

INFORME TECNICO FINAL

**ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO PARA LA
DETERMINACION DE DRENAJES PLUVIALES
PROYECTO DEL CENTRO AMBIENTAL PARA LOS
RESIDUOS DEL ÁREA METROPOLITANA DE MENDOZA.**

34LUGAR: LAS HERAS, MENDOZA

MENDOZA, NOVIEMBRE DE 2014

CONSULTOR HIDRÁULICO:

ING. VICTOR HUGO BURGOS

Contenido	
RESUMEN EJECUTIVO	2
I. INTRODUCCIÓN	3
A. OBJETIVO Y ALCANCE	3
II. METODOLOGIA	3
III. CARACTERISTICAS DEL AREA DE PROYECTO	4
A. Localización de la zona de Estudio	4
B. Infraestructura y Situación Actual	5
C. Relevamiento Fotográfico	7
D. Área de Influencia	8
IV. ESTUDIOS BASICOS	8
A. HIDROLOGIA SUBTERRANEA	9
Antecedentes	9
B. HIDROLOGIA SUPERFICIAL	13
Tiempo de Recurrencia	14
Tormenta de Proyecto	14
Modelo de Transformación Lluvia Caudal	16
Precipitación efectiva	16
Determinación de Parámetros morfométricos	17
Tiempo de Concentración	21
C. ESTUDIOS HIDROLOGICOS (SITUACIÓN SIN PROYECTO)	23
Caudales de excedentes pluviales (sit. sin Proyecto)	23
ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD FRENTE A UN AUMENTO DE LA IMPERMEABILIDAD	25
ESTIMACIÓN DE COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA	25
D. ESTUDIOS HIDROLOGICOS (SITUACIÓN CON PROYECTO)	26
Metodología	26
Caudales de diseño (sit. con Proyecto)	31
E. ESTUDIOS HIDRAULICOS	34
Alternativa 1:	35
Alternativa 2:	36
Elección de Alternativa	36
Alcantarillas	48
Alternativa 1:	48
Alternativa 2:	52
Elección de Alternativa para alcantarillas	56
Perfiles Longitudinales con rasantes de proyecto	57
Análisis de Erosiones	61
Cálculo de la Erosión General	64
Drenaje de Cubiertas	71
Alternativa 1:	71
Alternativa 2:	72
Reservorio de DETENCION TEMPORAL	74
Análisis de Flujo y Estabilidad de taludes	74
ANALISIS DE LIXIVIADOS	77
BALANCE HIDRICO	83
BIBLIOGRAFIA	84

RESUMEN EJECUTIVO

El objetivo principal de este estudio es presentar los resultados de los estudios hidrológicos e hidráulicos realizados en el Proyecto del Centro Ambiental para los residuos del Área Metropolitana de Mendoza, ubicado en el distrito El Borbollón, del departamento de Las Heras, Provincia de Mendoza.

En primer término, se realizó una búsqueda de antecedentes e información hidrológica disponible, organizándola desde un punto de vista regional y luego local, analizando las variables hidro-meteorológicas en conjunto con las capacidades de retención de agua en los suelos.

Para ello, se interpretó hidro-morfológicamente una cuenca urbano-rural, cuya área de aporte total es de 414.36 Ha, pertenecientes a la cuenca de aporte del predio bajo estudio.

Se conformaron tormentas de diseño mediante curvas IDF (INA, 2008) y se estimaron los aportes de excedentes pluviales para recurrencias de 10 y 50 años de retorno, obteniendo caudales de diseño, que servirán para estimar mediante modelos hidráulicos los máximos niveles o tirantes hidráulicos en cada sección de drenaje a predimensionar. Se estimó el riesgo hidrológico para una recurrencia de 25 años.

Se propone un sistema tradicional de desagües pluviales, compuesto por ***cunetas o canales en tierra (sin revestir)***, **colectores en H^ºA^º**, **alcantarillas y** reservorios de detención temporal de crecidas, para laminar las crecidas y llevarlas al punto de evacuación final, en Canal Moyano.

Se analiza la hidráulica subterránea de la zona, indicando direcciones de flujo, y profundidades del nivel freático. Pautas que servirán para proyectar el sistema de control de calidad del agua subterránea.

Finalmente se presentan los resultados, memorias técnicas, conclusiones y recomendaciones sobre el tema analizado, junto con los planos de cuencas y redes de drenaje natural.

Mendoza, Noviembre de 2014

I. INTRODUCCIÓN

A. OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo del presente informe de avance, es presentar los resultados de los estudios hidrológicos realizados en el Proyecto del Centro Ambiental para los residuos del Área Metropolitana de Mendoza, ubicado en el departamento de Las Heras, Provincia de Mendoza.

Para ello, se han desarrollado las siguientes actividades:

1. Identificación y delimitación de la cuenca de aporte pluvial al predio en estudio
2. Identificación y relevamiento de los desagües perimetrales a la cuenca de aporte
3. Determinación de la tormenta de proyecto para recurrencias de 10 y 50 años.
4. Estudio hidrológico de la cuenca de aporte para determinar el caudal que produciría la tormenta de diseño
5. Análisis de la hidrología subterránea de la zona, en función de la información disponible.
6. Formulación conceptual de proyecto de desagüe pluvial
7. Trazado de canales y obras hidráulicas
8. Cálculo y Dimensionamiento hidráulico de secciones transversales
9. Análisis y Selección de alternativas
10. Perfiles longitudinales y planos tipo
11. Estimación de Erosiones
12. Drenaje de cubiertas
13. Análisis de lixiviados

El capítulo I, Introducción, presenta una descripción general del documento y los principales objetivos del mismo

El capítulo II, describe la Metodología utilizada

El capítulo III, Características del Área de Proyecto, presenta una descripción detallada de la ubicación geográfica del predio en estudio, describe su área de influencia y la infraestructura proyectada y existente de desagües pluviales.

El capítulo IV, Estudios Básicos, comprende los estudios, diseños, y relevamientos realizados para llevar a cabo el presente Informe Técnico

El capítulo V, Desagües del predio, presenta el marco teórico que sustenta el análisis y destaca los resultados de los cálculos hidrológicos e hidráulicos del total del área de proyecto, determinando los caudales de derrame pluvial para la tormenta de proyecto.

II. METODOLOGIA

La metodología se dividió en las siguientes áreas:

Búsqueda de Antecedentes:

Se recabó toda información antecedente de la zona, tanto de estudios cartográficos, pluviométricos, hidráulicos, hidrológicos como geotécnicos que sirvan como información de base.

Se efectuaron visitas de inspección a la zona de proyecto, las que consistieron de recorridos con reconocimiento de cauces, zonas de aporte y relevamiento fotográfico.

Situación actual:

Se analizaron las condiciones de escurrimiento en la región de estudio, implicando la observación de las condiciones generales de escurrimiento en las distintas cuencas y subcuencas que afectan en forma directa o indirecta el área estudiada.

Sistema de Información Geográfico (SIG)

Se confeccionó un SIG para la articulación y procesamiento de la información tal como infraestructura urbana, cartografía general, imágenes de satélite, suelos, y mapas derivados.

Hidrología Urbano Rural

Tormenta de Diseño: Se determinó la tormenta de proyecto para recurrencias de 10 y 50 años, para obtener las láminas e intensidades de precipitación a utilizar. Se utilizaron las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia para Mendoza, para duraciones de 1 hora.

Parámetros morfométricos: Mediante SIG y CAD se delimitaron las subcuencas que intervienen, obteniendo los parámetros morfométricos de las mismas, tales como longitudes de flujo, áreas de drenaje, pendientes, potencial de infiltración, cobertura vegetal, etc.

Modelo Hidrológico: La aplicación del modelo de simulación matemática de transformación lluvia-escurrimiento Arhymo (INA, 2002), permitió obtener caudales de diseño para las recurrencias adoptadas según el tipo de obra a definir.

Hidráulica

El estudio hidráulico permitió verificar las soluciones predimensionadas, mediante modelos hidráulicos (Flowmaster) y ecuaciones empíricas.

Hidrología Subterránea

Se analiza la información disponible y se indican recomendaciones a tener en cuenta en el control de calidad del recurso hídrico subterráneo.

Recomendaciones e informe final: Se analizaron los resultados obtenidos y se presentan las recomendaciones pertinentes, que junto con los planos y memorias técnicas, conforman el presente informe de avance.

A continuación, en los apartados siguientes, se desarrollan específicamente los aspectos antes indicados.

III. CARACTERÍSTICAS DEL AREA DE PROYECTO

A. Localización de la zona de Estudio

El proyecto se encuentra ubicado en las inmediaciones de la Planta de Tratamiento de Efluentes Campo Espejo, entre la ruta 40 y el canal Moyano.

La figura 1 muestra el catastro urbano de la zona, destacando el emplazamiento del proyecto.



Figura 1. Catastro urbano del área de estudio

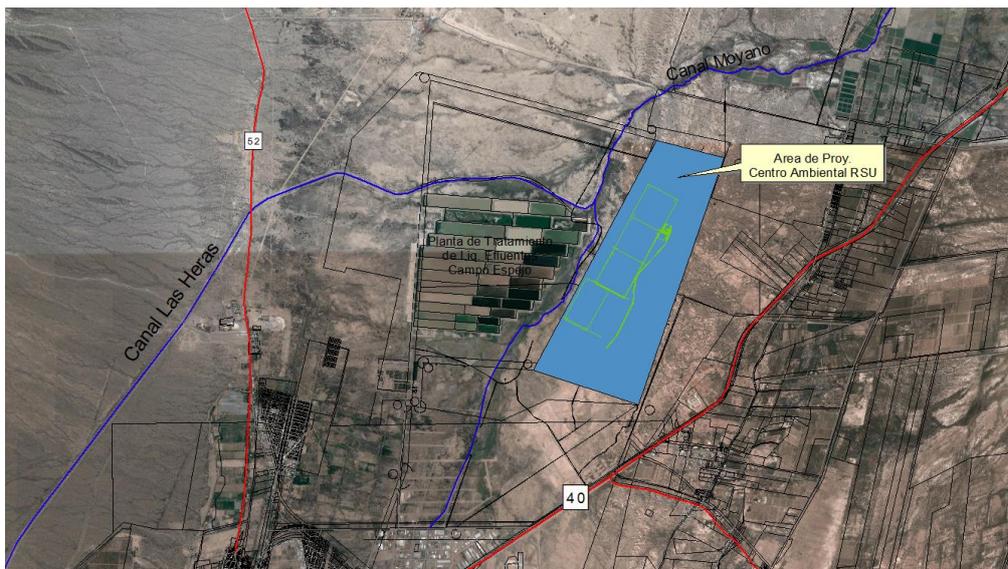


Figura 2. Área de estudio sobre imagen satelital

B. Infraestructura y Situación Actual

Luego de la visita a la zona de estudio, se observó la infraestructura existente, donde se indica la existencia de:

- Terreno inculto, con escasa vegetación xerófila.
- Acceso por camino de tierra desde Ruta Nac 40.
- Existencia de canteras para extracción de áridos
- Colector Moyano al oeste y norte del predio

El punto de descarga final del predio es en el vértice NW del predio, hacia el colector Moyano, aunque actualmente drenan los escurrimientos superficiales en forma discontinua a lo largo de todo el perímetro oeste.

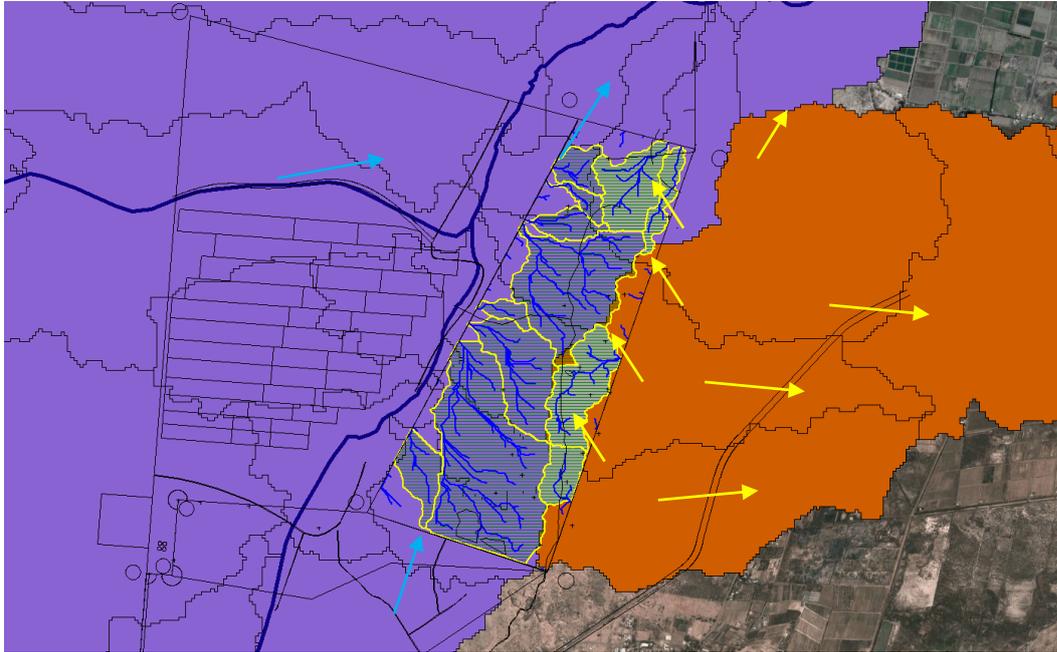


Figura 3: Líneas de flujo y punto de descarga final

Se observa dentro del predio, en cercanías al camino de acceso existente, una divisoria de aguas. En la figura se indican en color violeta las subcuencas de aporte al canal Moyano, en color naranja las áreas que cruzan la ruta 40 con sentido W-E. Se indican con flechas los sentidos de escurrimiento. Resaltado dentro del predio se indican las subcuencas de aporte hacia el canal Moyano (con sentido de flujo E-NNW) y las que escurren hacia el norte. Además se indican parcialmente las áreas que drenan hacia el E.

C. Relevamiento Fotográfico

Se llevó a cabo una inspección visual del terreno y zonas aledañas. Se presentan fotografías de los puntos destacados.



Fotografía 1: Esq. NE



Fotografía 2: Esq. SW



Fotografía 3: Cantera



Fotografía 4: Zona norte



Fotografía 5: Vértice NE



Fotografía 6: Terraplén defensa y reservorio



Fotografía 7: Alcantarilla D=1m
Aliviadero de zona de retención



Fotografía 8: Obra de toma canal Moyano

D. Área de Influencia

La superficie total del proyecto propuesto que interviene en el cálculo hidrológico, constituye un área que hemos denominado Cuenca Interna y comprende una superficie de 414.36 Ha y corresponde a los límites de la mensura.

La cuenca interna se ha subdividido en 13 subcuencas (7 sectores), las más importantes son las que escurren hacia el colector Moyano con sentido NW (288 Ha), quedando parcialmente indicadas las que drenan hacia el E.

Por otro lado se analizó la cuenca externa, para la delimitación de potenciales aportes provenientes de zonas fuera del polígono de mensura. Para esto se utilizó información complementaria que se verificó con la topografía de detalle.

Todos los límites de subcuencas o divisorias de agua, se determinaron en función de los gradientes topográficos según la topografía de detalle entregada y de modelos digitales de elevación para completar la zona externa.

IV. ESTUDIOS BASICOS

Se trabajó con planimetría de la Dirección de Catastro (DPC, 2007) y cartografía de la Municipalidad de Las Heras.

Se cuenta además con dos estudios topográficos locales que consistieron en la determinación de cotas de nivel relativas en el primer estudio y absolutas en el segundo, en distintos puntos de la propiedad. El levantamiento topográfico permitió la obtención de curvas de nivel, y la posibilidad del trazado de distintos

perfiles longitudinales. El primer estudio topográfico con cotas relativas y con todo el polígono de mensura relevado, se llevó al mismo sistema de referencia del segundo estudio topográfico con más detalle en la zona del módulo 1. Para el presente estudio se utilizaron ambos estudios compilados en una sola capa de información.

La información planialtimétrica obtenida se muestra en el Plano N° 1 donde se han indicado además la red de flujo, la división de subcuencas y las cotas de base.

Además se trabajó en un Sistema de Información Geográfica donde se volcaron distintas capas de información como: catastro urbano y rural, canales de riego y drenaje, ferrocarril, calles, industrias, equipamiento urbano y un mosaico georeferenciado de una imagen satelital.

A. HIDROLOGIA SUBTERRANEA

Antecedentes

Para elaborar este capítulo, se ha realizado una recopilación a partir de la información extraída de los trabajos realizados por los autores que se indican en la bibliografía.

La cuenca de agua subterránea Norte se encuentra ubicada, como su nombre lo indica, al norte de la Provincia de Mendoza y recostada sobre la ladera este de la Cordillera de los Andes. Superficialmente abarca unos 22.800 km². Sus principales acuíferos se encuentran en una cubierta sedimentaria de edad neoterciaria, cuartaria y reciente. El sustrato está formado por sedimentos impermeables del terciario superior, sobre los que se acumulan depósitos aluvionales y fluviales que fueron aportados por los ríos Mendoza y Tunuyán, éste en su tramo inferior. La sedimentación cuartaria dio origen a conos aluviales, en cuyos ápices se encuentran los ingresos de esos ríos a la cuenca, que se abren con forma de abanico hacia sus zonas distales a partir de las cuales se inicia una extensa llanura de inundación.

La variación del gradiente topográfico, decreciente de oeste a este, ha regulado la distribución y depositación clasificando el material transportado. Así, se encuentran sedimentos de grano grueso en todo el desarrollo vertical de los conos, conformando acuíferos que se comportan como libres. Esta zona constituye el área principal de recarga de la cuenca. La culminación de los conos coincide con un quiebre topográfico del terreno y disminución del gradiente dando origen a la disminución granométrica de los sedimentos. A partir de ese quiebre de pendiente, los depósitos de sedimentos más finos dan origen a la existencia de formaciones menos permeables y a la aparición de un área de surgencia, cuyo eje mayor, de dirección noroeste sudeste, es transversal a la dirección de flujo del agua subterránea. Ésta es área de descarga natural más importante de la cuenca. Hacia el este, se continúa la planicie con disminución del tamaño de los sedimentos, manteniéndose un cierto predominio de arenas finas sobre los intervalos limo-arcillosos. Estas últimas le confieren a los acuíferos características de semiconfinamiento y en algunos casos confinamientos lenticulares locales.

Los ríos mencionados tienen sus cuencas imbríferas en la Cordillera de los Andes y los sedimentos que transportan y que han transportado y rellenado la cuenca tienen el mismo origen. Sus aguas son producto del derretimiento de las nieves precipitadas en la alta montaña y sus regímenes son de tipo nival: caudales crecientes desde la primavera al verano y decrecientes hacia el invierno.

Como se observa en la figura anterior, el área de estudio se ubica en el límite entre el acuífero libre y el confinado. La profundidad del nivel freático según antecedentes, varía entre 10 y 20 metros, tal como se aprecia en el detalle de la figura siguiente.

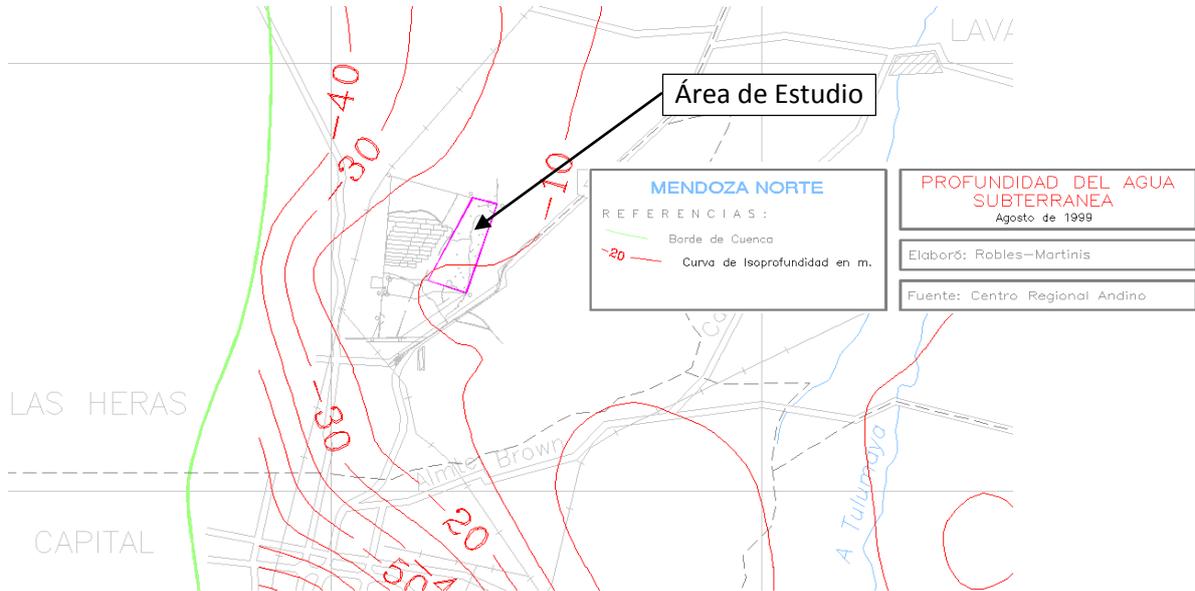


Figura 5 : Profundidad del agua subterránea (nivel freático)

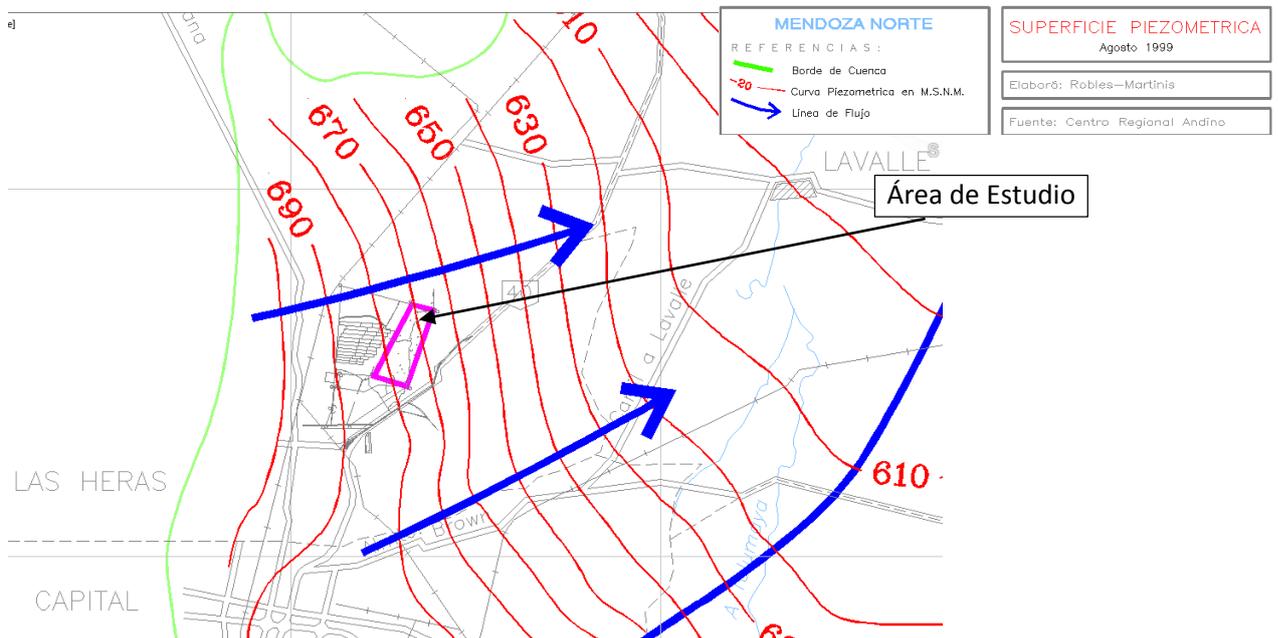


Figura 6 : Detalle de la superficie piezométrica

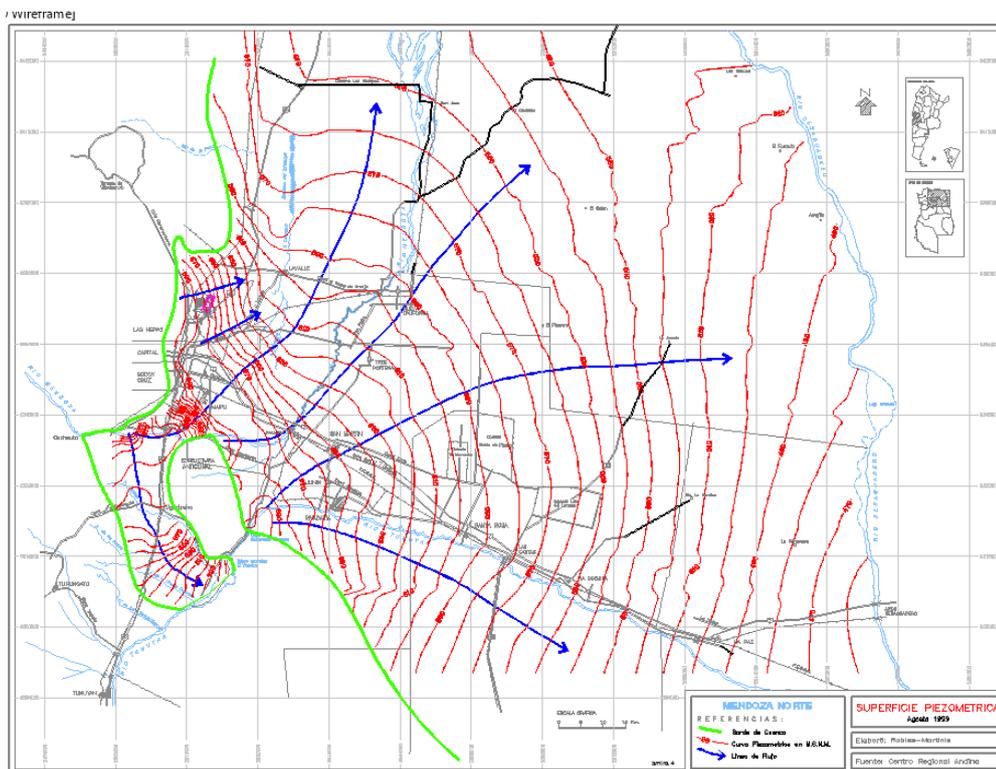


Figura 7 : Mapa de la superficie piezométrica Cuenca Hidrogeológica Mendoza Norte

Las figuras anteriores indican el sentido del flujo subterráneo, lo que permitirá ubicar correctamente los pozos para control de calidad del agua subterránea. Las profundidades recomendadas de los mismos deberán ser entre 15 y 20 m.

Un análisis hidrogeológico de detalle indica que en la zona de estudio se encuentra el Anticlinal de Borbollón, y dos unidades cuaternarias principales, pertenecientes a los depósitos de 1º y 2º nivel de piedemonte facie Borbollón.

Estas unidades cuaternarias, del Pleistoceno Inferior a Medio, son unidades complejas, comprendiendo sedimentos pedemontanos integrados por facies finas y medianas gruesas. La facie gruesa comprende gravas poligénicas muy poco consolidadas a sueltas, sin cemento calcáreo y litología proveniente de precordillera. Son de escaso espesor, raramente sobrepasan los 20 m de potencia. En la zona se presenta en forma escalonada. En el detalle de la figura siguiente se identifica como Unidad 3.

La unidad N°2, es la facie fina con intercalación de episodios de sedimentación mediana a gruesa. Constituye la facie denominada Borbollón. Estos terrenos están deformados tectónicamente conformando anticlinales o arqueamientos, como los de Borbollón y Capdevila. Pueden considerarse como la facie distal de los sedimentos de 1º y 2º nivel de piedemonte, pudiendo tener relación con sedimentación eólica y fluvio lacustre.

En superficie y con espesor variable entre los 10 – 30 m afloran areniscas finas, limos y arcillas, y bancos cineríticos. Tienen partición notable, y presencia de areniscas finas cementadas con carbonato de calcio, y sulfato de sodio (yeso). En subsuelo aparecen bancos de gravas finas, con color pardo amarillento muy similar a las sedimentitas denominadas “Serie amarilla” con la cual se las relacionaba.

La figura siguiente, indica un detalle del plano hidrogeológico, donde se observan las unidades geológicas aflorantes en el área como la neotectónica que las afecta, la red de drenaje, flujos de agua superficial, límite de la freática, etc.

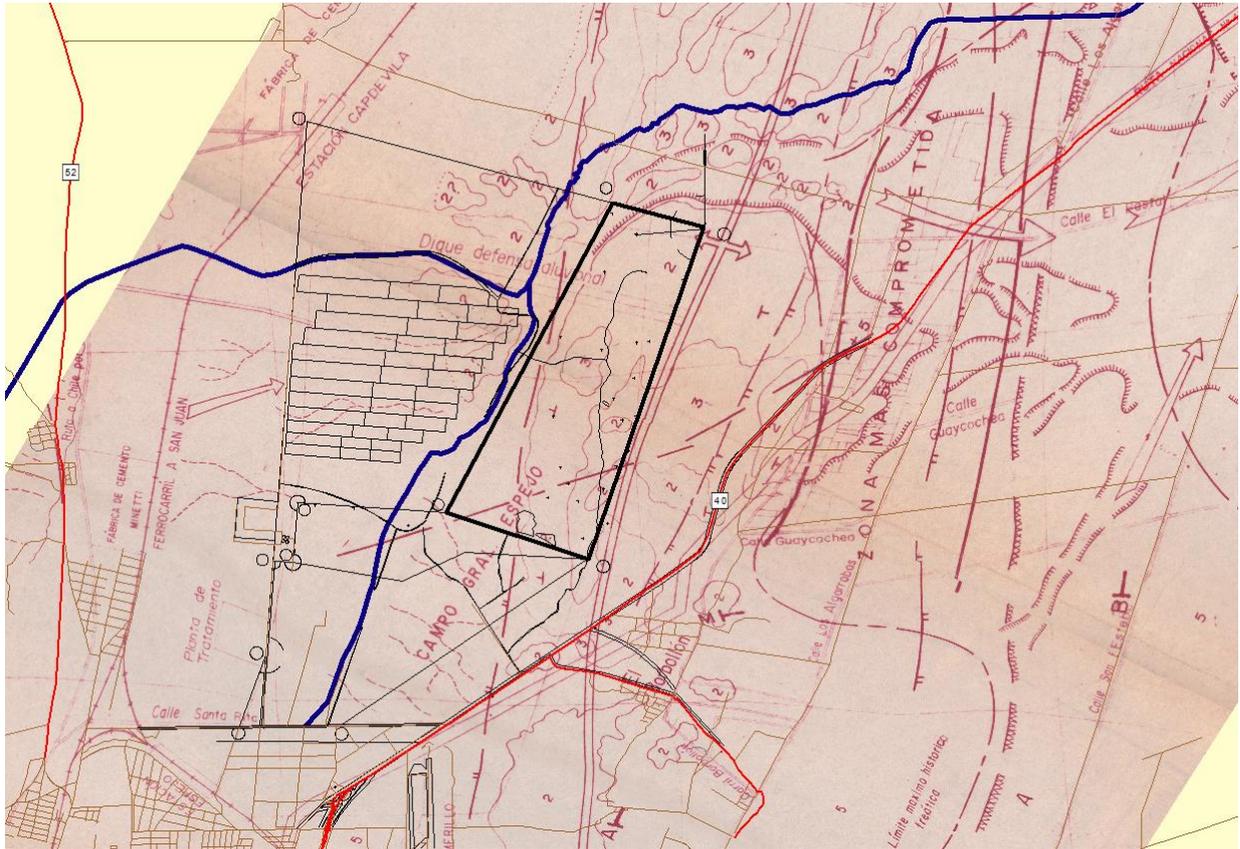


Figura 8 : Mapa hidrogeológico de detalle en zona de estudio.

Respecto a la salinidad, en la figura siguiente se observa en la zona de estudio valores entre 2200 y 4000 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

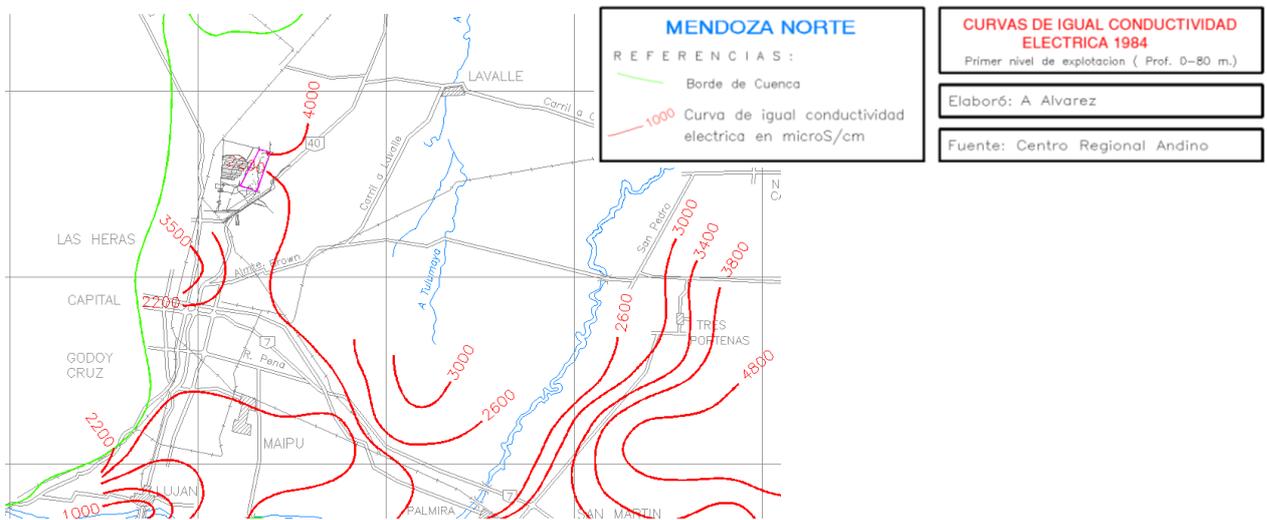


Figura 9 : Curvas de igual conductividad.

B. HIDROLOGIA SUPERFICIAL

Se analizará la dinámica superficial en la situación SIN PROYECTO, para luego estimar la incidencia CON PROYECTO.

El área total analizada en la problemática pluvial abarca una superficie de 414.36 Has y es el correspondiente a la cuenca interna del predio bajo estudio.

Tiempo de Recurrencia

En función de la bibliografía de referencia, con un criterio en función del tipo de estructura, se indica como recurrencia de la precipitación un Tiempo de Retorno (TR) entre 25 a 50 años.

Tabla 1: Criterios de diseño generalizados para estructuras hidráulicas

Tipo de estructura	Período de retorno (años)
Alcantarillas de carreteras	
Volúmenes de tráfico bajos	5-10
Volúmenes de tráfico intermedios	10-25
Volúmenes de tráfico altos	50-100
Puentes de carreteras	
Sistema secundario	10-50
Sistema primario	50-100
Drenaje agrícola	5-50
Drenaje urbano	
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2-25
Alcantarillas en ciudades grandes	25-50
Aeropuertos	
Volúmenes de tráfico bajos	5-10
Volúmenes de tráfico intermedios	10-25
Volúmenes de tráfico altos	50-100

(Fuente: Chow, Maidment, Mays, 1994)

En base a lo anterior se adopta para el dimensionamiento del sistema de desagüe pluvial del proyecto del **Centro Ambiental para los RSU del Área Metropolitana de Mendoza**, una recurrencia de **25 años** para el sistema menor de desagüe pluvial y de **50 años** para el sistema mayor, considerándose suficiente para la envergadura del proyecto en cuestión y siguiendo los lineamientos internacionales al respecto.

Tormenta de Proyecto

Se utilizó la Tormenta de Proyecto para el Gran Mendoza, desarrollada en el INA CRA, actualizada al año 2007. Como se mencionó, se adoptó como recurrencia de diseño una probabilidad de ocurrencia del evento del 4%, (TR=25 años) y del 2 % (TR = 50 años).

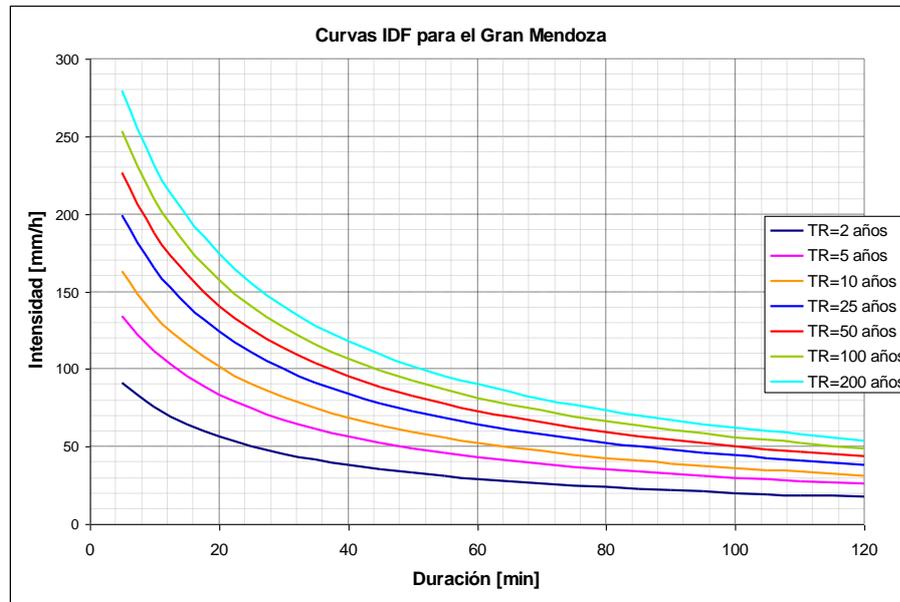


Figura 10 : Curvas IDF de la tormenta de proyecto para Mendoza. (INA, 2007)

La distribución temporal de la tormenta es la indicada en la tabla siguiente, y, considerando que no hay decaimiento espacial por tratarse de cuencas menores a 1 Km², se toma el 100 % del máximo como lámina media, es decir para TR=25 años, los 64.2 mm con una duración de tormenta de 60 min e intensidades máximas de **108 mm/h**, mientras que para TR=50 años, una lámina total de 72,9 mm e intensidad máxima de **122.5 mm/h**.

Tabla 2: Láminas acumuladas de precipitación e intensidades instantáneas

Duración [min]	TR 25		TR 50	
	mm	int inst mm/h	mm	int inst mm/h
5	2.7	32.4	3.1	36.7
10	8.9	74.4	10.1	84.9
15	17.1	98.4	19.4	111.1
20	26.1	108.0	29.6	122.5
25	35.1	108.0	39.8	122.5
30	43.4	99.6	49.3	113.7
35	50.6	86.4	57.4	98.0
40	56.3	68.4	63.9	77.9
45	60.4	49.2	68.6	56.0
50	62.9	30.0	71.4	34.1
55	64	13.2	72.7	14.9
60	64.2	2.4	72.9	2.6

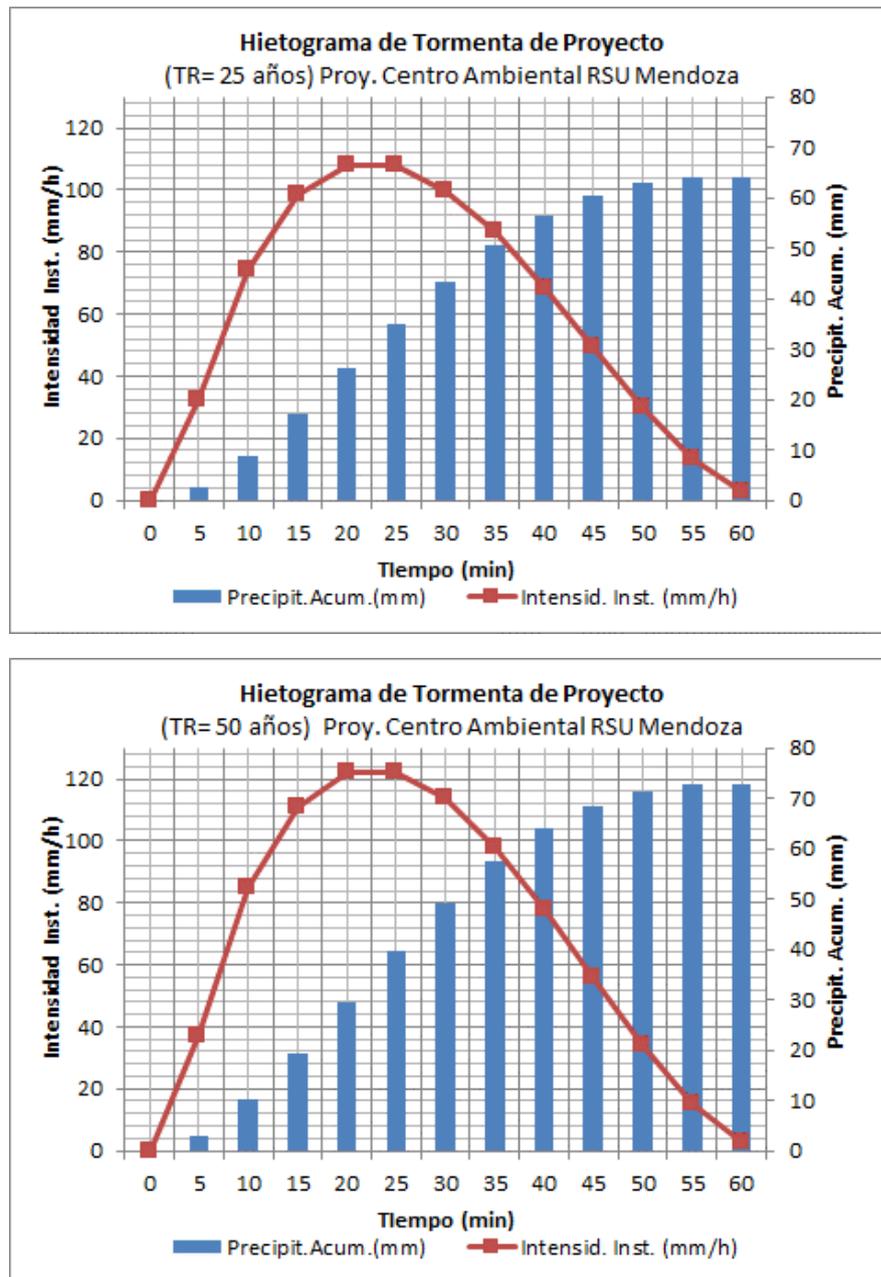


Figura 11: Tormenta de Proyecto, Lám. acumulada e intensidades para TR = 25 años y 50 años

Modelo de Transformación Lluvia Caudal

El modelo elegido es **Arhymo**® en su versión bajo Windows®, que es un modelo determinístico de parámetros concentrados y es utilizado en Argentina desde 1993 (Maza, J. et al., 2005).

Precipitación efectiva

La precipitación efectiva en las **cuencas rurales** es calculada a través de la metodología del USDA-NRCS, (1997) con la opción de incorporar el valor de abstracción inicial (I_a) como dato de entrada. En este trabajo se estimó el coeficiente de abstracción como :

$$I_a (mm) = S^{0.55} (mm)$$

donde:

$$S(mm) = (25400/CN) - 254$$

$$CN = f(\text{tipo de suelo, humedad, cobertura vegetal})$$

La tasa de infiltración dependerá de la condición de humedad del suelo y de sus características. La capacidad de infiltración inicial depende de la condición de humedad antecedente previa al comienzo de la tormenta; en tanto el suelo se torne más y más saturado, ella disminuirá.

Cuando la intensidad de precipitación supere la capacidad de infiltración, el exceso de lluvia ingresará en las depresiones hasta llenarlas y desde ese momento el modelo empieza a calcular escurrimiento; en el intervalo de tiempo siguiente la respectiva intensidad de precipitación será comparada con la nueva capacidad de infiltración, para reiniciar el cómputo.

En el caso de **cuencas urbanizadas** se debe distinguir las áreas impermeables de las permeables. El espacio impermeabilizado puede ser dividido en una parte directamente conectada (hidráulicamente conectada) al sistema de drenaje y otra que no lo está. Las porciones impermeables no directamente conectadas circulan por las áreas permeables antes de alcanzar el sistema de drenaje. Algo del escurrimiento de estas superficies se infiltrará y el valor del escurrimiento será menor que el del sector impermeable directamente conectado. Un ejemplo de este caso son los techos que vierten hacia jardines y la superficie de caminos que lo hacen a cauces de tierra.

Es usual considerar que, excepto por las pérdidas iniciales debidas a salpicaduras y almacenamiento en depresiones, la lluvia en áreas impermeables se transformará en caudal en forma completa y habrá contribución al escurrimiento aún si las tormentas son pequeñas. La distribución de precipitación efectiva para la zona impermeable directamente conectada es obtenida después de deducir el almacenamiento por depresiones.

En cambio, de terrenos permeables se espera un elevado almacenamiento por depresión y también pérdidas importantes debidas a infiltración.

Una segunda distribución de precipitación efectiva es obtenida sustrayendo las pérdidas de infiltración y el almacenamiento por depresión de la lluvia que cae sobre el sector permeable, y sumando la que escurre desde la parte impermeable no directamente conectada.

Determinación de Parámetros morfométricos

La representación de la variabilidad espacial del medio físico en modelos hidrológicos se apoya actualmente en el uso de herramientas de teledetección y sistemas de información geográfica (SIG), facilitando la generación de modelos y simulación de escenarios. (Burgos, 2005)

Para la modelación hidrológica se ha efectuado el análisis de cuencas, con la interfase geoespacial HEC-GeoHMS (Geospatial Hydrologic Modeling System Extension).

Las características topográficas determinan las pautas por las cuales el agua circula sobre ella.

El Modelo Digital de Elevaciones (MDE) contiene información suficiente para definir, al menos en una primera aproximación, las propiedades de la red de drenaje superficial y de la cuenca hidrográfica de aporte. Por lo tanto, a partir del MDE se generaron distintos mapas derivados por medio del geoprocésamiento y análisis espacial, con el objetivo de determinar las cuencas de aporte al área de estudio y cuantificar los parámetros morfométricos necesarios.

La orientación de las laderas, es un producto derivado del geoprocésamiento del MDE. Se la puede definir, en un punto específico del espacio, como el ángulo existente entre el vector que señala el Norte y la proyección sobre el plano horizontal del vector normal a la superficie en ese punto (pixel).

Este ángulo determinará también la dirección del flujo. El algoritmo utilizado para la confección del mapa de dirección de flujo fue el denominado D8, cuyas orientaciones están categorizadas en 8 clases (E, NE, N, NW, W, SW, S, SE) codificadas con números potencias de 2, según GeoHMS (1, 2, 4, 8, 16, 32, 64, 128)

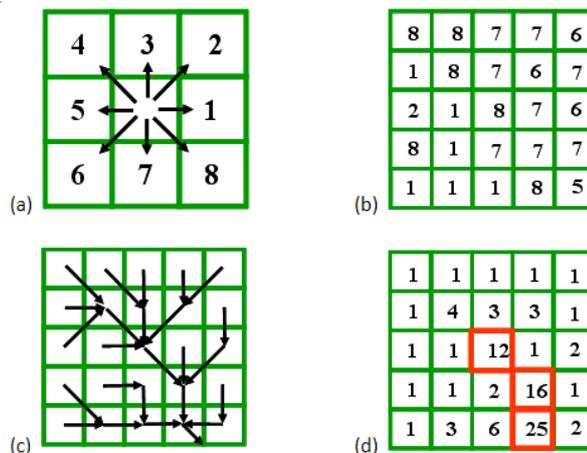


Figura 12 (a): Codificación de direcciones , (b) Codificación de orientaciones en una grilla de 5x5 celdas ; (c) Red de flujo ; (d) Grilla de acumulación de flujo

El método para obtener la red de flujo consiste en asignar a cada celda el valor del código de orientación (como se indica en la Figura 12b), esto se realiza mediante un motor de análisis de 9 celdas (3 x 3) que se va desplazando a lo largo de toda la grilla del modelo de elevaciones, calculando para cada valor central el gradiente o pendiente del mismo respecto a las 8 celdas circunvecinas, asignando el código según al máximo gradiente. (Burgos, 2005)

El paso siguiente para la obtención de la red de drenaje consiste en contar la cantidad de celdas que convergen a la celda de análisis (como se indica en la Figura 12c y 12d). En la grilla resultante si se elige un umbral mínimo, es decir una cantidad mínima de celdas drenantes que hagan que la celda pertenezca a un cauce o no, se obtendría la red hidrográfica (en el ejemplo de la Figura 12d podría ser de 10 celdas y el cauce quedaría definido por las marcas en rojo).

Siguiendo la metodología, se generó el mapa de acumulación de aporte, que representa en un punto determinado, la cantidad de píxeles que drenan a él, y por medio de este se identifica la red de drenaje.

Finalmente, vectorizada la red hidrográfica sintética resultado del mapa de acumulación de flujo, se procedió a delimitar las subcuencas, tal como se muestra en Figura 13.

Los parámetros morfométricos se presentan en Tablas 3 y 4.

Se utilizaron dos fuentes de información: la primera a nivel de detalle representada por las curvas de nivel por topografía convencional (denominado TOPO) y dentro de los límites del predio. La segunda fuente fue un modelo global (SRTM) el cual tiene una resolución espacial de 30 m y cobertura global.

Se analizaron ambos modelos de elevación, SRTM y TOPO, y se decidió utilizar este último debido a su mejor resolución, pero rellenando los aportes exteriores con la delimitación con el SRTM.

Se apreció un buen ajuste entre ambos, tal como se aprecian en las figuras siguientes.

Para la validación y corrección hidrológica se utilizaron imágenes satelitales de 4 y 10 m de resolución, de forma de identificar posibles zonas de conflicto.

Se utilizó la extensión Hec GeoHMS para la delimitación de cuencas, luego de ajustar el MDE con digitalizaciones de cauces torrenciales.

Se observa en ambos modelos la presencia de una divisoria de aguas en sentido longitudinal al predio, con dirección SSW-NNE, que hace que parte de los excesos pluviales escurran superficialmente hacia la ruta 40, y gran parte hacia el Oeste con descarga final en el Canal Moyano. Se aprecia la diferencia de resolución que posee la topografía convencional pero quedando acotado a los límites de mensura del predio.

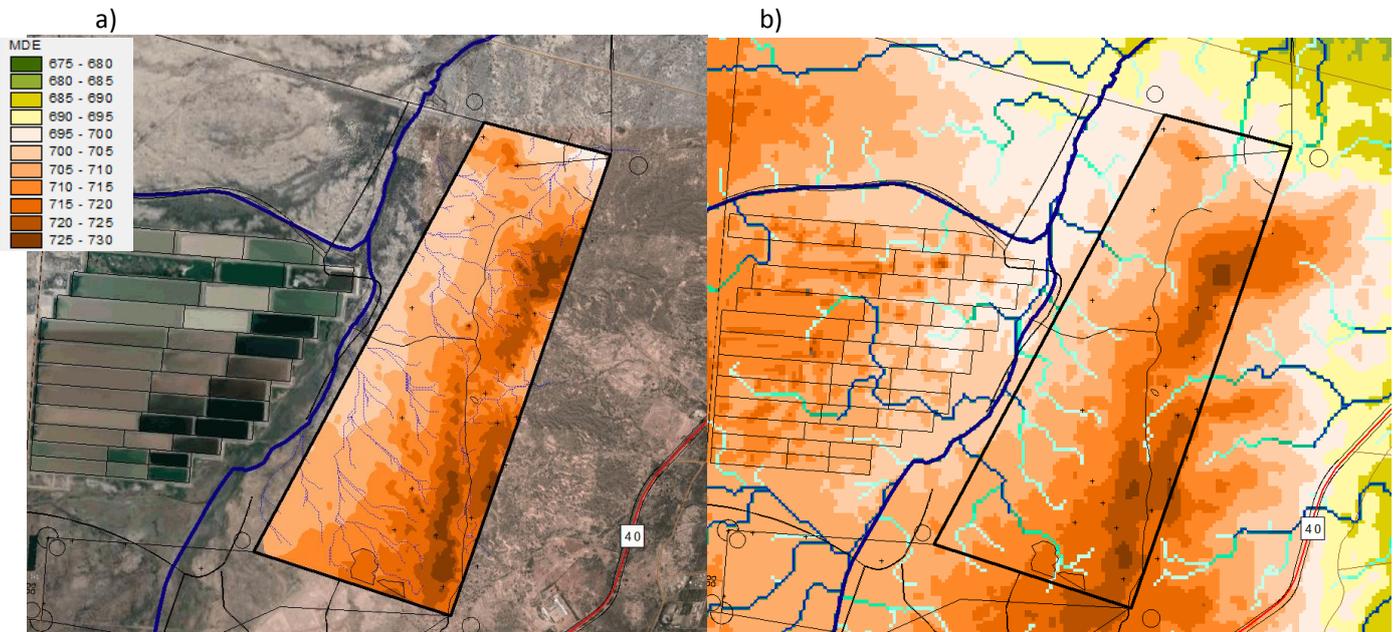


Figura 13: Modelos Digitales de Elevaciones y red sintética de drenaje superficial: a) Topografía convencional (TOPO 5 m) y b) SRTM 30 m

Cabe destacar que existen dos antecedentes topográficos (por relevamiento convencional) : el primero hasta los límites de mensura y un segundo de mayor detalle en zona de módulo 1. Ambos estudios se unificaron y se muestran a la izquierda de la figura anterior, formando un raster de 5m de resolución.

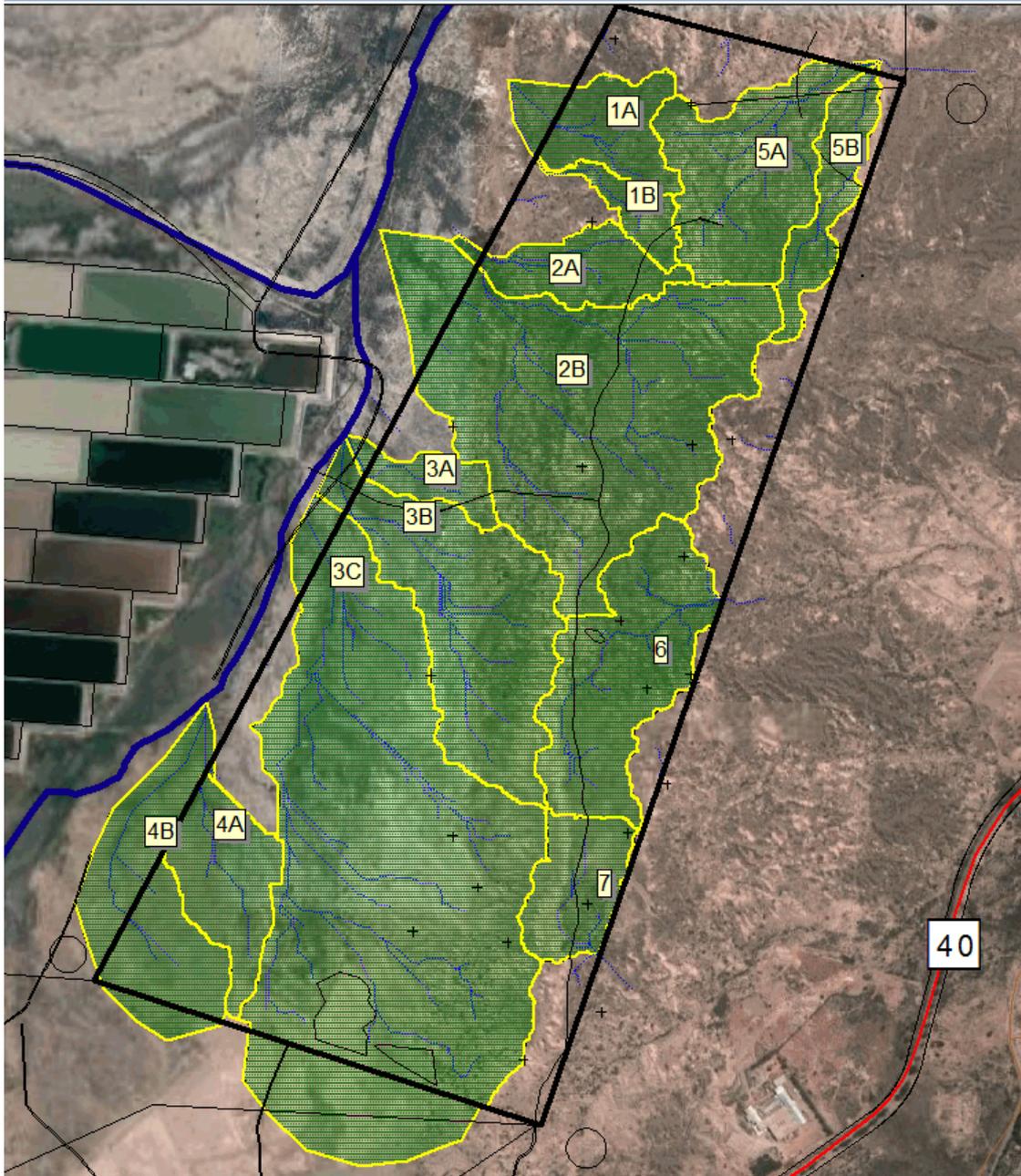


Figura 14: Mapa de subcuencas

En la figura anterior se indican las divisorias de agua, donde se observa que las subcuencas 1 a 4 drenan hacia el W, con descarga en el canal Moyano, mientras que las subcuencas 5(AyB), 6 y 7 drenan hacia el norte las primeras y hacia el este las últimas.

Los parámetros morfométricos de las subcuencas son los siguientes:

Tabla 3: Parámetros morfométricos (situación SIN proyecto)

Sub cuenca	Area [Ha]	Perímetro [km]	Curso más largo [Km]	Cota max	Cota min	Desnivel [m]	Pendiente [m/m]	CN	S (mm)	la (mm)
1A	13.96	2.23	0.64	717	700.5	16.5	0.0258	81	59.6	9.5
1B	5.12	1.87	0.91	711	700.5	10.5	0.0115	81	59.6	9.5

2A	11.47	2.10	0.87	716	700.9	15.1	0.0174	81	59.6	9.5
2B	79.70	5.61	1.76	718	700.5	17.5	0.0099	81	59.6	9.5
3A	6.36	1.58	0.66	710	702	8.0	0.0121	81	59.6	9.5
3B	39.45	4.30	1.53	726	702	24.0	0.0157	81	59.6	9.5
3C	132.09	6.62	2.62	730	702	28.0	0.0107	81	59.6	9.5
4A	15.57	2.42	1.14	714	704	10.0	0.0088	81	59.6	9.5
4B	27.95	3.00	1.21	715	704	11.0	0.0091	81	59.6	9.5
5A	27.65	3.34	1.15	723	697	26.0	0.0226	81	59.6	9.5
5B	10.86	2.82	1.16	730	697	33.0	0.0285	81	59.6	9.5
6	31.83	3.82	1.28	728	706	22.0	0.0172	81	59.6	9.5
7	12.35	1.95	0.71	728	716	12.0	0.0169	81	59.6	9.5
Total	414.36									

CN : Número de Curva; S: Almacenamiento, Ia: Abstracción Inicial

Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración de una cuenca se define como el tiempo de tránsito de una gota que cae en el punto hidráulicamente más alejado del curso hasta un punto de interés y considera tanto el tiempo de tránsito de flujo mantiforme como el encauzado en su definición clásica.

Este parámetro es sumamente aplicado en la práctica hidrológica y es un dato general ya que la concentración del escurrimiento, difiere sustancialmente de acuerdo a la distribución espacio-temporal de la tormenta, y con las características hidráulicas de la cuenca.

Debido a la escasez de datos hidrológicos, se estimaron los tiempos de concentración de las subcuencas en función de fórmulas que contemplan aspectos fisiográficos, con el objeto de estimar cual es el más representativo.

Existen diversas fórmulas para determinar el tiempo de concentración en función de las características físicas de la cuenca, de su ocupación y de la intensidad de la lluvia. Se seleccionaron las siguientes:

a) Ventura: $T_c = \alpha * (A / S)^{1/2}$

Donde T_c está expresado en horas, $0.03 < \alpha < 0.15$ (0.12 adoptado), A = Área [km²], S = Pendiente media del curso principal [m/m]

b) Pasini: $T_c = \alpha * (A L)^{1/3} S^{-1/2}$

Donde T_c está expresado en horas, $\alpha = 0.1$, A = Área [km²], S = Pendiente media del curso ppal. [m/m] y L = long. curso principal [km]

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

c) Kirpich:

L : longitud del cauce principal en kilómetros.

So : diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L, en m/m

d) Temez: $T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$

L : longitud del cauce principal, en kilómetros.

So : diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L, en %.

En Tabla Nº3 se presentan los parámetros morfométricos de las subcuencas y en la Tabla Nº 4 se resumen los valores de tiempo de concentración (Tc) obtenidos a partir de las fórmulas empíricas seleccionadas. La última columna indica una velocidad promedio en función del Tc promedio estimado y la longitud máxima de escurrimiento por cuenca.

Tabla 4: Tiempos de Concentración

Sub cuenca	Tc, min [Ventura]	Tc, min [Pasini]	Tc, min [Kirpich]	Tc, min [Temez]	Tc, min [PROM]	Vel [m/s]
1A	16.8	16.7	11.5	10.78	13.9	0.8
1B	15.2	20.1	20.5	16.33	18.0	0.8
2A	18.5	21.1	16.9	14.62	17.8	0.8
2B	64.5	67.4	36.1	27.53	48.9	0.6
3A	16.5	18.9	15.7	12.71	16.0	0.7
3B	36.1	40.5	27.2	22.76	31.6	0.8
3C	80.0	87.8	47.7	36.61	63.0	0.7
4A	30.3	36.0	27.1	20.35	28.5	0.7
4B	39.9	43.8	28.0	21.14	33.2	0.6
5A	25.2	27.2	19.0	17.15	22.1	0.9
5B	14.1	17.8	17.5	16.52	16.5	1.2
6	31.0	33.9	22.9	19.57	26.8	0.8
7	19.5	20.5	14.6	12.62	16.8	0.7

El esquema topológico del modelo hidrológico se muestra en la figura siguiente, donde los cuadrados verdes representan las subcuencas (rurales), los círculos rojos son los nodos suma de hidrogramas.

El caudal suma en el nodo N001, indicará el total de descarga en el colector Moyano. Los Nodos N005 y N006 representan el caudal que drena hacia el este. La línea N004-N003-N002-N001 representa el canal Moyano con sus descargas parciales.

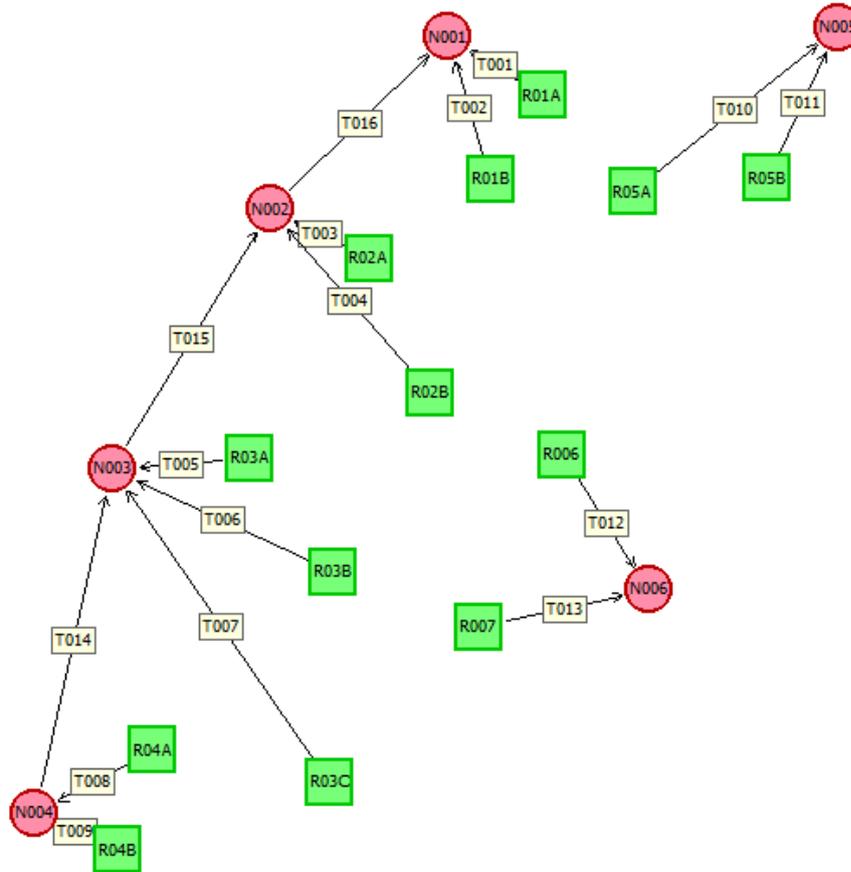


Figura 15: Esquema topológico modelo Arhymo

C. ESTUDIOS HIDROLOGICOS (SITUACIÓN SIN PROYECTO)

Caudales de excedentes pluviales (sit. sin Proyecto)

Para una cuantificación del efecto o impacto que produce el proyecto, en cuanto a la sustentabilidad hidrológica del mismo, se propone comparar los hidrogramas de salida en las situaciones sin y con proyecto.

Para ello se resumen los caudales resultantes, y que corresponden a la situación SIN PROYECTO, es decir en estado NATURAL o Preatrónico.

Se presentan a continuación los hidrogramas obtenidos.

Tabla 5: Resultados obtenidos para TR=25 años (sit. SIN PROYECTO)

Subcuenca	Q [m³/s]	Tp [hs]	V [Hm³]	Ppe [mm]	Ppt [mm]
1A	1.43	0.79	0.004	26.2	64.2
1B	0.53	0.73	0.001	26.2	64.2
2A	1.04	0.93	0.003	26.2	64.2
2B	4.86	1.08	0.021	26.2	64.2
3A	0.59	0.77	0.002	26.2	64.2
3B	3.43	0.92	0.010	26.2	64.2
3C	7.90	1.17	0.035	26.2	64.2

4A	1.28	0.87	0.004	26.2	64.2
4B	2.00	0.90	0.007	26.2	64.2
5A	2.43	1.00	0.007	26.2	64.2
5B	1.10	0.77	0.003	26.2	64.2
6	2.54	1.00	0.008	26.2	64.2
7	1.11	0.90	0.003	26.2	64.2
N001	16.09	1.57	0.087	26.2	64.2
N002	16.07	1.40	0.082	26.2	64.2
N003	10.99	1.23	0.058	26.2	64.2
N004	3.27	0.90	0.012	26.2	64.2
N005	3.31	0.93	0.010	26.2	64.2
N006	3.60	0.98	0.012	26.2	64.2

Tabla 6: Resultados obtenidos para TR=50 años (sit. SIN PROYECTO)

Subcuenca	Q [m³/s]	Tp [hs]	V [Hm³]	Ppe [mm]	Ppt [mm]
1A	1.764	0.79	0.005	32.7	72.9
1B	0.650	0.73	0.002	32.7	72.9
2A	1.288	0.93	0.004	32.7	72.9
2B	6.051	1.08	0.026	32.7	72.9
3A	0.733	0.77	0.002	32.7	72.9
3B	4.251	0.92	0.013	32.7	72.9
3C	9.844	1.17	0.043	32.7	72.9
4A	1.583	0.87	0.005	32.7	72.9
4B	2.485	0.90	0.009	32.7	72.9
5A	3.009	1.00	0.009	32.7	72.9
5B	1.359	0.77	0.004	32.7	72.9
6	3.157	1.00	0.010	32.7	72.9
7	1.380	0.90	0.004	32.7	72.9
N001	20.074	1.57	0.108	32.7	72.9
N002	20.045	1.40	0.102	32.7	72.9
N003	13.706	1.23	0.072	32.7	72.9
N004	4.060	0.90	0.014	32.7	72.9
N005	4.109	0.90	0.013	32.7	72.9
N006	4.466	0.98	0.014	32.7	72.9

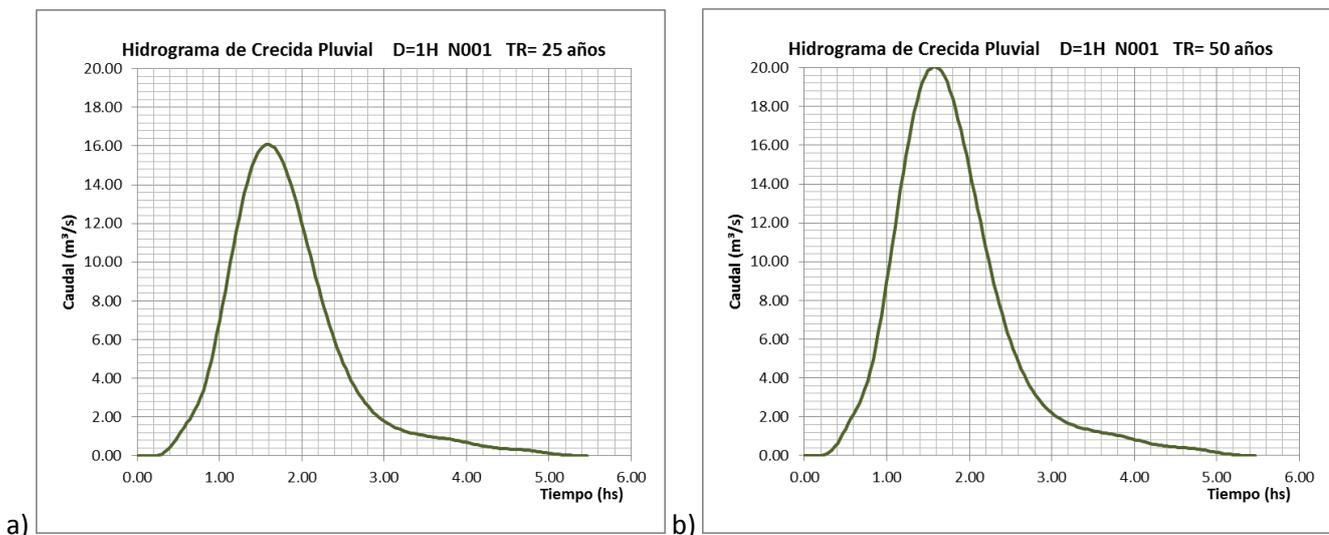


Figura 16: Hidrograma para el nodo N001 a) TR=25 años , b) TR= 50 años

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD FRENTE A UN AUMENTO DE LA IMPERMEABILIDAD

Se realiza una estimación de los caudales generados por excedentes pluviales para un potencial aumento en los porcentajes de impermeabilización del suelo, representado por una variación del 5% en el valor asignado al CN (Curve Number) que representa las pérdidas por cobertura vegetal e infiltración. Se observa un aumento en los caudales del orden del 19 % para un cambio del 5 % en el CN. (CN=85; Ia=8.1mm)

Tabla 7: Análisis de sensibilidad del CN

Nodo	CN	Q1 TR 25 [m ³ /s]	CN+5%	Q2 TR 25 [m ³ /s]	Aumento (%)
N001	81	16.09	85	19.14	19

ESTIMACIÓN DE COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA

De forma de aplicar la fórmula racional para la determinación de los caudales, en otras subcuencas similares, se estimaron los coeficientes de escorrentía a partir de los caudales obtenidos por modelación matemática, y considerando una intensidad de lluvia para una duración de tormenta igual al tiempo de concentración. Se considera el tiempo máximo de concentración de aprox. 60 minutos. (ver tabla 4)

Los coeficientes obtenidos para cada recurrencia, se muestran en tabla siguiente.

Sub cuenca	Tc [min]	A [Ha]	TR25		TR 50	
			I mm/h	C	I mm/h	C
1A	13.9	13.96	146.1	0.25	165.8	0.27
1B	18	5.12	130.4	0.29	148.1	0.31
2A	17.8	11.47	131.1	0.25	148.9	0.27
2B	48.9	79.70	73.8	0.30	83.8	0.33
3A	16	6.36	137.6	0.24	156.2	0.27
3B	31.6	39.45	97.0	0.32	110.1	0.35
3C	63	132.09	62.0	0.35	70.4	0.38
4A	28.5	15.57	102.9	0.29	116.8	0.31
4B	33.2	27.95	94.2	0.27	106.9	0.30
5A	22.1	27.65	118.0	0.27	134.0	0.29
5B	16.5	10.86	135.7	0.27	154.1	0.29
6	26.8	31.83	106.5	0.27	120.9	0.30
7	16.8	12.35	134.6	0.24	152.9	0.26
N001	63	288.15	62.0	0.32	70.4	0.36

Las intensidades indicadas son obtenidas de la curva IDF determinada. El coeficiente de escorrentía estimado es de **0.30** en promedio para ambas recurrencias y para todas las subcuencas.

D. ESTUDIOS HIDROLOGICOS (SITUACIÓN CON PROYECTO)

Metodología

Se continúan los estudios hidrológicos presentados en primer informe, en función de la planimetría de proyecto, donde se estiman los caudales CON PROYECTO, para luego dimensionar las secciones hidráulicas necesarias para el adecuado drenaje del mismo.

Se analizará el uso de sistemas de retención temporal y laminación de crecidas para minimizar el impacto hacia el punto de descarga.

En función de la planimetría de proyecto, se procedió a delimitar las cuencas remanentes (CR).

La disposición de canales perimetrales y de defensa se muestran y denominan en la siguiente figura.

La conexión y esquema topológico para el modelo hidrológico se muestra en figura N° , junto a los parámetros morfométricos indicados en tabla N°

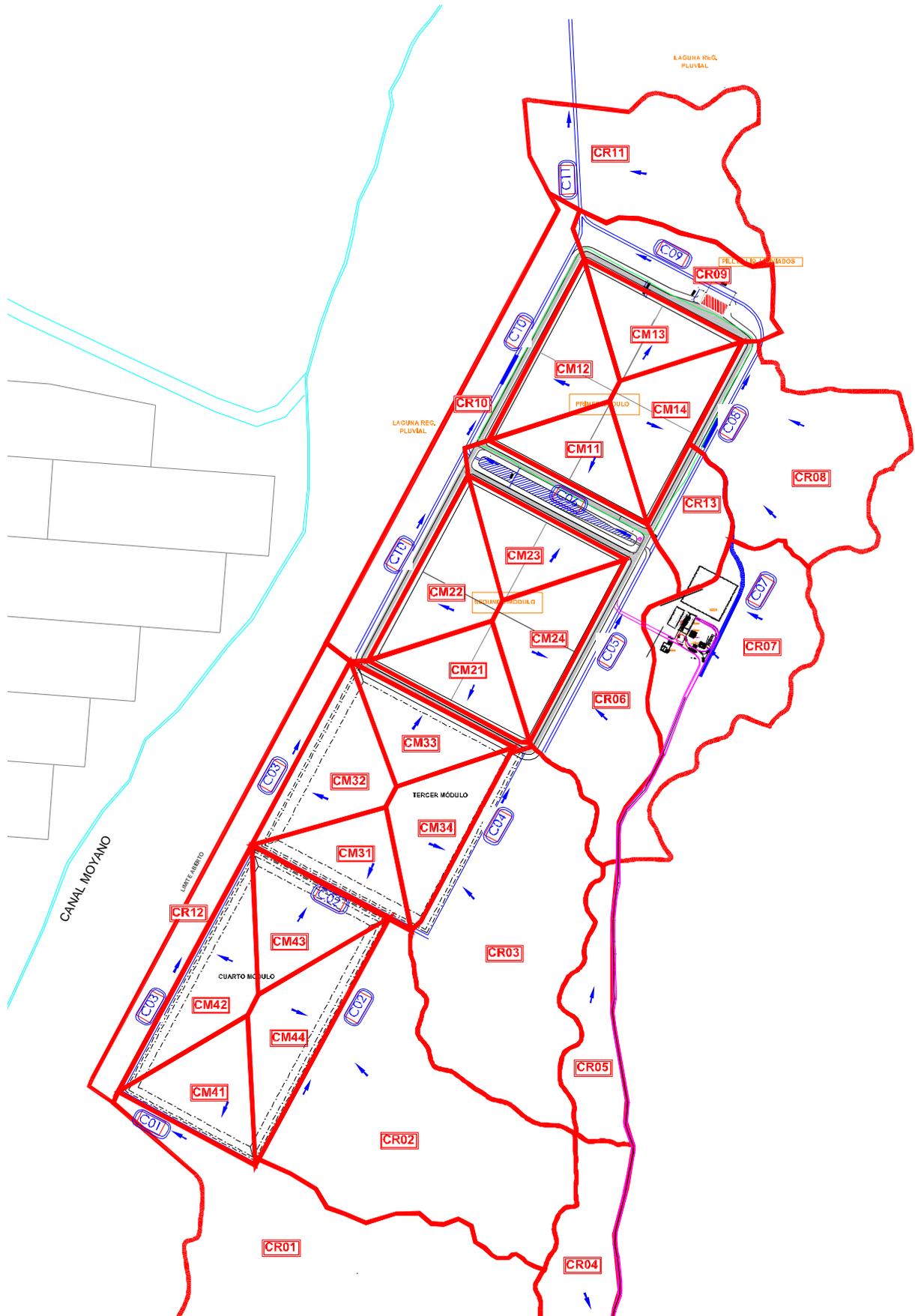


Figura 17: Planimetría de proyecto

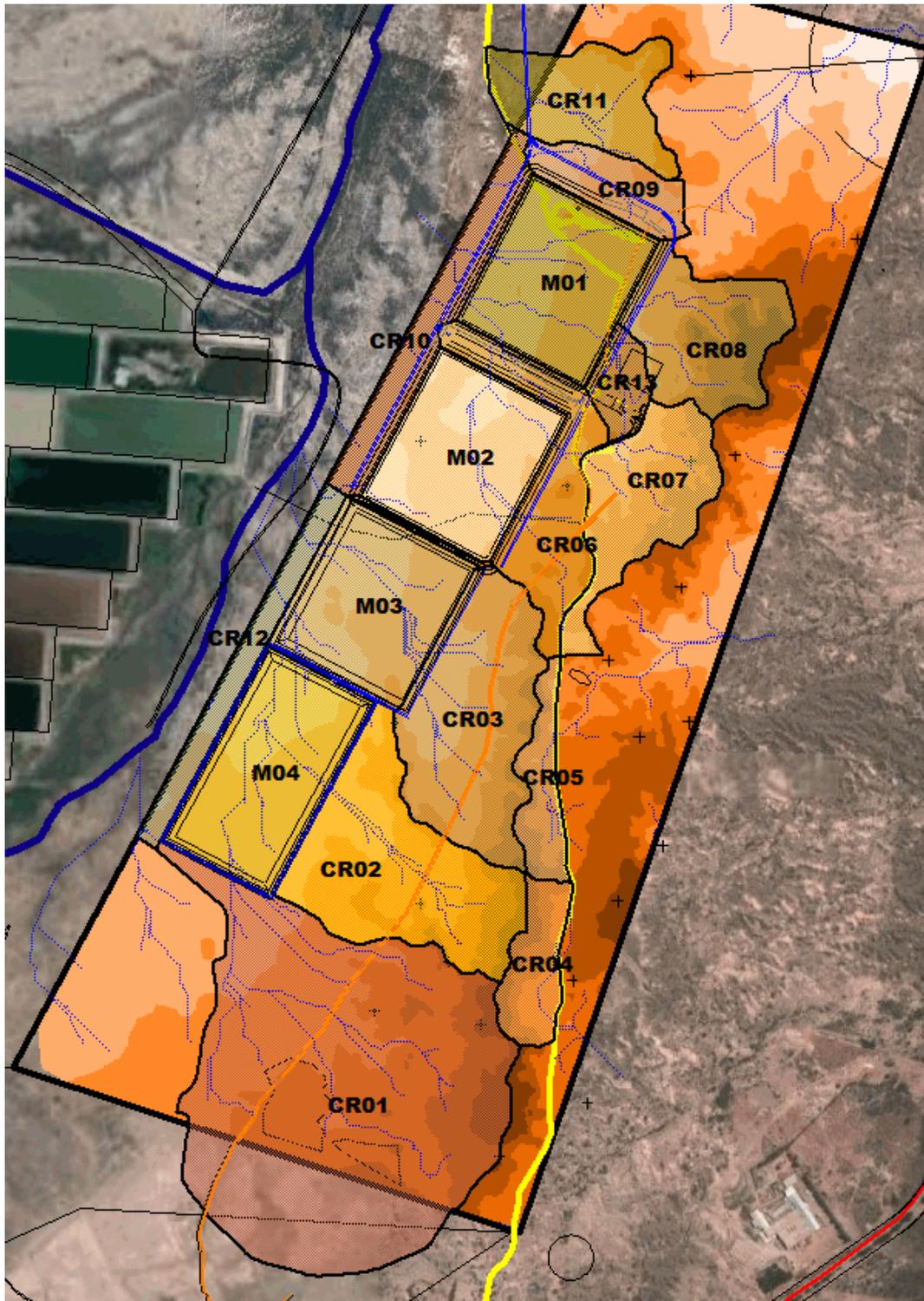


Figura 18: Delimitación de cuencas remanentes (CR)

Los parámetros morfométricos de las subcuencas en la situación CON PROYECTO, son los siguientes:

Tabla 8: Parámetros morfométricos (situación CON proyecto)

Sub cuenca	Area [Ha]	Perímetr o [km]	Curso más largo [Km]	Cota max	Cota min	Desnivel [m]	Pendiente [m/m]	CN	S (mm)	la (mm)
CR01	76.245	3.928	1.443	726.5	705.0	21.5	0.0149	81	59.6	9.5
CR02	25.773	2.467	0.979	726.0	706.5	19.5	0.0199	83	52.0	8.8
CR03	23.999	2.262	0.969	726.0	706.5	19.5	0.0201	83	52.0	8.8
CR04	6.555	1.245	0.46	726.5	716.5	10.0	0.0217	82	55.8	9.1
CR05	5.643	1.522	0.401	726.0	715.0	11.0	0.0274	82	55.8	9.1
CR06	14.984	2.667	1.139	721.0	701.0	20.0	0.0176	83	52.0	8.8
CR07	14.821	2.137	0.518	723.5	709.0	14.5	0.0280	81	59.6	9.5
CR08	14.938	1.737	0.722	730.0	705.5	24.5	0.0339	81	59.6	9.5
CR09	6.964	1.233	0.472	716.0	699.5	16.5	0.0350	83	52.0	8.8
CR10	11.237	2.506	1.119	703.0	699.5	3.5	0.0031	86	41.3	7.7
CR11	13.148	1.761	0.64	713.5	697.5	16.0	0.0250	81	59.6	9.5
CR12	7.455	2.394	1.116	705.0	702.5	2.5	0.0022	86	41.3	7.7
CR13	3.978	0.825	0.342	712.0	704.5	7.5	0.0219	88	34.6	7.0
CM11	4.124	0.976	0.400			4.00	0.0100	85	44.8	8.1
CM12	5.097	1.084	0.430			4.50	0.0105	85	44.8	8.1
CM13	4.137	0.976	0.400			4.00	0.0100	85	44.8	8.1
CM14	5.213	1.093	0.430			4.50	0.0105	85	44.8	8.1
CM21	4.36	0.987	0.400			4.00	0.0100	85	44.8	8.1
CM22	5.297	1.11	0.430			4.50	0.0105	85	44.8	8.1
CM23	4.248	0.983	0.400			4.00	0.0100	85	44.8	8.1
CM24	5.218	1.095	0.430			4.50	0.0105	85	44.8	8.1
CM31	4.452	1.004	0.400			4.00	0.0100	85	44.8	8.1
CM32	5.837	1.133	0.430			4.50	0.0105	85	44.8	8.1
CM33	4.165	0.991	0.400			4.00	0.0100	85	44.8	8.1
CM34	5.089	1.09	0.430			4.50	0.0105	85	44.8	8.1
CM41	5.039	1.024	0.460			5.00	0.0109	85	44.8	8.1
CM42	5.913	1.358	0.500			5.00	0.0100	85	44.8	8.1
CM43	5.094	1.029	0.460			5.00	0.0109	85	44.8	8.1
CM44	6.018	1.365	0.500			5.00	0.0100	85	44.8	8.1
Total	305.041	(*)								

CN : Número de Curva; S: Almacenamiento, la: Abstracción Inicial

(*): La diferencia de áreas respecto a la situación SIN proyecto, está dada por las subcuencas que no desaguan en el colector Moyano, ó que no se ven afectadas por el proyecto, quedando los mismos resultados.

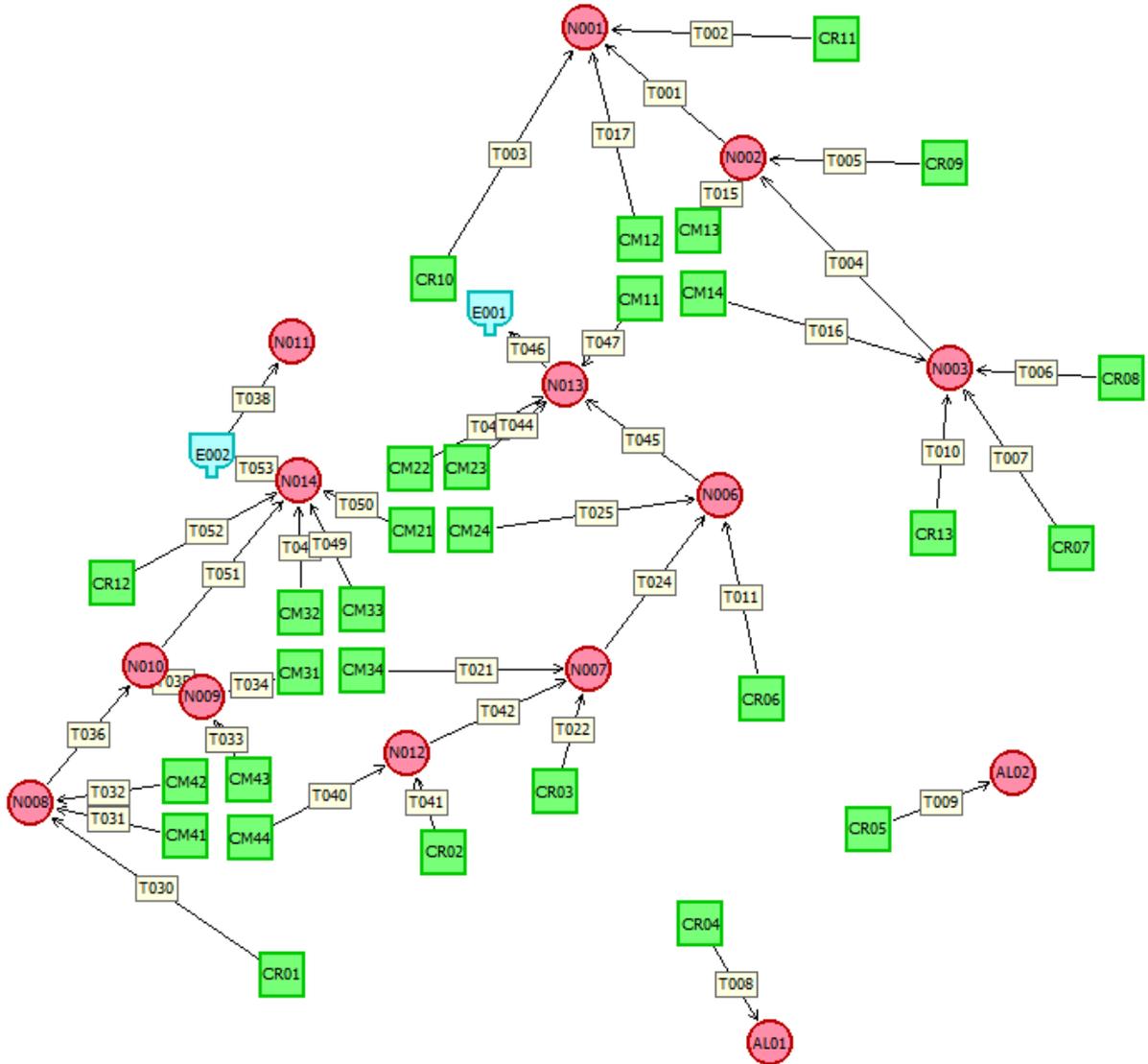


Figura 19: Topología Modelo hidrológico

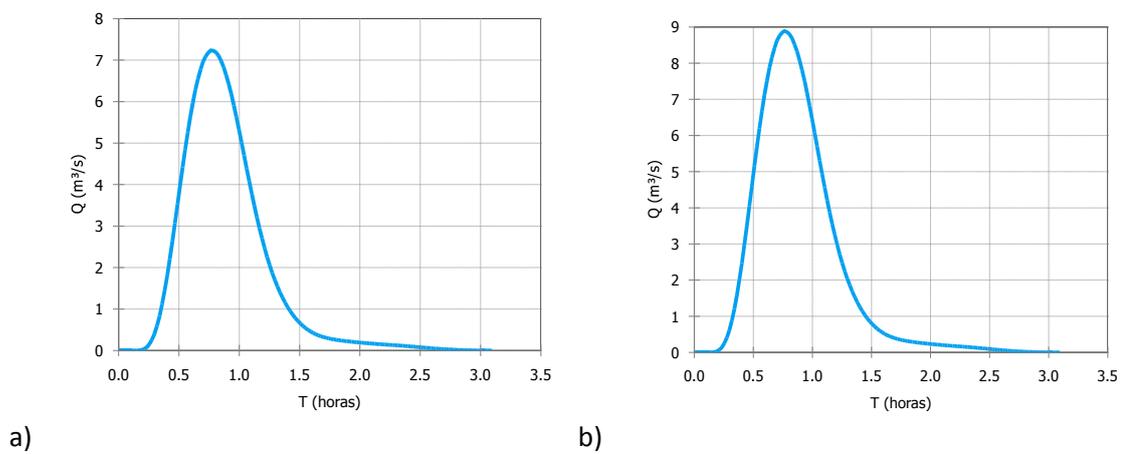
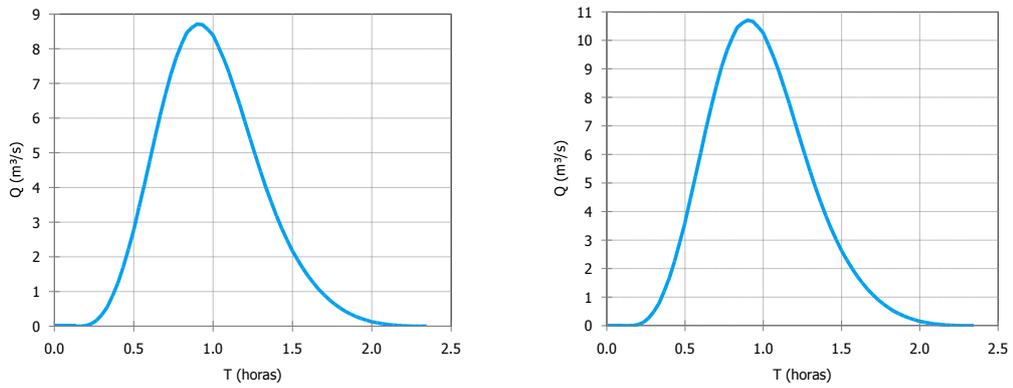
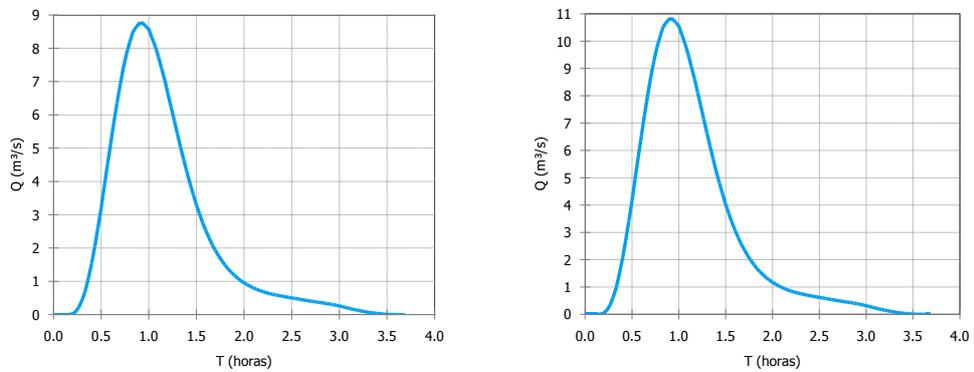


Figura 20: Hidrograma para el nodo N001 a) TR=25 años , b) TR= 50 años



a) b)

Figura 21: Hidrograma para el nodo N013 a) TR=25 años , b) TR= 50 años



a) b)

Figura 22: Hidrograma para el nodo N014 a) TR=25 años , b) TR= 50 años

Caudales de diseño (sit. con Proyecto)

Los caudales obtenidos según el esquema de distribución presentado son los siguientes:

Tabla 9: Resultados obtenidos para TR=25 años (sit. CON PROYECTO)

Subcuenca	Q [m³/s]	Tp [hs]	V [Hm³]	Ppe [mm]	Ppt [mm]
AL01	0.727	0.87	0.002	27.4	64.2
AL02	0.657	0.71	0.002	27.4	64.2
N003	4.172	0.77	0.011	27.7	64.2
N002	4.678	0.76	0.012	28.0	64.2
N001	7.233	0.76	0.021	28.6	64.2
N012	2.881	0.93	0.009	29.1	64.2
N007	5.559	0.93	0.018	29.0	64.2
N006	7.502	0.93	0.024	29.1	64.2
N013	8.712	0.90	0.028	29.4	64.2
E001	8.7/0.5		0.028		
N008	6.323	1.00	0.023	26.8	64.2

N010	7.047	0.97	0.026	27.2	64.2
N014	8.756	0.93	0.033	28.1	64.2
E002	8.7/0.5		0.033		
CR01	5.487	1.00	0.020	26.2	64.2
CR02	2.401	1.00	0.007	28.6	64.2
CR03	2.261	1.00	0.007	28.6	64.2
CR06	1.484	0.97	0.004	28.6	64.2
CR07	1.519	0.76	0.004	25.8	64.2
CR08	1.520	0.76	0.004	26.2	64.2
CR09	0.074	0.70	0.000	28.6	64.2
CR10	0.724	0.90	0.004	32.6	64.2
CR11	1.344	0.77	0.003	26.2	64.2
CR12	0.454	0.90	0.002	32.6	64.2
CR13	0.592	0.80	0.001	35.6	64.2
CM11	0.437	0.73	0.001	31.2	64.2
CM12	0.539	0.77	0.002	31.2	64.2
CM13	0.437	0.73	0.001	31.2	64.2
CM14	0.547	0.77	0.002	31.2	64.2
CM21	0.463	0.77	0.001	31.2	64.2
CM22	0.556	0.77	0.002	31.2	64.2
CM23	0.446	0.73	0.001	31.2	64.2
CM24	0.547	0.77	0.002	31.2	64.2
CM31	0.472	0.73	0.001	31.2	64.2
CM32	0.598	0.77	0.002	31.2	64.2
CM33	0.598	0.73	0.001	31.2	64.2
CM34	0.539	0.77	0.002	31.2	64.2
CM41	0.539	0.73	0.002	31.2	64.2
CM42	0.613	0.77	0.002	31.2	64.2
CM43	0.552	0.73	0.002	31.2	64.2
CM44	0.622	0.77	0.002	31.2	64.2

Tabla 10: Resultados obtenidos para TR=50 años (sit. CON PROYECTO)

Subcuenca	Q [m³/s]	Tp [hs]	V [Hm³]	Ppe [mm]	Ppt [mm]
AL01	0.895	0.87	0.002	34.0	72.9
AL02	0.807	0.71	0.002	34.0	72.9
N003	5.129	0.77	0.013	34.4	72.9
N002	5.746	0.76	0.015	34.8	72.9
N001	8.890	0.76	0.026	35.4	72.9
N012	3.546	0.93	0.011	35.9	72.9
N007	6.841	0.93	0.022	35.9	72.9
N006	9.221	0.93	0.029	36.0	72.9
N013	10.706	0.90	0.034	36.3	72.9
E001	10.7/0.5		0.034		72.9
N008	7.837	1.00	0.029	33.4	72.9
N010	8.732	0.97	0.033	33.9	72.9
N014	10.808	0.90	0.041	34.8	72.9
E002	108/0.5		0.041		72.9

CR01	6.829	1.00	0.025	32.7	72.9
CR02	2.950	1.00	0.009	35.4	72.9
CR03	2.775	1.00	0.008	35.4	72.9
CR06	1.825	0.93	0.005	35.4	72.9
CR07	1.882	0.76	0.005	32.3	72.9
CR08	1.877	0.77	0.005	32.7	72.9
CR09	0.091	0.68	0.000	35.4	72.9
CR10	0.882	0.90	0.004	39.9	72.9
CR11	1.662	0.77	0.004	32.7	72.9
CR12	0.553	0.90	0.003	39.9	72.9
CR13	0.711	0.80	0.002	43.2	72.9
CM11	0.533	0.73	0.002	38.3	72.9
CM12	0.533	0.77	0.002	38.3	72.9
CM13	0.533	0.73	0.002	38.3	72.9
CM14	0.667	0.77	0.002	38.3	72.9
CM21	0.667	0.73	0.002	38.3	72.9
CM22	0.677	0.77	0.002	38.3	72.9
CM23	0.544	0.73	0.002	38.3	72.9
CM24	0.667	0.77	0.002	38.3	72.9
CM31	0.575	0.73	0.002	38.3	72.9
CM32	0.729	0.77	0.002	38.3	72.9
CM33	0.544	0.73	0.002	38.3	72.9
CM34	0.656	0.77	0.002	38.3	72.9
CM41	0.662	0.73	0.002	38.3	72.9
CM42	0.748	0.77	0.002	38.3	72.9
CM43	0.673	0.73	0.002	38.3	72.9
CM44	0.673	0.77	0.002	38.3	72.9

E. ESTUDIOS HIDRAULICOS

Con los resultados hidrológicos se predimensionan las secciones hidráulicas necesarias para el adecuado drenaje de los escurrimientos pluviales.

Se considera como hipótesis para las secciones en tierra, verificar las velocidades máximas no erosivas, siguiendo la siguiente tabla:

Tabla 11: Máxima velocidad permisible recomendada por Fortier y Escoby, correspondiente a valores de fuerza tractiva unitaria

(p/canales rectos y nuevos)

Material	N	Agua limpia		Agua con limos coloidales	
		V (m/s)	τ_o (N/m ²)	V (m/s)	τ_o (N/m ²)
Arenas finas, no coloidales	0.020	0.457	1.29	0.762	3.59
Franco arenosos, no coloidal	0.020	0.533	1.77	0.762	3.59
Tierra firme común	0.020	0.762	3.59	1.070	7.18
Arcilla dura, muy coloidal	0.025	1.140	12.4	1.52	22.0
Grava fina	0.020	0.762	3.59	1.52	15.3
Tierra negra graduada a gravilla (no coloidal)	0.030	1.140	18.2	1.52	31.6
Limos graduados a gravilla (no coloidal)	0.030	1.220	20.6	1.68	38.3
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.220	14.4	1.83	32.1
Piedras y ripio	0.035	1.520	43.6	1.68	52.7

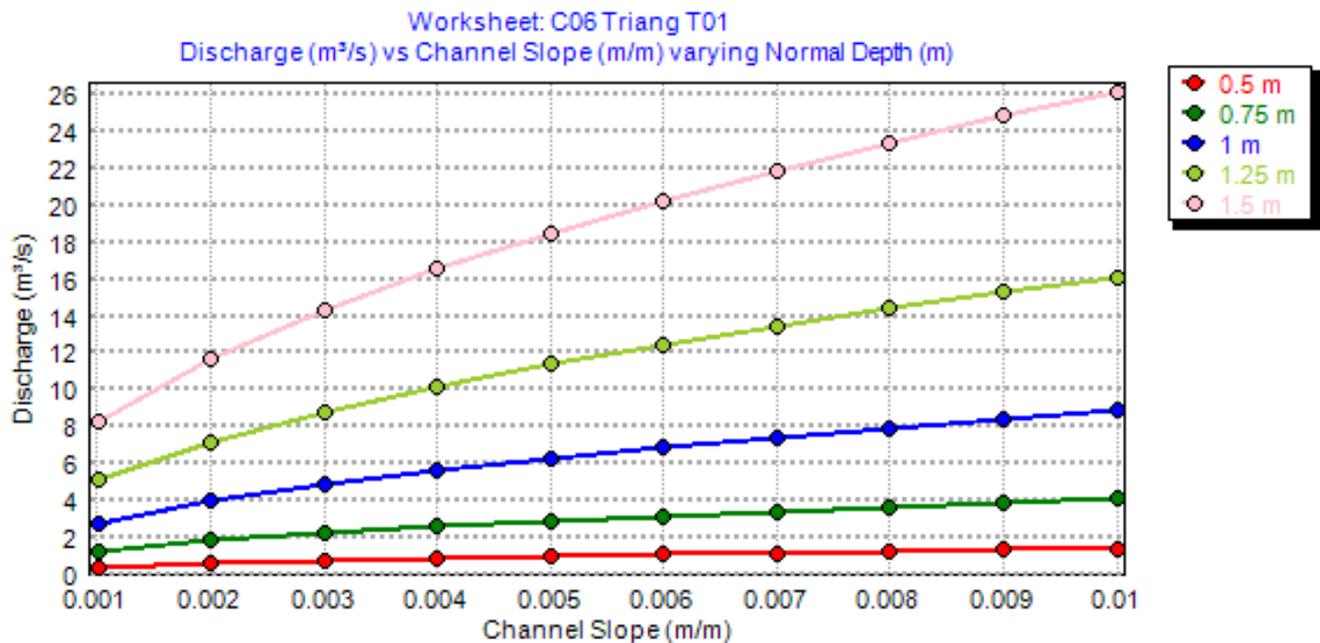
Alternativa 1:

Secciones Triangulares

Tabla 12: Resumen Predimensionamiento hidráulico

Canal	Caudal diseño Qd (m³/s)	Pend. (m/m)	Long. (m)	Coef. Manning	Sección Tipo	Ancho superf (m)	Talud (H:V)	Tirante (m)	Caudal Q (m³/s)	Veloc. (m/s)	Froude
C01	5.847	0.0088	350	0.035	T1	8.76	5:1	0.88	5.85	1.53	0.74
C02	3.546	0.0026	633	0.035	T1	9.10	5:1	0.91	3.55	0.85	0.40
C03	8.756	0.0049	680	0.035	T1	11.40	5:1	1.14	8.76	1.35	0.57
C04	5.559	0.0024	463	0.035	T1	11.00	5:1	1.10	5.61	0.93	0.40
C04(t2)	5.559	0.0170	439	0.035	T1	11.69	5:1	1.17	5.56	0.81	0.34
C05	7.502	0.0052	513	0.035	T1	10.61	5:1	1.06	7.51	1.33	0.58
C06	8.712	0.0100	310	0.035	T1	9.93	5:1	0.99	8.71	1.77	0.80
C06(R1)	8.712	0.0046	195	0.035	R1	11.48	5:1	1.15	8.71	1.32	0.56
C07	1.882	0.0147	210	0.035	T1	5.21	5:1	0.52	1.89	1.39	0.87
C07(t2)	1.882	0.0064	343	0.035	T1	6.09	5:1	0.61	1.89	1.02	0.59
C08	4.173	-0.0065	390	0.035	T1	8.17	5:1	0.82	4.18	1.25	0.63
C09	4.678	0.0149	662	0.035	T1	7.30	5:1	0.73	4.68	1.76	0.93
C10	0.724	0.0021	527	0.035	T1	5.25	5:1	0.52	0.73	0.53	0.33
C10(t2)	0.724	0.0036	590	0.035	T1	4.74	5:1	0.47	0.73	0.65	0.43
C11	7.233	0.0015	650	0.035	T1	13.23	5:1	1.32	7.25	0.83	0.33

Rating Curve for Triang T01

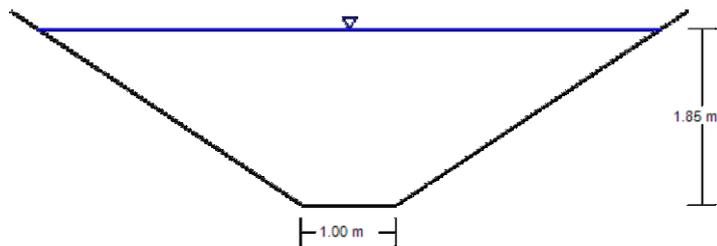


Alternativa 2:

Secciones Trapeciales

Tabla 13: Resumen Predimensionamiento hidráulico

Canal	Caudal diseño Qd (m³/s)	Pend. (m/m)	Long. (m)	Coef. Manning	Sección Tipo	Ancho fondo/ superf (m)	Talud (H:V)	Tirante (m)	Caudal Q (m³/s)	Veloc. (m/s)	Froude
C01	5.847	0.0088	350	0.035	T2	1/4.4	1.5:1	1.13	5.85	1.91	0.73
C02	3.546	0.0026	633	0.035	T2	1/4.58	1.5:1	1.19	3.55	1.07	0.40
C03	8.756	0.0049	680	0.035	T2	1/5.65	1.5:1	1.55	8.76	1.70	0.57
C04	5.559	0.0024	463	0.035	T2	1/5.46	1.5:1	1.49	5.61	1.16	0.40
C04(t2)	5.559	0.0170	439	0.035	T2	1/5.81	1.5:1	1.60	5.56	1.02	0.34
C05	7.502	0.0052	513	0.035	T2	1/5.29	1.5:1	1.43	7.51	1.67	0.58
C06	8.712	0.0100	310	0.035	T2	1/4.96	1.5:1	1.32	8.71	2.22	0.80
C06(R1)	8.712	0.0046	195	0.035	T2	1/5.71	1.5:1	1.57	8.71	1.66	0.55
C07	1.882	0.0147	210	0.035	T2	1/2.75	1.5:1	0.58	1.89	1.73	0.87
C07(t2)	1.882	0.0064	343	0.035	T2	1/3.15	1.5:1	0.72	1.89	1.27	0.59
C08	4.173	-0.0065	390	0.035	T2	1/4.12	1.5:1	1.04	4.18	1.57	0.63
C09	4.678	0.0149	662	0.035	T2	1/3.71	1.5:1	0.90	4.68	2.20	0.93
C10	0.724	0.0021	527	0.035	T2	1/2.76	1.5:1	0.59	0.73	0.66	0.33
C10(t2)	0.724	0.0036	590	0.035	T2	1/2.54	1.5:1	0.51	0.73	0.80	0.43
C11	7.233	0.0015	650	0.035	T2	1/6.54	1.5:1	1.85	7.25	1.04	0.32



Cross Section for T2

Elección de Alternativa

En función de las velocidades admisibles, y considerando el método constructivo, se elige la alternativa 1, consistente en secciones triangulares.

En los casos en que la velocidad se acerca a la máxima recomendable, la sección triangular con taludes tendidos 5:1, posibilita que la erosión se produzca en el fondo y no con erosión lateral, como se produciría con sección trapezoidal o rectangular. Además, las menores profundidades de excavación generan una más rápida ejecución de las secciones en terreno. Es importante mantener las pendientes de diseño.

C01 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

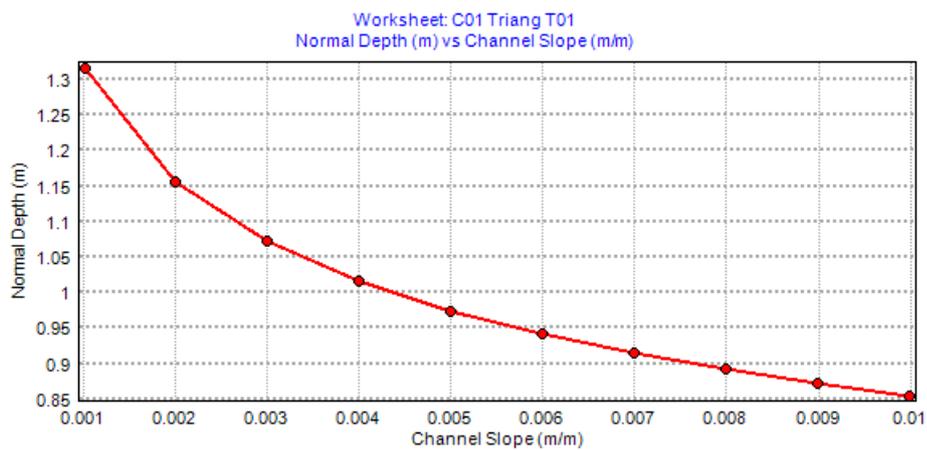
Results		
Normal Depth	0.88	m
Flow Area	3.83	m ²
Wetted Perimeter	8.93	m
Hydraulic Radius	0.43	m
Top Width	8.76	m
Critical Depth	0.77	m
Critical Slope	0.01692	m/m
Velocity	1.53	m/s
Velocity Head	0.12	m
Specific Energy	0.99	m
Froude Number	0.74	
Flow Type	Subcritical	

Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.00880	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	5.85	m ³ /s

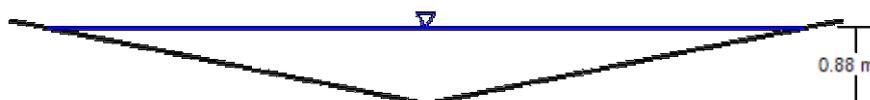
GVF Input Data		
Downstream Depth	0.88	m
Length	350.00	m
Number Of Steps	10	

GVF Output Data		
Upstream Depth	0.88	m
Profile Description	M1	
Profile Headloss	3.08	m
Downstream Velocity	1.51	m/s
Upstream Velocity	1.53	m/s
Normal Depth	0.88	m
Critical Depth	0.77	m
Channel Slope	0.00880	m/m
Critical Slope	0.01692	m/m

Rating Curve for C01 Triang T1



Cross Section for C01 Triang T1



C02 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

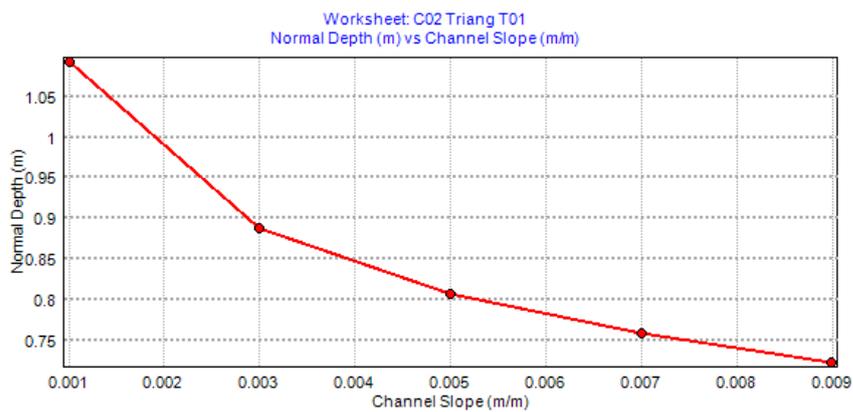
Results		
Normal Depth	0.91	m
Flow Area	4.17	m ²
Wetted Perimeter	9.31	m
Hydraulic Radius	0.45	m
Top Width	9.13	m
Critical Depth	0.63	m
Critical Slope	0.01808	m/m
Velocity	0.85	m/s
Velocity Head	0.04	m
Specific Energy	0.95	m
Froude Number	0.40	
Flow Type	Subcritical	

Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.00260	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	3.55	m ³ /s

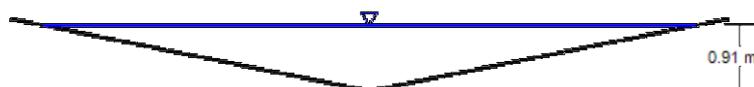
GVF Output Data		
Upstream Depth	0.91	m
Profile Description	M2	
Profile Headloss	1.65	m
Downstream Velocity	0.86	m/s
Upstream Velocity	0.85	m/s
Normal Depth	0.91	m
Critical Depth	0.63	m
Channel Slope	0.00260	m/m
Critical Slope	0.01808	m/m

GVF Input Data		
Downstream Depth	0.91	m
Length	633.00	m
Number Of Steps	20	

Rating Curve for C02 Triang T1



Cross Section for C02 Triang T1



C03 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

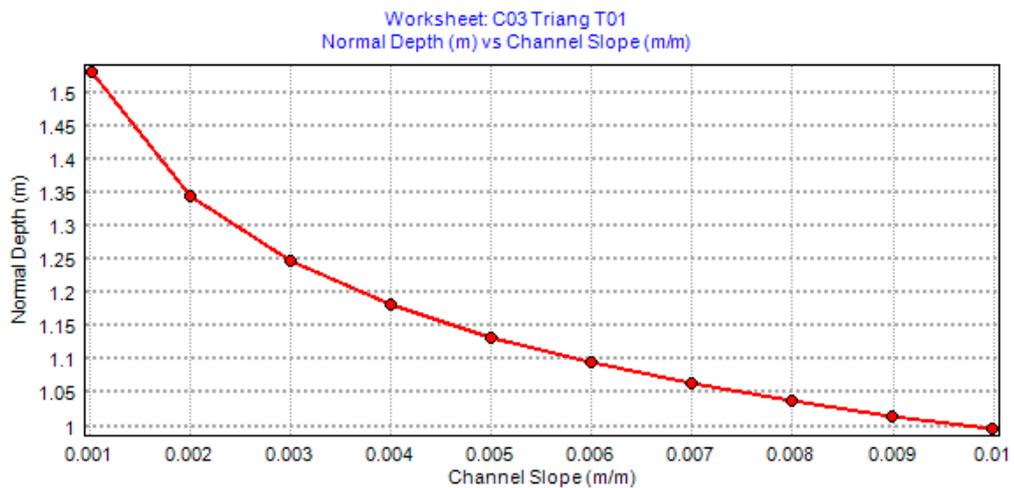
Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.00490	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	8.76	m³/s

Results		
Normal Depth	1.14	m
Flow Area	6.47	m²
Wetted Perimeter	11.60	m
Hydraulic Radius	0.56	m
Top Width	11.37	m
Critical Depth	0.91	m
Critical Slope	0.01603	m/m
Velocity	1.35	m/s
Velocity Head	0.09	m
Specific Energy	1.23	m
Froude Number	0.57	
Flow Type	Subcritical	

GVF Output Data		
Upstream Depth	1.14	m
Profile Description	M1	
Profile Headloss	3.33	m
Downstream Velocity	1.35	m/s
Upstream Velocity	1.35	m/s
Normal Depth	1.14	m
Critical Depth	0.91	m
Channel Slope	0.00490	m/m
Critical Slope	0.01603	m/m

GVF Input Data		
Downstream Depth	1.14	m
Length	680.00	m
Number Of Steps	20	

Rating Curve for C03 Triang T1



Cross Section for C03 Triang T1



C04 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

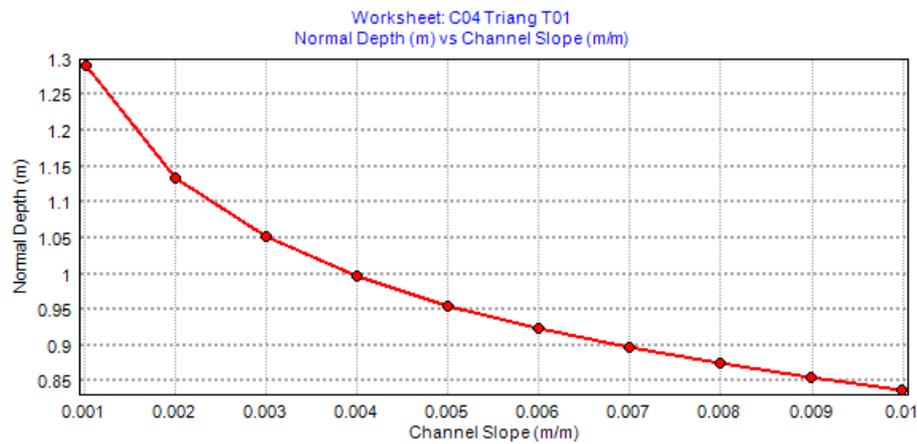
Results		
Normal Depth	1.17	m
Flow Area	6.84	m ²
Wetted Perimeter	11.93	m
Hydraulic Radius	0.57	m
Top Width	11.69	m
Critical Depth	0.76	m
Critical Slope	0.01703	m/m
Velocity	0.81	m/s
Velocity Head	0.03	m
Specific Energy	1.20	m
Froude Number	0.34	
Flow Type	Subcritical	

Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.00170	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	5.56	m ³ /s

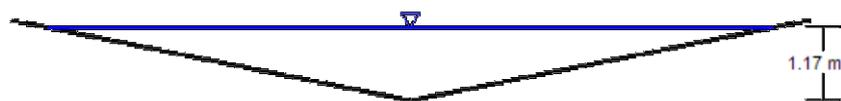
GVF Output Data		
Upstream Depth	1.17	m
Profile Description	M1	
Profile Headloss	0.79	m
Downstream Velocity	0.81	m/s
Upstream Velocity	0.81	m/s
Normal Depth	1.17	m
Critical Depth	0.76	m
Channel Slope	0.00170	m/m
Critical Slope	0.01703	m/m

GVF Input Data		
Downstream Depth	1.17	m
Length	463.00	m
Number Of Steps	20	

Rating Curve for C04 Triang T1



Cross Section for C04 Triang T01



C05 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

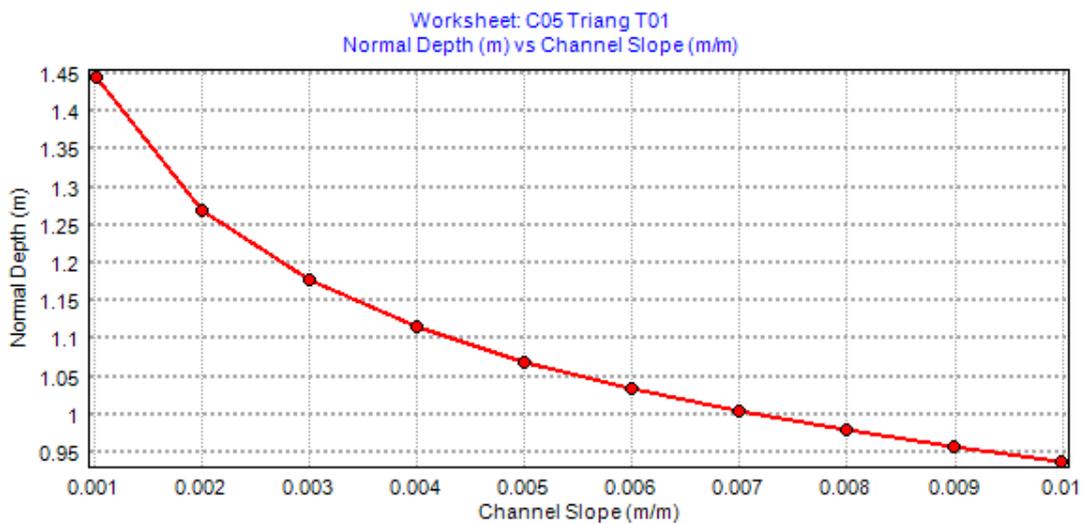
Results		
Normal Depth	1.06	m
Flow Area	5.63	m ²
Wetted Perimeter	10.83	m
Hydraulic Radius	0.52	m
Top Width	10.61	m
Critical Depth	0.86	m
Critical Slope	0.01636	m/m
Velocity	1.33	m/s
Velocity Head	0.09	m
Specific Energy	1.15	m
Froude Number	0.58	
Flow Type	Subcritical	

Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.00520	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	7.51	m ³ /s

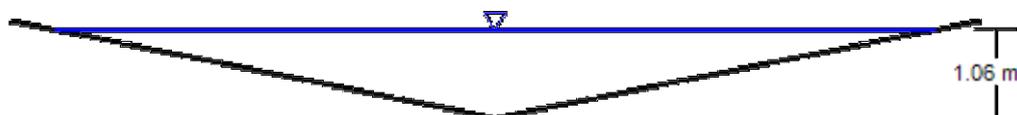
GVF Output Data		
Upstream Depth	1.06	m
Profile Description	M2	
Profile Headloss	2.67	m
Downstream Velocity	1.34	m/s
Upstream Velocity	1.33	m/s
Normal Depth	1.06	m
Critical Depth	0.86	m
Channel Slope	0.00520	m/m
Critical Slope	0.01636	m/m

GVF Input Data		
Downstream Depth	1.06	m
Length	513.00	m
Number Of Steps	10	

Rating Curve for C05 Triang T1



Cross Section for C05 Triang T1



C06 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

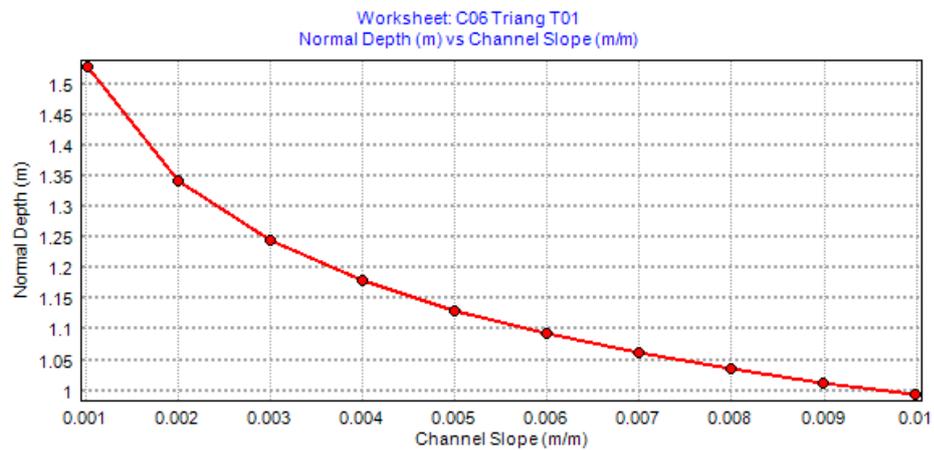
Results		
Normal Depth	0.99	m
Flow Area	4.93	m ²
Wetted Perimeter	10.12	m
Hydraulic Radius	0.49	m
Top Width	9.93	m
Critical Depth	0.91	m
Critical Slope	0.01604	m/m
Velocity	1.77	m/s
Velocity Head	0.16	m
Specific Energy	1.15	m
Froude Number	0.80	
Flow Type	Subcritical	

Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.01000	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	8.71	m ³ /s

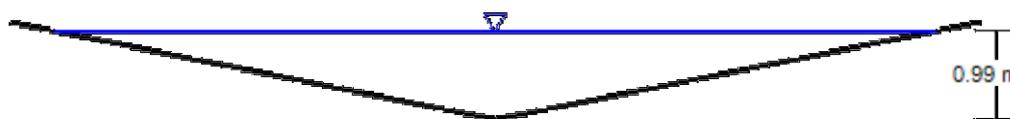
GVF Input Data		
Downstream Depth	0.99	m
Length	310.00	m
Number Of Steps	20	

GVF Output Data		
Upstream Depth	0.99	m
Profile Description	M2	
Profile Headloss	3.10	m
Downstream Velocity	1.78	m/s
Upstream Velocity	1.77	m/s
Normal Depth	0.99	m
Critical Depth	0.91	m
Channel Slope	0.01000	m/m
Critical Slope	0.01604	m/m

Rating Curve for C06 Triang T1



Cross Section for C06 Triang T1



C07 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

Results		
Normal Depth	0.52	m
Flow Area	1.36	m ²
Wetted Perimeter	5.31	m
Hydraulic Radius	0.26	m
Top Width	5.21	m
Critical Depth	0.49	m
Critical Slope	0.01967	m/m
Velocity	1.39	m/s
Velocity Head	0.10	m
Specific Energy	0.62	m
Froude Number	0.87	
Flow Type	Subcritical	

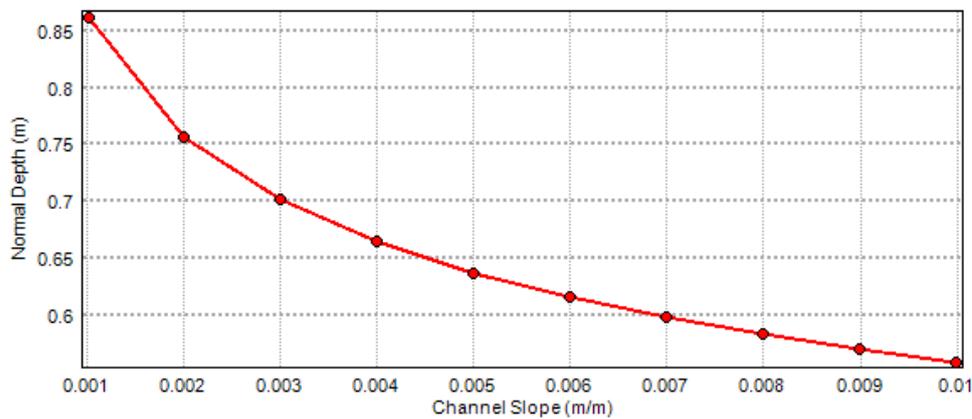
Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.01470	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	1.89	m ³ /s

GVF Input Data		
Downstream Depth	0.52	m
Length	343.00	m
Number Of Steps	20	

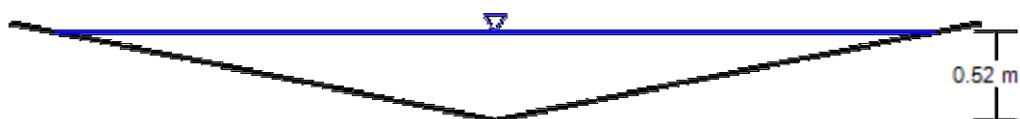
GVF Output Data		
Upstream Depth	0.52	m
Profile Description	M2	
Profile Headloss	5.04	m
Downstream Velocity	1.40	m/s
Upstream Velocity	1.39	m/s
Normal Depth	0.52	m
Critical Depth	0.49	m
Channel Slope	0.01470	m/m
Critical Slope	0.01967	m/m

Rating Curve for C07 Triang T1

Worksheet: C07 Triang T01
Normal Depth (m) vs Channel Slope (m/m)



Cross Section for C07 Triang T1



C08 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

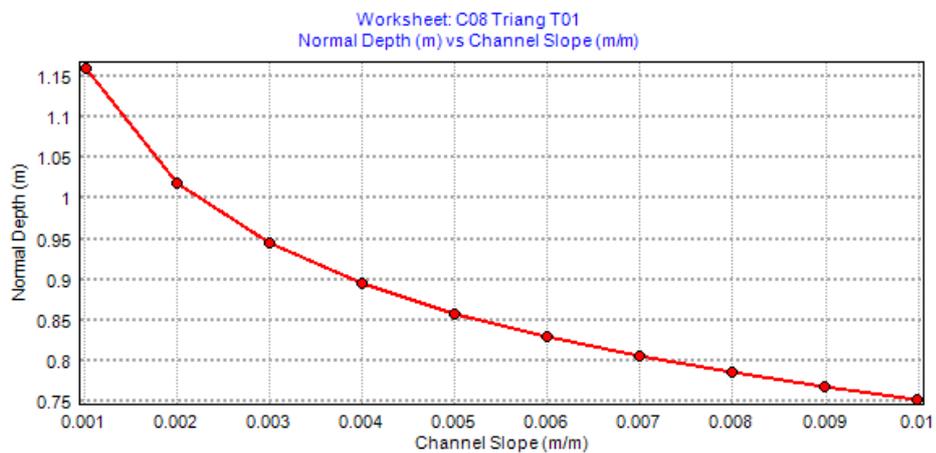
Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.00650	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	4.18	m ³ /s

GVF Output Data		
Upstream Depth	0.82	m
Profile Description	M1	
Profile Headloss	2.53	m
Downstream Velocity	1.24	m/s
Upstream Velocity	1.25	m/s
Normal Depth	0.82	m
Critical Depth	0.68	m
Channel Slope	0.00650	m/m
Critical Slope	0.01769	m/m

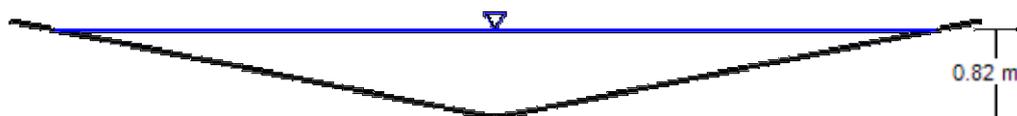
Results		
Normal Depth	0.82	m
Flow Area	3.34	m ²
Wetted Perimeter	8.33	m
Hydraulic Radius	0.40	m
Top Width	8.17	m
Critical Depth	0.68	m
Critical Slope	0.01769	m/m
Velocity	1.25	m/s
Velocity Head	0.08	m
Specific Energy	0.90	m
Froude Number	0.63	
Flow Type	Subcritical	

GVF Input Data		
Downstream Depth	0.82	m
Length	390.00	m
Number Of Steps	20	

Rating Curve for C08 Triang T1



Cross Section for C08 Triang T01



C09 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

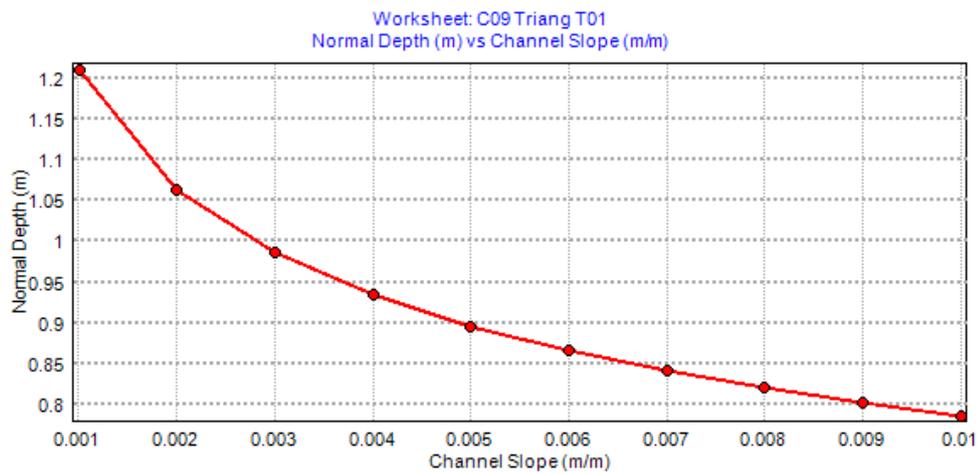
Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.01490	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	4.68	m ³ /s

GVF Output Data		
Upstream Depth	0.73	m
Profile Description	M1	
Profile Headloss	9.86	m
Downstream Velocity	1.76	m/s
Upstream Velocity	1.76	m/s
Normal Depth	0.73	m
Critical Depth	0.71	m
Channel Slope	0.01490	m/m
Critical Slope	0.01743	m/m

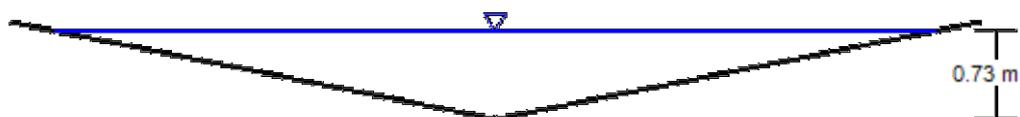
Results		
Normal Depth	0.73	m
Flow Area	2.66	m ²
Wetted Perimeter	7.44	m
Hydraulic Radius	0.36	m
Top Width	7.30	m
Critical Depth	0.71	m
Critical Slope	0.01743	m/m
Velocity	1.76	m/s
Velocity Head	0.16	m
Specific Energy	0.89	m
Froude Number	0.93	
Flow Type	Subcritical	

GVF Input Data		
Downstream Depth	0.73	m
Length	662.00	m
Number Of Steps	30	

Rating Curve for C09 Triang T1



Cross Section for C09 Triang T1



C10 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

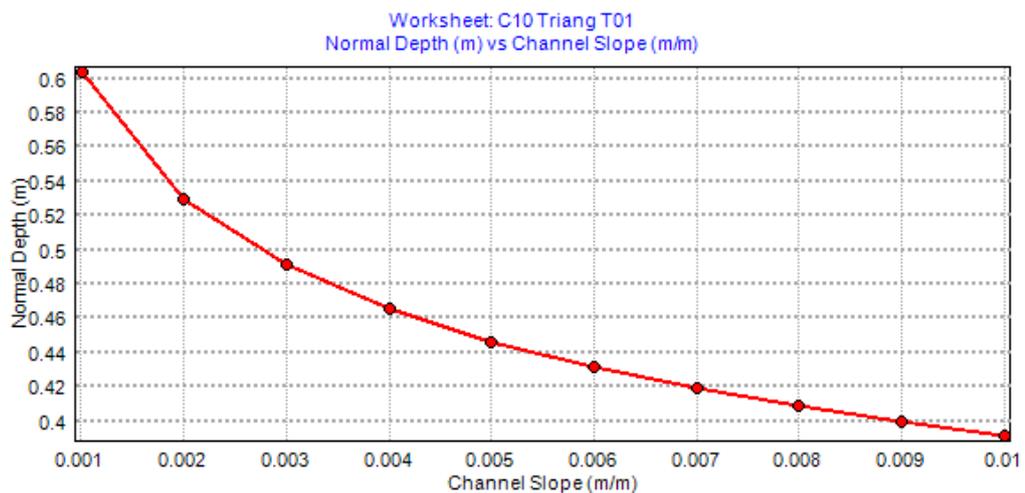
Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.00210	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	0.73	m ³ /s

GVF Output Data		
Upstream Depth	0.52	m
Profile Description	M2	
Profile Headloss	1.11	m
Downstream Velocity	0.54	m/s
Upstream Velocity	0.53	m/s
Normal Depth	0.52	m
Critical Depth	0.34	m
Channel Slope	0.00210	m/m
Critical Slope	0.02233	m/m

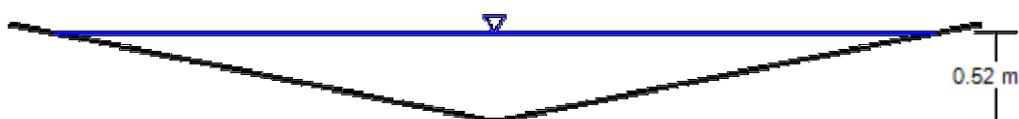
Results		
Normal Depth	0.52	m
Flow Area	1.38	m ²
Wetted Perimeter	5.35	m
Hydraulic Radius	0.26	m
Top Width	5.25	m
Critical Depth	0.34	m
Critical Slope	0.02233	m/m
Velocity	0.53	m/s
Velocity Head	0.01	m
Specific Energy	0.54	m
Froude Number	0.33	
Flow Type	Subcritical	

GVF Input Data		
Downstream Depth	0.52	m
Length	527.00	m
Number Of Steps	20	

Rating Curve for C10 Triang T1



Cross Section for C10 Triang T01



C11 Triang T1

Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	

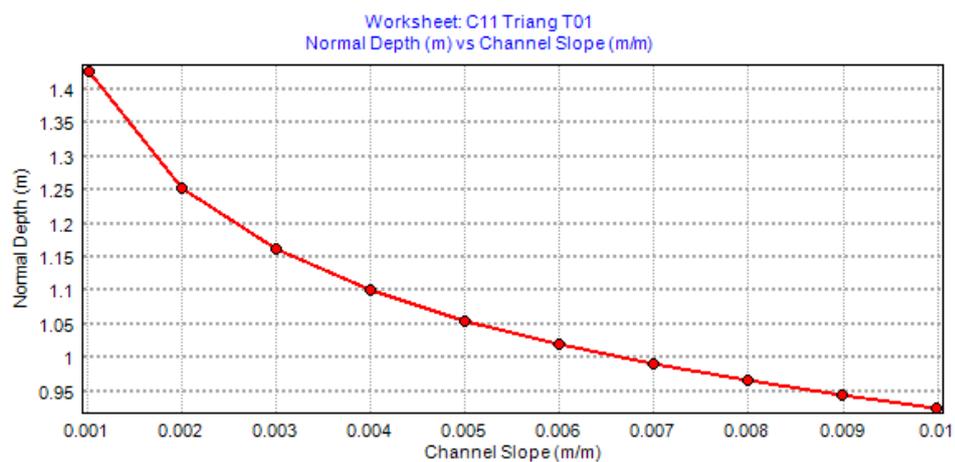
Results		
Normal Depth	1.32	m
Flow Area	8.75	m ²
Wetted Perimeter	13.49	m
Hydraulic Radius	0.65	m
Top Width	13.23	m
Critical Depth	0.84	m
Critical Slope	0.01644	m/m
Velocity	0.83	m/s
Velocity Head	0.04	m
Specific Energy	1.36	m
Froude Number	0.33	
Flow Type	Subcritical	

Input Data		
Roughness Coefficient	0.035	
Channel Slope	0.00150	m/m
Left Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Right Side Slope	5.00	m/m (H:V)
Discharge	7.25	m ³ /s

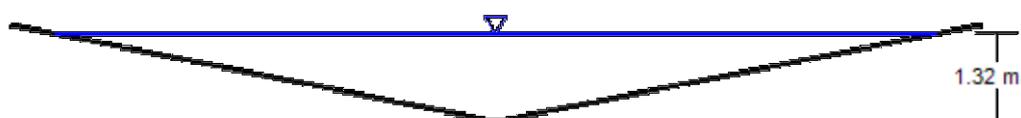
GVF Output Data		
Upstream Depth	1.32	m
Profile Description	M2	
Profile Headloss	0.98	m
Downstream Velocity	0.83	m/s
Upstream Velocity	0.83	m/s
Normal Depth	1.32	m
Critical Depth	0.84	m
Channel Slope	0.00150	m/m
Critical Slope	0.01644	m/m

GVF Input Data		
Downstream Depth	1.32	m
Length	650.00	m
Number Of Steps	30	

Rating Curve for C11 Triang T1



Cross Section for C11 Triang T1



Alcantarillas

Se analizan tres cruces, y se indican en tablas siguientes los resultados obtenidos por modelación hidráulica.

Alternativa 1:

Secciones Caños de Hormigón precomprimido D=600 mm y D=850 mm

Tabla 14: Resultados hidráulicos Alcantarilla ALC 01

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.10	0.10	717.66	0.14	0.20	0-M1t	0.14	0.14	0.18	0.18	0.73	0.65
0.21	0.21	717.76	0.22	0.30	0-M1t	0.20	0.20	0.23	0.23	1.04	0.78
0.32	0.32	717.83	0.28	0.37	0-M1t	0.26	0.26	0.27	0.27	1.29	0.87
0.43	0.43	717.90	0.35	0.44	0-M2t	0.31	0.30	0.30	0.30	1.50	0.94
0.54	0.54	717.96	0.40	0.50	0-M2c	0.35	0.34	0.34	0.33	1.65	0.99
0.65	0.65	718.02	0.46	0.56	0-M2c	0.40	0.37	0.37	0.35	1.76	1.04
0.73	0.73	718.06	0.50	0.60	0-M2c	0.44	0.39	0.40	0.37	1.85	1.07
0.87	0.87	718.15	0.56	0.69	0-M2c	0.53	0.43	0.43	0.39	1.99	1.12
0.98	0.98	718.22	0.61	0.76	0-M2c	0.60	0.46	0.46	0.41	2.11	1.15
1.09	1.09	718.32	0.65	0.86	2-M2c	0.60	0.48	0.48	0.43	2.24	1.18
1.20	1.20	718.44	0.70	0.98	2-M2c	0.60	0.50	0.50	0.45	2.37	1.21

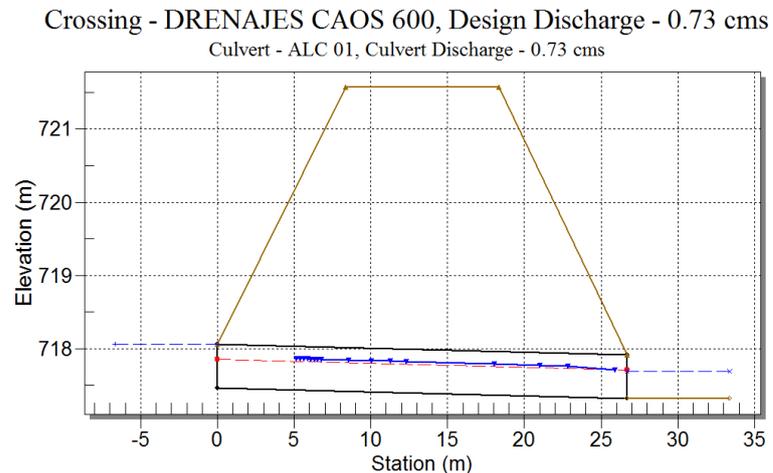


Figura 23: Sección Alcantarilla ALC01

Crossing: DRENAJES CAOS 600

Front View (Not to scale)

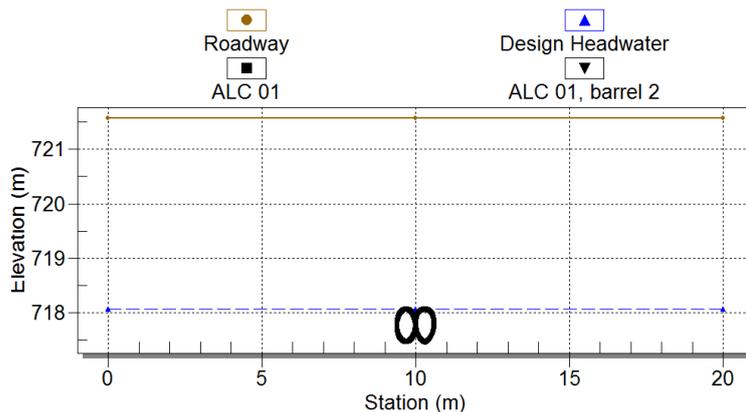


Figura 24: Sección Alcantarilla ALC01

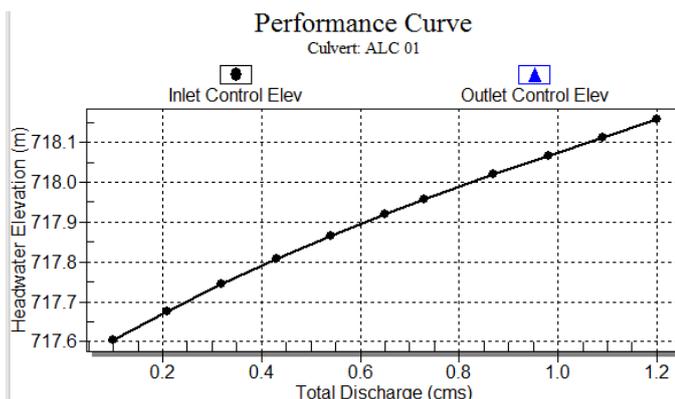


Figura 25: Curva de eficiencia hidráulica

Tabla 15: Resultados hidráulicos Alcantarilla ALC 02

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.10	0.10	714.67	0.14	0.0*	0-S2n	0.12	0.14	0.12	0.18	1.23	0.65
0.21	0.21	714.74	0.21	0.0*	0-S2n	0.18	0.20	0.18	0.23	1.52	0.78
0.32	0.32	714.81	0.28	0.0*	0-S2n	0.22	0.26	0.22	0.27	1.71	0.87
0.43	0.43	714.87	0.34	0.0*	0-S2n	0.26	0.30	0.26	0.30	1.86	0.94
0.54	0.54	714.93	0.40	0.0*	0-S2n	0.29	0.34	0.29	0.33	1.96	0.99
0.65	0.65	714.99	0.46	0.0*	0-S2n	0.33	0.37	0.33	0.35	2.05	1.04
0.76	0.76	715.04	0.51	0.0*	0-S2n	0.36	0.40	0.36	0.38	2.13	1.08
0.87	0.87	715.09	0.56	0.19	0-S2n	0.40	0.43	0.40	0.39	2.19	1.12
0.98	0.98	715.13	0.60	0.21	1-S2n	0.44	0.46	0.44	0.41	2.23	1.15
1.09	1.09	715.18	0.65	0.23	1-S2n	0.48	0.48	0.48	0.43	2.26	1.18
1.20	1.20	715.38	0.69	0.85	0-M2c	0.60	0.50	0.50	0.45	2.37	1.21

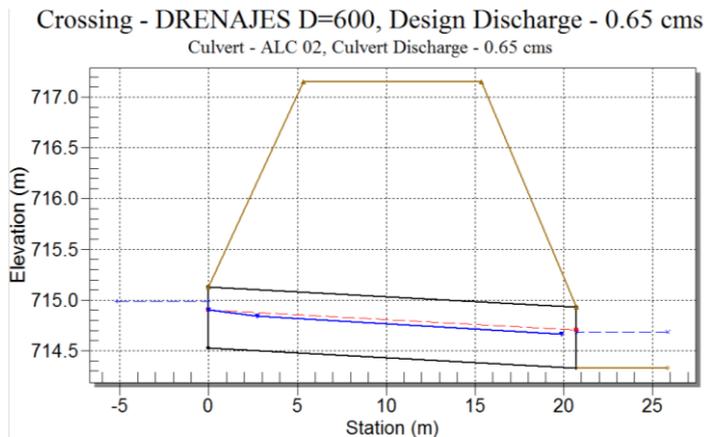


Figura 26: Sección Alcantarilla ALC02

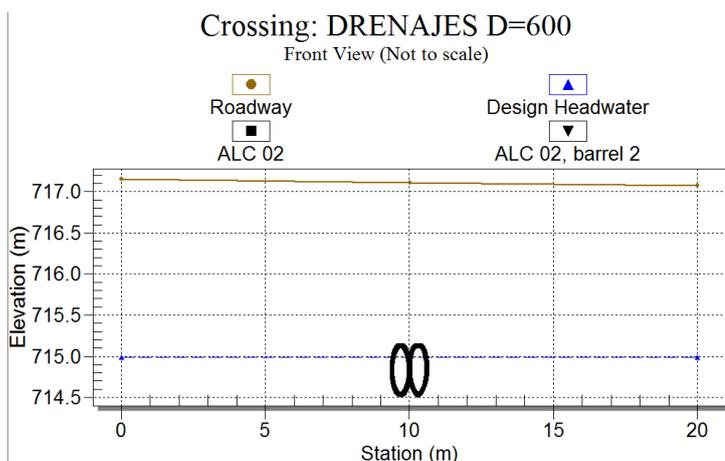


Figura 27: Sección Alcantarilla ALC02

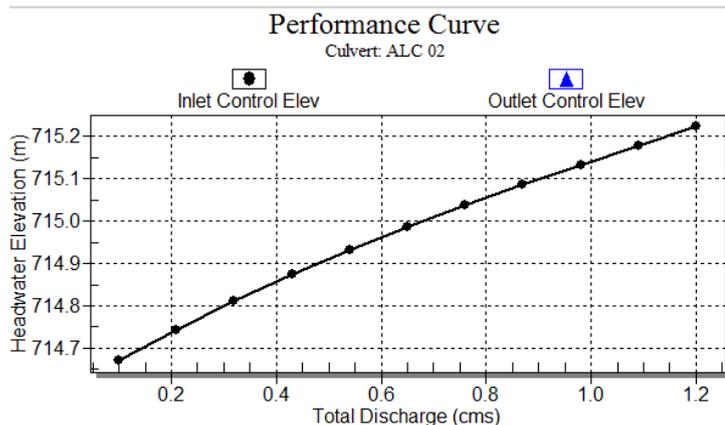


Figura 28: Curva de eficiencia hidráulica

Tabla 16: Resultados hidráulicos Alcantarilla ALC 03

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.10	0.10	708.98	0.15	0.18	0-M1t	0.12	0.12	0.18	0.18	0.59	0.65
0.25	0.25	709.09	0.21	0.29	0-M1t	0.20	0.20	0.25	0.25	0.91	0.82
0.40	0.40	709.17	0.28	0.37	0-M1t	0.26	0.26	0.30	0.30	1.14	0.92
0.55	0.55	709.24	0.35	0.44	0-M1t	0.31	0.30	0.33	0.33	1.34	0.99
0.70	0.70	709.30	0.41	0.50	0-M1t	0.35	0.35	0.36	0.36	1.51	1.06

0.85	0.85	709.36	0.47	0.56	0-M2t	0.39	0.38	0.39	0.39	1.66	1.11	
1.00	1.00	709.41	0.52	0.61	0-M2c	0.43	0.42	0.42	0.42	1.79	1.16	
1.15	1.15	709.47	0.58	0.67	0-M2c	0.47	0.45	0.45	0.44	1.88	1.20	
1.30	1.30	709.51	0.62	0.71	0-M2c	0.51	0.48	0.48	0.46	1.96	1.23	
1.45	1.44	709.56	0.67	0.76	0-M2c	0.55	0.51	0.51	0.48	2.04	1.27	
1.48	1.47	709.57	0.68	0.77	0-M2c	0.56	0.51	0.51	0.48	2.06	1.27	

Crossing: DRENAJES D=850

Front View (Not to scale)

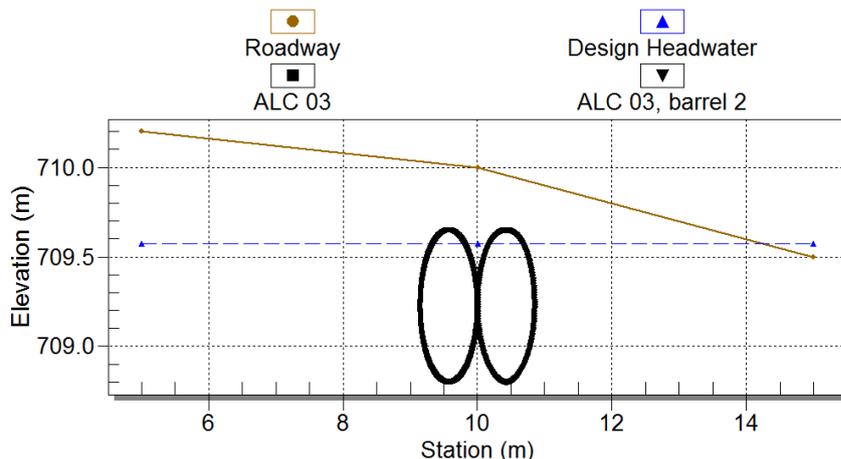


Figura 29: Alcantarilla ALC03

Crossing - DRENAJES D=850, Design Discharge - 1.48 cms

Culvert - ALC 03, Culvert Discharge - 1.47 cms

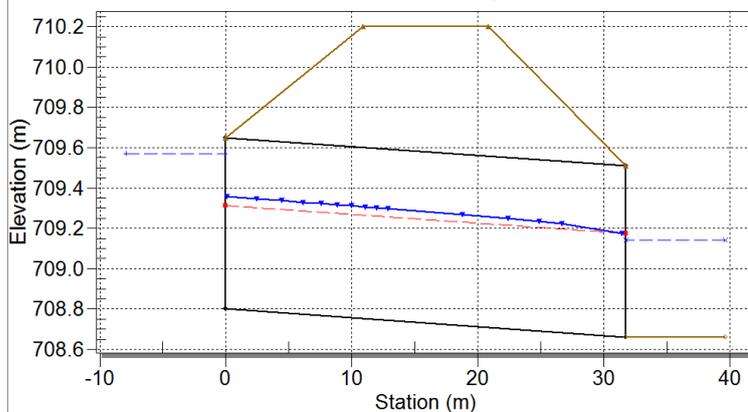


Figura 30: Sección Alcantarilla ALC03

Total Rating Curve (Performance)

Crossing: DRENAJES D=850

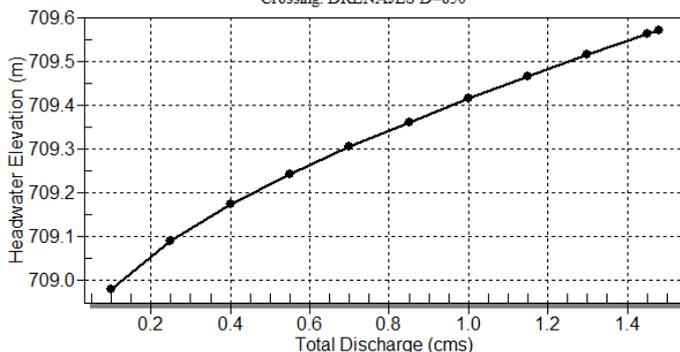


Figura 31: Curva de eficiencia hidráulica

Alternativa 2:

Secciones Rectangulares de Hormigón Armado

Tabla 17: Resultados hidráulicos Alcantarilla ALC 01

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.10	0.10	717.59	0.13	0.0*	0-S2n	0.06	0.08	0.06	0.18	1.03	0.65
0.21	0.21	717.68	0.22	0.0*	0-S2n	0.11	0.13	0.11	0.23	1.33	0.78
0.32	0.32	717.74	0.28	0.0*	0-S2n	0.14	0.17	0.14	0.27	1.53	0.87
0.43	0.43	717.80	0.34	0.0*	0-S2n	0.17	0.20	0.17	0.30	1.72	0.94
0.54	0.54	717.86	0.40	0.0*	0-S2n	0.19	0.24	0.19	0.33	1.86	0.99
0.65	0.65	717.91	0.45	0.0*	0-S2n	0.22	0.27	0.22	0.35	1.98	1.04
0.73	0.73	717.95	0.49	0.0*	0-S2n	0.24	0.29	0.24	0.37	2.06	1.07
0.87	0.87	718.01	0.55	0.0*	1-S2n	0.27	0.33	0.27	0.39	2.18	1.12
0.98	0.98	718.07	0.61	0.0*	1-S2n	0.29	0.35	0.29	0.41	2.27	1.15
1.09	1.09	718.13	0.67	0.0*	1-S2n	0.31	0.38	0.31	0.43	2.35	1.18
1.20	1.20	718.19	0.73	0.0*	1-S2n	0.33	0.40	0.33	0.45	2.42	1.21

Crossing - DRENAJES ALC RECT H°A°, Design Discharge - 0.73 cms
Culvert - ALC 01, Culvert Discharge - 0.73 cms

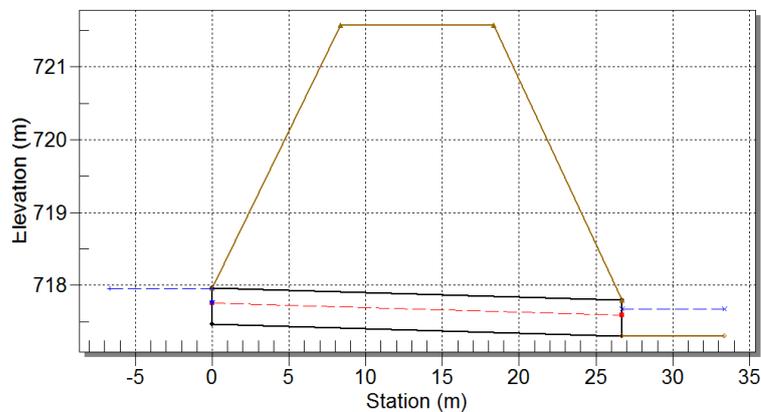


Figura 32: Sección Alcantarilla ALC01

Crossing: DRENAJES ALC RECT H⁰A⁰

Front View (Not to scale)

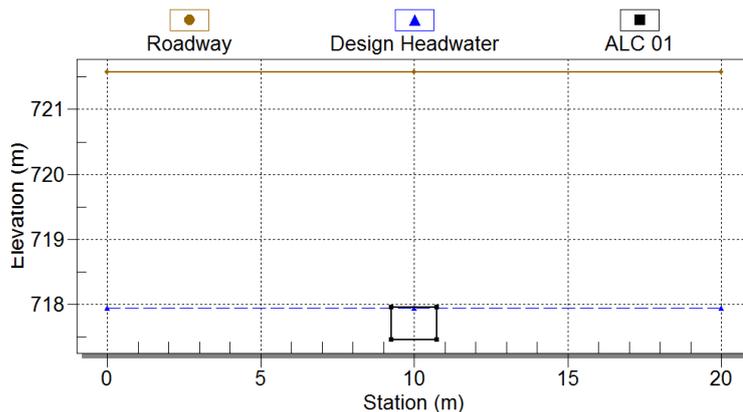


Figura 33: Sección Alcantarilla ALC01

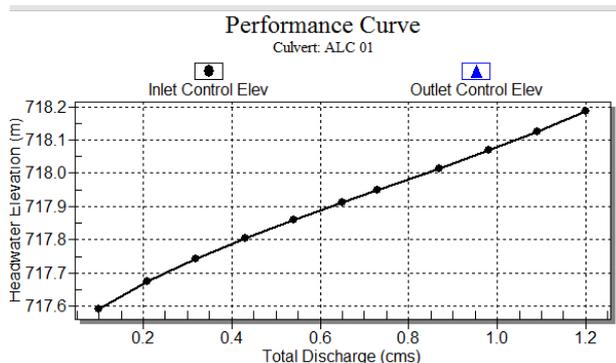


Figura 34: Curva de eficiencia hidráulica

Tabla 18: Resultados hidráulicos Alcantarilla ALC 02

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.30	0.30	714.80	0.27	0.0*	0-S2n	0.11	0.16	0.11	0.26	1.75	0.85
0.37	0.37	714.84	0.31	0.0*	0-S2n	0.13	0.18	0.13	0.29	1.91	0.90
0.44	0.44	714.88	0.35	0.0*	0-S2n	0.15	0.21	0.15	0.31	2.02	0.94
0.51	0.51	714.91	0.38	0.0*	0-S2n	0.16	0.23	0.16	0.32	2.12	0.98
0.58	0.58	714.95	0.42	0.0*	0-S2n	0.17	0.25	0.17	0.34	2.21	1.01
0.65	0.65	714.98	0.45	0.0*	0-S2n	0.19	0.27	0.19	0.35	2.32	1.04
0.72	0.72	715.01	0.48	0.0*	0-S2n	0.20	0.29	0.20	0.37	2.40	1.06
0.79	0.79	715.05	0.52	0.0*	1-S2n	0.21	0.31	0.21	0.38	2.47	1.09
0.86	0.86	715.08	0.55	0.0*	1-S2n	0.22	0.32	0.23	0.39	2.55	1.11
0.93	0.93	715.11	0.58	0.0*	1-S2n	0.24	0.34	0.24	0.40	2.62	1.13
1.00	1.00	715.15	0.62	0.0*	1-S2n	0.25	0.36	0.25	0.42	2.68	1.16

Crossing - DRENAJES ALC. REC. H⁰A⁰, Design Discharge - 0.65 cms
Culvert - ALC 02, Culvert Discharge - 0.65 cms

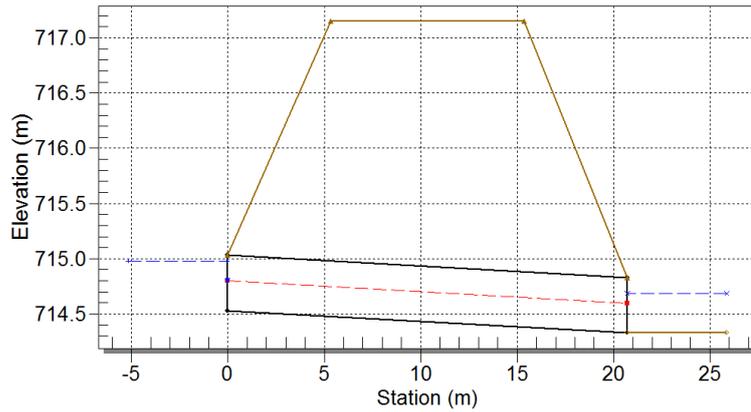


Figura 35: Sección Alcantarilla ALC02

Crossing: DRENAJES ALC. REC. H⁰A⁰
Front View (Not to scale)

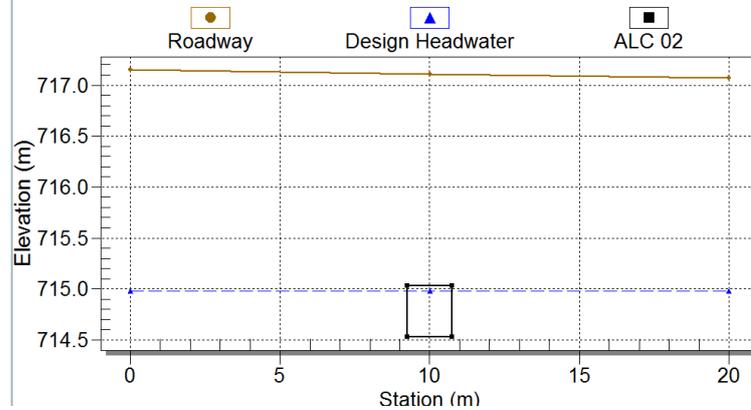


Figura 36: Sección Alcantarilla ALC02

Performance Curve

Culvert: ALC 02

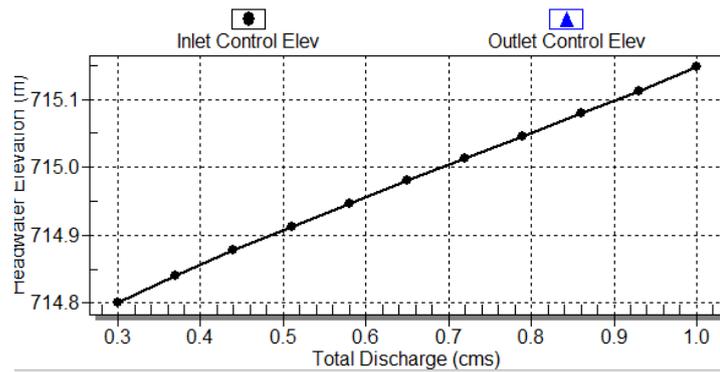


Figura 37: Curva de eficiencia hidráulica

Tabla 19: Resultados hidráulicos Alcantarilla ALC 03

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.3	0.3	714.8	0.3	0.3	Subcritical	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
0.4	0.4	714.85	0.4	0.4	Subcritical	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
0.5	0.5	714.9	0.5	0.5	Subcritical	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
0.6	0.6	714.95	0.6	0.6	Subcritical	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
0.7	0.7	715.0	0.7	0.7	Subcritical	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
0.8	0.8	715.05	0.8	0.8	Subcritical	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
0.9	0.9	715.1	0.9	0.9	Subcritical	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
1.0	1.0	715.15	1.0	1.0	Subcritical	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

0.10	0.10	708.91	0.11	0.0*	0-S2n	0.06	0.06	0.06	0.18	0.83	0.65
0.25	0.25	709.00	0.20	0.0*	0-S2n	0.11	0.12	0.11	0.25	1.13	0.82
0.40	0.40	709.07	0.27	0.0*	0-S2n	0.15	0.16	0.15	0.30	1.32	0.92
0.55	0.55	709.13	0.33	0.0*	0-S2n	0.19	0.20	0.19	0.33	1.46	0.99
0.70	0.70	709.19	0.39	0.0*	0-S2n	0.22	0.23	0.22	0.36	1.59	1.06
0.85	0.85	709.25	0.45	0.32	0-S1t	0.25	0.26	0.39	0.39	1.09	1.11
1.00	1.00	709.30	0.50	0.0*	0-S2n	0.28	0.29	0.28	0.42	1.77	1.16
1.15	1.15	709.35	0.55	0.0*	1-S2n	0.31	0.32	0.31	0.44	1.85	1.20
1.30	1.30	709.41	0.61	0.0*	1-S2n	0.34	0.35	0.35	0.46	1.85	1.23
1.45	1.45	709.46	0.66	0.0*	1-S2n	0.37	0.38	0.38	0.48	1.92	1.27
1.48	1.48	709.48	0.68	0.0*	1-S2n	0.37	0.38	0.38	0.48	1.93	1.27

Crossing - DRENAJES ALC. RECT. H°A°, Design Discharge - 1.48 cms
Culvert - ALC 03, Culvert Discharge - 1.48 cms

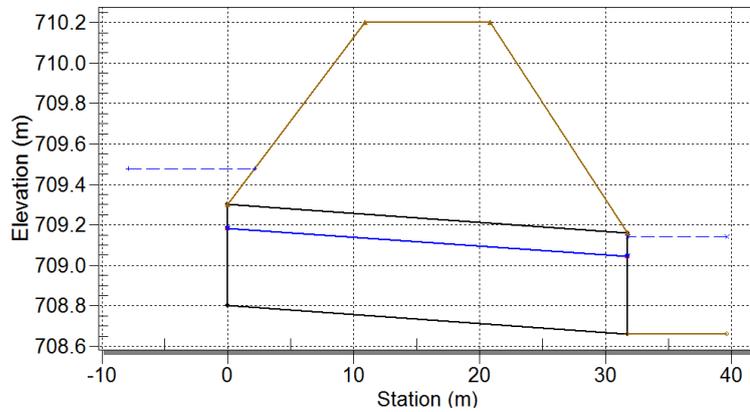


Figura 38: Sección Alcantarilla ALC03

Crossing: DRENAJES ALC. RECT. H°A°
Front View (Not to scale)

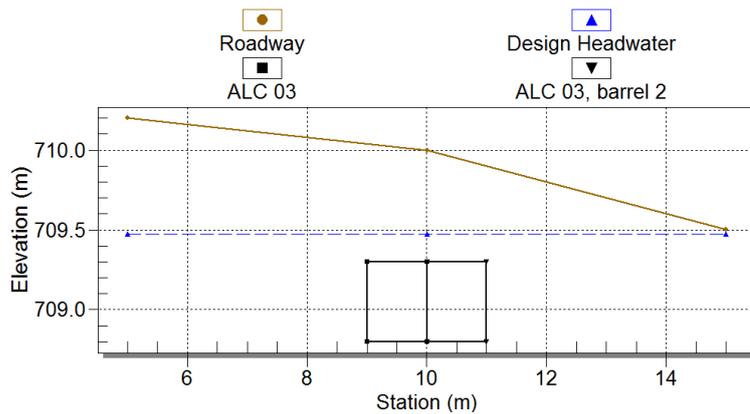


Figura 39: Sección Alcantarilla ALC03

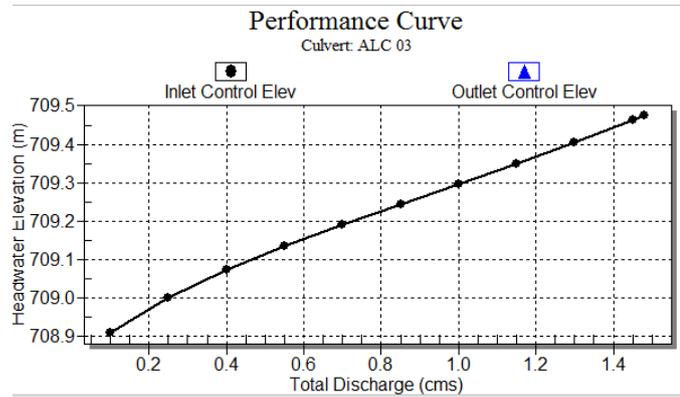
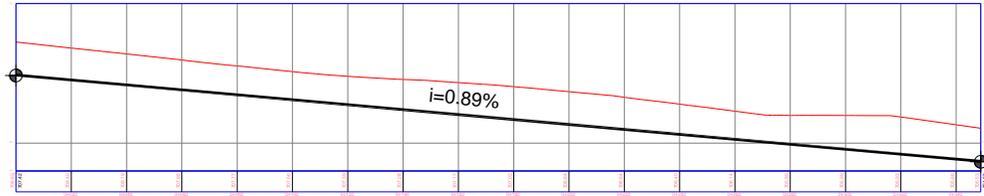


Figura 40: Curva de eficiencia hidráulica

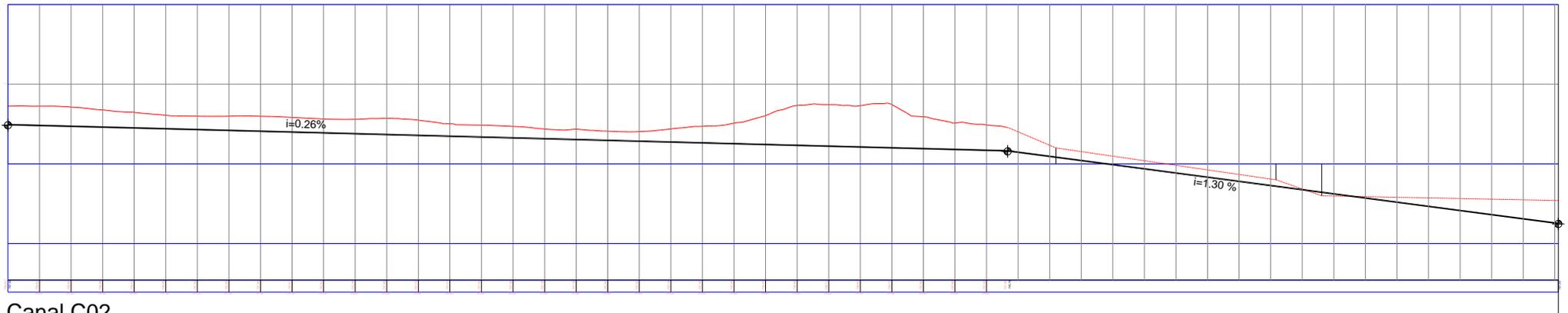
Elección de Alternativa para alcantarillas

Debido a criterios económicos, se opta por la alternativa 1, consistente en el uso de caños de hormigón precomprimido de 600 y 850 mm de diámetro.

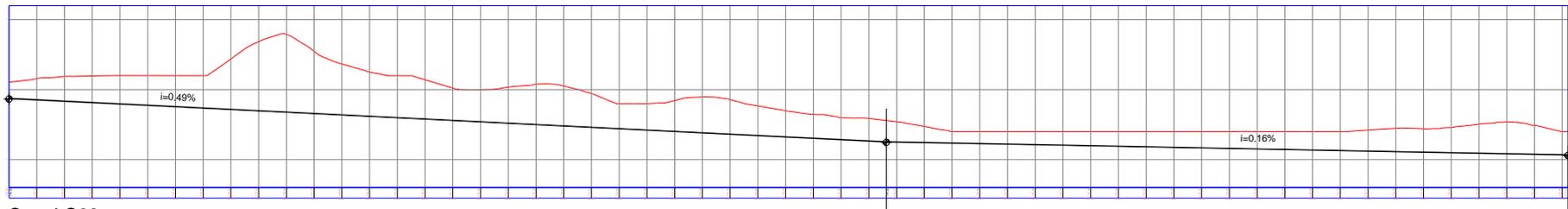
Perfiles Longitudinales con rasantes de proyecto



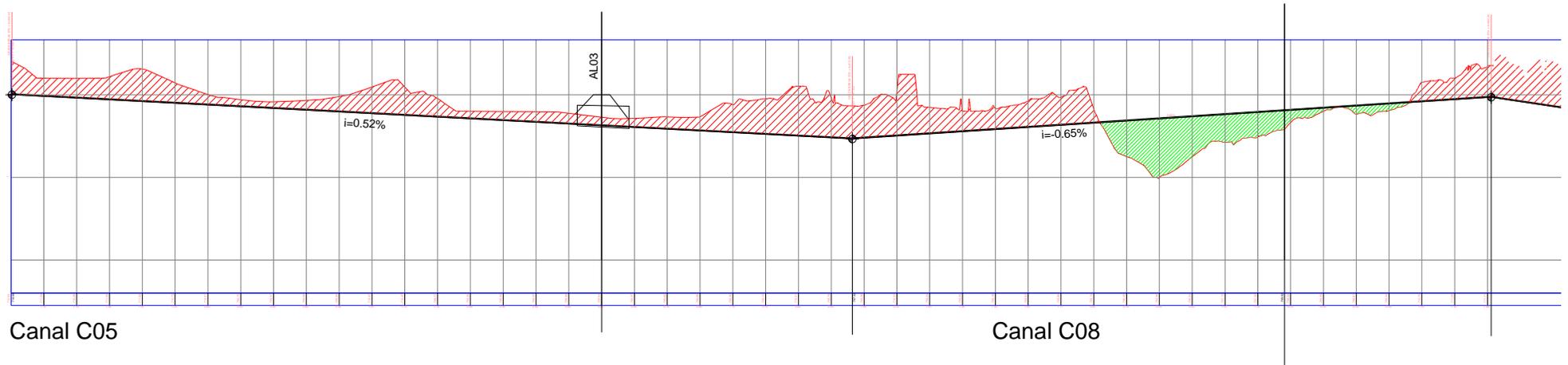
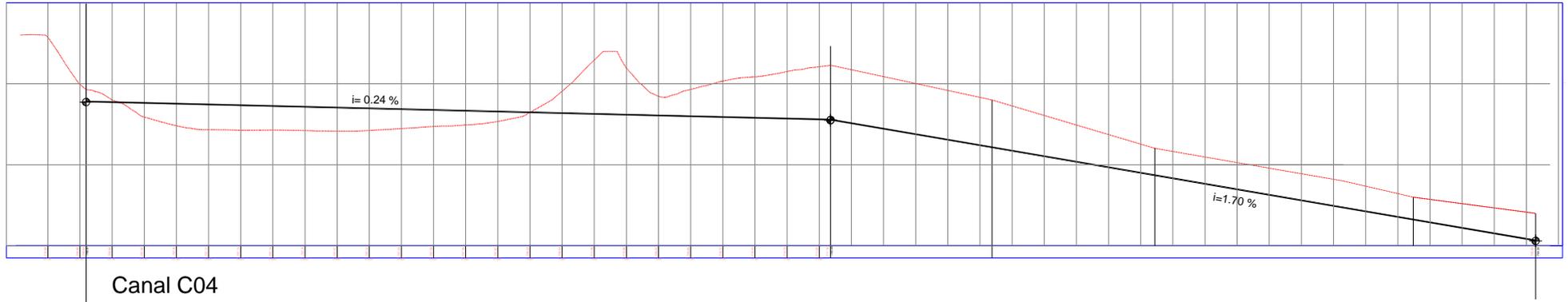
Canal C01

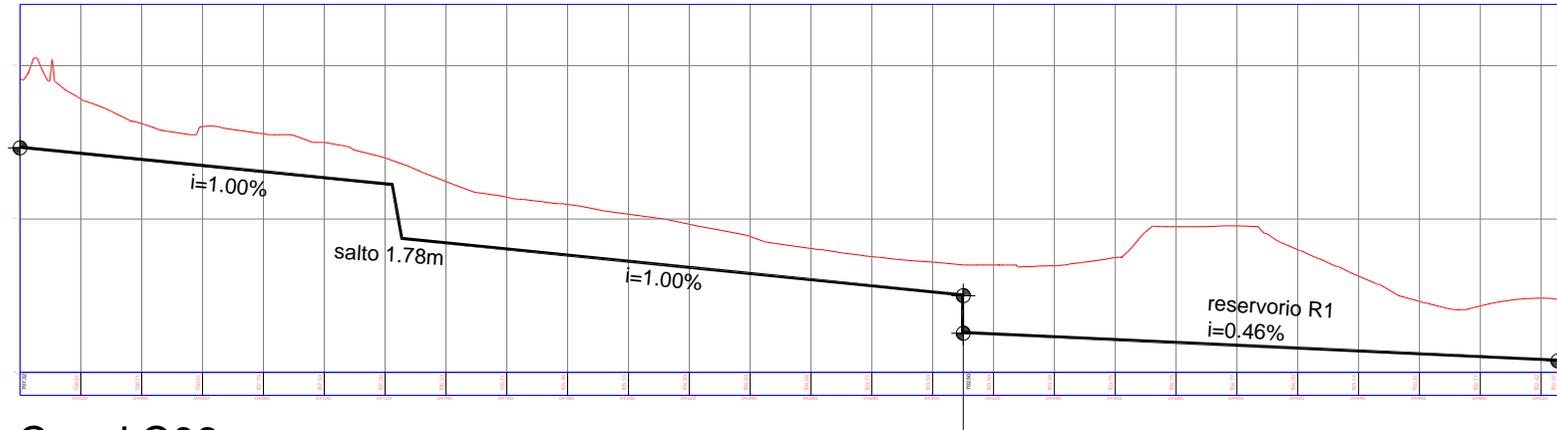


Canal C02

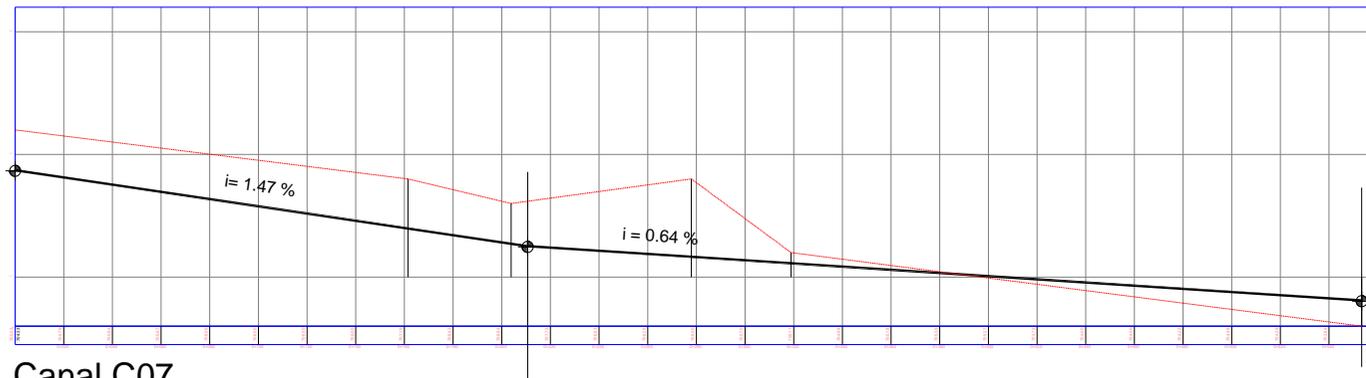


Canal C03

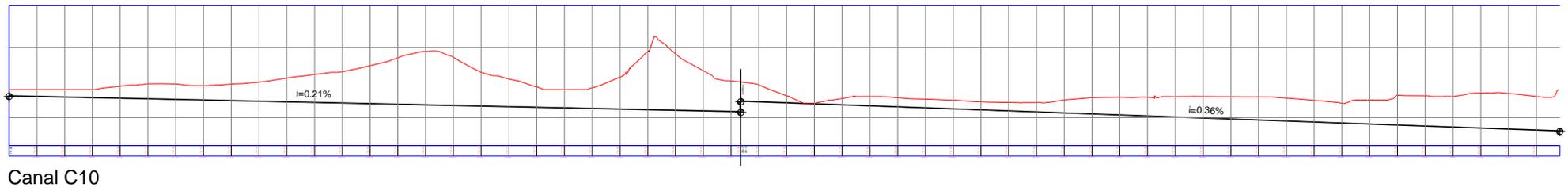
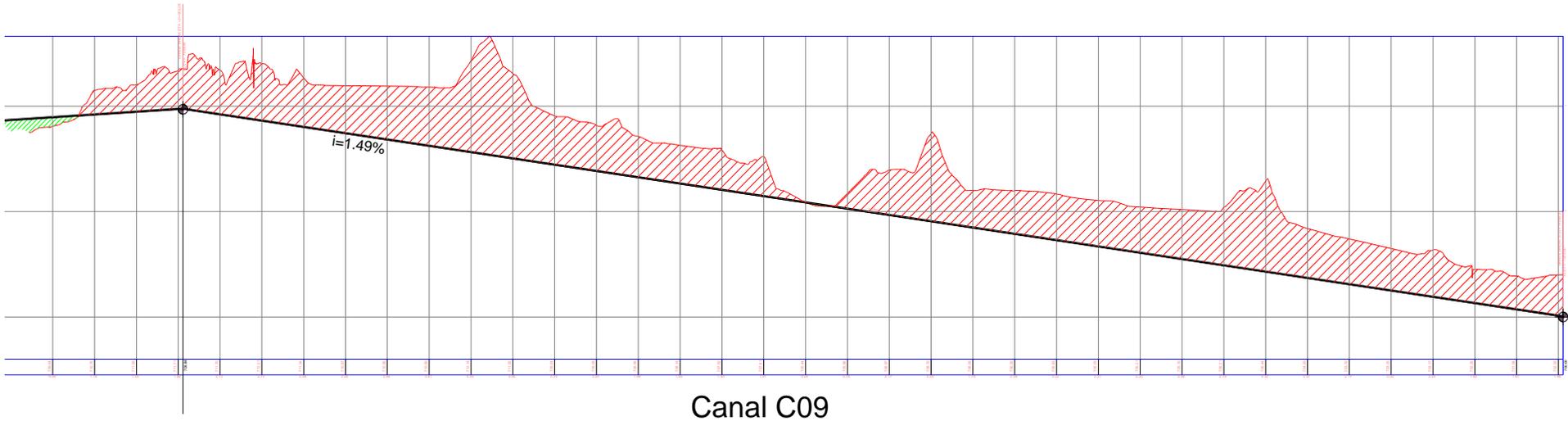




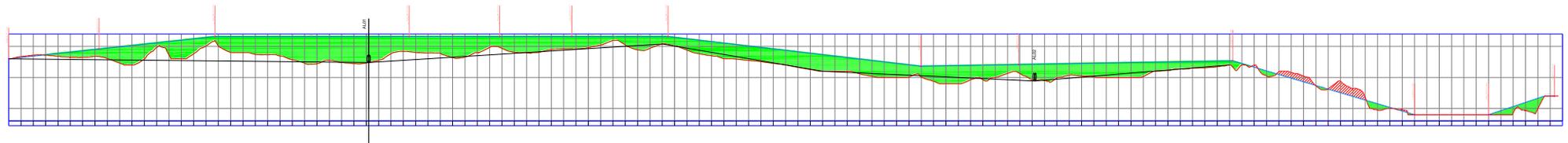
Canal C06



Canal C07



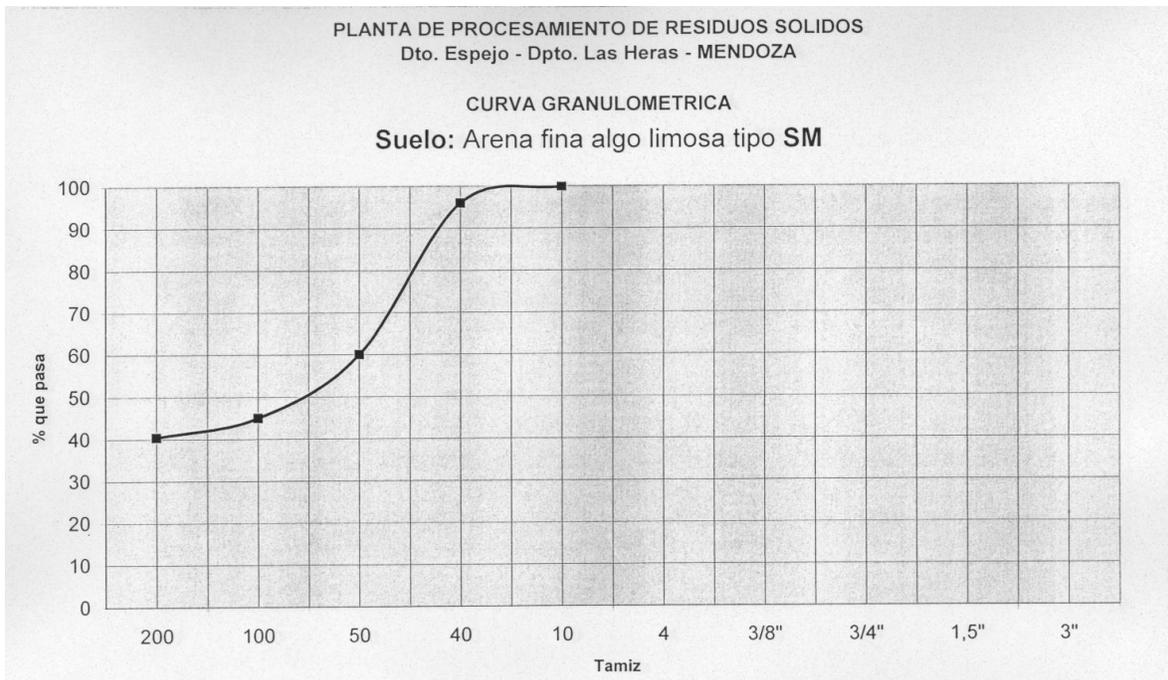
CAMINO ACCESO



Análisis de Erosiones

Según estudios geotécnicos realizados (Prieto, 2009), existe un estrato de 1,3 m de material arenas limosas (SM) y otras zonas con un estrato de 1.7m de limos arcillosos (ML) y otras zonas con estratos de 1.1 m de arenas con gravas mal graduadas o arenas limosas (SP SM)

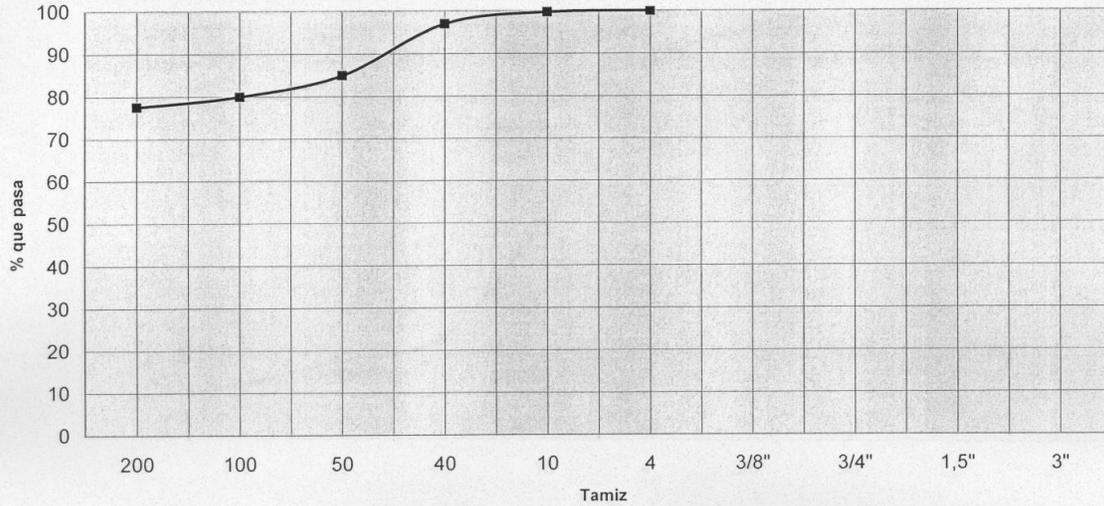
JORGE RAUL PRIETO – JUAN ANDRÉS PRIETO INGENIEROS CIVILES		ESTUDIO GEOTECNICO – OBRA: PLANTA DE PROCESAMIENTO DE RESIDUOS SOLIDOS – Rolo No. N° 40 s/N° Dto. Espejo - Dpto. Las Heras - MENDOZA				FECHA: MAYO 2009	SONDEO N° P-1			
COTA Profundidad	DESCRIPCION Y CLASIFICACION DEL SUELO	ENSAYO DE PENETRACION STANDARD S.P.T. Penetración (cm) — — — — — Número de golpes		HUMEDAD NATURAL LIMITE LIQUIDO — — — — — LIMITE PLASTICO — — — — —		PASA TAMIZ N° T=40 —x—x—x— T=200		γ _h – γ _d (gr/cm ³)	OBSERVACIONES	
		0	10	20	30	40	50			10
0.00	Arena fina algo limosa	SM							1.606	En el ensayo SPT N=n° de golpes de los ultimos 30cm
0.50									1.490	
1.00			15							
1.30	Limo inorganico sin plasticidad.	ML							1.576	
1.50									1.425	
2.00			17							
2.50									1.500	
3.00	Cota final de perforacion		18						1.455	

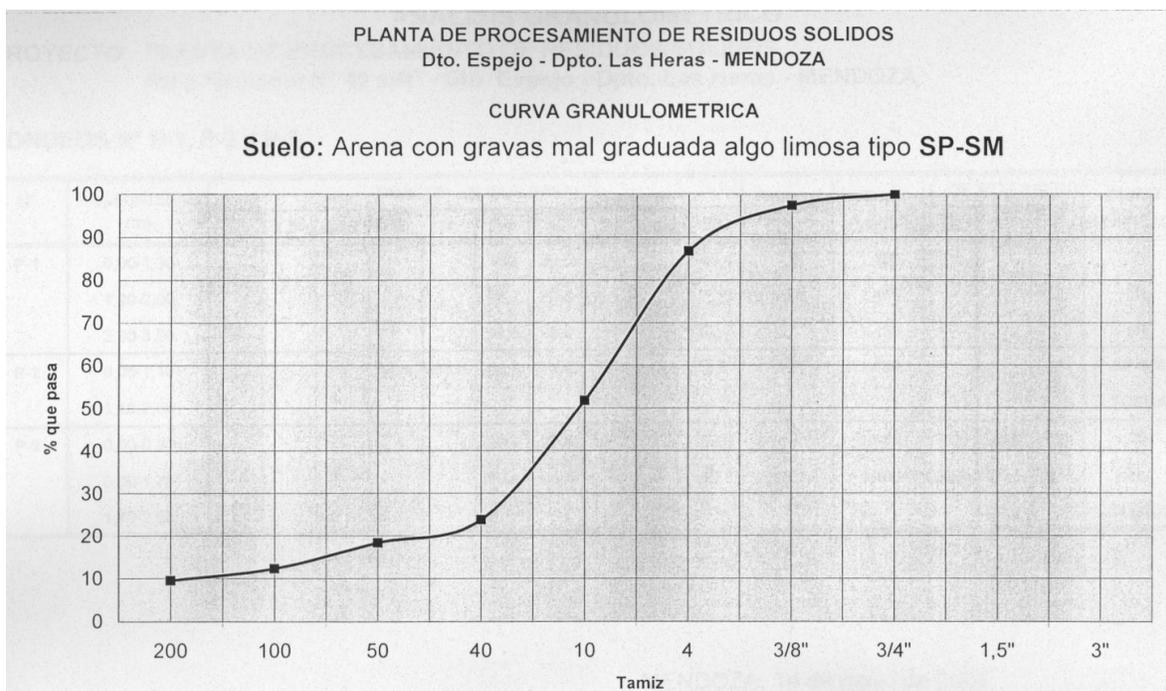
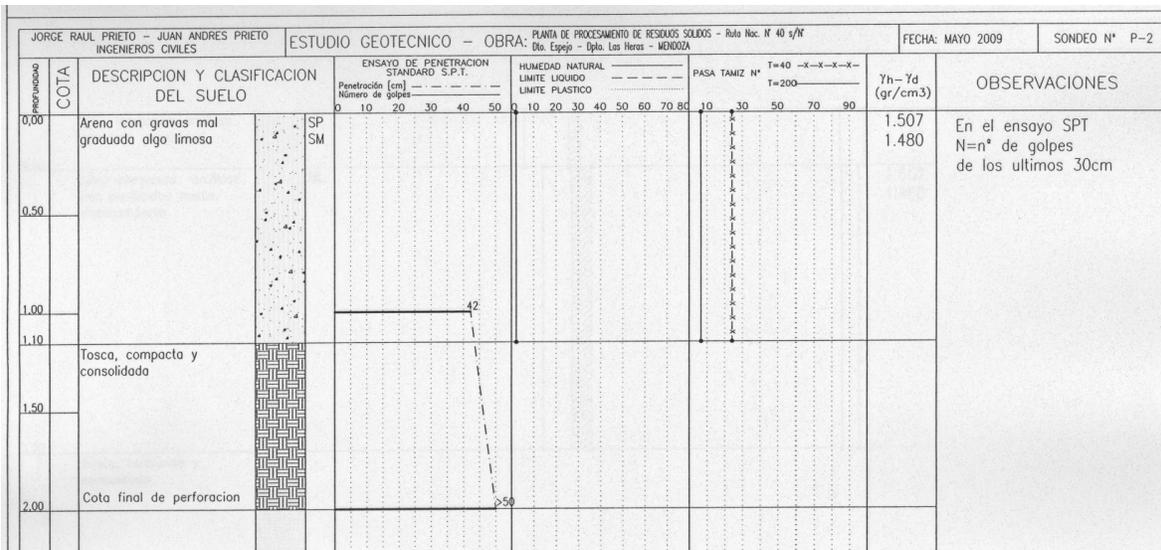


JORGE RAUL PRIETO – JUAN ANDRES PRIETO INGENIEROS CIVILES		ESTUDIO GEOTECNICO – OBRA		PLANTA DE PROCESAMIENTO DE RESIDUOS SOLIDOS – Ruta Nac. N° 40 s/N Dto. Espejo – Dpto. Las Heras – MENDOZA		FECHA: MAYO 2009	SONDEO N° P-3		
Profundidad	COTA	DESCRIPCION Y CLASIFICACION DEL SUELO	ENSAYO DE PENETRACION STANDARD S.P.T.		HUMEDAD NATURAL		PASA TAMIZ N° T=40 —x—x—x— T=200	Yh – Yd (gr/cm ³)	OBSERVACIONES
			Penetración [cm] Número de golpes	Penetración [cm]	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO			
0.00		Limo inorganico arcilloso con baja plasticidad	ML					1.541	En el ensayo SPT N=n* de golpes de los ultimos 30cm
0.30		Limo inorganico arcilloso con plasticidad media, semicompacto	ML					1.458	
0.50								1.652	
1.00				42					
1.50									
1.70		Tosca, compacta y consolidada							
2.00				50					
2.50		Cota final de perforacion							

PLANTA DE PROCESAMIENTO DE RESIDUOS SOLIDOS
Dto. Espejo - Dpto. Las Heras - MENDOZA

CURVA GRANULOMETRICA
Suelo: Limo inorganico tipo ML





Según estudio geotécnico (Maldonado, 2000), se tiene para el módulo 1, un estrato entre 3.7 a 4m de arenas limosas (SM) y una zona con 6m de limos arcillosos.

Tabla N°1: Perfiles Estratigráficos PE1, PE2 y PE3 (sondeos UTN-FRM 2000)

PERFIL ESTRATIGRAFICO N°2 (Coordenadas S = 32° 46' 34			
Obra: Anteproyecto SGRSU, Area Metropolitana, Campa I			
Profundidad	Espesores	Litología	Densidad Relativa ó Consistencia
mts.	mts.		
	2,90	SM	Media en estado natural.
-2,90			
-3,10	0,20	SM	Baja en estado natural.
-3,70	0,50	SM	Alta en estado natural.
	2,30	ML	Media en estado natural.
-6,00			

PERFIL ESTRATIGRAFICO N°3 (Coordenadas S = 32° 46' 4			
Obra: Anteproyecto SGRSU, Area Metropolitana, Campa I			
Profundidad	Espesores	Litología	Densidad Relativa ó Consistencia
mts.	mts.		
	1,80	SM	Media en estado natural.
-1,80			
-3,20	0,40	SM	Baja en estado natural.
	0,80	SM	Alta en estado natural.
-4,00			
	2,30	ML	Media en estado natural.
-6,00			

PERFIL ESTRATIGRAFICO N°4 (Coordenadas S = 32° 46' 12			
Obra: Anteproyecto SGRSU, Area Metropolitana, Campa E			
Profundidad	Espesores	Litología	Densidad Relativa ó Consistencia
mts.	mts.		
	6,00	ML	Media en estado natural.
-6,00			

PERFIL ESTRATIGRAFICO													Fecha: Setiembre 2013					
Proyecto: Sistema de Gestion Integral de RSU, para el Área Metropolitana de Mza													Tipo de perforación: A cielo abierto					
													Observaciones: SPT: A cielo abierto con test NP: No plastico. Se realizó ensayo de placa Se practicó extracción a termica superficial y geoelectrica					
Profundidad mts.	Espesores mts.	Litología	Densidad Relativa ó Consistencia	Características Sobresalientes	Penetración SPT bl / ca / 30 / 60 / 90 / 120	N° Golpes	Humedad %	Granulometría				Lim. consistencia			Densidad KN/m3	Angulo Fricción	Cohesión KN/m2	
								T4 %	T10 %	T40 %	T200 %	L.L. %	L.P. %	I.P. %				
-1,70	1,70	ML	Baja	Son suelos limo arenoso, practicamente sin plastoidad, muy esponjables a los cambios de humedad.		10	8,24	100,00	100,00	90,47	54,07				np	16,00	18°	10,00
-2,70	1,00	SP	Media	Arena mal graduada, con características redondeadas y tamaño máximo 1". Bajo tenor de humedad, color gris claro.		27	3,89	86,48	74,65	30,71	4,77				np	19,02	30°	0,00
-3,00	0,30	ML	Baja	Son suelos limo arenoso, practicamente sin plastoidad, muy esponjables a los cambios de humedad.		9	8,24	100,00	100,00	90,47	54,07				np	16,00	18°	10,00
-4,00	1,00	SP	Media	Arena mal graduada, con características redondeadas y tamaño máximo 1". Bajo tenor de humedad, color gris claro.		29	3,89	86,48	74,65	30,71	4,77				np	19,02	30°	0,00

El resto de los sondeos exploratorios realizados indican suelos de las características de las arenas finas (SM) y los limos (ML), con la presencia de lentes de arenas y gravas mal graduadas. En algunas zonas aparece tosca a 2.3m de profundidad.

En resumen, para una estimación de erosiones de los canales a excavar, (con una profundidad máxima de 1.5 m de excavación) se tiene el siguiente cuadro:

Tabla 20: Propiedades granulométricas de suelos para estimación de erosiones generalizadas

Material	Estrato (m)	Tamiz	%	d84 (mm)
SM	1.7	T40 / T50	96 / 60	0.37
ML	1.7	T40 / T200	90.47/54.07	0.36
ML	1.7	T40 / T50	97 / 85	0.27
SP-SM	1.1	T4 / T10	87 / 52	4.51

Cálculo de la Erosión General

La erosión generalizada de un tramo de cauce, producto del incremento de la capacidad de transporte de la corriente durante el pasaje de una crecida, puede ser determinante de la puesta

en riesgo, y aun del colapso, de estructuras de corrección de torrentes tales como puentes, defensas de márgenes, conductos enterrados, etcétera. En aquellas circunstancias en las que se requiera una determinación expeditiva, o en las que falte la información apropiada para el uso de modelos matemáticos, resulta aconsejable el uso de formulaciones semiempíricas que evalúen el estado final de equilibrio de una sección representativa de un tramo de cauce para determinadas condiciones de la corriente.

En el presente estudio se adoptó el criterio propuesto por Lischtvan y Lebediev modificado por Maza.

La ecuación adoptada por este método, para establecer la velocidad de equilibrio en un lecho no cohesivo, hace que el cálculo sea tanto aplicable a situaciones de erosión con agua clara o con transporte generalizado. (Schreider et al, 2002)

Los datos obtenidos a partir de una situación modelada de un río de montaña permitió comprobar que la ecuación de Lischtvan y Lebediev representa adecuadamente las erosiones observadas si el proceso se desarrolla en condiciones de agua clara. Un análisis de la ecuación de velocidad de equilibrio que el método propone permite extender esta conclusión a la mayoría de las situaciones de prototipo que se pueden verificar en ríos con lecho de gravas. (Schreider et al, 2001)

Para la determinación de las profundidades de erosión general, este criterio establece que el mecanismo de erosión se detendrá cuando la velocidad del escurrimiento (V_r) se reduzca hasta un punto tal en que iguale a la velocidad mínima o de equilibrio (U_e).

Hipótesis de equilibrio:

$$V_r = U_e$$

donde :

V_r : es la velocidad media del flujo (m/s)

U_e : es la velocidad de equilibrio para el movimiento de las partículas del lecho. (m/s)

La hipótesis fundamental sobre la cual se funda el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo.

La velocidad media de la corriente en función de la profundidad, para cada punto de la sección, es considerada por esta teoría a partir de la ecuación de Manning, del siguiente modo:

$$V_r = \alpha \cdot \frac{h_0^{5/3}}{h_i} \quad \alpha = \frac{Q}{B_e \cdot h_m^{5/3}}$$

donde :

h_0 : es la profundidad inicial (m)

h_s : es la profundidad después de la socavación (m)

Q : es el caudal de diseño (m³/s)

B_e : es el ancho superficial efectivo (m)

h_m : es la profundidad media (m)

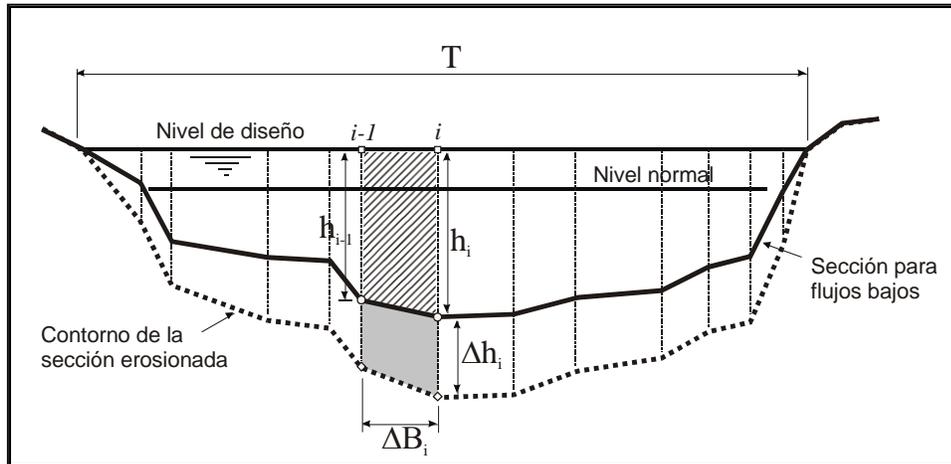


Figura 41: Parámetros geométricos del método Lischtvan & Lebediev

El método fue modificado por Maza, el cual propuso tres ecuaciones para establecer la velocidad de equilibrio en función del diámetro d_{84} , representativo del lecho del cauce.

Velocidad Crítica:

para $0.00005 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.0026 \text{ m}$:
$$U_e = 4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28} \cdot h_s^{0.322/d_{84}^{0.03}}$$

para $0.0026 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.182 \text{ m}$:
$$U_e = 4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28} \cdot h_s^{0.223/d_{84}^{0.092}}$$

para $0.182 \text{ m} \leq d_{84} \leq 1 \text{ m}$:
$$U_e = 4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28} \cdot h_s^{0.191d_{84}^{0.187}}$$

donde β es un coeficiente que depende del tiempo de recurrencia asociado al caudal de diseño.

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \cdot \ln(T_R)$$

Asumiendo que la rugosidad es constante en toda la sección transversal, la profundidad de socavación h_s se determina a partir de la igualdad $V_r = U_e$.

Las ecuaciones resultantes son las siguientes:

para $0.00005 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.0026 \text{ m}$:
$$h_s = \left[\frac{\alpha \cdot h^{5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.03}}{0.322 + d_{84}^{0.03}} \right)$$

para $0.0026 \text{ m} \leq d_{84} \leq 0.182 \text{ m}$:

$$h_s = \left[\frac{\alpha \cdot h^{5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.092}}{0.322 + d_{84}^{0.092}} \right)$$

para $0.182 \text{ m} \leq d_{84} \leq 1 \text{ m}$:

$$h_s = \left[\frac{\alpha \cdot h^{5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.187}}{0.322 + d_{84}^{0.187}} \right)$$

Los resultados se indican en las tablas siguientes:

Tabla 21: Estimación de erosiones generalizadas para estratos SP-SM

ESTRATO SP/SM		SECCION T01		<i>Secc. Triangular</i>	
Datos:					
Caudal de Diseño	Q_d =	8.71	m ³ /s		
Recurrencia	T_R =	50	años	⇒	β = 0.97
Diam. Sedimento	d₈₄ =	0.00451	m	⇒	x = 0.72
Ancho superficial	B_e =	15	m		
Area de escurrimiento	A_e =	7.51	m ²		
Tirante medio	h_m =	0.50	m	⇒	α = 1.84
Cota pelo de agua	Z_w =	700	m		

Sección Transversal

Punto N	Coord. Lateral b	Cota Lecho z_b	Tirante inicial h_n	Tirante socav. h_s	Cota erosion z_s	Pelo de agua z_w	Prof de socav. Δh_s	Veloc. Equilib. V_r
1	-10.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
2	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
3	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
4	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00	700	0.00	0.00
5	7.50	698.70	1.30	2.12	697.88	700	0.82	1.34
6	15.00	700.00	0.00	0.00	700.00	700	0.00	0.00
7	20.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
8	30.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00

max. Δh_s= 0.82

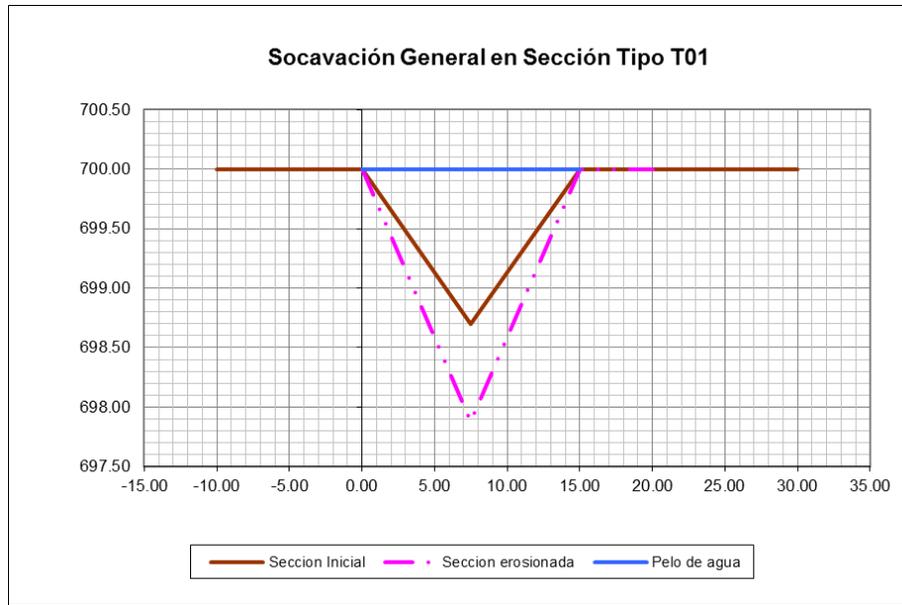


Figura 42: Estimación de erosión generalizada para sección tipo T01 (estrato SP-SM)

Tabla 22: Estimación de erosiones generalizadas para estratos SM

Socavación General en Cauces Naturales	
Método de Lischtván-Lebediev modificado por Maza	
ESTRATO SM	SECCION T01 <i>Secc. Triangular</i>
Datos:	
Caudal de Diseño	$Q_d = 8.71 \text{ m}^3/\text{s}$
Recurrencia	$T_R = 50 \text{ años} \Rightarrow \beta = 0.97$
Diam. Sedimento	$d_{84} = 0.00037 \text{ m} \Rightarrow x = 0.67$
Ancho superficial	$B_e = 10 \text{ m}$
Area de escurrimiento	$A_e = 4.5 \text{ m}^2$
Tirante medio	$h_m = 1.00 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 0.87$
Cota pelo de agua	$z_w = 700 \text{ m}$

Sección Transversal

Punto N	Coord. Lateral b	Cota Lecho z _b	Tirante inicial h _n	Tirante socav. h _s	Cota erosion z _s	Pelo de agua z _w	Prof de socav. Δh _s	Veloc. Equilib. V _r
1	-10.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
2	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
3	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
4	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00	700	0.00	0.00
5	7.50	698.70	1.30	1.95	698.05	700	0.65	0.69
6	15.00	700.00	0.00	0.00	700.00	700	0.00	0.00
7	20.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
8	30.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00

max. Δh_s= 0.65

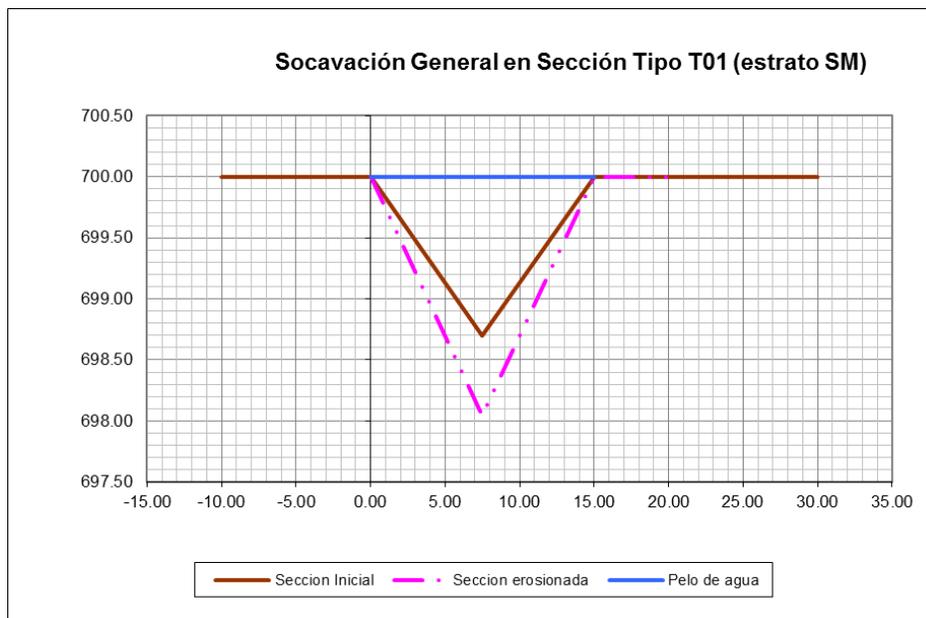


Figura 43: Estimación de erosión generalizada para sección tipo T01 (estrato SM)

Tabla 23: Estimación de erosiones generalizadas para estratos ML

ESTRATO ML		SECCION T01		<i>Secc. Triangular</i>	
Socavación General en Cauces Naturales					
Método de Lischtván-Lebediev modificado por Maza					
Datos:					
Caudal de Diseño	$Q_d =$	8.71	m^3/s		
Recurrencia	$T_R =$	50	años	\Rightarrow	$\beta = 0.97$
Diam. Sedimento	$d_{84} =$	0.00027	m	\Rightarrow	$x = 0.67$
Ancho superficial	$B_e =$	10	m		
Area de escurrimiento	$A_e =$	4.5	m^2		
Tirante medio	$h_m =$	1.00	m	\Rightarrow	$\alpha = 0.87$
Cota pelo de agua	$z_w =$	700	m		

Sección Transversal

Punto N	Coord. Lateral b	Cota Lecho z _b	Tirante inicial h _n	Tirante socav. h _s	Cota erosion z _s	Pelo de agua z _w	Prof de socav. Δh _s	Veloc. Equilib. Vr
1	-10.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
2	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
3	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
4	0.00	700.00	0.00	0.00	700.00	700	0.00	0.00
5	7.50	698.70	1.30	2.06	697.94	700	0.76	0.66
6	15.00	700.00	0.00	0.00	700.00	700	0.00	0.00
7	20.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00
8	30.00	700.00	0.00	0.00	700.00		0.00	0.00

max. Δh_s= 0.76

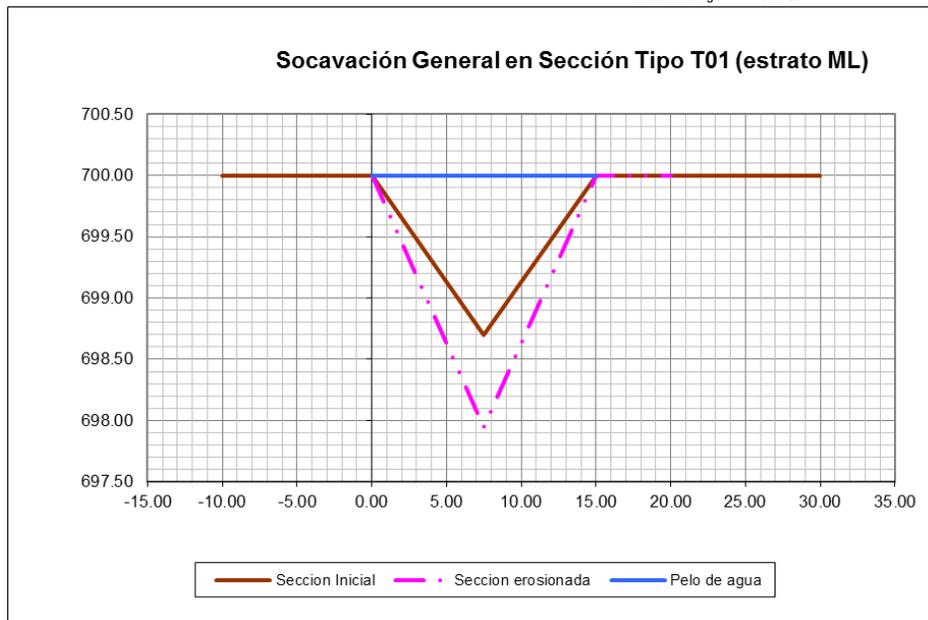


Figura 44: Estimación de erosión generalizada para sección tipo T01 (estrato ML)

Drenaje de Cubiertas

Se considera que al cierre de la vida útil de cada celda o módulo, se generarán las cubiertas con 0.30m de suelo y posterior vegetado. Por lo tanto los excedentes pluviales no entrarían en contacto con el ciclo de RSU, y al no contaminarse con lixiviados o RSU, se permite su conexión con el sistema de canales de drenaje pluvial directamente.

Se presentan dos alternativas, la primera en secciones triangulares en tierra, y la segunda por medio de canales revestidos en H²S² de tipo rectangulares.

Cada cara de las cubiertas ha sido designada según el estudio hidrológico y le corresponde un drenaje con el mismo nombre. Las bajadas (a realizarse con obra de arte) que conectarán los canales de cubierta con los canales principales de drenaje, se detallarán en capítulo posterior.

Se analizan los drenajes de la cubierta del módulo 1, al contar con pendientes de proyecto.

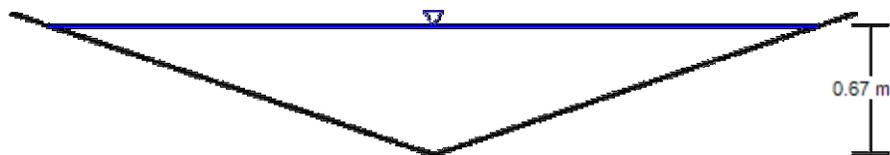
Alternativa 1:

Secciones Triangulares

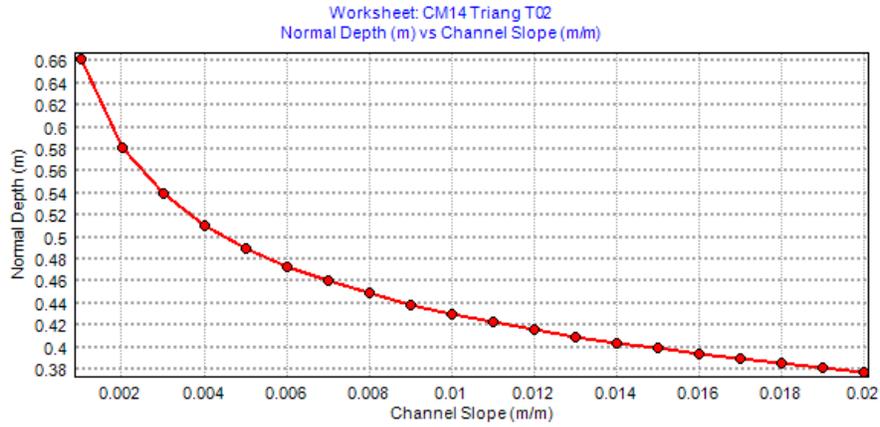
Tabla 24: Resumen Predimensionamiento hidráulico

Canal Cubierta	Caudal diseño Qd (m ³ /s)	Pend. (m/m)	Long. (m)	Coef. Manning	Sección Tipo	Ancho superf (m)	Talud (H:V)	Tirante (m)	Caudal Q (m ³ /s)	Veloc. (m/s)	Froude
CM11	0.437	0.0167	387.7	0.035	T2	2.15	3:1	0.36	0.44	1.13	0.85
CM12	0.539	0.0010	507.4	0.035	T2	3.95	3:1	0.66	0.54	0.42	0.23
CM13	0.437	0.0169	387.7	0.035	T2	2.15	3:1	0.36	0.44	1.14	0.86
CM14	0.547	0.0010	505.7	0.035	T2	4.00	3:1	0.67	0.56	0.42	0.23

CM14 Triang T02



Rating Curve for CM14 Triang T02



Alternativa 2:

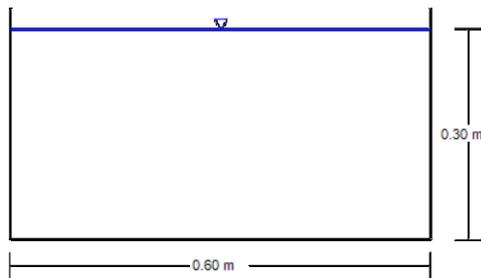
Secciones Rectangulares en Hº

Tabla 25: Resumen Predimensionamiento hidráulico

Canal Cubierta	Caudal diseño Qd (m³/s)	Pend. (m/m)	Long. (m)	Coef. Manning	Sección Tipo	Ancho superf (m)	Altura Canal (m)	Tirante (m)	Caudal Q (m³/s)	Veloc. (m/s)	Froude
CM11	0.437	0.0167	387.7	0.015	H1	0.60	0.40	0.30	0.44	2.44	1.42
CM12	0.539	0.0010	507.4	0.015	H2	1.00	0.70	0.61	0.54	0.89	0.36
CM13	0.437	0.0169	387.7	0.015	H1	0.60	0.40	0.30	0.44	2.45	1.43
CM14	0.547	0.0010	505.7	0.015	H2	1.00	0.70	0.62	0.55	0.89	0.36

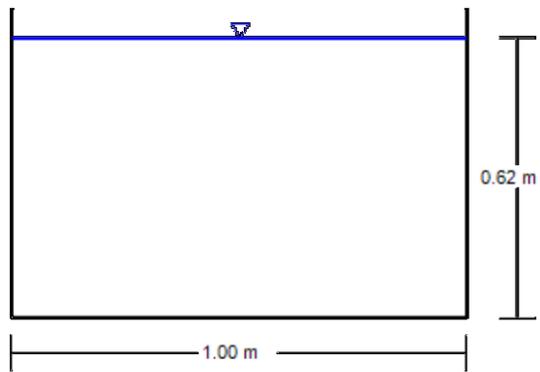
Sección mínima (H1)

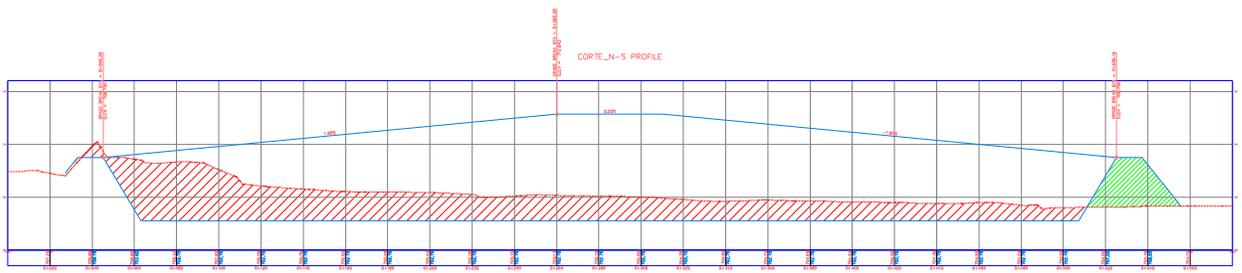
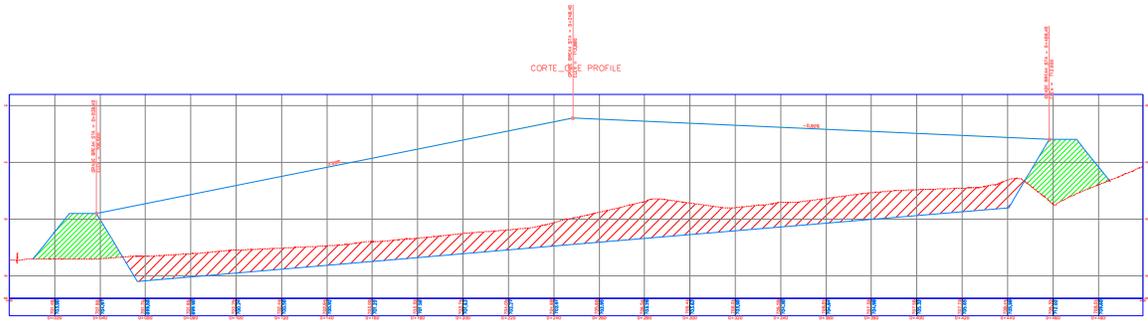
(p/pend. mayores)



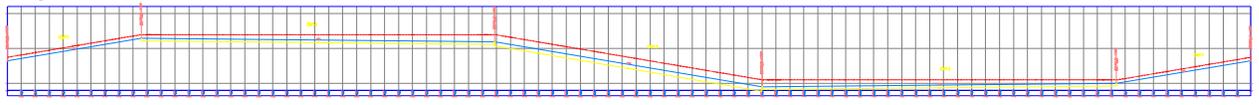
Sección máxima (H2)

(p/pendientes menores)





Alig Borde Cubierta



Reservorio de DETENCION TEMPORAL

Análisis de Flujo y Estabilidad de taludes

Para la definición del reservorio de detención temporal, es importante verificar la estabilidad de los taludes de los módulos, ya que durante un tiempo saturará el pie de talud disminuyendo el coeficiente de seguridad al deslizamiento.

Se analizan dos alternativas en función de la separación entre las bandejas de los módulos M01 y M02. Alternativa 1: 50m , Alternativa 2: 70 m

La modelación consideró tres materiales con las siguientes propiedades que representan el suelo:

Tabla 26: Propiedades de suelos

	Mat. 1	Mat. 2	Mat. 3
	Suelo Natural	Terraplenes	Relleno Sanitario
Permeabilidad (K_1) [m/s]	1 E ⁻⁵	1 E ⁻⁷	1 E ⁻³
Peso Unitario [KN/m ³]	16.5	18	10
Peso U. Saturado [KN/m ³]	18	-	16
Tipo de Resistencia	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Cohesión (c) [KN/m ²]	0.5	1	-
Ang. Fricc. (ϕ) [°]	20	35	-

Se presentan superficies de deslizamiento y en escala de colores el valor del coeficiente de seguridad. La superficie crítica será la indicada en negro. El espaciamiento de la grilla para encontrar el mínimo, es de 5 x 5 m.

La geometría a modelar es la siguiente, donde se observan los tres materiales, los terraplenes de módulos 1 y 2, el relleno del módulo 1. Entre los terraplenes se ubica el reservorio de detención temporal de excedentes pluviales, conformado por un ancho máximo de 30 m con 2 m de profundidad, y taludes 5:1 con 5 m de largo y luego un talud de 10:1 con 10 m de largo.

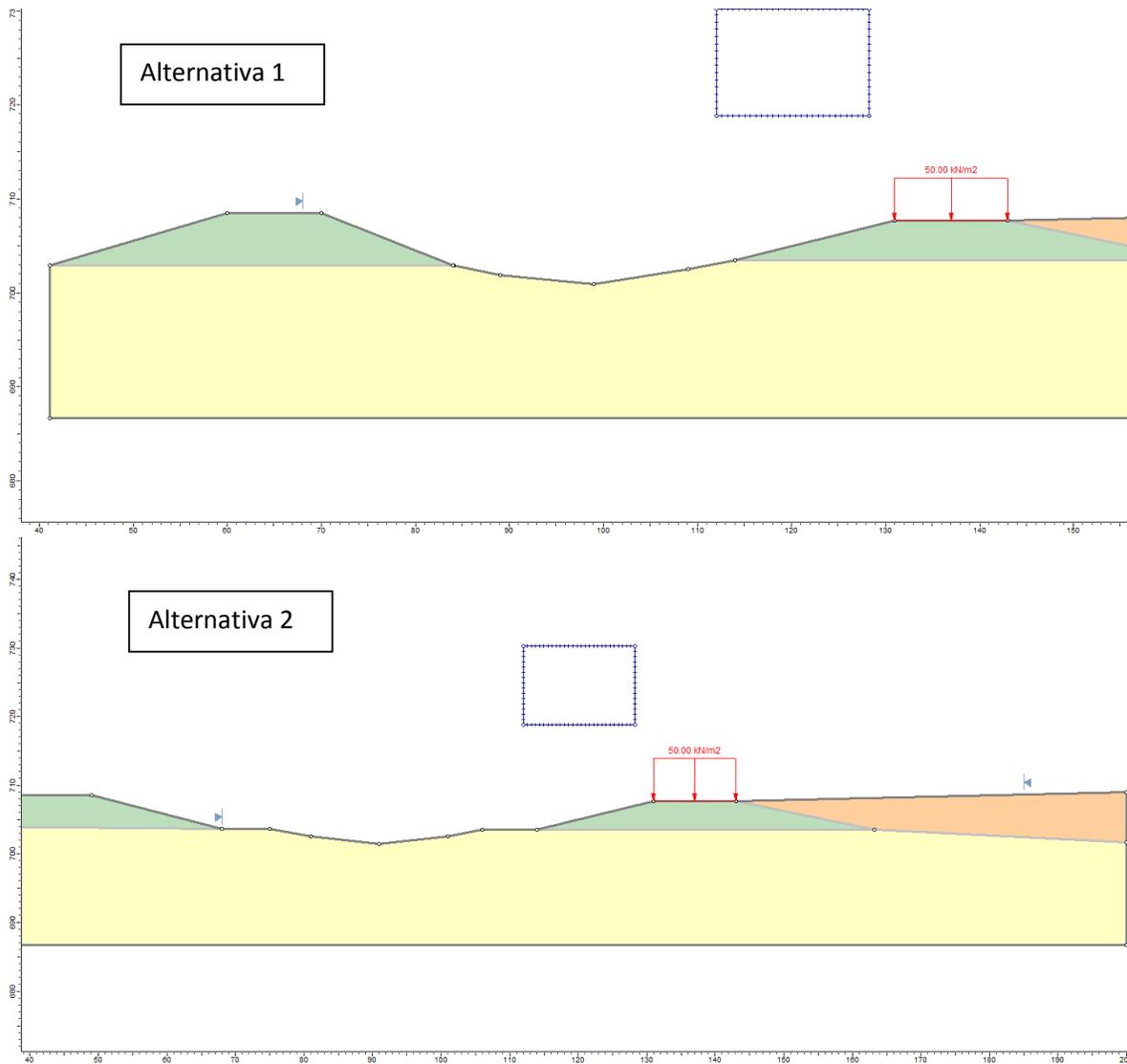


Figura 45: Curva de eficiencia hidráulica

En las figuras siguientes se observa que la alternativa 2, con una separación mayor permite incorporar el reservorio de detención temporal sin afectar los terraplenes de la bandeja del módulo de relleno sanitario.

Luego, se presentan diagramas de flujo para una carga hidráulica con embalse lleno.

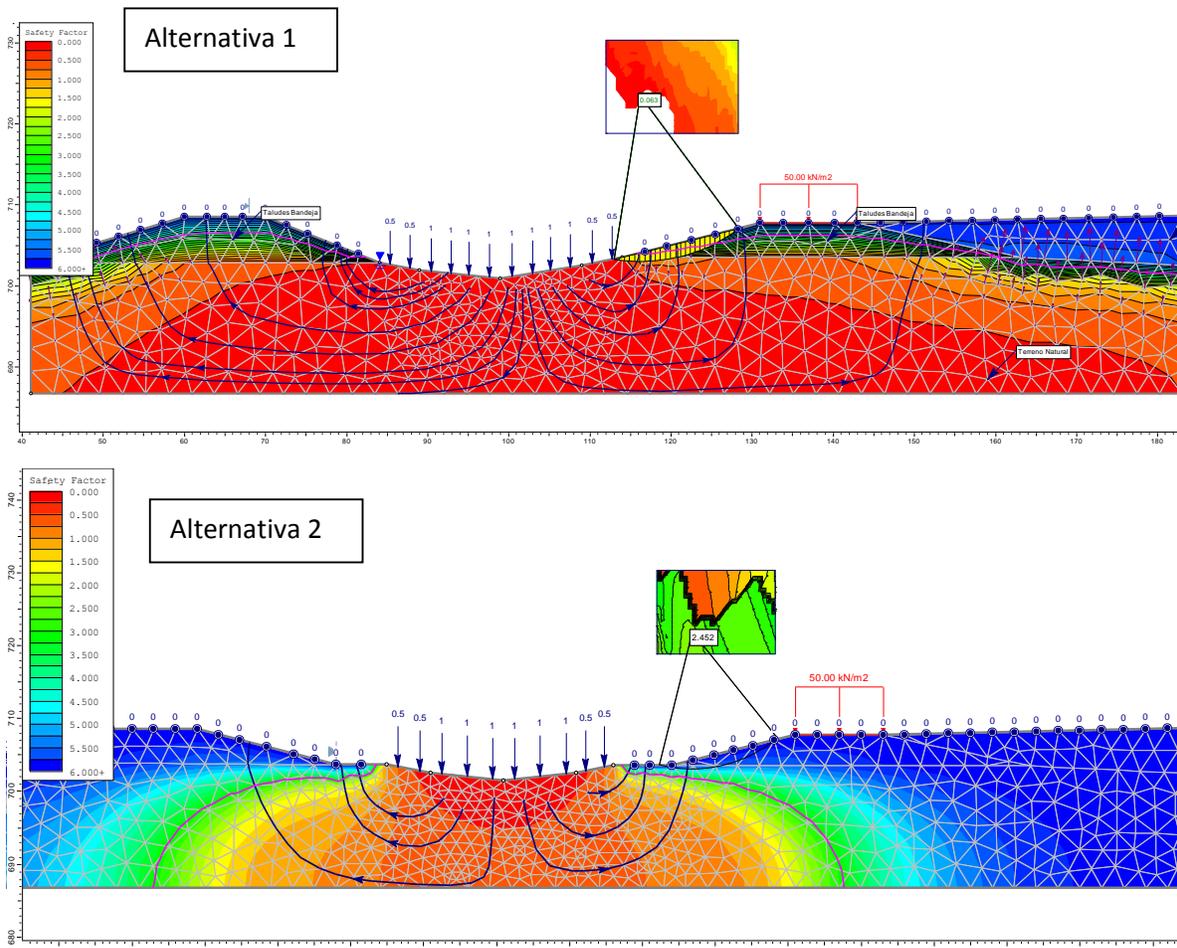


Figura 46: Superficies de deslizamiento y coeficientes de seguridad. a) Alt.1, b) Alt. 2

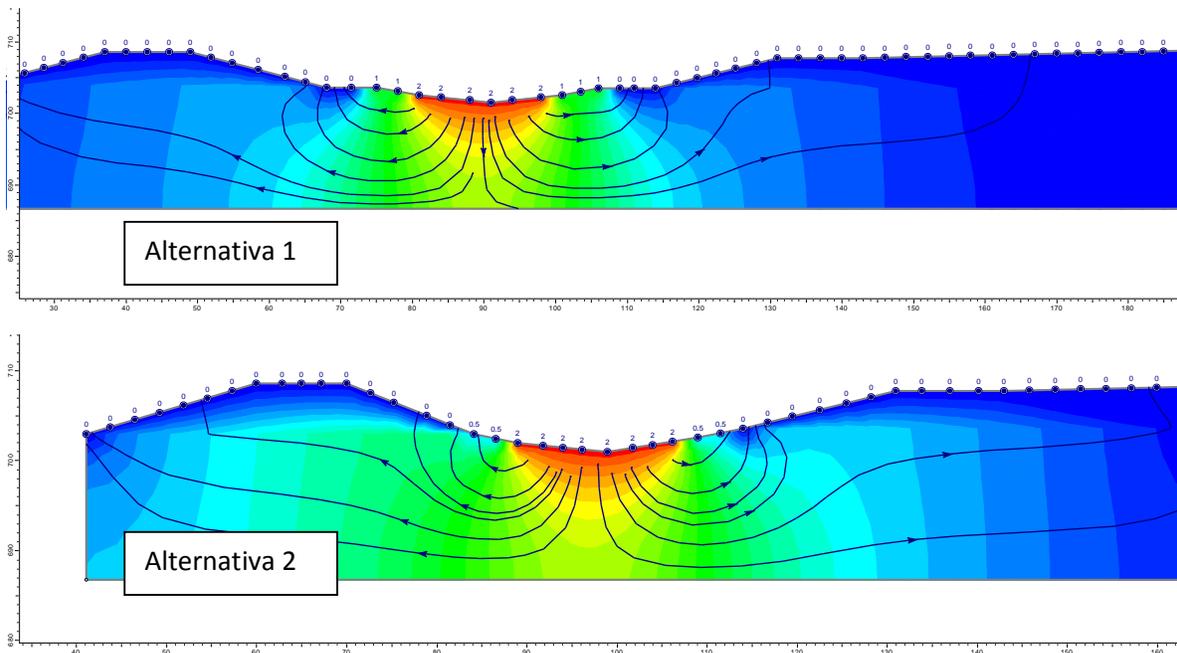


Figura 47: Líneas de flujo por infiltración para reservorio

Se observa en la alternativa 2 que la carga hidráulica por el embalse temporal, no afecta los taludes de las bandejas del relleno sanitario.

Por lo tanto, en función de las ventajas hidráulicas y de coeficiente de deslizamiento, la alternativa 2 es superior respecto a la que no contempla caminos laterales.

ANÁLISIS DE LIXIVIADOS

En un relleno sanitario se generan líquidos percolados principalmente producto del ingreso de aguas lluvia en los sectores descubiertos del frente de trabajo y en segundo lugar por la propia humedad de los residuos, que se libera en el tiempo a raíz de la descomposición. Los líquidos (aguas lluvia o humedad de residuos) que percolan por los residuos pueden lixiviar contaminantes, por lo que se los denominan líquidos percolados o lixiviados, en nuestro caso se generan lixiviados asociados al contenido de humedad de los residuos y a las precipitaciones.

A continuación, se presenta el pronóstico de la generación de la totalidad de los líquidos percolados, considerando como base las condiciones más desfavorables, es decir, el momento de máxima generación de líquidos percolados, (esto es: eventos de máximas precipitaciones), para esto se utilizó los registros de la Estación Meteorológica Mendoza AERO, ubicada en Latitud: -32.83 | Longitud: -68.78 | Altitud: 705 msnm.

METODOLOGÍA DE CÁLCULO

El cálculo de los caudales promedios y cargas de contaminantes de líquidos percolados está basado en un balance hídrico anual:

$$Q_{LP(i)} = \sum_{i=1,2,3} (P_{(i)} - E_{(i)} - ES_{(i)} - \Delta A_{(i)} + \Delta R_{(i)} - \Delta LP_{(i)})$$

Donde:

Q_{LP} : Caudal de líquidos lixiviados

i : Áreas (1= de trabajo, 2= con cobertura intermedia, 3= con cobertura final)

P : Precipitación

E : Evaporación

ES : Escurrimiento superficial de aguas

ΔA : Consumo de agua, debido a procesos biológicos de descomposición de residuos, de generación y extracción de biogás

ΔR : Agua provenientes de los residuos sólidos (humedad que excede a la capacidad de campo, o que proviene de la descomposición o del pretratamiento de los residuos)

ΔLP : Retención temporal de líquidos (debido a la capacidad de retención de los residuos y tierra de cobertura).

I: Áreas

Se considera que la máxima infiltración de las aguas lluvia es durante el último año de operación, cuando todas las superficies estén impermeabilizadas. Basándose en el diseño y el método de operación del relleno sanitario específicamente en las etapas constructivas de las superficies, se distinguen las siguientes superficies (para el caso crítico o más desfavorable):

Relleno Sanitario:

- Superficie total: 21.2 Ha
- Área 1: frente de trabajo (recién habilitada), con superficie abierta: 2 Ha
- Área 2: rellena con cobertura intermedia o transitoria: 5 Ha
- Área 3: sellada con cobertura definitiva: 14.2 Ha

P: Precipitaciones

Se efectúa el cálculo de precipitaciones con información proveniente de la estación ubicada en el Aeropuerto de Mendoza, distante a unos 6 km.

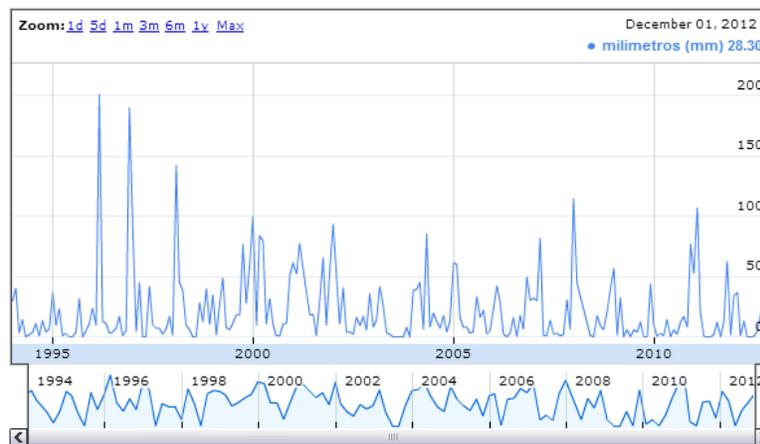


Figura 48: Precipitaciones Estación Mendoza AERO

La figura siguiente muestra la serie de anomalías porcentuales de la precipitación estival en Argentina desde 1961-62 hasta 2013-14. Este análisis muestra una muy leve tendencia positiva que implica un aumento de la precipitación del 4.6% en 53 años, si bien no resulta estadísticamente significativa.

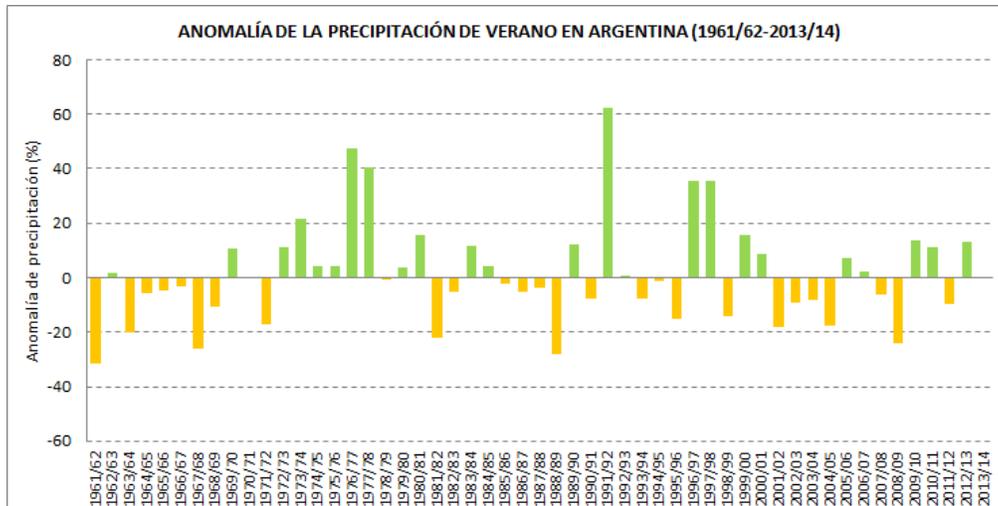


Figura 49: Anomalías de precipitación

Se presentan las variables medias mensuales que ingresarán en el modelo, obtenidas de la serie 1958-2013 del SMN en Estación Mendoza AERO.

Tabla 27: Parámetros meteorológicos

	PP	T	TMAX	TMIN	H	V
ENE	35.7	25.3	32.4	17.9	46.7	9.4
FEB	58.6	23.6	30.5	16.9	52.9	7.5
MAR	29.7	21.2	27.7	14.3	58.1	7.0
ABR	8.3	16.9	24.0	9.4	57.7	5.7
MAY	13.5	12.3	19.4	5.2	64.0	4.9
JUN	2.8	9.1	16.2	2.5	64.5	4.5
JUL	7.2	8.8	16.2	2.2	59.2	5.2
AGO	4.6	11.4	19.2	5.0	51.1	6.5
SEP	4.6	13.7	21.3	7.6	48.4	7.7
OCT	23.7	18.6	26.0	12.0	46.2	8.6
NOV	15.0	22.5	29.7	16.1	43.4	9.5
DIC	29.6	24.2	31.0	13.8	44.9	9.6

PP	Precipitación total de lluvia y/o nieve derretida (mm)
T	Temperatura media (°C)
TMax	Temperatura máxima (°C)
Tmin	Temperatura mínima (°C)
H	Humedad relativa media (%)
V	Velocidad media del viento (Km/h)

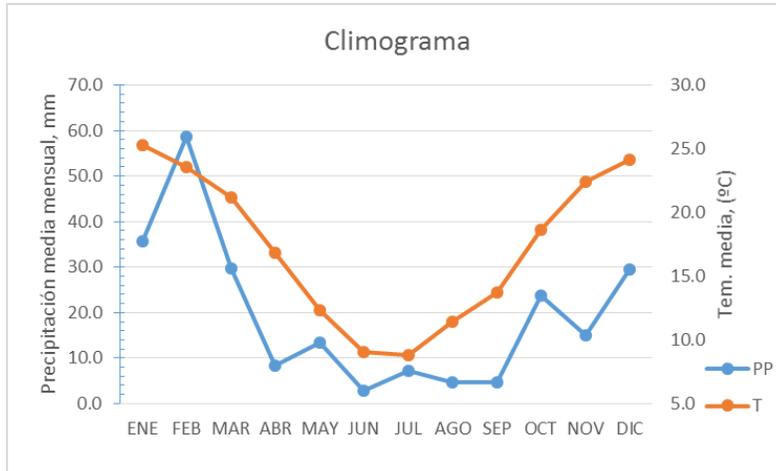


Figura 50: Temperatura y precipitaciones medias

E: Evaporación

La tasa de evaporación existente en el sector se estimará utilizando el método aerodinámico, el que se define como:

$$E_a = B(e_{as} - e_a)$$

Donde:

$$B = \frac{0.622k^2 \rho_a u_2}{p \rho_w \left[\ln \left(\frac{z_2}{z_0} \right) \right]^2}$$

- E_a: Tasa de Evaporación.
- e_{as}: Presión de vapor en la superficie
- e_a: Presión de vapor a la altura z₂.
- k: Constante de von Karman.
- ρ_a: Densidad del aire.
- ρ_w: Densidad del agua.
- u₂: Velocidad del viento.
- p: Presión de aire.
- z₂: Altura de las mediciones meteorológicas
- z₀: Rugosidad superficial.

La relación entre la temperatura y la presión de vapor en superficie es:

Tabla 28: Relación Tº y eas

Tº [C]	e _{as} [Pa]
-20	125
-10	286
0	611
10	1227
20	2337
30	4243
40	7378

Luego:

$$e_{as} = HRM \times e_a$$

Donde HRM es la humedad relativa media.

Finalmente, se tiene las siguientes constantes:

Tabla 29: Constantes del modelo

Parámetro	Unidad	Valor
K		0.4
ρ_a	Kpa	71.9
ρ_w	Kg/cm ³	997
Z ₂	m	2
Z ₀	m	0.0003

Resolviendo se llega a:

Tabla 30: Evaporación mensual

	PA [KG/M ³]	EAS [PA]	EA [PA]	B [M/PA*S]	EA [MM/DIA]	EA [MM/MES]
ENE	1.20	3349	72	8.7E-04	2.86	88.6
FEB	1.20	3017	57	7.0E-04	2.06	57.6
MAR	1.20	2557	44	6.5E-04	1.64	50.7
ABR	1.21	1988	34	5.2E-04	1.02	30.7
MAY	1.23	1482	23	4.5E-04	0.66	20.5
JUN	1.24	1169	18	4.2E-04	0.48	14.4
JUL	1.24	1154	19	4.8E-04	0.55	17.0
AGO	1.24	1387	27	6.0E-04	0.82	25.5
SEP	1.23	1643	34	7.1E-04	1.15	34.5
OCT	1.21	2187	47	8.0E-04	1.70	52.8
NOV	1.21	2805	65	8.8E-04	2.40	72.0
DIC	1.20	3131	70	8.9E-04	2.71	84.1
ANUAL						548.3

ES: Ecurrimiento superficial de aguas

El escurrimiento superficial de las aguas lluvia se calcula de la siguiente manera:

$$ES = C_{ES(i)} \times P_{(i)}$$

Donde:

C_{ES} : Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C_{ES} depende del tipo de cobertura de los residuos:

Cobertura diaria	$C_{ES(1)} = 0$ (todo infiltra)
Cobertura intermedia	$C_{ES(2)} = 0,6$ (desfavorable)
Cobertura final	$C_{ES(3)} = 0,95$

En los sectores con cobertura final la evaporación y el escurrimiento de las aguas lluvia son mayores a la precipitación, es decir, no se produce una infiltración ($I=0$). En este caso, la generación de lixiviados es igual al aporte de aguas de los residuos ($Q_{LP}=\Delta R$).

ΔA : Consumo de agua por descomposición de residuos y extracción de biogás

Se la conoce como humedad metabólica de los residuos sólidos y es la cantidad de agua requerida en las actividades biológicas que se presentan en el transcurso de la degradación natural de los residuos sólidos en el relleno sanitario.

En el presente cálculo, el consumo de agua ΔA no fue considerado (caso conservador).

ΔR : Agua por humedad de los residuos

Relleno Sanitario:

Durante el primer año de operación del relleno sanitario, se considera un aporte de aguas ΔR de 5% p/p de la masa total de los RSD. Posteriormente, la liberación de agua desde la masa de residuos es más lenta, estimándose un ΔR de 0,5% p/p por año para los RSD.

Por otra parte, la experiencia demuestra que no se liberan más que el 25% p/p de la cantidad total de residuos depositados (base húmeda).

La cantidad de agua que entra con el material de cobertura dependerá del tipo y origen del RSU y también de la estación del año. La cantidad máxima de humedad que el material de cobertura puede contener se define como capacidad de campo (CC) del material, o sea, el líquido que queda en el espacio de los poros, sometido a gravedad.

La cantidad potencial de lixiviado es la cantidad de humedad dentro del relleno, por encima de la capacidad de campo del mismo. La CC que varía con el peso de sobrecarga, puede estimarse utilizando la siguiente ecuación:

$$CC = 0.6 - 0.55 (W/10000 + W)$$

Donde: CC: Capacidad de campo (fracción de agua en los RS basado en peso seco de los mismos)

W = Peso de sobrecarga, calculado en la mitad de la altura de los residuos dentro del nivel en cuestión.

ΔLP: Retención temporal de líquidos

En el promedio anual, se supone que la retención es $\Delta LP=0$ (caso conservador).

BALANCE HIDRICO

En las tablas adjuntas se presentan los resultados del pronóstico de generación de lixiviados QLP, tanto para año normal, año húmedo (TR=30 años) como para año de máxima precipitación (TR=100 años)

El balance hídrico (precipitaciones + lixiviados – evaporación) arroja resultados negativos para todos los meses del año, ya sea considerando un año normal de precipitaciones, o como en el caso de un año húmedo asumiendo un período de retorno de 30 años. Esto es debido al gran déficit hídrico de la región.

Es por ello que el componente principal de la ecuación de balance es el generado por la humedad del RSU dentro del relleno sanitario.

De considerarse una lluvia sobre la celda de relleno, es más incidente el análisis de la infiltración instantánea que un balance mensual. Para ello se utilizará un coeficiente de permeabilidad ($K=4E^{-3}$ m/s) para estimar la infiltración directa y una evaporación diaria de 1.5 mm/día.

Sobre la base de una estimación del 25% de humedad en el RSU se generó la siguiente tabla:

AÑO	P MM/AÑO	E	ES	RSU, TON/AÑO	ΔR, MM/AÑO	QLP, MM/AÑO	QLP, M ³ /MES
1	233.2	548.3	58.3	432832	510.4	137.0	2420
2	233.2	548.3	58.3	445278	525.1	151.7	2679
3	233.2	548.3	58.3	457250	539.2	165.8	2929
4	233.2	548.3	58.3	469571	553.7	180.3	3186
5	233.2	548.3	58.3	482253	568.7	195.3	3450
6	233.2	548.3	58.3	496856	585.9	212.5	3754
7	233.2	548.3	58.3	510336	601.8	228.4	4035
8	233.2	548.3	58.3	524214	618.2	244.8	4324
9	233.2	548.3	58.3	538501	635.0	261.6	4622
10	233.2	548.3	58.3	571903	674.4	301.0	5317
11	233.2	548.3	58.3	588392	693.9	320.4	5661
12	233.2	548.3	58.3	605390	713.9	340.5	6015
13	233.2	548.3	58.3	621003	732.3	358.9	6340
14	233.2	548.3	58.3	637062	751.3	377.8	6675
15	233.2	548.3	58.3	653580	770.7	397.3	7019
16	233.2	548.3	58.3	674702	795.6	422.2	7459
17	233.2	548.3	58.3	692290	816.4	443.0	7826
18	233.2	548.3	58.3	710385	837.7	464.3	8202
19	233.2	548.3	58.3	729004	859.7	486.2	8590
20	233.2	548.3	58.3	748162	882.3	508.8	8990

BIBLIOGRAFIA

- Alvarez A.** (2000) "Recursos hídricos de la cuenca Mendoza norte. Información general en base al conocimiento actual" INA
- Burgos, V. H.** (2005) "Modelación Hidrológica de Cuencas Piedemontanas. Uso de Sistemas de Información Geográfica en Hidrología Superficial" XX Congreso Nacional del Agua. Mendoza
- Burgos, V.H.** (2007) "Desarrollo Urbano de Bajo Impacto: Una alternativa para una adecuada hidrología urbana del Gran Mendoza" XXI Congreso Nacional del Agua, Tucumán, Mayo'07.
- Burgos, V. H.** (2008) "Estimación de la distribución espacial del Número de Curva en cuencas piedemontanas del Gran Mendoza aplicando técnicas SIG" en Workshop Internacional de Aplicaciones de SIG en Hidrología, FICH Univ. Nac. del Litoral.
- Burgos, V. H.** (2012) "Evaluación de ASTER GDEM y SRTM-C/X para modelación hidráulica de la rotura de presa El Carrizal, Mendoza" en 1er Encuentro de Investigadores en Formación en Recursos Hídricos (IFRH), Buenos Aires
- Chow, V. T., D. R. Maidment y L. W. Mays** (1994) Hidrología aplicada. McGraw-Hill Interamericana S.A. Santafé de Bogotá, Colombia.
- Damiani, O** (1991) "Síntesis de las condiciones hidrogeológicas en el área de Campo Espejo". Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Nación. DI-169. Centro Regional de Aguas Subterráneas. San Juan.
- Fatorrelli, S. ; Fernández, P.** (2007) "Diseño Hidrológico" Zeta Editores.
- Fernández B. et al** (2004) "Drenaje de aguas lluvias urbanas en zonas semiáridas" ARQ, n. 57 Zonas áridas, Santiago, p. 64 - 67 . ISSN 0717-6996.
- Fornero, Luis, Aldo Pavese, Jorge Maza, Diego Vega,** (2002) "Actualización del modelo hidrológico ARHYMO". Congreso Nacional del Agua, Carlos Paz, Córdoba.
- Haestad Press** (2000) "Computer applications in Hydraulic Engineering"
- HEC-GeoHMS** Hydrologic Engineering Center Geospatial Hydrologic Modeling Extension, (2000) "User's Manual" US Army Corps of Engineers .
- Hernández, J. y Martinis N.** (2002) "Particularidades de las cuencas hidrogeológicas explotadas con fines de riego en la Provincia de Mendoza" INA
- Hernández, J. y Martinis N.** (2001) "Modernización del manejo de los recursos hídricos subterráneos cuenca del río Mendoza y Tunuyán inferior" INA
- IPH** (2005) "Manual de Drenagem Urbana" Vol. VII, Instituto de Pesquisas Hidráulicas Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Martinis, N, J. Robles** (2000). "Cuenca hidrogeológica del Oasis Norte de Mendoza. Variación del almacenamiento en el acuífero libre. Período 1969/99". Provincia de Mendoza. INA - CRA, IT 4, Mendoza.
- Maza J.A., V. Burgos, P. López, V. Benegas.** (2004) "Sustentabilidad hidrológica de urbanizaciones en pedemonte". Informe Técnico IT N° 51-CRA. INA, Mendoza.
- Maza, Jorge; L. Fornero; C. Litwin y P. Fernández,** (1993) ARHYMO. Manual del Usuario. INCyTH-CRA. Mendoza
- Robles, J.** (1997) "Espesor del relleno aluvial moderno. Interpretación geoeléctrica. Cuenca Norte", Provincia de Mendoza. INAS , DI 288, San Juan, 1997
- Schreider et al** (2002) "Aplicación del método de Lischtvan y Lebediev al cálculo de la erosión general" Universidad Nacional del Litoral.
- WPCF** (1969) "Manual of Practice N09: Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers", Water Pollution Control Federation.