HUGO PORCHIETTO	



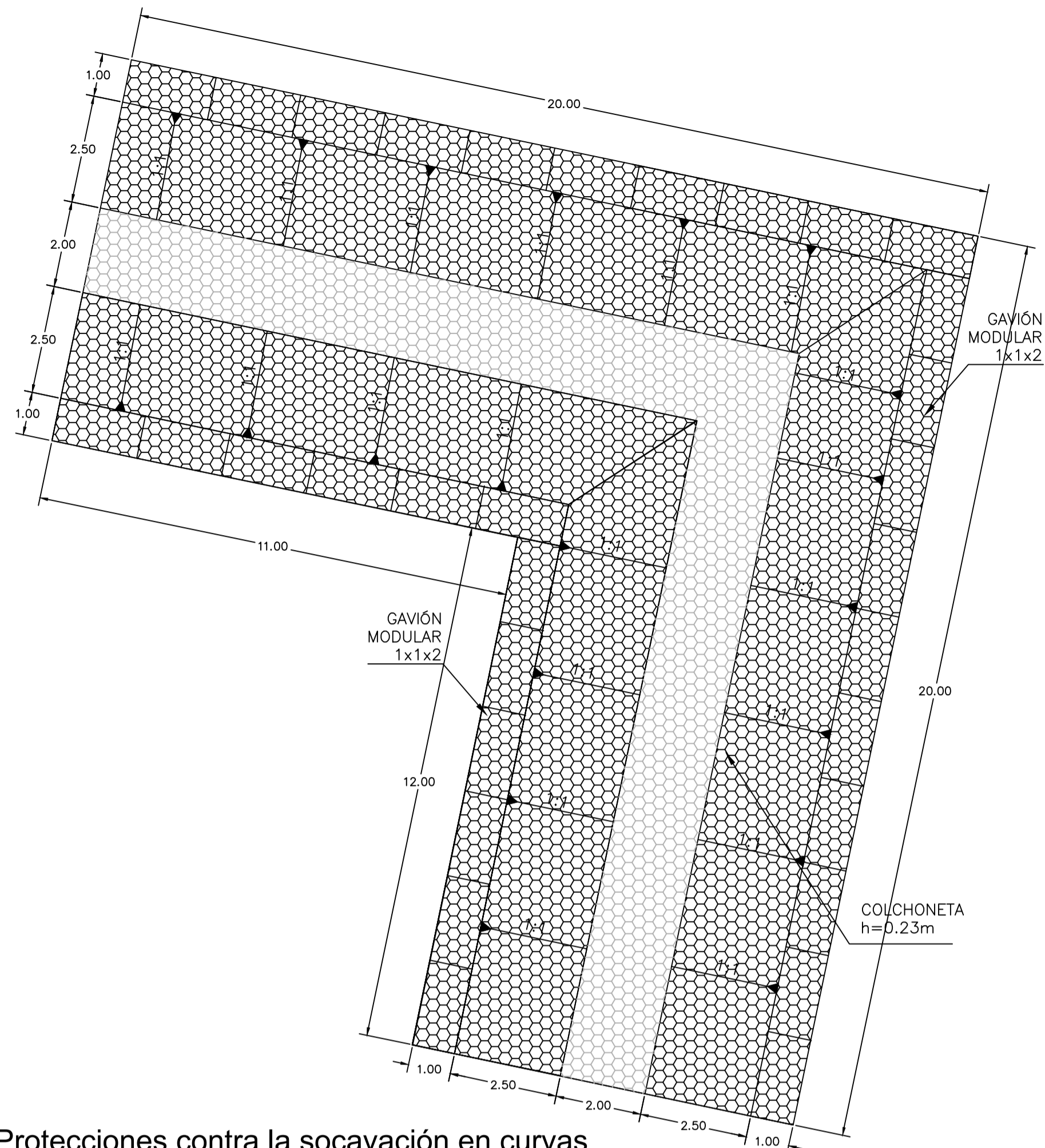
CRUCE	A	B	C	D
i (PENDIENTE EN %)	0,05	0,05	0,05	0,1
COTA INVERTIDO INGRESO	97,95	98,14	96,02	94,56
COTA INVERTIDO SALIDA	97,94	98,13	96,01	94,547
CONDUCTOS DIAM. 800 mm	1	1	1	1

CORTE LONGITUDINAL ALCANTARILLA
ESC: 1:50

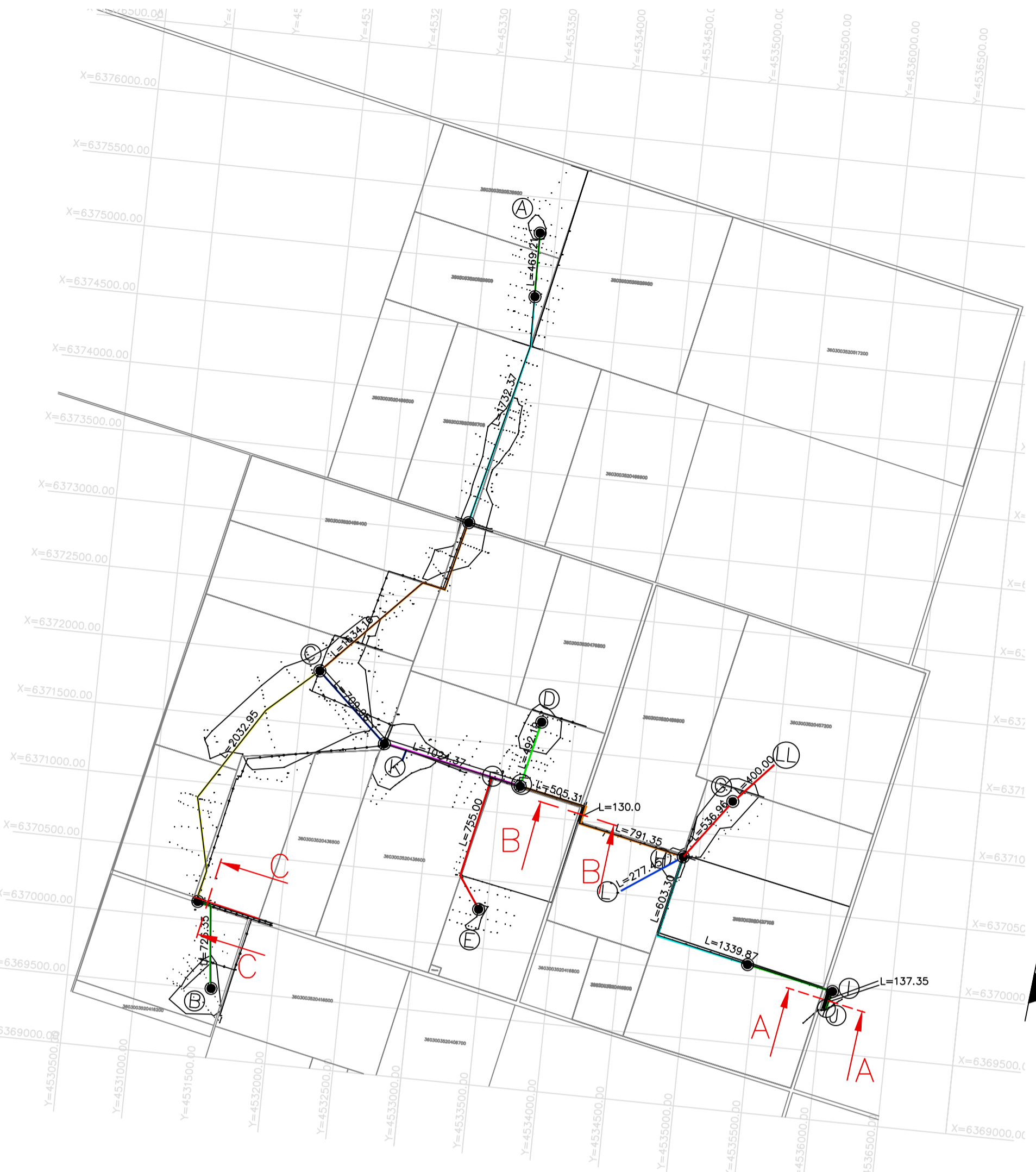


CORTE TRANSVERSAL CRUCE A,B,C Y D
ESC: 1:50

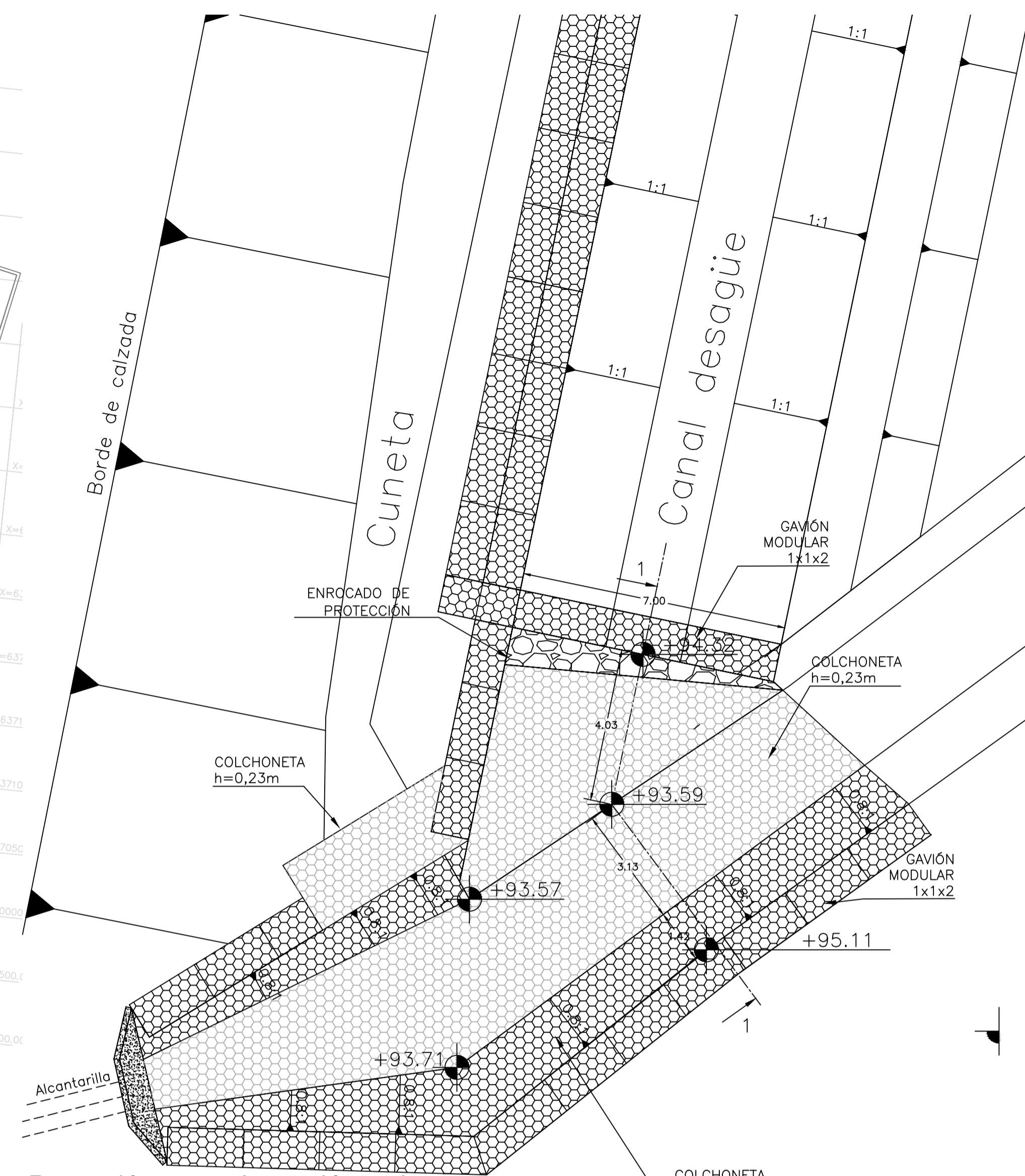
		GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÍCOS Y COORDINACIÓN DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS ÁREA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOACALES			
OBRA: OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO POSSE				PLANO N° 0 0 0 7	
PLANO: DETALLE DE ALCANTARILLA				LOCALIDAD Justiniano Posse DPTO. Unión	
ESCALA:	FECHA:	SECRETARIO: Ing. EDGAR CASTELLÓ			
TOPOGRAFÍA:		DIRECTOR GENERAL: Ing. JUAN PABLO BRARDA			
PROYECTO: ÁREA PROY. DE AGUA POTABLE Y D.C.		DIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS:			
DIBUJO: ÁREA PROY. DE AGUA POTABLE Y D.C.		JEFE DE ÁREA: Ing. HUGO PORCHIETTO			



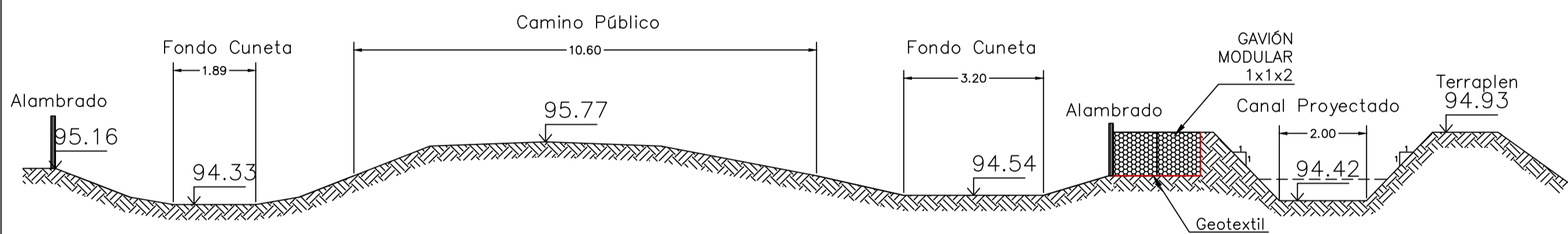
Protecciones contra la socavación en curvas
ESC. 1:100



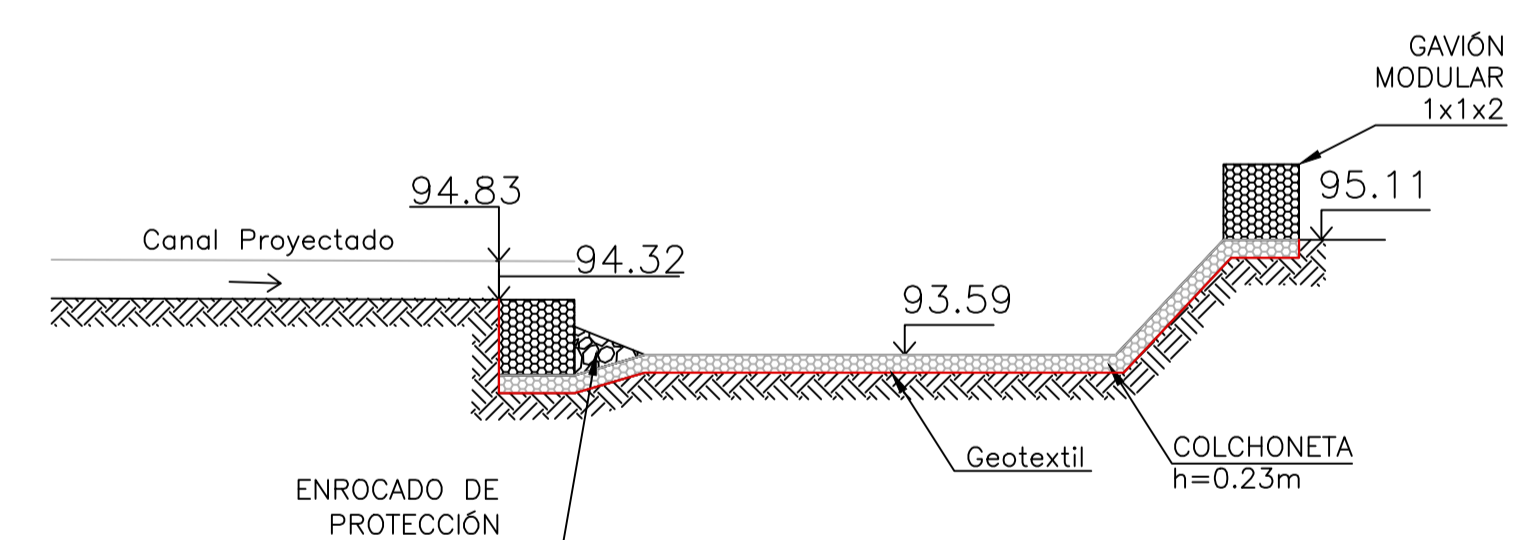
Planimetría
ESC. 1:30000



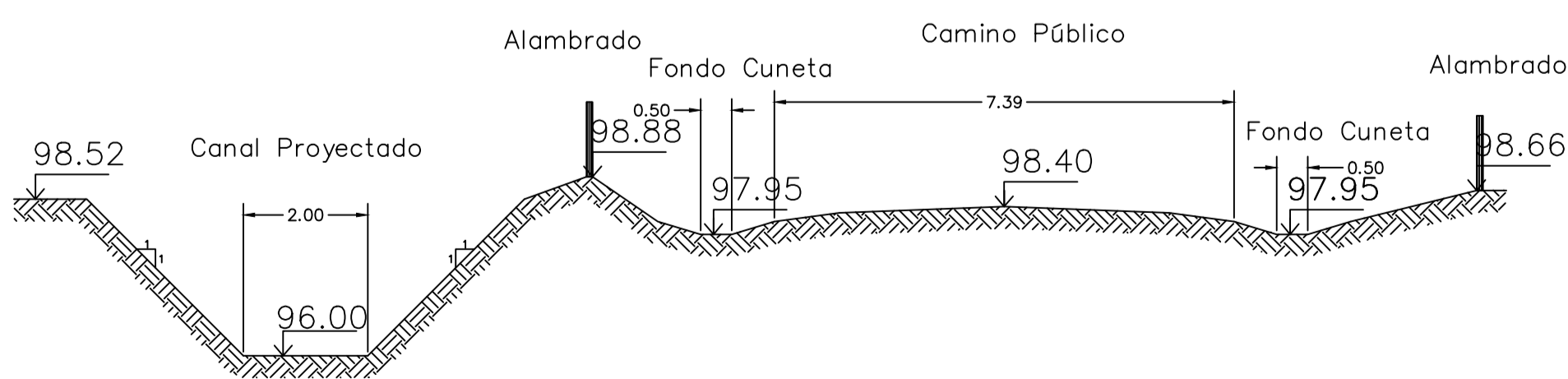
Protección contra la erosión en la desembocadura del canal
ESC. 1:100



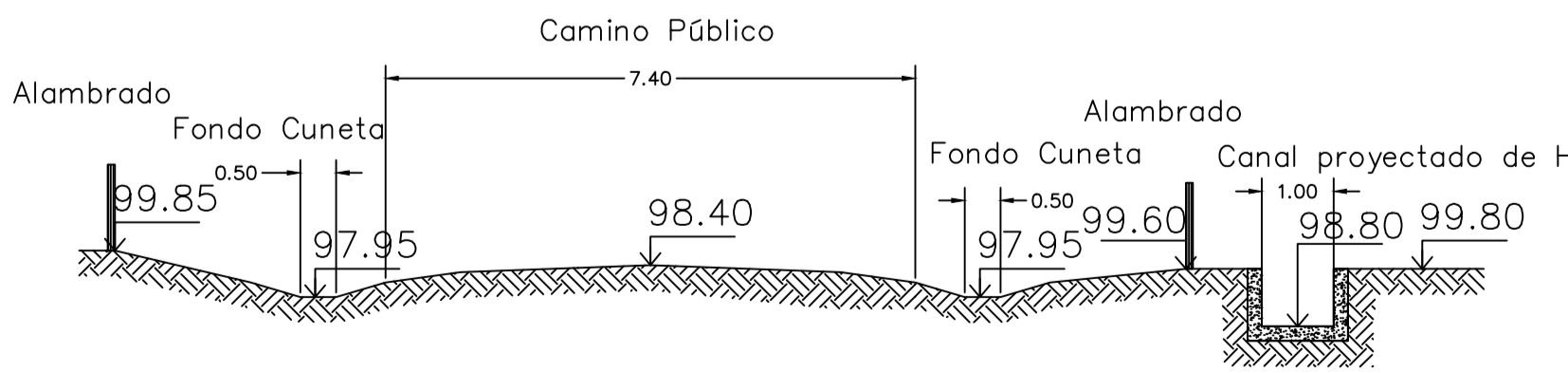
Corte transversal A-A
ESC. 1:100



Corte transversal 1-1
ESC. 1:100



Corte transversal B-B
ESC. 1:100



Corte transversal C-C
ESC. 1:100

 GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS Y COORDINACIÓN DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS ÁREA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOACALES		 GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE CÓRDOBA	
OBRA:		PLANO N°	
OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO POSSE		0 0 0 8	
PLANO:		LOCALIDAD	
PROTECCIONES		Justiniano Posse	
		DPTO.	
		Unión	
ESCALA:	FECHA:	SECRETARIO: Ing. EDGAR CASTELLO	
TOPOGRAFÍA:		DIRECTOR GENERAL: Ing. JUAN PABLO BRARDA	
PROYECTO: ÁREA PROY. DE AGUA POTABLE Y D.C.		DIRECTOR DE ESTUDIOS Y PROYECTOS:	
DIBUJO: ÁREA PROY. DE AGUA POTABLE Y D.C.		JEFE DE ÁREA: Ing. HUGO PORCHIETTO	

ANEXO n°9



**MINISTERIO DE AGUA, AMBIENTE Y SERVICIOS PÚBLICOS
SECRETARÍA DE RECURSOS HÍDRICOS Y COORDINACIÓN
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
ÁREA PROJ. DE AGUA POTABLE Y DESAGÜES CLOCALES**

Obra: OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO
POSSE

Ubicación: ZONA RURAL JUSTINIANO POSSE
(DPTO. UNION)

PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Presupuesto Oficial \$.-



PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS OBRA DE DRENAJE RURAL JUSTINIANO POSSE DEPARTAMENTO - UNION

Índice

1	INTRODUCCIÓN.....	3
2	UBICACIÓN.....	3
3	OBJETO DE LA COTIZACION	3
4	MEMORIA DESCRIPTIVA:.....	3
5	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:.....	3
5.1	Replanteo de la Obra.....	3
5.1.1	Cómputo de la tarea (gl)	4
5.2	Excavaciones	4
5.2.1	Medios y sistemas de trabajo a emplear en ejecución de excavaciones..	4
5.2.2	Perfil longitudinal de las excavaciones.....	4
5.2.3	Material sobrante de las excavaciones	5
5.2.4	Cómputo de excavaciones (m3).	5
5.3	Estructuras de Hormigón Armado	5
5.3.1	Generalidades	5
5.3.2	Ensayos, inspecciones y recepción.	5
5.3.3	Materiales.....	6
5.3.4	Equipos	8
5.3.5	Hormigón elaborado en planta de fabricación.....	9
5.3.6	Procedimientos constructivos	9
5.3.7	Cómputo del ítem hormigonado (m3)	12
5.4	Cañería de Hormigón	12
5.4.1	Colocación de caños de hormigón.....	12
5.4.2	Juntas.....	12
5.4.3	Asiento de tuberías.....	13
5.4.4	Relleno y terraplenamiento	13
5.4.5	Prueba hidráulica.....	14
5.4.6	Cómputo del ítem cañería de hormigón (m).....	14
5.5	Protección con Gaviones y Colchonetas.....	15
5.5.1	Cómputo y Certificación.....	15
6	OMISIÓN DE ESPECIFICACIONES.....	15

1 INTRODUCCIÓN

Atendiendo a la situación de anegamientos que sufren en la actualidad distintas parcelas rurales ubicadas en proximidades a la ciudad de Justiniano Posse que torna imposible su utilización para los fines agrícolas, es que se ha planteado la construcción de una serie de canales de avenamiento que permitan realizar el drenaje de las parcelas inundadas y conducir los excedentes hasta los canales existentes que los transportaran finalmente al cauce del río Tercero.

El presente pliego contempla el detalle de los trabajos necesarios para la ejecución del proyecto de canales, alcantarillas y demás obras de arte planteadas.

2 UBICACIÓN

Justiniano Posse es una ciudad situada en el departamento Unión al sudeste de la provincia. A 35 km de Bell Ville, vinculada por las rutas provinciales RP 3 y RP 6.

Este sector de la provincia pertenece a la llamada "llanura pampeana" y según algunos bosquejos geomorfológicos a la denominada "llanura anegadiza" con problemas crónicos de drenaje.

Las coordenadas geográficas de la localidad de Justiniano Posse son:

Latitud: 32°53'00"S

Longitud: 62°40'00"O

3 OBJETO DE LA COTIZACION

El presente tiene por objeto contratar la realización de un proyecto que permita cumplir con los fines enunciados precedentemente.

4 MEMORIA DESCRIPTIVA:

Atento al anegamiento que experimentan algunas de las parcelas ubicadas en la zona rural de la localidad de Justiniano Posse es que se ha planteado la construcción por dentro de los campos anegados de un canal principal y una serie de canales secundarios que colectarán los excedentes hídricos y los conducirán hasta un canal existente.

El canal principal dispondrá de una sección capaz de conducir un caudal máximo de 0,40 m³/s y una estructura de protección en el punto de vertido al canal colector existente que conducirá los excedentes finalmente hasta el cauce del río Tercero.

Con este sistema de drenaje, los bajos de los campos donde se realizarán las obras quedaran anegados por un lapso de tiempo variable de acuerdo a la intensidad de la tormenta hasta que se terminen de drenar la totalidad de los excedentes al canal colector.

5 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

5.1 Replanteo de la Obra

El Contratista tendrá a su cargo el replanteo planialtimétrico definitivo de las obras a ejecutar, así como los planos correspondientes.

En el caso que existiera en algún tramo un impedimento, debido a instalaciones existentes, para ejecutar la obra de acuerdo al Proyecto, el Contratista deberá presentar a la Inspección los planos con los cambios o modificaciones a realizar, para su aprobación, previa a la ejecución de los trabajos.

5.1.1 Cómputo de la tarea (gl)

La tarea de replanteo se computará en forma global e incluirá la totalidad de los equipos, mano de obra y materiales necesarios para realizar la limpieza de la traza, el replanteo y materialización del sistema de apoyo y todo otro trabajo necesario para la correcta materialización de las obras.

5.2 Excavaciones

5.2.1 Medios y sistemas de trabajo a emplear en ejecución de excavaciones.

Al formular las ofertas los proponentes deberán tener en cuenta la variabilidad del nivel y potencia de la napa freática en base a los más altos valores registrados, no admitiéndose reconocimientos posteriores de ninguna índole por tal motivo. Así mismo se considera que el Contratista ha reconocido la totalidad de los terrenos que interesan a la obra, de manera que el precio de la oferta tiene en cuenta la totalidad de los costos que la real ejecución del ítem Excavación provocará.

El Contratista realizará todos los trabajos de eliminación de obstáculos y limpieza que fuera necesario efectuar antes de proceder a la excavación.

Extraerá los árboles y arbustos con sus raíces en las fajas correspondientes, previa aprobación por parte de la Inspección.

Las excavaciones en general se efectuarán de acuerdo a lo que se indique en los planos respectivos, y a lo dispuesto por la Inspección.

No se impondrán restricciones al Contratista en lo que respecta a medios y sistemas de trabajo a emplear para ejecutar las excavaciones, pero ellos deberán ajustarse a las características del terreno en el lugar y a las demás circunstancias locales.

El Contratista será el único responsable de cualquier daño, desperfecto o perjuicio directo e indirecto, sea ocasionado a personas, a las obras mismas o a edificaciones e instalaciones próximas, derivado del empleo de sistemas de trabajo inadecuados y de falta de previsión de su parte.

La Inspección podrá exigir al Contratista, cuando así lo estime conveniente, la justificación del empleo del sistema o medios determinados de trabajo o la presentación de los cálculos de resistencia de los enmaderamientos, entibaciones y tablestacados, a fin de tomar la intervención correspondiente, sin que ello exima al Contratista de su responsabilidad.

5.2.2 Perfil longitudinal de las excavaciones.

El fondo de las excavaciones tendrá la pendiente que se indica en los planos respectivos o la que por modificaciones oportunamente fije la Inspección.

El Contratista deberá reconstituir por su cuenta, toda excavación hecha a mayor profundidad que la indicada en los planos, donde el terreno hubiera sido disgregado por la acción atmosférica o por cualquier otra causa imputable o no a imprevisión del Contratista.

Todas las tareas indicadas en el presente artículo se consideran incluidas en los ítems Excavación y Relleno.

5.2.3 Material sobrante de las excavaciones.

El material sobrante de las excavaciones realizadas, será transportado por el Contratista a los lugares que oportunamente indique la Inspección, y a una distancia máxima de 5 km del lugar de trabajo.

La carga, transporte, descarga y desparramo del material sobrante serán por cuenta del Contratista.

El contratista no podrá depositar el suelo en el borde de los canales por conformar esto una barrera que obstaculizará el libre escurrimiento de los excedentes hídricos al interior de las obras de avenamiento.

5.2.4 Cómputo de excavaciones (m3).

Para el cómputo de las excavaciones, se considerará el perfil transversal de los canales tanto principales como secundarios que se encuentran detallados en los planos correspondientes. Respecto de la profundidad de los canales de avenamiento en cada tramo, la misma surgirá de la nivelación que se efectúe en el terreno y que deberá ser aprobada por la inspección.

El volumen de cada tramo resultará de la multiplicación del área de la sección transversal por la profundidad media del tramo computado.

No se aceptará material sobrante de la obra, por lo que la contratista deberá retirar el mismo del predio sin poder reclamar por dicha tarea reconocimiento económico alguno.

5.3 Estructuras de Hormigón Armado

5.3.1 Generalidades

En este ítem se encuentran comprendidos los trabajos relacionados a la construcción de los muros de alas de alcantarillas y cualquier otra estructura de hormigón armado in situ que resulte necesaria para la correcta materialización en la obra de conducción de excedentes. Tanto los materiales como los procesos constructivos se realizarán de acuerdo a lo indicado en los siguientes puntos.

5.3.2 Ensayos, inspecciones y recepción.

Ensayos

Los ensayos deberán cumplimentarse en un todo de acuerdo a lo señalado en el Capítulo 7 del Reglamento CIRSOC 201: "Verificación de las características y calidad de los materiales y elementos empleados para construir las estructuras". Ensayos a realizar.

La estructura se ejecutará con un hormigón H-21, según la tipificación del Reglamento

CIRSOC 201, con resistencia característica σ_{bk} determinada ensayando probetas cilíndricas de 15 x 30 cm a los 28 días de edad. A fin de obtener la resistencia deseada, el Contratista deberá realizar los ensayos de dosificación necesarios a fin de garantizar la calidad del hormigón. Los ensayos de determinación de la resistencia a compresión y los ensayos mínimos de aceptación serán supervisados directamente por el director técnico de la obra.

Los ensayos mínimos de aceptación del hormigón serán:

Ensayos y verificaciones a realizar sobre el hormigón fresco.

- 1) Asentamiento del hormigón fresco (IRAM 1536)

- 2) Contenido de aire del hormigón fresco de densidad normal, (IRAM 1602 o 1562).
- 3) Temperatura del hormigón fresco, en el momento de su colocación en los encofrados.

Ensayos que se realizan sobre el hormigón endurecido.

- 1) Determinación de la resistencia potencial de rotura a compresión del hormigón endurecido.

Inspecciones

Todos los trabajos de Hormigón Armado, deberán ser inspeccionados y aprobados por el director técnico de la obra, debiendo ajustarse la calidad de los materiales, la ejecución y las terminaciones, a las órdenes impartidas por el director.

Cuarenta y ocho horas antes del hormigonado de cualquier parte de la estructura, el Contratista deberá solicitar al director técnico que autorice su ejecución. El director técnico efectuará, las observaciones pertinentes, y en el caso de no ser necesaria su formulación, extenderá la conformidad correspondiente.

En caso de existir observaciones por parte del director técnico, el Contratista deberá efectuar las rectificaciones y correcciones dispuestas a su exclusivo cargo y sin derecho a reclamación alguna.

El Contratista deberá demostrar que dispone en obra de los materiales necesarios y equipos adecuados en óptimo funcionamiento, como para no interrumpir los trabajos de hormigonado. Queda terminantemente prohibido hormigonar cualquier sector de la estructura, sin tener la autorización del director técnico. Este, a su sólo juicio, podrá disponer la demolición de lo que haya sido ejecutado sin su conformidad, tarea que estará a cargo del Contratista, quien no podrá exigir compensación alguna. Iguales acciones serán dispuestas por el director técnico, cuando no se hayan cumplimentado algunos de los requisitos expuestos en los párrafos anteriores, o en casos tales como incumplimiento de las tolerancias constructivas, detalles con mala terminación, fisuraciones y/o deformaciones excesivas, etc., que permitan inferir posibles deficiencias estructurales.

5.3.3 Materiales

Los materiales responderán básicamente, en lo que respecta a propiedades físicas y químicas como así también a los requisitos de idoneidad y a las condiciones de recepción, almacenaje, etc., a lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 201 y a las Normas indicadas en este Pliego.

Cemento

Se utilizará exclusivamente cemento Portland Artificial Normal, de fabricación nacional, de marcas aprobadas oficialmente.

El cemento se almacenará en un depósito especial que lo proteja de la acción de la intemperie, y de la humedad del suelo y de las paredes. Las diferentes partidas se ubicarán de tal manera que sean utilizadas en el orden de su recepción en obra.

El cemento a usar deberá presentarse en estado pulverulento, ser de reciente fabricación y no presentar grumos. Será necesaria la aprobación del material por parte del director técnico, en el momento previo a la ejecución del pastón.

En caso de que la estructura de hormigón armado esté en contacto con suelos agresivos se utilizarán cementos especiales o bien hormigón de alta densidad. También podrán diseñarse dispositivos de protección que eviten el contacto de la estructura con el suelo y el agua.

Cementos especiales

En caso de que la estructura o parte de la misma esté sometida a condiciones ambientales especiales, se utilizarán cementos especiales que deberán cumplir con las exigencias del Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 201.

A continuación se enumeran algunos de dichos cementos:

- Cemento puzolánico (IRAM 1651).
- Cemento altamente resistente a los sulfatos (IRAM 1669): se utilizará en suelos con sulfatos o en estructuras en contacto permanente con aguas sulfatadas.
- Cemento de bajo calor de hidratación (IRAM 1670): se utilizará en grandes masas de hormigón en condiciones de alta temperatura ambiental.
- Cemento resistente a la reacción álcali-agregados (IRAM 1671): este tipo se utilizará en hormigones con agregados que reaccionan con los álcalis del cemento.
- Cemento Portland de escorias de alto homo (IRAM 1636).

En caso de ser necesario usar cementos especiales o establecer exigencias complementarias a los cementos debido a las condiciones ambientales, la Inspección pedirá al Contratista la realización de ensayos y análisis, a fin de verificar si los cementos a emplear satisfacen dichos requerimientos.

Aceros

En toda la estructuras se empleará acero para hormigón que cumpla con lo especificado en el reglamento CIRSOC 201 para el acero tipo III DN (conformado para hormigón y torsionado en frío o dureza natural), con una tensión característica de

fluencia de $\sigma_e = 420 \text{ Mn/m}^2$, del tipo ADN-420 (III) o bien ADM-420(III).

Se utilizarán exclusivamente aceros de marcas reconocidas. El acero estará libre de burbujas, sopladuras, grietas u otra solución de continuidad y con diámetro constante en toda su longitud. Las barras estarán completamente limpias, libres de grasas y solo se admitirá una suave oxidación superficial sin formación de escamas o hendiduras.

Todas las barras para armaduras se mantendrán bajo techo a fin de evitar la oxidación, solo se podrá tener a la intemperie el acero que se utilizará para la colocación inmediata.

El director técnico podrá exigir ensayos que verifiquen la calidad de los aceros, siendo adecuado para ello el de plegado y desplegado.

Agregado fino

Estará constituido por arena silíceo, limpia y libre de materias orgánicas e impurezas. Su granulometría cumplirá con lo dispuesto en el Reglamento CIRSOC 201 Artículo 6.3.2.

En caso de no lograr una granulometría que se encuadre dentro de las exigencias del Reglamento CIRSOC 201, el Contratista deberá realizar la dosificación adecuada para tal tipo de agregado, pudiendo consultar a un laboratorio de reconocido prestigio y aprobado por la Inspección de Obra.

Agregado grueso

Se utilizará piedra partida de constitución granítica libre de partículas lajosas.

El agregado será de granulometría continua, con un tamaño máximo nominal que depende de la pieza a hormigonar. No deberá ser mayor de 1/5 la menor dimensión lineal del elemento estructural, 1/3 del espesor de la losa, 3/4 de la luz libre entre barras de acero adyacentes, 3/4 del recubrimiento mínimo.

Agua de amasado y curado

El agua deberá ser incolora, transparente, inodora, insípida y no contendrá aceites ni grasas. Los cloruros de la mezcla (hormigón) no superarán las 1000 partes por millón, y los sulfatos las 1300 partes por millón.

El agua a utilizar deberá cumplir con lo especificado en el Reglamento CIRSOC 201, Artículo 6.5, y la Norma IRAM 1601. La provisión de agua apta estará a cargo y a cuenta del Contratista.

Hormigón

El Contratista deberá utilizar los áridos de la calidad y granulometría especificados, así como la relación agua-cemento adecuada, de acuerdo al dosaje aprobado para obtener un hormigón de la calidad y resistencia final solicitadas.

Con el fin de garantizar la impermeabilidad de la estructura, el tenor de cemento será mayor o igual a 350 kg/m³.

5.3.4 Equipos

Las proporciones en que intervienen el cemento y los agregados se medirán en peso exclusivamente, debiendo disponer el Contratista en la obra, de los equipos necesarios a tal fin. También deberá disponer de elementos apropiados para la correcta medición del agua de amasado.

Estas exigencias se extienden a las plantas de elaborado cuando el hormigón provenga del exterior de la obra.

Será obligatoria la preparación del hormigón con medios mecánicos que aseguren un batido uniforme respetando la dosificación aprobada. El tiempo mínimo de mezclado será de 1 minuto una vez introducidos los materiales en la máquina, debiendo demostrarse que con el equipo disponible se logran las exigencias de uniformidad y resistencia. De lo contrario, se establecerá el tiempo mínimo requerido por el equipo para obtener una mezcla homogénea. La hormigonera deberá tener una capacidad de producción continua adecuada al volumen de hormigón a emplear. El funcionamiento del grupo mecánico y del motor deberá ser normal, a prueba de interrupciones que expongan al peligro de suspensión de los trabajos, y que así impidan el moldeo continuo. Si los equipos no son suficientemente confiables en su continuidad, la Inspección de Obra podrá exigir al Contratista, equipos, motores y/o accesorios de reposición por Orden de Servicio a fin de normalizar las tareas.

Las mismas exigencias se aplicarán a los equipos y elementos para la distribución del hormigón en la obra, su colocación y vibrado. Estos deberán ser suficientes en número y confiables en su funcionamiento a fin de asegurar la continuidad señalada.

La compactación del hormigón se efectuará mediante vibradores de inmersión debiendo evitarse el vibrado de las armaduras y la segregación del hormigón en el interior de los moldes.

No se permitirán sistemas de transporte que, tanto en la etapa de manipuleo como en la de colocación, produzcan la segregación del hormigón.

Si el medio de transporte del hormigón fuera considerado no conveniente por el director técnico, éste podrá disponer que la toma de muestras para la determinación de la resistencia característica, se efectúe en el lugar y momento de llenado de los encofrados.

5.3.5 Hormigón elaborado en planta de fabricación

El Contratista podrá emplear hormigón pre-elaborado en planta, siempre que cumpla con los siguientes requisitos:

- Que éste satisfaga las exigencias concernientes al hormigón elaborado en obra, especificadas en el presente Pliego, con la Norma IRAM 1666 "Hormigón elaborado" y con los Artículos 9.3 y 9.4 del Reglamento CIRSOC 201.
- La posibilidad de que el director técnico realice observaciones y solicite ensayos en cualquiera de las etapas: acopio de materiales en planta, elaboración, transpone y descarga.
- Garantía de calidad expedida por la Empresa elaboradora.
- Ser elaborado por una empresa de reconocido prestigio y calidad.
- Existencia de una planta elaboradora a una distancia que garantice una puesta en obra respetando los asentamientos exigidos.
- Posibilitar el control de calidad y cantidad del uso de aditivos tales como retardadores de fragüe por parte de la Inspección.

5.3.6 Procedimientos constructivos

Armaduras

Deberán ser ejecutadas por obreros especializados y con los útiles y herramientas adecuadas.

Se ajustarán a lo establecido en los planos de detalles. Previo a la colocación de las armaduras se procederá a una cuidadosa limpieza de los encofrados.

La armadura deberá ser doblada y colocada asegurando la posición indicada en los planos, debiendo respetarse los recubrimientos y separaciones mínimas en todas las barras, las que deberán ser rectas. El doblado, ganchos y empalmes deberán cumplir con las disposiciones del Reglamento CIRSOC 201.

No se admitirán barras soldadas. En caso de no estar especificados en el Pliego Particular de la Obra o en planos, los empalmes serán por yuxtaposición según el Artículo 18.6 del Reglamento CIRSOC 201.

Cuando sea necesario, se dispondrán armaduras adicionales en las zonas de empalme u otras armaduras constructivas, aunque no estén computadas en las planillas. Si al controlar visualmente el armado, el director técnico considera necesario el agregado de armaduras, el Contratista deberá hacer constar esa modificación en los planos y planillas correspondientes. La misma se hará extensible a la memoria de cálculo si ésta se viera afectada.

Se tendrá el máximo cuidado de no aplastar o correr la posición de las barras durante la ejecución de las armaduras y en las operaciones de colado del hormigón.

El recubrimiento de las armaduras para el caso de los muros de ala será de 2,50 cm. Mientras que para el caso de la platea de hormigón será de 5 cm.

En todos los casos los recubrimientos serán asegurados mediante separadores aprobados. Estos podrán ser de distintos modelos, de acuerdo al tipo de terminación del paramento. En caso de existir suelos o aguas corrosivas deberán utilizarse cementos especiales.

Encofrados

Todos los moldes para la estructura de hormigón armado deberán ejecutarse respetando estrictamente las dimensiones, niveles y formas indicadas en los planos,

tarea que deberá ser realizada por obreros especializados y bajo una dirección competente.

Como límites máximos de tolerancias dimensionales se establecen los indicados en el Reglamento CIRSOC 201, Capítulo 12, Apartado 12.2: "Tolerancias dimensionales y de posición de las estructuras y armaduras".

Se deberá asegurar la estabilidad, resistencia y el mantenimiento de la forma correcta de los encofrados durante el hormigonado, arriostrándolos convenientemente para que puedan resistir el tránsito sobre ellos, el colado del hormigón, la acción del viento y cualquier otro tipo de carga accidental. La verificación de los encofrados y apuntalamientos es obligación del Contratista.

Los moldes deberán ser estancos a fin de evitar el empobrecimiento del hormigón por la separación de la lechada de cemento.

Los encofrados se armarán a nivel y a plomo, bien alineados y sin partes alabeadas o desuniones.

Todo puntal será acuñado en su base con un par de cuñas encontradas. Los puntales serán de una sola pieza, permitiéndose como máximo, solo una tercera parte de ellos con un empalme, y estarán arriostrados lateralmente en ambos sentidos para evitar el pandeo. Cuando sea necesario, se repartirá la presión de los mismos sobre la superficie de apoyo, por medio de tablonos que hagan las veces de bases o capiteles. Además de lo descrito, se aplicarán las disposiciones del Capítulo 12 del Reglamento CIRSOC 201. En todos los casos, el Contratista deberá convenir con el director técnico el tipo y forma de encofrado a ejecutar.

En general el Contratista deberá construir los encofrados de la siguiente manera:

- Los encofrados de muros aislados, tanques para agua, cubas para contener líquidos, etc., siempre deberán ser dobles, es decir, formados por un entablonado exterior y otro interior, para hacer posible una buena compactación del hormigón entre ambos.
- Antes del colado del hormigón se limpiarán prolija y cuidadosamente todos los moldes. El director Técnico podrá hacer repetir las operaciones de limpieza si no resultan satisfactorias.
- En tabiques, se exigirán aberturas próximas al fondo, para la limpieza. Estas no podrán ser cerradas sin previa autorización del director técnico.
- Doce horas antes de las operaciones de hormigonado, se mojará abundantemente el encofrado y luego, en el momento previo a la colocación del material, el riego con agua se efectuará hasta la saturación de la madera.
- No se admitirá el uso de grasas o gasoil como producto anti-adhesivo para encofrados. Podrán usarse productos siliconados o aceites solubles en agua cuando se cuente con la autorización expresa del director técnico.
- No se permitirá, en ningún caso romper las estructuras hormigonadas para el paso de cañerías o conductos. En los tabiques, se deberán dejar previsto en el encofrado la cañería con su correspondiente armadura de refuerzo para evitar fisuraciones.
- Todos los lugares para pasos de cañerías serán verificados y aprobados previamente por el director técnico. Los trabajos posteriores, para cubrir omisiones en pasos de conducciones, estarán a cargo exclusivo del Contratista.
- En general, los materiales para encofrados y la consiguiente calidad de terminación de los paramentos, serán propuestos por el Contratista debiendo

contar con la aprobación de la Inspección de Obra antes de su utilización en obra.

Amasado del hormigón

Durante el amasado deberá respetarse estrictamente la relación agua-cemento prevista en el dosaje aprobado. En cualquier momento y lugar la Inspección podrá hacer efectuar los controles de contenido de agua de la mezcla, mediante el ensayo de asentamiento (IRAM 1536) en el lugar de colocación, utilizando el cono de Abrams que deberá ser provisto por el Contratista. En ningún caso el asentamiento podrá ser mayor o menor que el estipulado para cada tipo de hormigón. Como regla general el Hormigón se colocará con el menor asentamiento posible que permita llenar completamente los encofrados. También se efectuarán los correspondientes controles de temperatura y peso unitario de cemento.

Colado del hormigón

No podrá iniciarse el colado del hormigón sin la previa autorización escrita del director técnico. Este hará una revisión del encofrado y armaduras del sector a construir y en caso de comprobar que éstos no se ajustan a los planos aprobados, a las especificaciones técnicas o a las buenas reglas del arte en esta actividad, ordenará al Contratista deshacer y ejecutar sucesivamente la parte observada. Este tipo de tareas será a cargo exclusivo del Contratista.

El hormigón se colocará sin interrupción en los encofrados, inmediatamente después de haber sido amasado. Se verterá cuidadosamente en los moldes, debiendo éstos ser golpeados y la mezcla apisonada y vibrada, de tal forma de poder asegurar un perfecto llenado de los moldes, especialmente en ángulos y rincones de los mismos, envolviendo perfectamente las armaduras sin solución de continuidad y asegurando una perfecta adherencia de barras y hormigón, sin que se produzcan oquedades ni vacíos. No se deberá alterar de ningún modo la relación agua-cemento del dosaje aprobado por la Inspección para lograr mayor trabajabilidad del hormigón.

Cuando se deban realizar las operaciones de hormigonado bajo temperaturas extremas, de calor o frío, se adoptarán las recomendaciones indicadas en el Capítulo 11.i y Anexo del Reglamento CIRSOC 201.

El proceso de hormigonado deberá ajustarse a un plan preparado por el Contratista y aprobado por el director técnico, en el que se especificará claramente la posición de las juntas de trabajo, las que deberán ser estudiadas cuidadosamente, no sólo en función de la estabilidad de la estructura, sino especialmente con relación al aspecto arquitectónico de la misma.

Curado y protección del hormigón

Una vez terminadas las operaciones de colocación del hormigón en el sector de estructura según el Plan de Hormigonado Aprobado, se lo someterá a un proceso de curado continuo durante un período no inferior a los (7) siete días. Los métodos a emplear deberán ser capaces de evitar toda pérdida de humedad durante ese lapso. Tanto el procedimiento de curado del hormigón, como las protecciones que deban realizarse con el fin de impedir efectos perjudiciales para el mismo, deberán adecuarse estrictamente a lo establecido en el Capítulo 10, Apartado 10.8.5. y Anexo del Reglamento CIRSOC 201. El método propuesto por el Contratista deberá ser aprobado previamente por la Inspección de Obra.

Desencofrado

En ningún caso, se permitirá el desencofrado antes de los plazos establecidos en el Reglamento CIRSOC 201, Apartado 12.3.3.

Estos plazos podrán ser aumentados por la Inspección de Obra cuando las circunstancias así lo aconsejen.

Se cuidará especialmente no cargar la estructura recién desencofrada. El director técnico podrá exigir el retiro inmediato de toda carga que a su entender sea superior a la que la estructura sea capaz de soportar. Cuando al desencofrar aparezcan defectos inadmisibles a juicio de la Inspección de Obra, será ésta quien decida cómo se procederá para subsanar o rehacer la estructura, tarea que estará a exclusivo cargo del Contratista. De decidir el director técnico por la reparación, ésta deberá efectuarse dentro de las 24 horas subsiguientes al retiro del encofrado.

5.3.7 Cómputo del ítem hormigonado (m³)

La tarea de hormigonado de estructuras se computará por m³ e incluirá la totalidad de los equipos, mano de obra y materiales necesarios para realizar el correcto hormigonado de las distintas unidades que conforman parte del sistema de drenaje.

5.4 Cañería de Hormigón

Los conductos a utilizarse en las distintas alcantarillas serán de hormigón clase III con sistema de espiga y enchufe con aro de goma. Los conductos deberán ser fabricados bajo normas IRAM 11.503, debiéndose presentar a la inspección de obra los certificados de calidad emitidos por el proveedor de los conductos.

A solicitud de la inspección se realizarán ensayos de carga, prueba y rotura a realizarse en un establecimiento oficial autorizado.

De encontrarse deficiencia en los resultados de los ensayos, se deberán reemplazar la partida defectuosa por un nuevo lote de conductos.

No se permitirá la colocación de ningún conducto en el interior de la excavación sin el expreso consentimiento por escrito por parte de la inspección de la obra.

5.4.1 Colocación de caños de hormigón

Deberá merecer especial cuidado la bajada de los caños al fondo de la excavación, evitándose los golpes que puedan perjudicar su resistencia.

Las operaciones de carga, descarga y transporte deberán hacerse usando los medios adecuados según el peso de las piezas a manejar. Los caños se limpiarán antes de su colocación, eliminándose la suciedad, pintura, grasa, etc., adheridas, en especial en la parte de acoplamiento. Una vez limpios se bajarán al fondo de la zanja colocándolos en posición exacta con los enchufes en dirección aguas arriba. La progresión del montaje se hará ascendiendo. Cuando exista interrupción de la jornada de trabajo se deberá taponar convenientemente la boca libre del conducto para evitar el ingreso de materias extrañas.

Se dispondrá de un nivel de anteojo, con operador estacionado sobre el eje de la traza del conducto aguas arriba, para lograr una exacta nivelación de los conductos en cada tramo. La inspección controlará esta operación y a su juicio, hará retirar y recolocar aquellos elementos que no estén correctamente nivelados.

5.4.2 Juntas

El empalme de conductos deberá ser perfectamente concéntrico. Se emplearán aros de goma aprobados por norma IRAM o similar entre la espiga y el enchufe del conducto.

5.4.3 Asiento de tuberías

El fondo de la zanja se compactará por medios mecánicos hasta obtener el 90% de la densidad del Proctor Standard, Posteriormente se ejecutará un manto, en todo el ancho de zanja compactado por: 3 (tres) partes de arena y 2 (dos) partes de grava que se compactara en capas de 10 (diez) centímetros de espesor, con un rodillo vibrante manuable de modo de lograr el mejor acomodamiento de los granos.

El espesor del manto será como mínimo, la sexta parte (1/6) del diámetro nominal del conducto.

Terminado el manto se asentarán los conductos, teniendo especial cuidado que el apoyo se produzca a todo lo largo de la generatriz, para lo cual deberán ejecutarse en la base los rellenos necesarios para que encajen las partes salientes (cabeza, etc.)

Una vez asentados los conductos y terminadas las juntas se continuará con el relleno, con la mezcla granular especificada, la que se compactará con medios manuales o mecánicos teniendo en muy especial cuidado en rellenar la zona de “riñones” (debajo del conducto), hasta una altura que se especifica, según el tipo de apoyo.

TIPO A: Se rellenará y compactará en todo el ancho de zanja hasta una altura del 15% (quince por ciento) del diámetro exterior del conducto de modo que los puntos superiores de contacto entre conducto y relleno granular y el centro del conducto formen, en este último punto un ángulo de 90° (noventa grados).

TIPO B: Se rellenará y compactará, en un todo el ancho de zanja hasta una altura del 25% (veinticinco por ciento) del diámetro exterior del conducto de modo que los puntos superiores del contacto entre conducto y relleno granular y el centro del conducto formen, en este último punto un ángulo de 120° (ciento veinte grados).

5.4.4 Relleno y terraplenamiento

El relleno de las excavaciones se efectuará con la tierra proveniente de las mismas.

Si fuera necesario transportar tierra de un lugar a otro de las obras, para efectuar rellenos, este transporte será por cuenta del contratista.

La tierra a utilizar deberá estar libre de todo tipo de materia orgánica y de escombros.

Cuando se trata de zanjas o pozos, el relleno se efectuara con especial atención mediante el empleo de pisones largos y humedeciendo la tierra si fuera necesario.

El relleno de la excavación, hasta el nivel del 0,30 m, por encima del extradós se efectuará de manera tal que las cargas a uno y otro lado del conducto permanezcan equilibrados y compactado cuidadosamente, por medios mecánicos livianos o manuales, en capas de 0,20 m de espesor.

Posteriormente se terminará por medios mecánicos adecuados hasta el nivel de terreno o subrasante según corresponda de modo de obtener el 100% de la densidad del Proctor Standard del relleno en los 0,10 m superiores, el 95% de densidad en los 0,30 m inmediatamente debajo y el 90% en el resto.

Los rellenos de excavaciones hasta cimientos o fundaciones una vez terminadas dichas obras, se efectuarán con cuidado, rellenándose los espacios vacíos con pala a mano, colocando las tierras en capas sucesivas de 0,20 m de espesor, bien apisonadas y humedecidas. En terrenos arenosos la compactación se efectuará sin el agregado de agua.

El contratista deberá adoptar las precauciones convenientes en cada caso, para evitar que al hacerse los rellenos se deterioren las obras hechas, pues él será el único responsable de tales deterioros.

En todos los casos, el sistema o medio de trabajo para efectuar los rellenos será aprobado previamente por la inspección.

Los rellenos sobre los cuales haya que construir pavimentos se harán respetando lo antes indicado hasta el nivel inferior de la capa del afirmado, y de allí en adelante se podrán emplear los equipos normales que se utilizan en Obras Viales,

cumplimentando estas últimas capas la exigencia de compactación y terminación especificadas en pliegos.

Los hundimientos de afirmados, pavimentos y veredas, derivados de la mala ejecución de los rellenos, deberán ser reparados por el contratista por su cuenta, dentro del plazo que fije la inspección, y si se tratara de afirmados con contrato de conservación, el contratista abonará a la entidad que corresponda, el importe de los trabajos de reparación.

Cuando los rellenos no se hallasen en condiciones adecuadas para construir sobre ellos los afirmados, el contratista estará obligado a efectuar los trabajos necesarios dentro de las 48 horas de recibida la orden respectiva de la Inspección, si así no lo hiciera, esta podrá disponer la ejecución de tales trabajos por cuenta del contratista y hacerlo pasible al mismo tiempo de una multa que fija la Inspección.

Si fuera necesario efectuar terraplenamiento, se seguirán las mismas reglas indicadas precedentemente para los rellenos.

Terminada la colocación de cañerías u obras hormigonadas "In Situ" no se podrán efectuar rellenos con tierra, ni colocar sobrecarga alguna, ni librar al tránsito las calles hasta tanto lo autorice la Inspección.

En la ejecución de los rellenos el contratista deberá dar estricto cumplimiento a las disposiciones principales, en cuanto a compactación, humedad y método de trabajo.

5.4.5 Prueba hidráulica

Terminada la colocación de cañerías y después de hecha la última junta se podrá exigir la prueba hidráulica que consistirá en colocar en la base del caño a ensayar un tapón cuya altura sea igual por lo menos a 0,75 multiplicado por el diámetro de la cañería a ensayar, después de la cual se dejará correr agua hasta que rebalse por el umbral del segmento de base, las aguas permanecerán así durante tres (3) horas, pasadas las tres (3) horas se hará correr nuevamente agua hasta que rebalse el umbral del segmento de base permaneciendo el agua otras tres (3) horas, durante las cuales las juntas y cada elemento de cañería será revisado.

Si alguna junta dejara escapar agua o algún caño acusara exudaciones o perdidas, se procederá a marcar la parte defectuosa y una vez descargada la cañería se reemplazará al arreglo correspondiente, doce (12) horas después de realizada la prueba hidráulica se hará el relleno de la zanja.

El Contratista será el único responsable por las pérdidas que pudieran tener la cañería y tendrá la obligación de construirlas nuevamente si por deficiencias en ese sentido lo requiera la inspección.

Todos los caños o juntas que por cualquier motivo perdieran agua, serán cambiados, si se tratan de caño y de rehechas las juntas si se trata de estas. Durante las tres (3) horas de prueba, el descenso del nivel del agua medido en el umbral de base, no deberá exceder en centímetros la cantidad obtenida, multiplicando el largo del tramo probado por el diámetro interno de la cañería, expresado en metros por el coeficiente de 0,015.

No deberá realizarse prueba a conducto lleno porque esto podría ocasionar una sobre carga en la tubería y en las construcciones que la sostienen. La presión de prueba establecida se aplicará por lo tanto en estos a la presión de prueba de agua en la parte de la sección más útil de la cañería.

5.4.6 Cómputo del ítem cañería de hormigón (m)

La tarea de colocación de cañería de hormigón se computará por metro lineal e incluirá la totalidad de los equipos, mano de obra y materiales necesarios para realizar la correcta colocación de los distintos conductos de hormigón que se encuentran detallados en el proyecto de la obra de drenaje.

5.5 Protección con Gaviones y Colchonetas

El muro de gaviones propuesto no tendrá un carácter estructural, sino que servirá como anclaje de las colchonetas colocadas con el fin de proteger contra la erosión la desembocadura del canal y contra la socavación en las curvas, por este motivo no necesitará ser fundado. En la desembocadura del canal, las colchonetas serán recubiertas por una protección de enrocado cuyo diámetro medio sea mayor a 250mm. Este enrocado sobre la colchoneta de fundación permitirá evitar el estancamiento del agua en la desembocadura del canal por la diferencia de cota existente.

Entre la estructura y el suelo perfilado deberá extenderse un geotextil de densidad mínima de 400 gr/m² que se encontrará debidamente anclado en sus extremos.

Las colchonetas se compondrán por una malla hexagonal de 6 x 8 cm con alambre galvanizado doble torsión de diámetro mínimo 2,2 mm con una cantidad mínima de revestimiento de 240 gr/m² debiendo cumplir con las siguientes condiciones, módulo de elasticidad 2.100.000 kg/cm² y tensión de rotura de 5.000 kg/cm².

Los gaviones estarán compuestos por alambre tejido de malla hexagonal de 6 x 8 cm, doble torsión, de diámetro 3,4 mm, galvanizado con una cantidad mínima de revestimiento de 300gr/m² debiendo cumplir con las siguientes condiciones, módulo de elasticidad 2.100.000 kg/cm² y tensión de rotura de 5.000 kg/cm².

Se extremarán los cuidados al momento de efectuar el armado de las protecciones, confeccionando cada uno de los gaviones con una sección prismática adecuada que garantice el correcto apoyo entre los distintos bloques.

En los casos en que los gaviones que conforman la base tengan un largo mayor de 1,50 m, deberá ser dividido en celdas con diafragmas de malla de alambre de las mismas características que el resto del gavión.

Las aristas serán cosidas con alambre galvanizado de diámetro 2,2 mm, con una cantidad mínima de revestimiento de 240 gr/m², trabajándose las costuras en forma continua, con dos vueltas en los huecos y un refuerzo en los vértices.

En los gaviones en contacto con colchonetas de apoyo se intercalarán a las alturas requeridas en cada caso un hierro redondo de diámetro 6 mm necesario para ejecutar las costuras gavión – colchoneta.

Las aristas serán cosidas en forma continua con tres vueltas en cada hueco y en sentido inverso al que se ha seguido en las costuras de las paredes laterales de los gaviones a unir, empleándose alambre galvanizado de diámetro 2,2 mm, con una cantidad mínima de revestimiento de 240 gr/m².

La colchoneta de revestimiento del terraplén en la porción superior será fijada en su coronamiento mediante un gavión de características similares a los colocados en la parte inferior de las defensas y debidamente vinculados mediante ataduras.

5.5.1 Cómputo y Certificación

Se computará y certificará por metro lineal de defensa de gaviones y colchoneta provista y colocada y se incluye en el precio del presente ítem la provisión colocación y fundación de las protecciones con colchonetas y gaviones, así como toda otra tarea necesaria para la correcta y completa terminación del ítem.

6 OMISIÓN DE ESPECIFICACIONES

En el caso de que para un determinado material no se hubiese indicado explícitamente las especificaciones que debe satisfacer, quedará sobreentendido que aquel cumplirá

con los requerimientos contenidos en las especificaciones vigentes del Instituto Argentino de Racionalización de Materiales (IRAM).

En general se considerará que sólo debe emplearse material de la calidad necesaria para satisfacer en todos los aspectos y en la forma más adecuada, los requerimientos de la estructura.

Anexo N°10: Hidrogramas. Salida del modelo por eventos extremos.

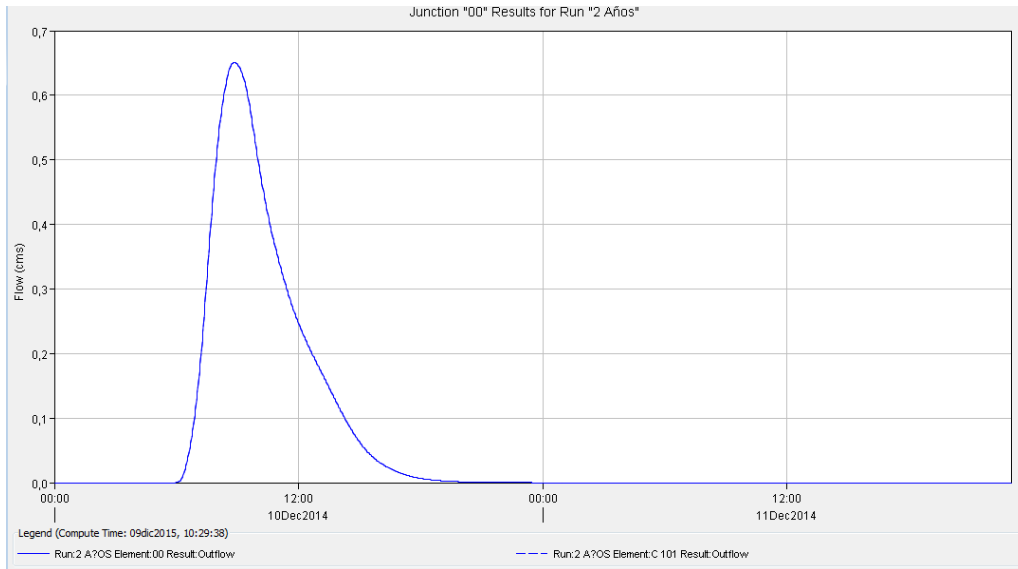


Figura N° 1 Hidrograma Punto 00 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 0.65 m3/s

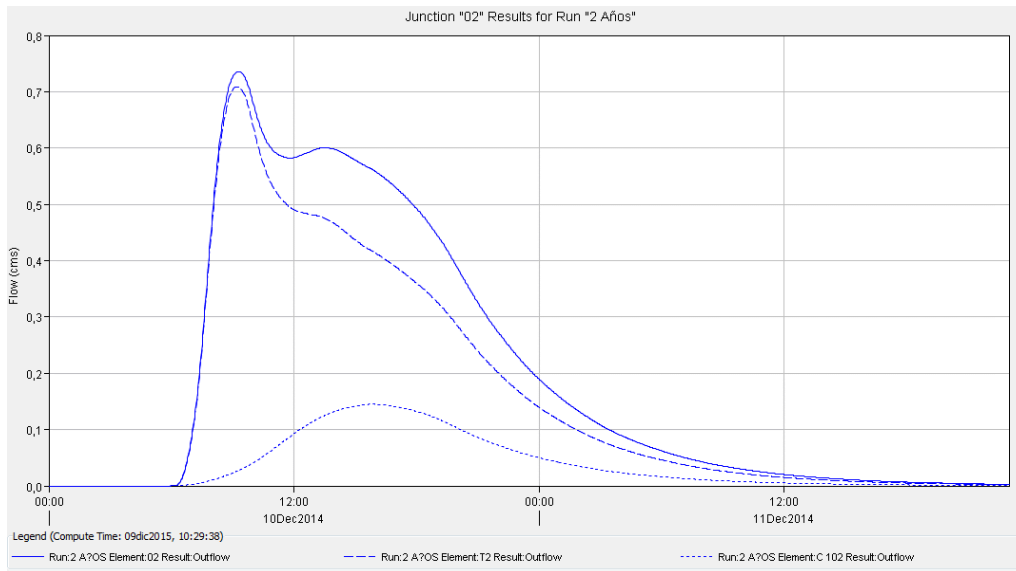


Figura N° 2 Hidrograma Punto 02 - Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 0.73 m3/s

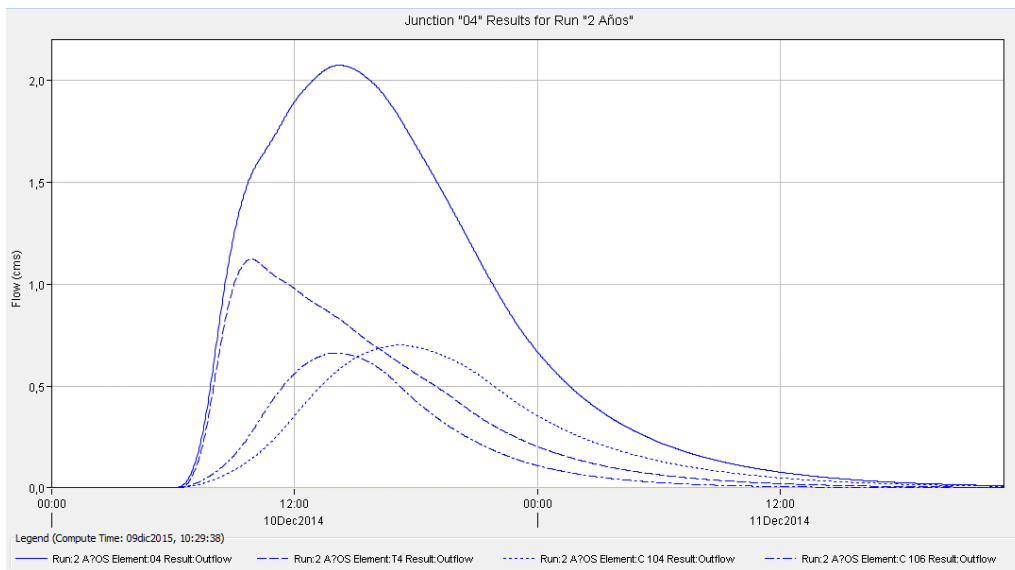


Figura Nº 3 Hidrograma Punto 04 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 2.05 m3/s

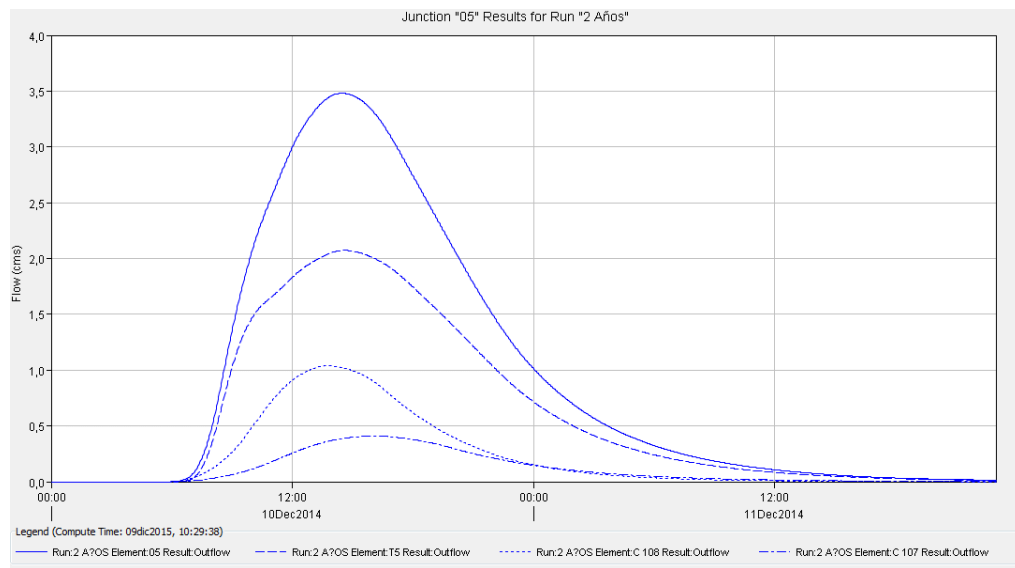


Figura Nº 4 Hidrograma Punto 05 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico:3.50 m3/s

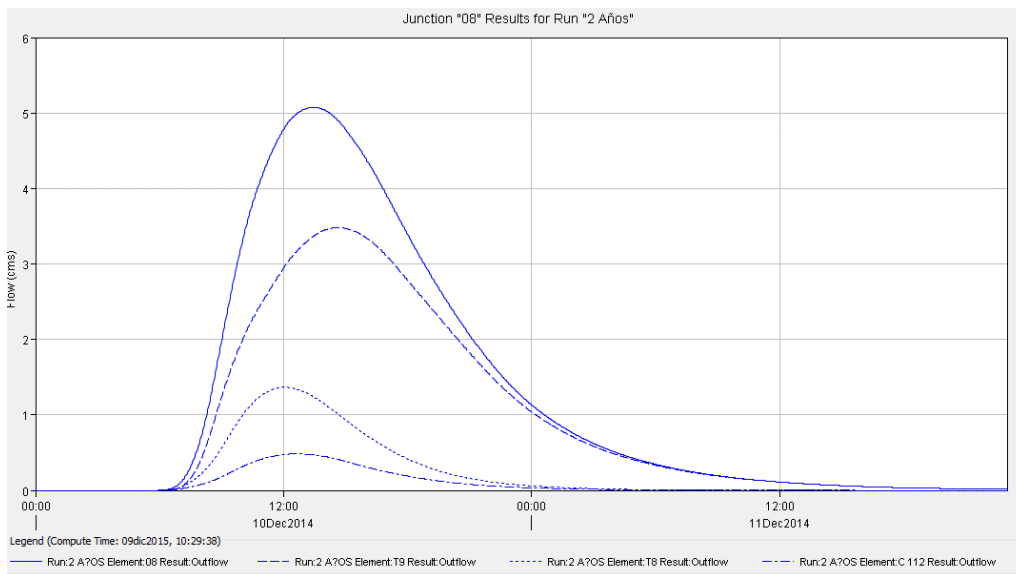


Figura Nº 5 Hidrograma Punto 08 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 5.05 m3/s

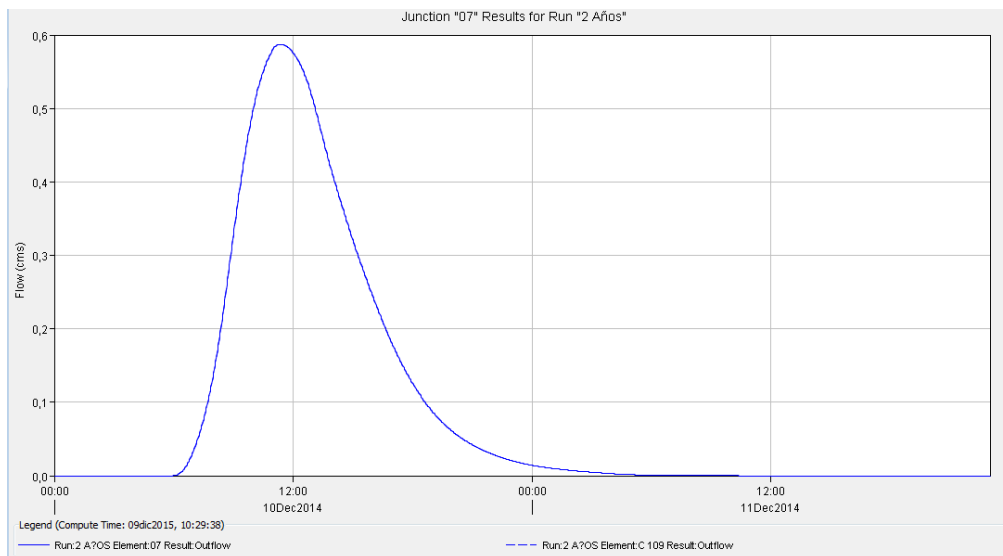


Figura Nº 6 Hidrograma Punto 07' – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 0.59 m3/s

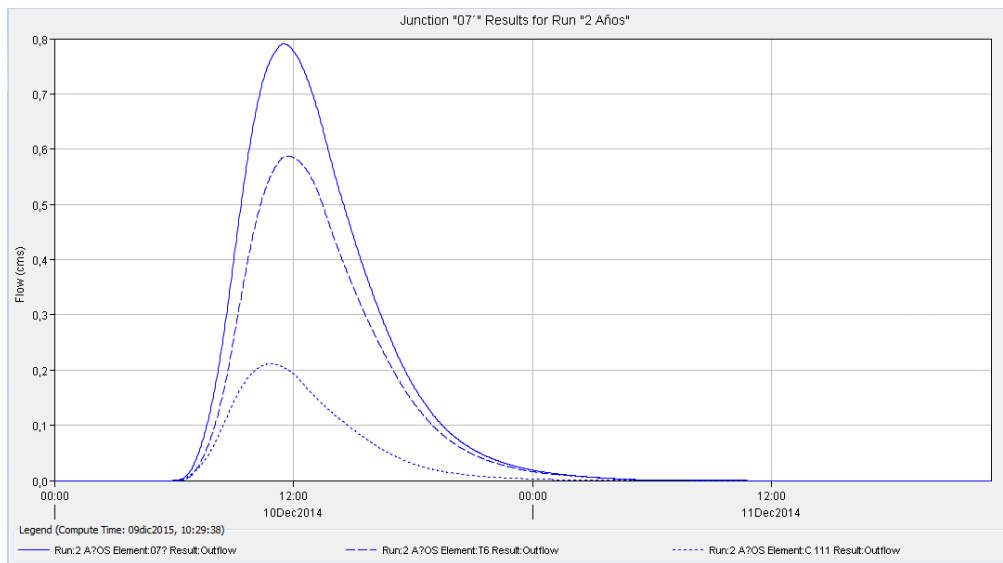


Figura Nº 7 Hidrograma Punto 07 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 0.79 m3/s

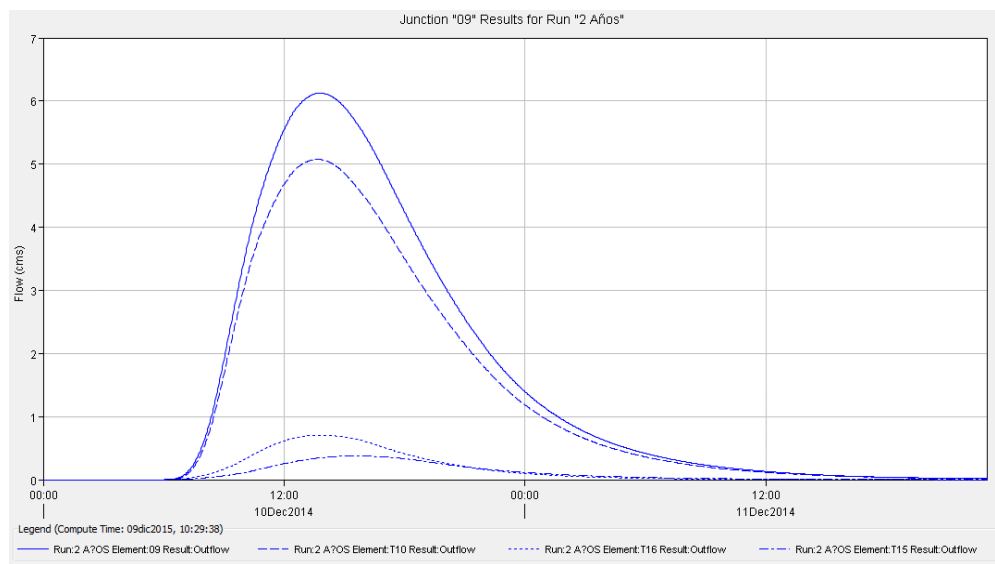


Figura Nº 8 Hidrograma Punto 09 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 6.10 m3/s

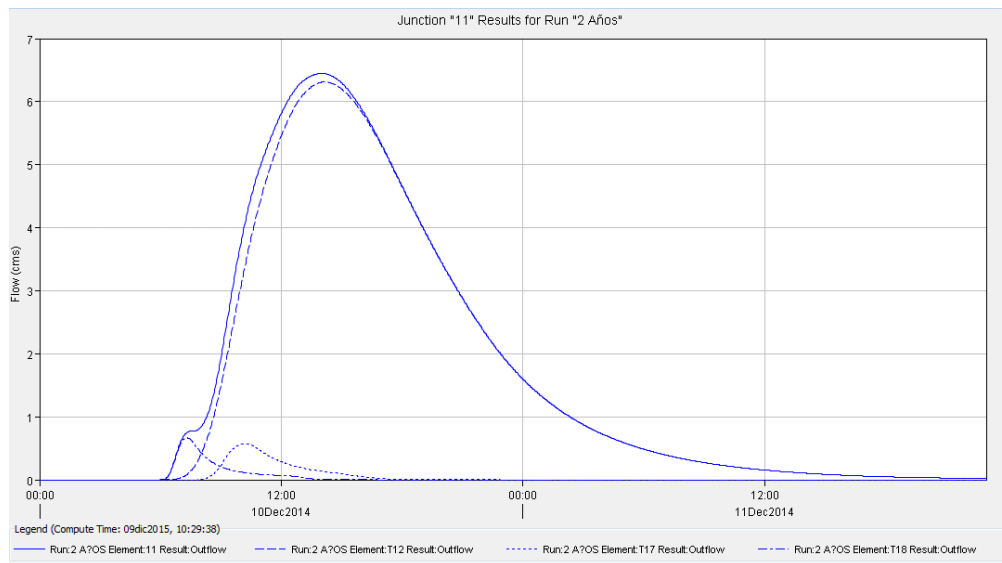


Figura Nº 9 Hidrograma Punto 11 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 6.45 m³/s

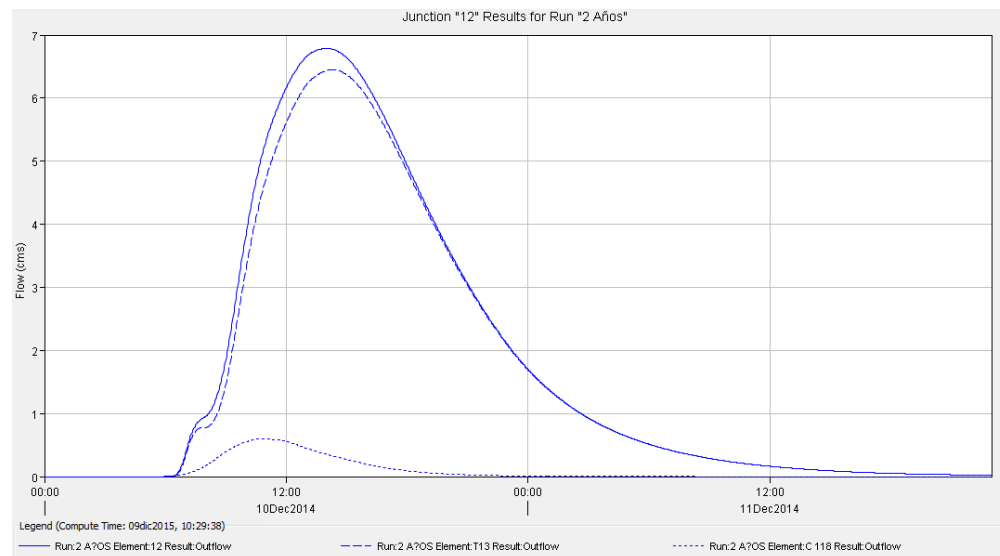


Figura Nº 10 Hidrograma Punto 12 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 6.90 m³/s

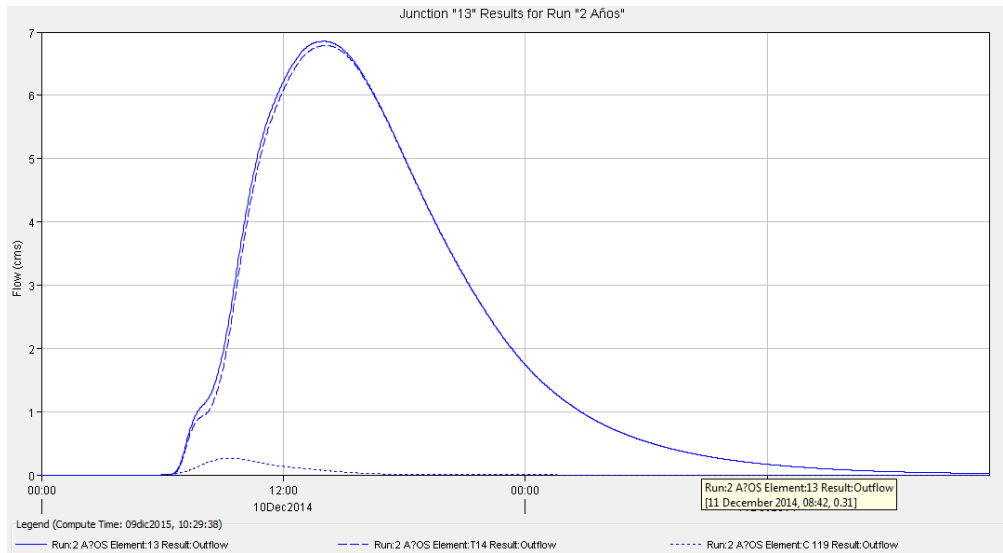


Figura Nº 11 Hidrograma Punto 13 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 6.98 m3/s

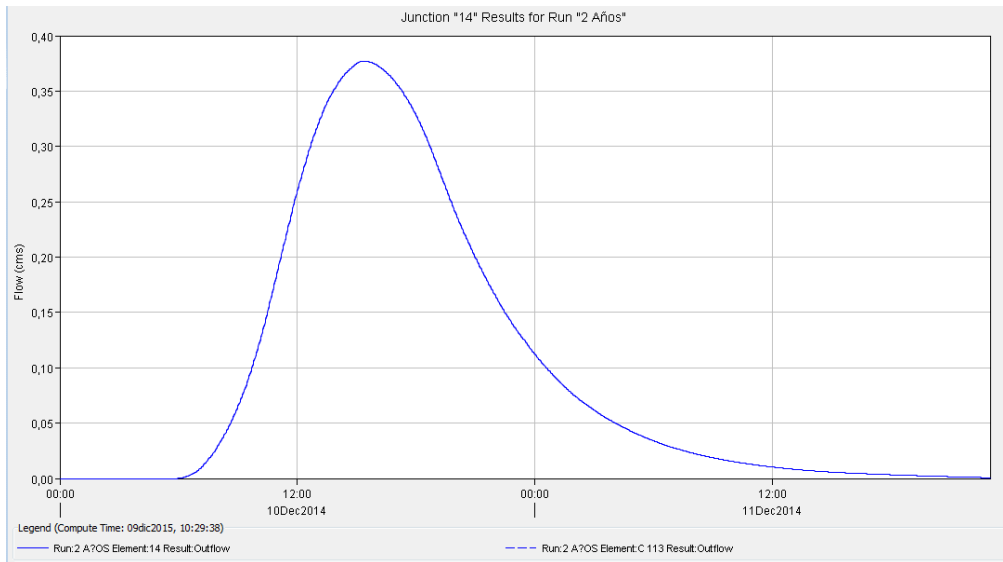


Figura Nº 12 Hidrograma Punto 14 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 0.38 m3/s

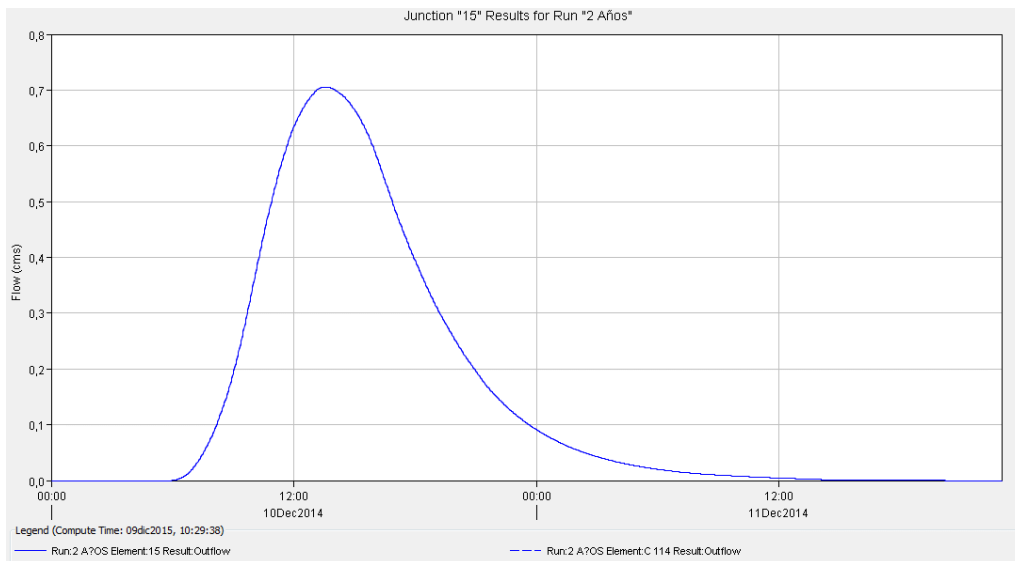


Figura Nº 13 Hidrograma Punto 15 – Tr: 2 años - Duración: 12 hs- Qpico: 0.70 m³/s

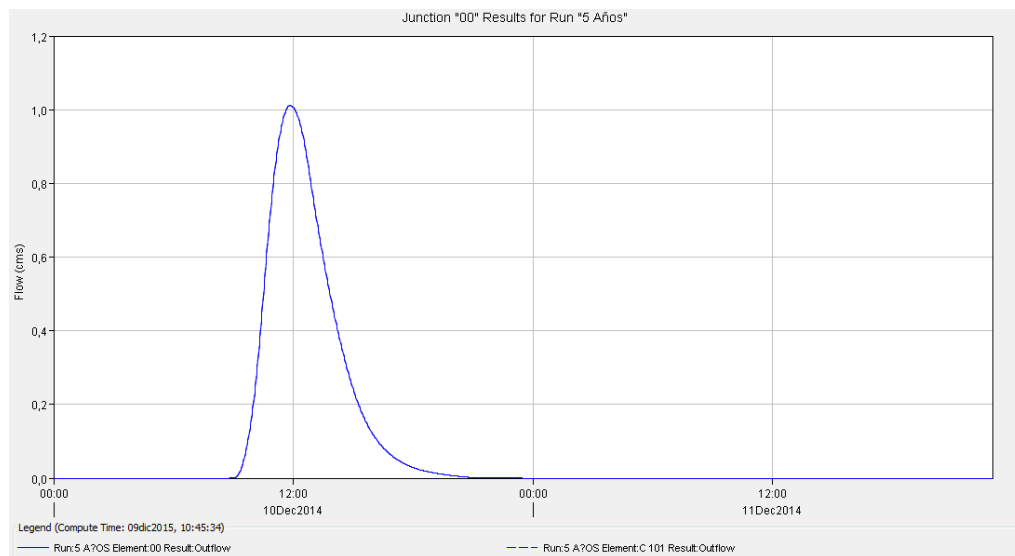


Figura Nº 14 Hidrograma Punto 00 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 1.00 m³/s

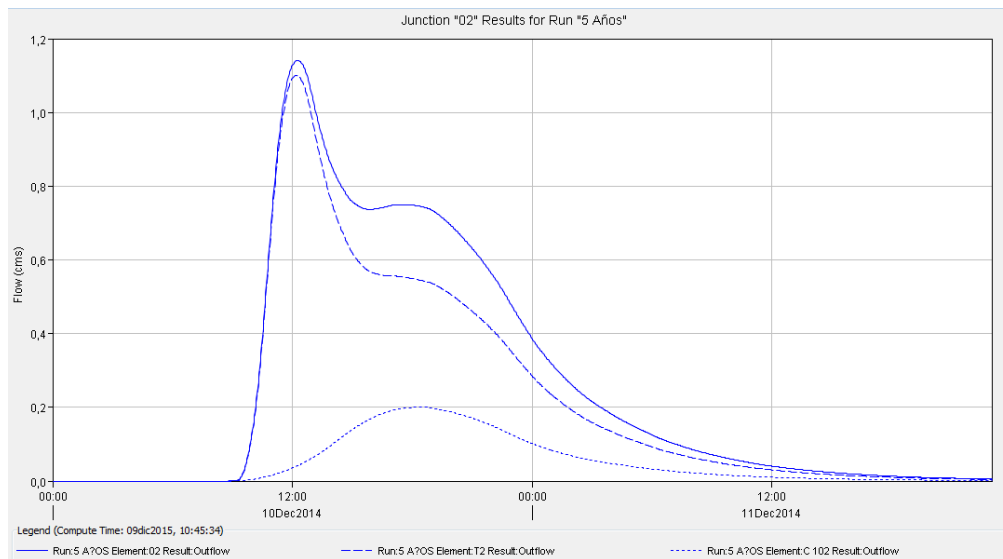


Figura Nº 15 Hidrograma Punto 02 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 1.18 m3/s

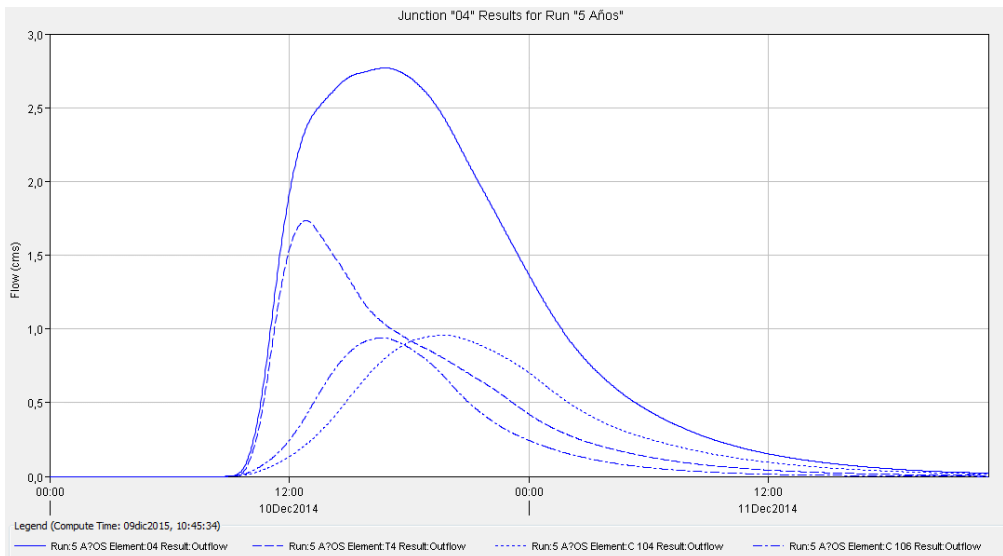


Figura Nº 16 Hidrograma Punto 04 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 2.75 m3/s

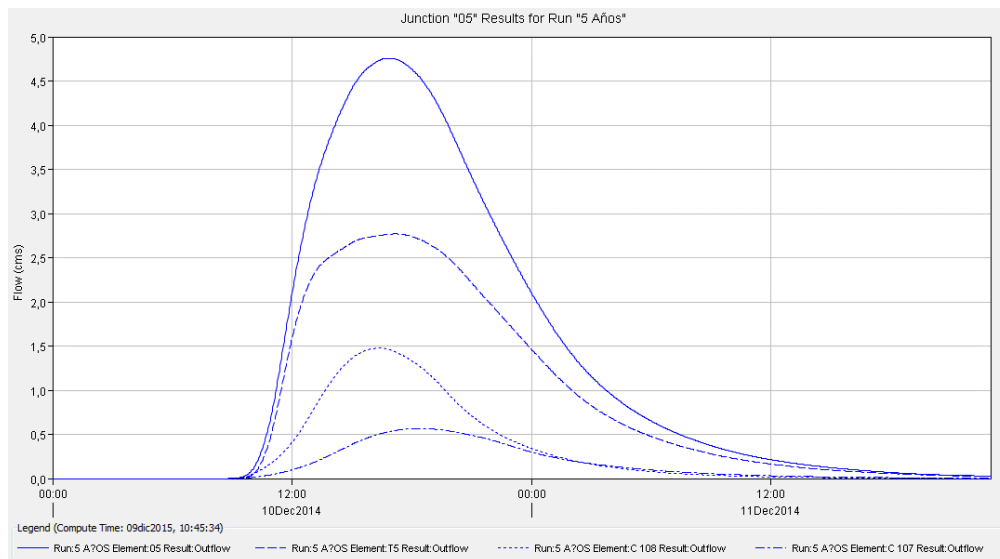


Figura N° 17 Hidrograma Punto 05 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 4.75 m³/s

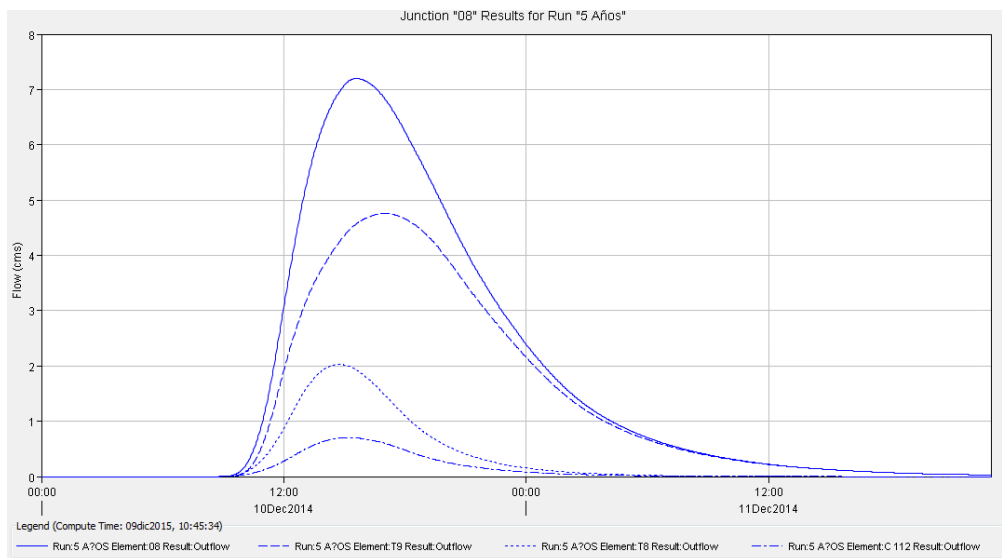


Figura N° 18 Hidrograma Punto 08 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 7.10 m³/s

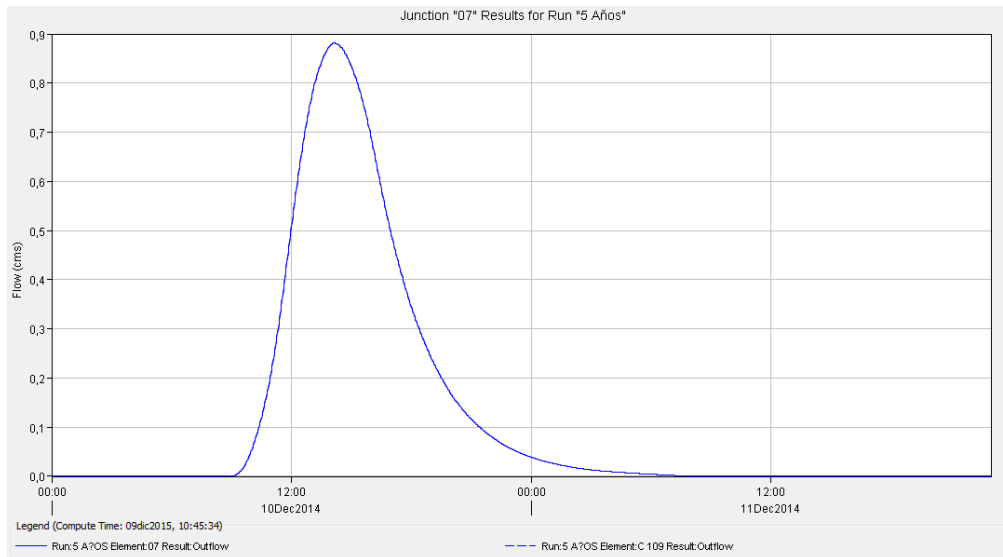


Figura N° 19 Hidrograma Punto 07 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 0.89 m3/s

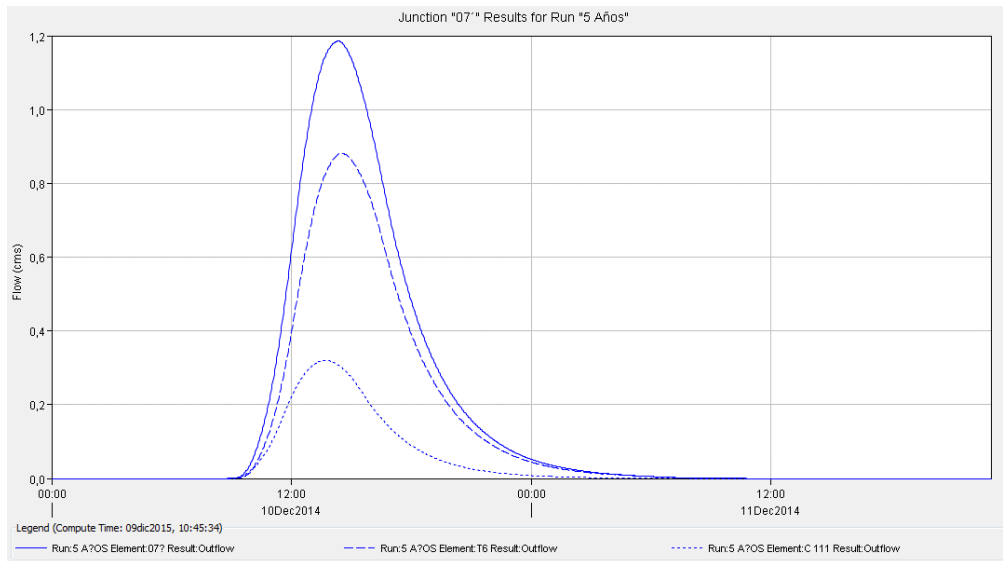


Figura N° 20 Hidrograma Punto 07' – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 1.20 m3/s

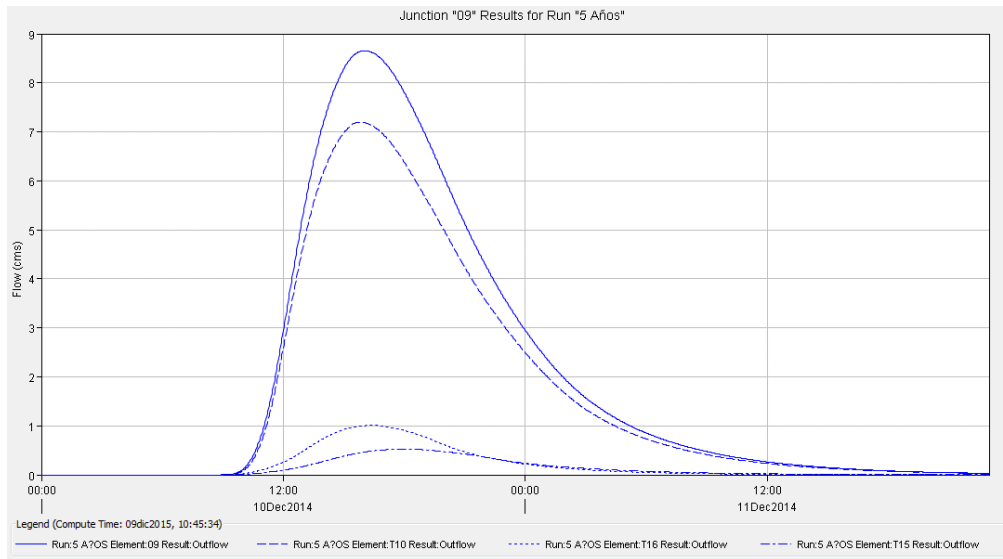


Figura Nº 21 Hidrograma Punto 09 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 8.80 m³/s

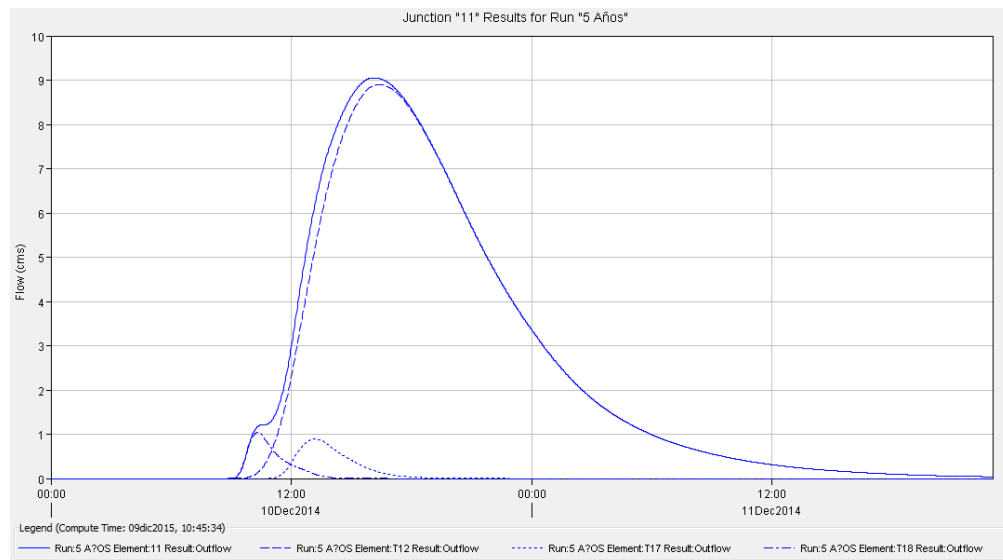


Figura Nº 22 Hidrograma Punto 11 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 9.00 m³/s

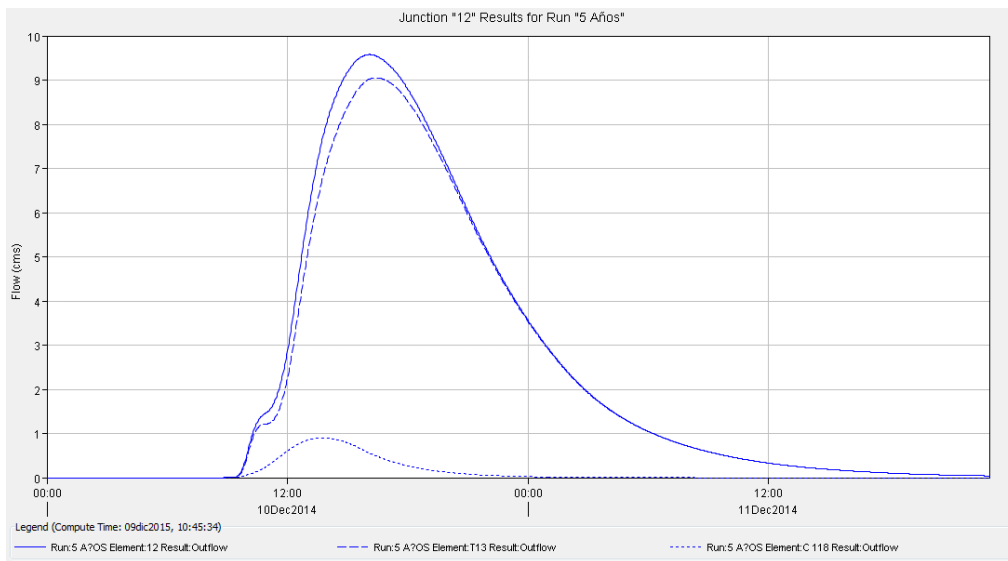


Figura Nº 23 Hidrograma Punto 12 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 9.50 m³/s

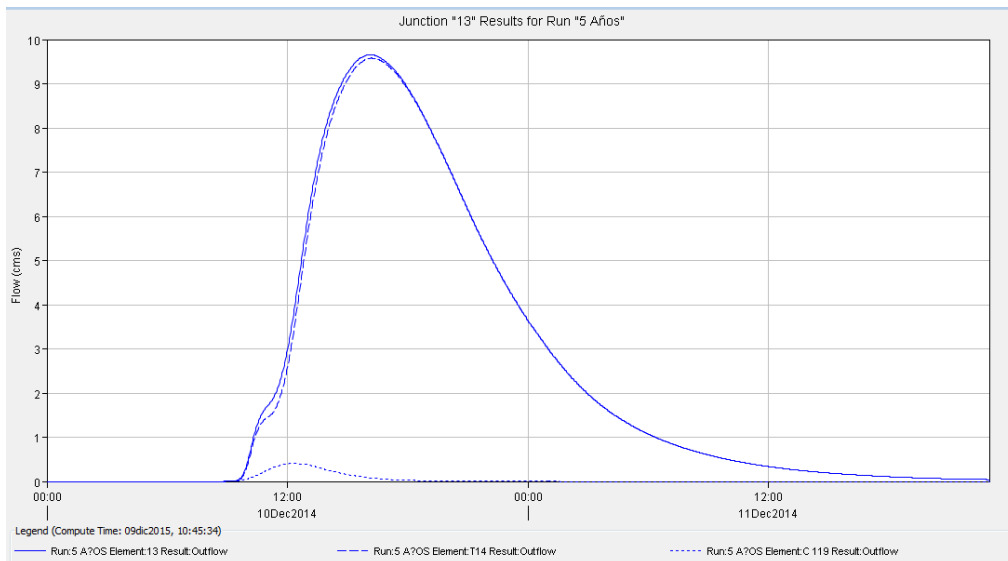


Figura Nº 24 Hidrograma Punto 13 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 9.70 m³/s

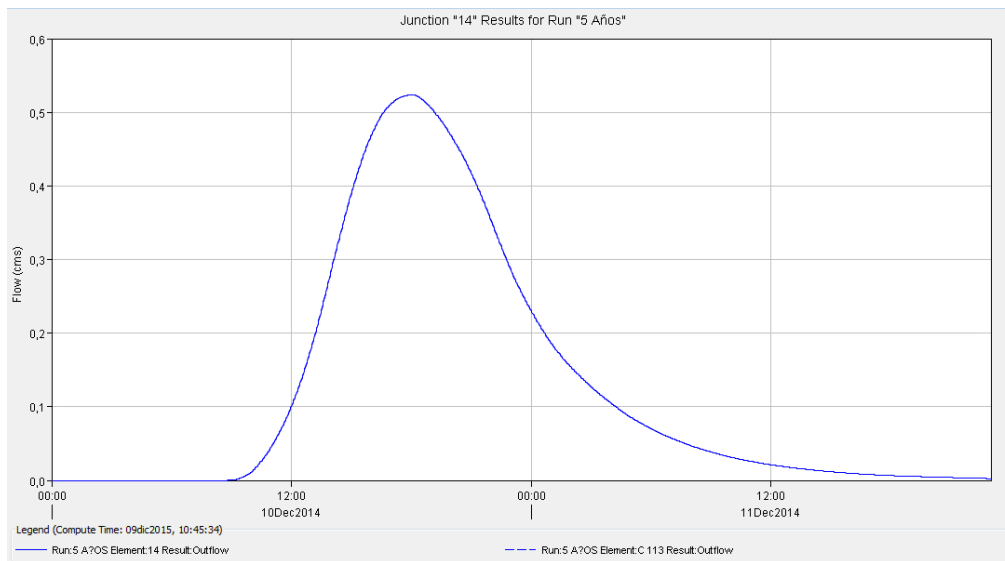


Figura Nº 25 Hidrograma Punto 14 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 0.52 m³/s

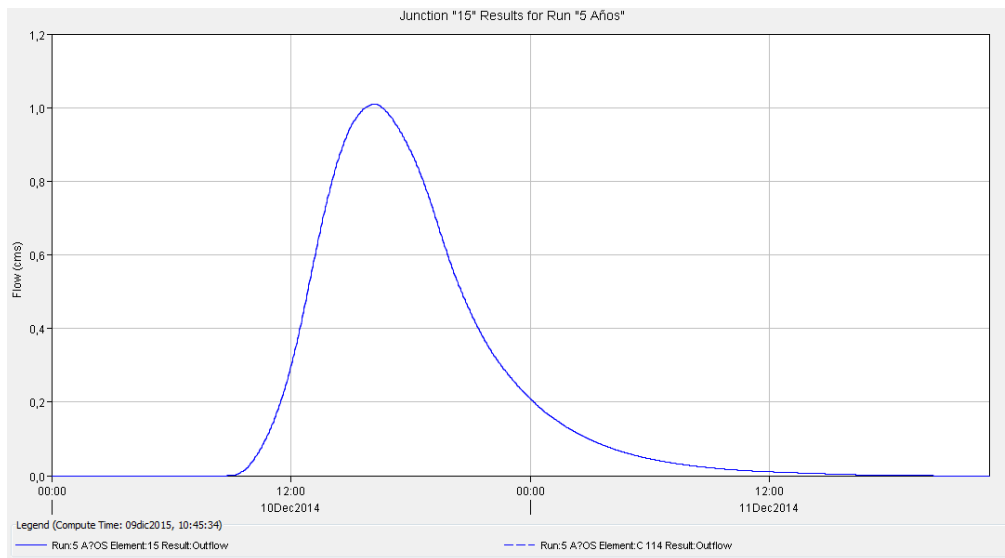


Figura Nº 26 Hidrograma Punto 15 – Tr: 5 años - Duración: 12 hs- Qpico: 1.00 m³/s