



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL

Facultad Regional Venado Tuerto

Departamento de Ingeniería Civil

**"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES PARA
EL PUEBLO SAN GREGORIO"**

Alumno: Cecilia Daiana Morales

Director Técnico: Ing. Daniel Dabove

Director Académico Proyecto Integrador: Ing. Carlos Alberdi

Asesor Técnico: Agrimensor Fernando Vampiro

PROYECTO INTEGRADOR N° 24

FECHA: Diciembre de 2.008

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

RESUMEN

El siguiente trabajo surge a partir de la necesidad de contar con un proyecto de desagües pluviales, en el pueblo de San Gregorio, departamento General López, provincia de Santa Fe, hasta ahora inexistente en la localidad, que contribuirá a mejorar la calidad de vida de los habitantes de misma.

El pueblo, desde 2003 entró en una etapa de continuo crecimiento, y como no hubo durante mucho tiempo planeamiento en las edificaciones, hoy parte de la planta urbana no cuenta con desagües definidos; y es urgente realizar un proyecto de niveles en calles, y de desagües.

Con el proyecto se quiere proponer un sistema de desagües aplicable, y de rápida ejecución; haciendo que toda la población afectada pueda mejorar sus servicios públicos; tratando en lo posible de no modificar la zona del pueblo que cuenta con desagües por escurrimiento superficial.

Históricamente las inundaciones del año 2001 trajeron aparejado un llamado de atención sobre los sistemas de desagües existentes, puesto que se debió improvisar sobre la marcha de los acontecimientos canales de drenaje para sacar la masa de agua del casco urbano.

Estoy convencida que este trabajo traerá la solución definitiva al tema en cuestión.

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

INDICE

1. Introducción
 - 1.1. Presentación del problema
 - 1.1.1. Efectos de la urbanización
 - 1.1.2. Ubicación geográfica
 - 1.2. Antecedentes
 - 1.2.1. Breve introducción al estudio del problema
 - 1.2.2. Geometría de la planta urbana
 - 1.2.3. Recopilación de información
 - 1.2.4. Algunas fotos aéreas de la planta urbana
2. Análisis del macrodrenaje
 - 2.1. Consideraciones generales
3. Análisis del microdrenaje. Cuenca urbana
 - 3.1. Descripción
 - 3.2. Pendientes
 - 3.3. Urbanización
 - 3.4. Dispositivos de desagües existentes
4. Fundamentos teóricos
 - 4.1. Algunos conceptos básicos
 - 4.1.1. Aguas lluvias urbanas
 - 4.1.2. Drenajes urbanos
 - 4.2. Cuenca
 - 4.2.1. Definición
 - 4.2.2. Cuenca urbana
 - 4.2.3. Características de las manzanas
 - 4.2.4. Disposición de las bocas de tormenta
 - 4.3. Lluvias
 - 4.3.1. Frecuencia de lluvia
 - 4.3.2. Duración de la lluvia
 - 4.3.3. Coeficiente de escorrentía
 - 4.4. Tiempo de concentración.
 - 4.4.1. Definición
 - 4.4.2. El tiempo de aducción
 - 4.4.3. Tiempo de fluencia o de recorrido dentro del colector (Tr)
 - 4.4.3.1. Colector parcialmente lleno
 - 4.4.3.2. Colector trabajando a sección llena
 - 4.5. Cálculo hidráulico
 - 4.5.1. El Método Racional
5. Planteo de posibles soluciones
6. Descripción de alternativas
 - 6.1. Consideraciones generales
 - 6.2. Alternativa 1
 - 6.3. Alternativa 2

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

7. Tipificación de soluciones alternativas**7.1. Ventajas y desventajas****7.2. Depósitos de retención****7.2.1. ¿por qué un depósito?****7.2.2. Utilidad de un depósito. Criterios de funcionamiento****7.2.3. Depósito on line****7.2.4. Depósito off line****7.2.5. Dimensionamiento y cálculo hidráulico****7.2.5.1. Métodos para estimar un caudal de diseño****7.2.5.2. El Hidrograma Unitario****7.2.6. Elementos de regulación de salida****7.2.7. Criterios de diseño generales****8. Alternativa 3. Solución definitiva****9. Descripción del cálculo de colectores****9.1. Diseño de disposición de tuberías y canales****9.1.1. Disposición de tuberías, canales y cuencas al Norte de calle San Martín****9.1.2. Disposición de tuberías, canales y cuencas al Sur de calle San Martín****9.2. Consideraciones para el cálculo de conductos****9.3. Cálculo de tuberías, canales y reservorio.****10. Resultados obtenidos****10.1. Soluciones adoptadas****11. Cómputo y presupuesto****Anexo 1: Planimetría****Anexo 2: Tablas utilizadas**

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

1. INTRODUCCIÓN**1.1. Presentación del problema****1.1.1. Efectos de la urbanización**

Los procesos de urbanización, desarrollados generalmente en forma anárquica, implican entre otros efectos alteraciones de los equilibrios ambientales naturales, impermeabilizaciones de las superficies, aumentos de caudales y volúmenes de escurrimiento, que terminan afectando la calidad de vida de los ciudadanos.

Una adecuada planificación urbana y rural, que coordine los distintos aspectos de la infraestructura de las ciudades y de su entorno, puede generar acciones que posibiliten un desarrollo urbano coherente y armónico.

La formulación de un Plan de desagües es una herramienta fundamental para esos fines.

1.1.2. Ubicación geográfica

El pueblo San Gregorio esta ubicado a 36° 19' latitud Sur y 62° 64' de longitud Oeste, en el departamento General López, de la provincia de Santa Fe.

Limita al Norte con los distritos de María Teresa y Christophersen, al Sur con la provincia de Buenos Aires, al Este con el distrito de Teodelina y al Oeste con el distrito de Diego de Alvear.

Tiene una superficie de 55.000 hectáreas, y está comunicado con el resto de la provincia y el país por la ruta provincial N°14.

La zona pertenece a la llanura ondulada de una pradera herbácea con clima templado húmedo. La temperatura media es de 16,5° C y la precipitación media anual para el período 1986-2006 es de 1125 mm.

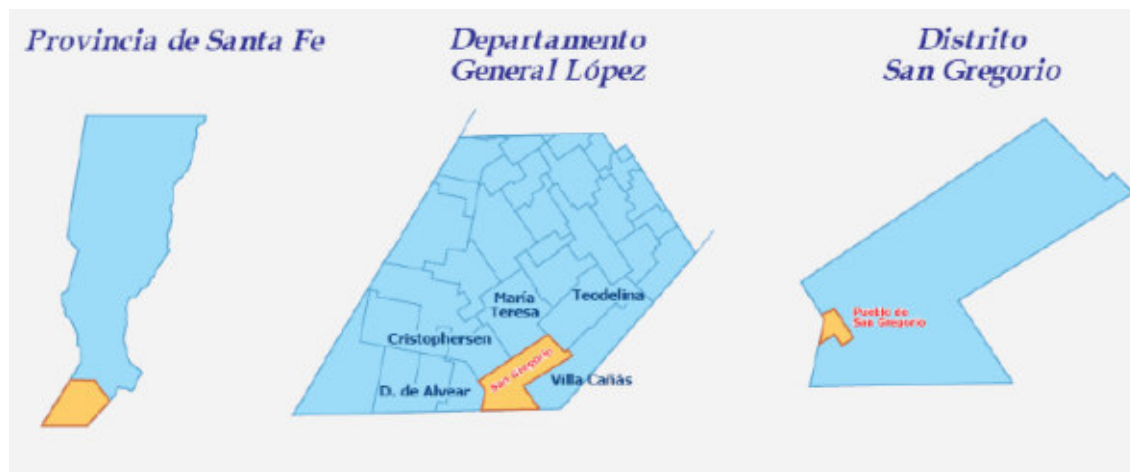


Figura: Ubicación geográfica

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

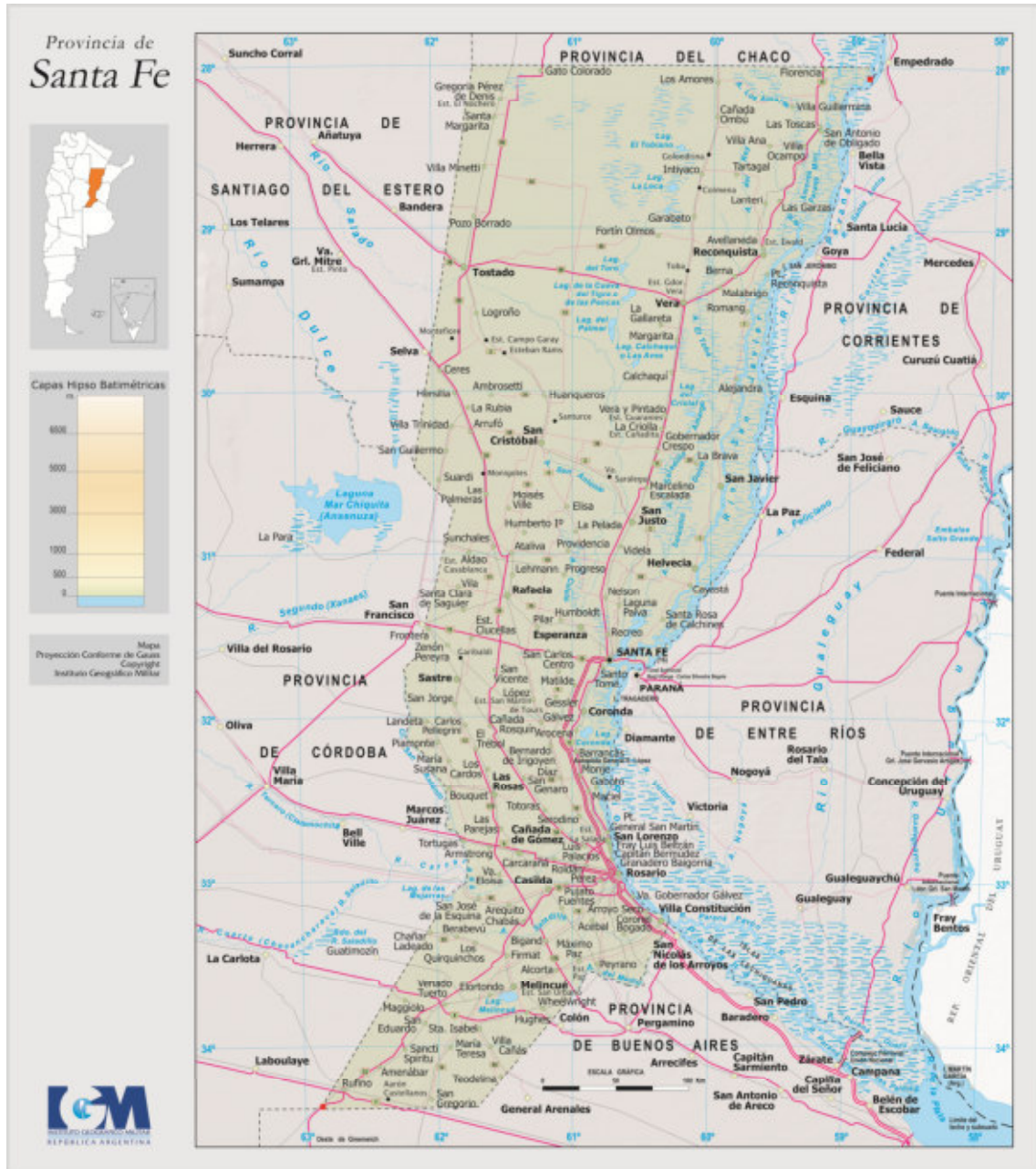


Figura: Plano provincia de Santa Fe

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

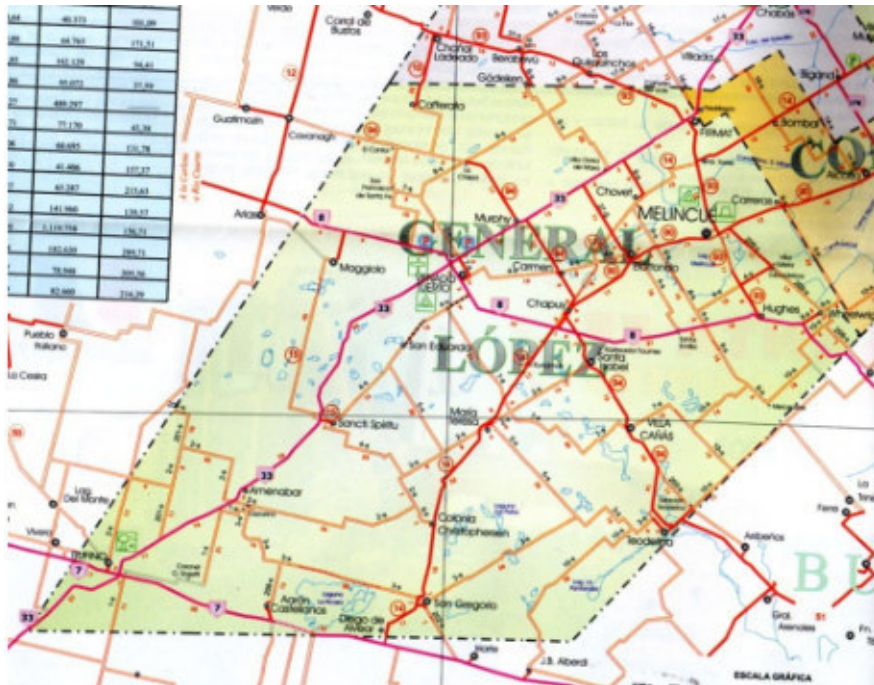


Figura: Plano departamento General López



Figura: Carta topográfica N° 3563

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Figura: Carta topográfica N° 3563-II

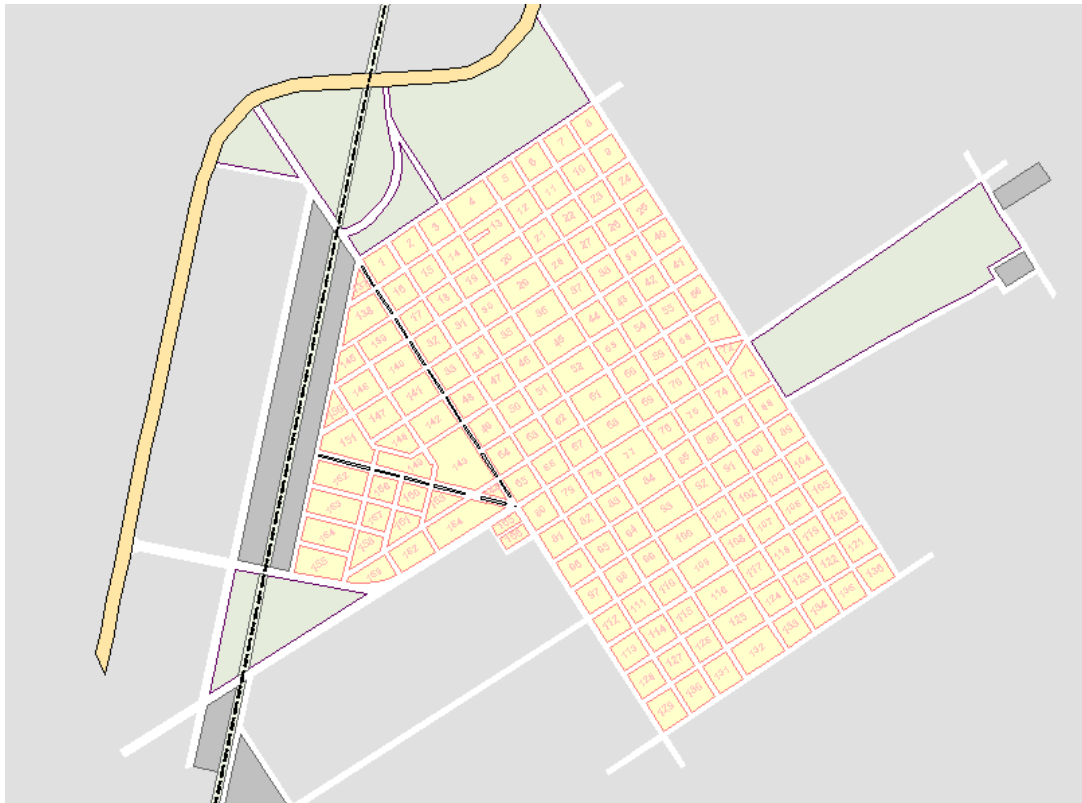


Figura: Planta urbana de San Gregorio

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

1.2. Antecedentes**1.2.1. Breve introducción al estudio del problema**

En ocasión de realizar la Práctica Profesional Supervisada (PPS), para cumplimentar con las normativas de esta institución, se trabajó en la nivelación de todo el ejido urbano de San Gregorio, y se llegó a la conclusión que existe un caos notorio con todos los sistemas de desagües pluviales.

El trabajo realizado en aquel momento comprendió la búsqueda de un punto I.G.M. que estuviese en condiciones de ser usado, ya que la mayoría de los señalados cerca de la planta urbana, correspondientes a la carta topográfica del Instituto Geográfico Militar, hoja N° 3563-5-4 y a la hoja N° 3563-11-2, habían sido movidos o sacados de los lugares. Vaya como ejemplos los indicados con el número 15, a 113,44 metros snm, que no existía y el correspondiente al número 16, a 109,50 metros snm, que había sido arrancado por una máquina rural.

Finalmente, dentro de un sembradío, se encontró el punto que está ubicado a $34^{\circ}20'18,85''$ latitud Sur y $62^{\circ}03'49,96''$ longitud Oeste. El mencionado punto está identificado con el nombre de: PF 1η (67) A, y tiene una altura de 107,98 metros sobre el nivel del mar.

Una vez ubicado el punto I.G.M. se procedió a la ubicación y materialización de puntos fijos en la planta urbana del pueblo. Luego de esta etapa, se procedió a:

- nivelar los puntos fijos colocados,
- calcular las cotas,
- calcular las compensaciones y
- confeccionar planos,

Todo lo mencionado anteriormente fue necesario para empezar con la nivelación del ejido urbano.

La nivelación consistió en 3 (tres) perfiles por cuadra:

- de 5 (cinco) puntos cada uno, y 2 (dos) umbrales o puntos de referencia por cuadra, en calles de tierra y con cordón cuneta; tubos de cruce de calles; alcantarillas y caminos de acceso.
- de 3 (tres) puntos cada uno; y 2 (dos) umbrales o puntos de referencia por cuadra, en calles pavimentadas, cruce de calles y badenes.

Una vez terminada la nivelación se comenzó el procesamiento de datos, cálculo de cotas y representación gráfica; que consta de un plano con los niveles y discriminación de calles con pavimento, cordón cuneta y tierra. También se confeccionó otro plano con curvas de nivel.

Luego de concluida la nivelación, y con ello las PPS, se toma la decisión de proponer como tema de Proyecto Integrador confeccionar un plan de desagües pluviales para el pueblo, estudiar posibles soluciones y decidir la mejor opción para este problema.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

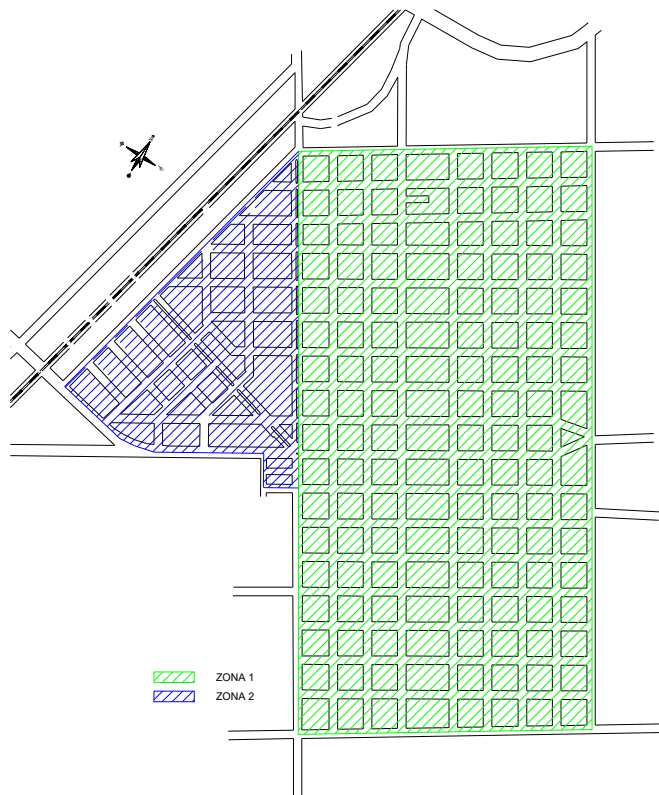
Anexo 1: Plano de nivelación. Plano A1-01/1-2-3-4-5**Anexo 1:** Plano curvas de nivel. Plano A1-02**1.2.2. Geometría de la planta urbana**

El pueblo de San Gregorio esta formado básicamente por dos zonas. La primera, de forma rectangular, delimitada por la calle J. J. Paso al Noroeste; Av. Libertad al Suroeste; calle Güemes al Sureste y Av. Independencia al Noreste. Esta extensión del pueblo tiene una orientación noroeste.

La segunda zona de forma casi triangular, denominada barrio de la Estación de Ferrocarril, delimita al Norte y Oeste con las vías del Ferrocarril Mitre; al Sur con el acceso Sur de la Ruta 14; y al Noreste con la Av. Libertad.

El área urbana cuenta con una superficie de alrededor de 260 hectáreas, divididas en 166 manzanas, de las cuales 136 forman la parte rectangular, siendo estas casi regulares, de 100 metros de lado aproximadamente en su mayoría, excepto las manzanas coincidentes con la plaza, que tienen dos de sus lados de 160 metros.

Las manzanas restantes son todas irregulares, de distintas formas y tamaños.

**Figura 7:** Geometría del ejido urbano

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

1.2.3. Recopilación de información

El acceso a la documentación a fin de contar con los datos necesarios para la definición y toma de decisiones de las partes que forman el presente proyecto, abarcó búsquedas de información que se describen a continuación.

En la recopilación de lo referente a desagües o pavimentos; se encuentra un proyecto realizado hace muchos años por profesionales de la empresa constructora Zarazaga y De Gregorio S.A., quienes ejecutaron la pavimentación de la ruta provincial N° 14, tramo Diego de Alvear – María Teresa, donde básicamente lo planteado era una divisoria de aguas por calle San Martín, con escurrimiento superficial hacia el noreste por un lado y al sudoeste por el otro. El sector del barrio de la Estación de Ferrocarril, en esos momentos no se encontraba urbanizado, por lo cual estaba ausente en aquellos planos.

Las cuadras ya pavimentadas, tenían planeadas un escurrimiento superficial, y llegada a las cuadras con calle de tierra, la conducción del agua era por medio de zanjas, y los cruces de calles se plantearon con tubos.

Llegado el caudal a los límites del pueblo, en todos los casos se contaba con canales perimetrales a cielo abierto, habilitados y realizados por Hidráulica de la Provincia.

Anexo 1: Plano proyecto Zarazaga y De Gregorio S.A. Plano A1-03

Otras fuentes consultadas se detallan a continuación:

- Imágenes satelitales de la localidad, obtenidas del programa Google Earth.
- Cartas Topográficas del Instituto Geográfico Militar, de San Gregorio, Diego de Alvear, Juan Bautista Alberdi, Christophersen y Colonia Morgan.
- Sistema de información geográfica, indicando tipo de edificación y dimensiones de parcelas, abarcando todo el casco urbano, brindado por la Comuna de San Gregorio.
- Estudios de suelos realizados por el Ing. Carlos Bessone, contratado por la Comuna de San Gregorio, y provisto por la misma.
- Plano con delimitación planimétrica de bajos receptores y cotas de agua asociada, proporcionada por la Comuna de San Gregorio.
- Información obtenida por medio de charlas con algunos empleados de Hidráulica de la Provincia, que han trabajado en la construcción de canales y desagües de la planta urbana, y que tienen conocimiento del funcionamiento de los drenajes.
- Fotos aéreas de la planta urbana.
- Información brindada por habitantes de San Gregorio, con conocimiento de la influencia que tienen las precipitaciones; localización de zonas con problemas de escurrimiento superficial; cuales fueron las consecuencias de la creciente de la laguna La Picasa; etc.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

1.2.4. Algunas fotos aéreas de la planta urbana



Imagen 1



Imagen 2

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen 3



Imagen 4

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen 5



Imagen 6

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

2. ANÁLISIS DEL MACRODRENAJE**2.1. Consideraciones generales**

El sector en estudio está ubicado en una zona de escasas pendientes, por lo que no existe un sentido único de escurrimiento.

Con toda la información recopilada se puede ver claramente que hay dos bajos receptores de aguas pluviales excedentes:

- los bajos de Cremería al Sudeste con cota de pelo de agua 98,71 m. y
- los de Ancalú al Este con cota de pelo de agua de 103,48 m.

Los Bajos de Ancalú, están conectados con una laguna de mayor superficie, denominada laguna de Ancalú, ubicada al Este, con cota de curvas 97 m. Con la misma laguna se conectan los bajos de Cremería, cuando estos tienen excesos de agua. La conexión en este caso está efectuada por canales de vieja data (más de 100 años de existencia).

A partir de la laguna de Ancalú, las aguas drenan naturalmente hacia otro conjunto de lagunas de cota de curvas 94,3 m.

Desde esas lagunas las aguas se dirigen hacia la laguna La Salamanca, al Este, y desde allí por un canal, también de vieja data, y por zonas bajas, las aguas van hacia la laguna El Cisne.

Desde este punto, los excesos de aguas drenan en forma natural hacia la laguna Morgan, al Norte, y desde allí se conecta con la Alternativa Norte de desagüe de la laguna La Picasa.

Se hace la aclaración de que los canales existentes son de “antigua data”, por si en un futuro, en época de abundantes precipitaciones, las aguas circulantes por las lagunas y los canales mencionados, llegaran a ser excesivos, e inundaran campos aledaños. Se evitarían de esta forma problemas legales entre dueños de tierras, municipios o provincias, ya que los canales tienen más de 100 años de edad.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

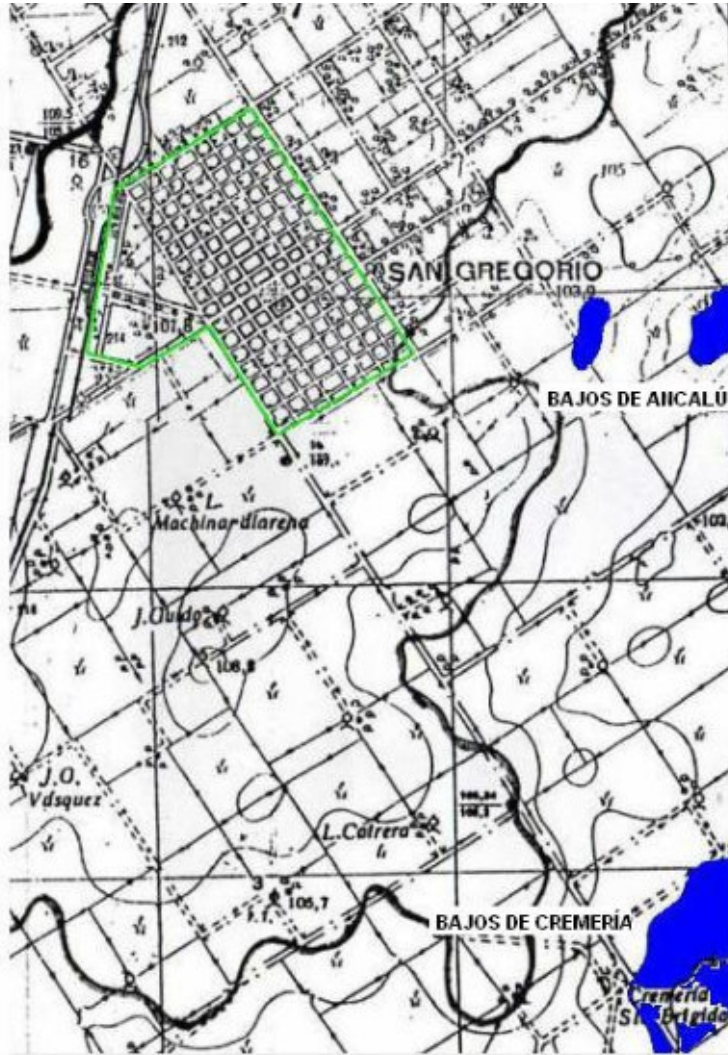


Figura: Ubicación de los Bajos de Cremería y Añcalú

Anexo 1: Imagen satelital y cartas topográficas. Plano A1-I

Anexo 1: Cartas topográficas – Macrodrenaje. Plano A1-CT

En las imágenes que se muestran a continuación, se ven los bajos sin agua, debido a la sequía que estamos sufriendo hace meses. También se pueden ver algunos canales que llevan las aguas hacia esos bajos y alcantarillas de cruces de caminos.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Bajos de Ancalú



Imagen: Bajos de Ancalú

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: canal hacia Bajos de Ancalú



Imagen: Bajos de Cremería

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Bajos de Ancalú



Imagen: Alcantarilla y canal hacia bajos de Cremería

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Alcantarillas en bajos de Cremería



Imagen: Canal en bajos de Cremería

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

3. ANALISIS DEL MICRODRENAJE – CUENCA URBANA**3.1. Descripción**

El sector delimitado por la Av. Libertad, las vías del Ferrocarril Mitre y el acceso Sur de la ruta Provincial N°14, drenan sus excedentes hacia la Av. Libertad, y descargan por ésta hacia los Bajos de Cremería.

La zona rectangular delimitada por las calles J. J. Paso, Av. Independencia, calle Güemes y Av. Libertad pueden distinguirse los siguientes sentidos de escurrimiento:

- La calle San Martín actúa como divisoria de aguas, drenando aproximadamente la mitad del área urbana para el Este y la otra mitad hacia el Oeste.
- Al Este de la calle Belgrano una parte del escurrimiento se orienta hacia la esquina de J. J. Paso e Independencia, y la otra hacia la esquina de Güemes y Av. Libertad. En los dos casos el escurrimiento descarga en los Bajos de Ancalú.
- Al Oeste de la calle San Martín los excedentes escurren hacia Av. Libertad, encontrándose con el aporte de una gran parte de la planta urbana en la esquina de esta avenida y Güemes. Estos caudales escurren hacia los Bajos de Cremería.

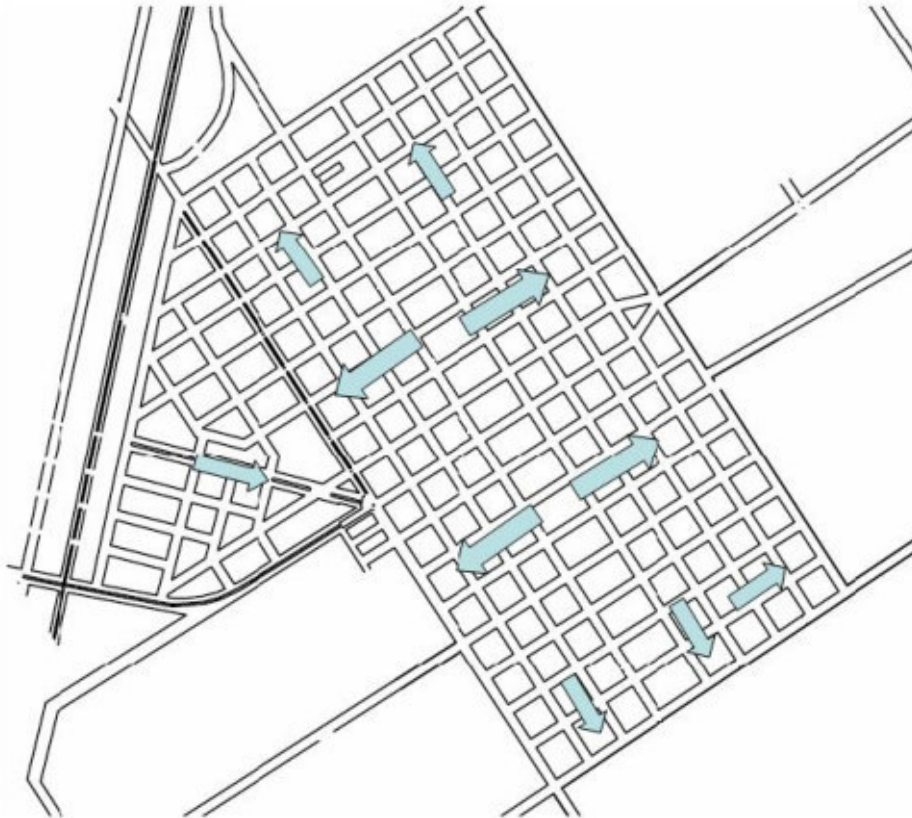


Figura: Sentidos de escurrimientos

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Figura: Sentidos de escurrimiento hacia los bajos

La altura mínima observada corresponde a la esquina de las calles Güemes e Independencia, con una cota I.G.M. de 104,5 m.

En general, los problemas de escurrimiento corresponden a errores constructivos de los dispositivos de conducción, como pueden ser, poca profundidad de cunetas y badenes en zonas pavimentadas. Canales y cunetas pequeñas, con obstáculos en las alcantarillas y tubos de conducción, o reducido diámetro. Otro de los problemas es la falta de mantenimiento en las conducciones.

Las imágenes siguientes corresponden al episodio de lluvia del día 28 de Septiembre de 2008.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Ameghino y Laprida



Imagen: Belgrano e Yrigoyen

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Belgrano y Alte. Brown



Imagen: Av. Libertad y G. Cejas

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Av. Libertad y 5 de Abril



Imagen: San Martín y G. Cejas/A. P. Cabanius

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Mitre y Sarmiento



Imagen: Ameghino e Independencia

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

3.2. Pendientes

La pendiente promedio de la zona en estudio es de aproximadamente 1.5 por mil, en sentido Noroeste- Sudeste; con sectores con una pendiente de hasta un 4 por mil y otros muy pequeña pendiente cercanas al 1 por mil.

Las pendientes más importantes se ubican entre calles San Martín e Independencia, con sentido Noroeste-Sudeste. Desde la calle Cabanius, hacia el Sudoeste las pendientes son más pronunciadas.

Entre calles J. J. Paso y Chacabuco, la pendiente tiene una orientación Sudoeste-Noreste.

La zona ubicada entre calles San Martín y Av. Libertad, tiene una pendiente pareja, de aproximadamente 1.5 por mil, hacia el Sudeste.

El sector denominado barrio de la Estación, tiene una pendiente hacia Av. Libertad, con la zona mas alta ubicada a la vera de las vías del ferrocarril Mitre.

3.3. Urbanización

La planta urbana esta dividida en tres zonas bien definidas:

- Una zona céntrica, delimitada por las calles Chacabuco, Urquiza, San Lorenzo y Av. Libertad.
- Una zona periférica a la céntrica, delimitada por las calles J. J. Paso, Independencia, Güemes, Av. Libertad, Chacabuco, Urquiza y San Lorenzo.
- Y la zona del barrio de la Estación de ferrocarril.

Con cada sector definido, se asociaron distintos coeficientes de escorrentía, que fueron evaluados de acuerdo al factor del uso del suelo (vivienda, galpón, plaza, baldío, etc.), y el grado de ocupación del mismo.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

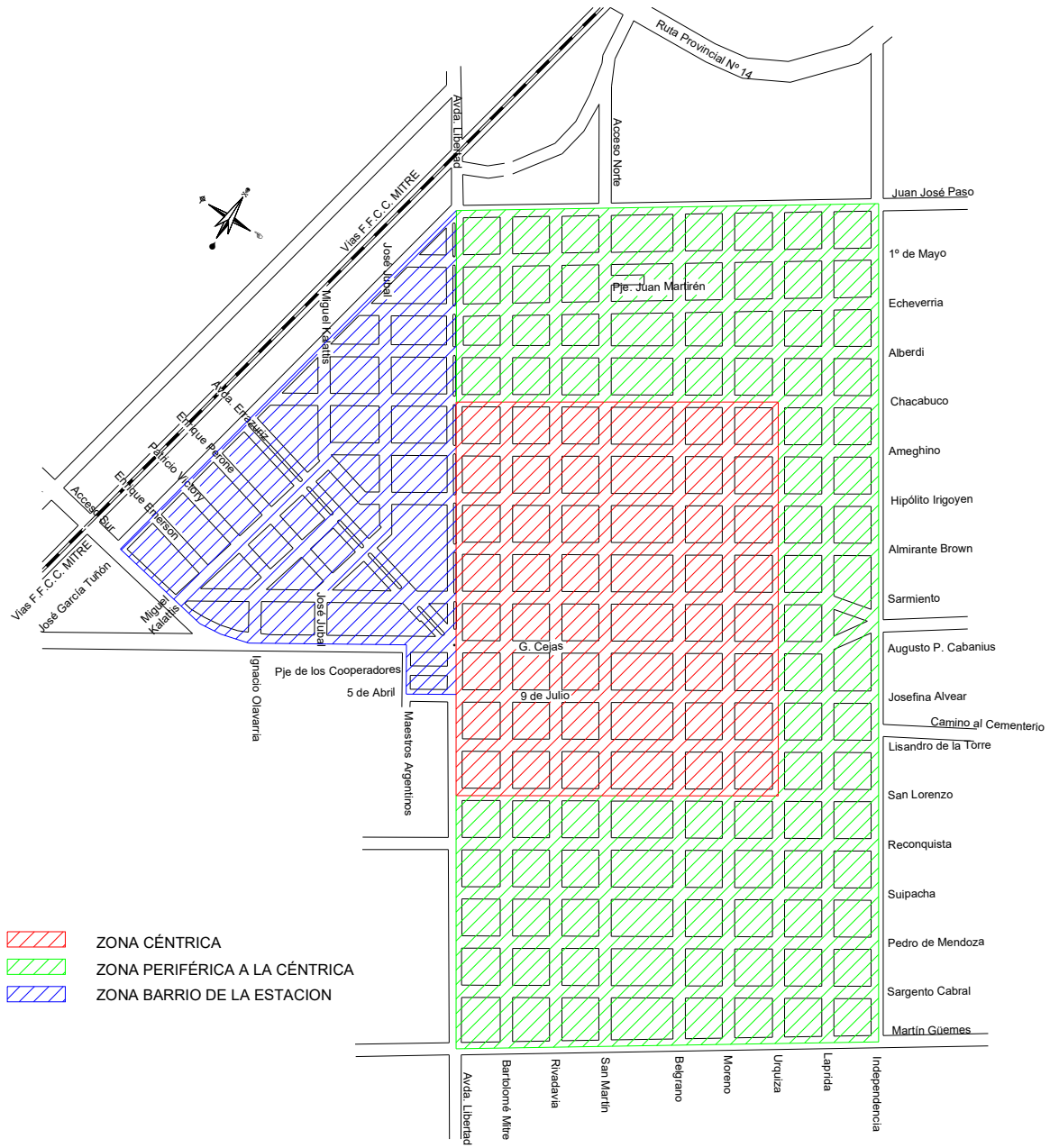


Figura: Sectorización del área urbana

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

3.4. Dispositivos de desagües existentes

La red de drenaje existente esta constituida por:

- Pavimentos de hormigón con cordón cuneta, incluyendo badenes en cruces de calles.
- Calles con estabilizado granular y cordón cuneta de hormigón, con badenes.
- Calles de tierra con cunetas, que mantienen direcciones de drenaje naturales.
- Cruces de calles con tubos de hormigón.
- En Av. Libertad, un emisario a cielo abierto entre calles Guillermo Cejas y 9 de Julio
- Alcantarillas en los límites del pueblo, antes de volcar los caudales a canales.

Todos los excedentes de agua son volcados a canales perimetrales, como ya se dijo, habilitados y construidos por Hidráulica de la Provincia.

Estos excedentes escurren hacia los bajos de Cremería y Ancalú según corresponda.



Imagen: Alcantarilla Independencia y Sarmiento

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Alcantarilla J. J. Paso y San Martín



Imagen: Alcantarilla y canal calle J. J. Paso

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: Emisario Av. Libertad



Imagen: Canal y alcantarilla Av. Libertad

4. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

4.1. Algunos conceptos básicos

4.1.1. Aguas de lluvias urbanas

Las anegaciones en una planta urbana pueden tener diferentes causas:

- Desborde de cauces naturales que atraviesan sectores urbanos durante las crecidas
- Elevación del nivel de agua subterránea sobre la superficie del suelo
- Acumulación de aguas de lluvia en zonas bajas con drenaje insuficiente
- Zonas en las cuales se interrumpe el drenaje natural

Deben agregarse los efectos de la urbanización propiamente dicha, la cual incrementa la proporción de suelos impermeables y acelera el tiempo de respuesta a las precipitaciones, provocando el aumento de los volúmenes escurridos y de los caudales máximos.

Existen cauces naturales que forman la red de drenaje de los sectores urbanos, y que provocan inundaciones. Cuando esto ocurre se debe a que la urbanización ha cegado muchos de estos cauces, eliminando la red de drenaje natural sin reemplazarla por otra alternativa. A ello debe agregarse el incremento de la escorrentía urbana sobre esa misma red provocada por la impermeabilización del terreno.

Las aguas que inundan sectores urbanos, ya sea que se almacenan inapropiadamente en el terreno, o escurren por cauces no preparados para ellos, generan una gran cantidad de inconvenientes y disfuncionalidades al interferir con otros sistemas urbanos, impedir los desplazamientos de personas y bienes, o el uso de terrenos o espacios urbanos con otros fines. Si el problema no es adecuadamente resuelto puede ser parte importante del deterioro de la calidad de vida en el sector afectado. Estas aguas pueden provenir de precipitaciones sobre el mismo sector en cuestión, o del escurrimiento generado en sectores aledaños. Este estudio se refiere exclusivamente a obras y acciones destinadas a enfrentar problemas generados por aguas lluvias que precipitan sobre el mismo lugar urbano de interés.

4.1.2. Drenajes urbanos

Un plan de gestión de aguas de lluvias en sectores urbanos deberían considerar los siguientes aspectos básicos:

- La definición de un sistema de drenaje general, que considere los cauces naturales y la forma en que ellos se incorporan en la urbanización, así como la materialización de un sistema de drenaje artificial, o de colectores de agua de lluvias urbanos que complementen la red natural.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

- La obligación de respetar el sistema de drenaje natural incluso sus etapas iniciales, estableciendo para cualquier sector que se urbaniza claramente la forma en que se drenan los excesos en caso de ocurrir, hasta llegar a los cauces naturales o artificiales establecidos
- El compromiso para cualquier sector que se urbanice de no generar mayores volúmenes de escorrentía, ni mayores caudales máximos que los que se generan en el sector previamente a la urbanización.

Entre los problemas que genera la urbanización en relación a las aguas de lluvia se destacan el incremento de volúmenes de escorrentía y el aumento de los caudales máximos a evacuar debido a la impermeabilización del suelo.

El problema de las aguas de lluvia en las zonas urbanas tradicionalmente se ha enfrentado de manera de drenar y evacuar rápidamente los posibles excesos conduciéndolos mediante redes de colectores hacia el cauce natural más cercano. Recientemente se han planteado algunas observaciones ambientales a este esquema, debido a los impactos que esta practica produce en el sistema natural de drenaje hacia aguas abajo de los lugares de descarga, fundamentalmente en relación al incremento de los riesgos de inundación y el aumento de erosión y sedimentación de los cauces.

En respuesta a estos problemas algunos autores han propuesto un tratamiento distinto basado en la disposición local, más cerca de las fuentes de las aguas de lluvias. Esto se logra infiltrando total o parcialmente las aguas, o almacenándolas para evacuarlas con posterioridad a las tormentas de manera de disminuir el volumen y los gastos máximos durante las tormentas. En el ambiente técnico este esquema se conoce como de control en la fuente.

En el siguiente apartado se enumerarán algunas definiciones necesarias, su descripción y aplicación técnica.

4.2. Cuenca

4.2.1. Definición

Cada cuenca está separada de las que la rodea por una línea divisoria de aguas, que bordean a la cuenca, se define así la cuenca vertiente topográfica.

Se llama cuenca vertiente o cuenca de drenaje, considerando un punto dado, al área limitada por el contorno en el interior del cual el agua precipitada corre por la superficie, se concentra y pasa por el punto determinado.

4.2.2. Cuenca urbana

La cuenca de un punto de estudio queda determinada por los siguientes factores:

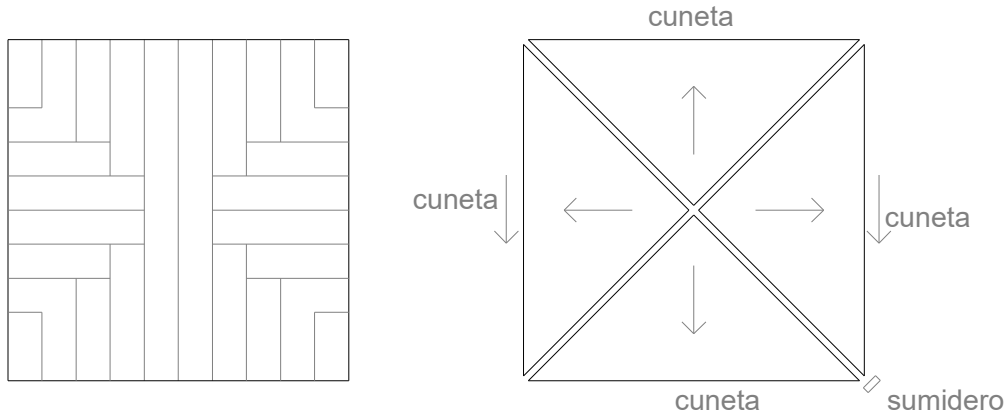
- Características de las manzanas
- Planos de niveles del pavimento
- Disposición de las bocas de tormenta

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

4.2.3. Características de las manzanas

Una manzana de una ciudad presenta una forma de loteo de acuerdo a sus dimensiones. La forma de desaguar a las calles de una manzana con sus cuatro lados iguales es la siguiente:



4.2.4. Disposición de las bocas de tormenta

Este debe ser un dato muy preciso, porque nos determinará la forma de la cuenca.

4.3. Lluvias

4.3.1. Frecuencia de lluvia

La frecuencia de la lluvia es el tiempo en años en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características.

La frecuencia es un factor determinante en el cálculo de las redes de alcantarillado pluvial, en su relación con la prevención de inundaciones en áreas urbanas.

La elección de los períodos de retorno de una precipitación está en función a de características de protección e importancia del área en estudio.

Tabla descripción de la zona-frecuencia

Descripción de la zona	Frecuencia (años)
a- Zona urbanas y suburbanas	1 a 2
b- Zonas urbanas, residenciales y comercial	2 a 5
c- Para colectores de 2 orden como canalizaciones	10
d- Diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de 1 orden)	20 a 50
e- Para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje la cuenca	100

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

4.3.2. Duración de la lluvia

Se puede demostrar, que el caudal producido por una lluvia será máximo si la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración del área drenada. El *tiempo de concentración* es el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el colector; o es el tiempo requerido desde el comienzo de la lluvia para que toda el área esté contribuyendo al colector en cuestión.

Al proyectar ciertas obras hidráulicas, como sistemas de desagües pluviales, no es razonable ajustar el diseño a la precipitación más intensa que pueda ocurrir en un lapso de tiempo indefinido.

Si consideramos, por un lado el costo que significa el sobredimensionamiento de una obra y por el otro el costo de los daños originados por un subdimensionamiento de la misma, al presentarse una tormenta poco frecuente.

El interés en efectuar un análisis detallado de la intensidad de diseño en cuencas pequeñas reside en que las lluvias que ocasionan el caudal máximo en un punto de la red de drenaje son aquellas de corta duración y gran intensidad, dado que las peores condiciones se producen cuando dicha duración iguala o supera al tiempo de concentración de la cuenca.

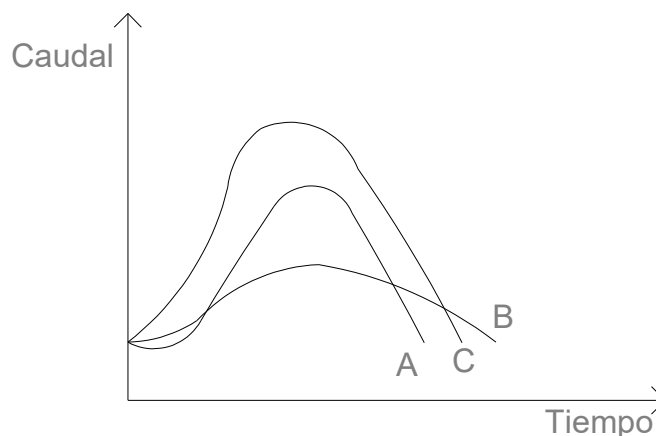
Se observa que las intensidades de lluvia tienden a crecer a medida que disminuye la duración de la lluvia y por otra parte es de esperar en cuencas pequeñas tiempos de concentración pequeños.

Si analizamos una cuenca en general, para la misma recurrencia, tormentas de corta duración, tenemos:

Para tormentas menores al tiempo de concentración, producen un rápido crecimiento del caudal, pero cesan antes que el agua procedente de toda la cuenca alcance la sección de control y dan como resultado un hidrograma como el A.

Tormentas de gran duración superiores al tiempo de concentración y por lo tanto aporta toda la cuenca pero no son de gran intensidad, dan como resultado un hidrograma como el B.

Las peores condiciones se producen cuando la duración iguala al tiempo de concentración y la intensidad es considerable, dando como resultado un hidrograma como el C.



“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

4.3.3. Coeficiente de escorrentía

No toda agua de lluvia precipitada llega al sistema del alcantarillado, parte se pierde por factores tales como evaporación, intersección del follaje, almacenamiento superficial como zanjas o depresiones y por infiltración. De todos los factores anteriores, el de mayor importancia es el de la infiltración, el cual es función de la permeabilidad del terreno, y es por eso que en algunos casos se le llama coeficiente de permeabilidad.

La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil, ya que existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo. Por una parte, las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia, debido a la saturación paulatina de la superficie del suelo y, por otra parte, la infiltración puede ser modificada de manera importante por la intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales.

El coeficiente de escurrimiento se obtendrá con la siguiente fórmula:

$$C = \frac{\sum C_i * A_i}{A}$$

Siendo:

C_i: coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector;

A_i: área de cada sector (ha)

A: área total de la cuenca de drenaje (ha)

En la tabla siguiente se dan algunas guías para la elección del coeficiente de escorrentía.

Descripción de la zona	Coeficientes
a- Partes centrales, densamente construida con calles y vías pavimentadas	0,7 a 0,9
b- Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitantes con calles y vías pavimentadas	0,70
c- Zonas residenciales medianamente habitadas	0,65
d- Zonas residenciales medianamente habitadas	0,55 a 0,65
e- Zonas residenciales de pequeña densidad	0,35 a 0,55
f- Barrios con jardines y vías empedradas	0,30
g- Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento	0,10 a ,20

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

4.4. Tiempo de concentración**4.4.1. Definición**

Se define tiempo de concentración de una cuenca a la duración necesaria para que una gota de agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado de aquella llegue hasta la sección de control.

El tiempo de concentración puede ser dividido en dos:

- 1- tiempo de aducción o tiempo de entrada (T_{AD})
- 2- tiempo de fluencia o de recorrido dentro del colector (T_f)

4.4.2. El tiempo de aducción

Es el tiempo que tarda el agua en llegar al sumidero desde que comienza la lluvia. Depende de varios factores como niveles de calles, características de las mismas, si están pavimentadas o no, etc.

Para el cálculo se debe elegir el sumidero en estudio. Al sumidero en estudio, le pueden llegar varios caminos de escurrimiento. Se deben analizar todas las posibilidades y luego adoptar el mayor valor que será el determinante para el cálculo.

Para calcular el tiempo de aducción, se debe descomponer en figuras de aporte de caudales, que generan las manzanas que conforman el camino del agua según sus dimensiones; y cada figura tendrá una ecuación.

Previo a la descomposición de las figuras se debe hallar un coeficiente comuna todas ellas, llamado coeficiente K.

$$K = \frac{m \cdot (I/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot L^{1/2}}{(m \cdot I^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

Donde:

$m = 50$

C = coeficiente de escorrentía

I = pendiente de la cuadra

a = mitrad de la calzada

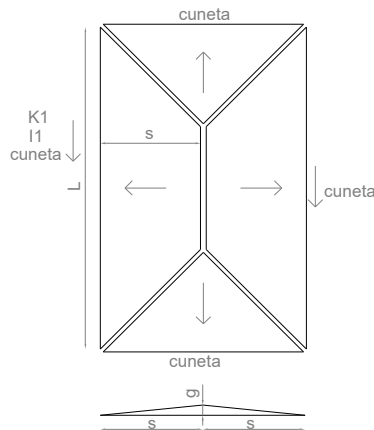
g = altura del galibo de la calzada

s = altura de la figura que se encuentra en la cuadra

L = longitud de la cuadra

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Cada cuadra tendrá su coeficiente K y su pendiente. También tendrá la descomposición de las manzanas en rectángulos, triángulos hasta llegar al sumidero.

Cuando ya se eligió el sumidero en estudio, se descomponen las manzanas en el camino estudiado. De la combinación de triángulos y rectángulos que se hallan al descomponer la manzana del camino estudiado se encuentra el tiempo de aducción sumando la ecuación de cada una de estas figuras.

Para las ecuaciones de las figuras hay dos tipos de formulas:

- 1- sin área de aporte
- 2- con área de aporte

Estas fórmulas se desarrollarán en la sección de cálculo.

4.4.3. Tiempo de fluencia o de recorrido dentro del colector (T_f)

Existen dos formas de calcular el tiempo de fluencia:

- A colector parcialmente lleno
- A colector trabajando a sección llena

4.4.3.1. Colector parcialmente lleno

Se debe separar al colector en tramos, dichas separaciones son tomadas de sumidero a sumidero. El segundo sumidero tendrá como tiempo de concentración el de aducción más el de fluencia del tramo que comprende desde el primer sumidero hasta el segundo; el primer sumidero no tiene tiempo de fluencia porque al mismo le llega toda el agua superficialmente, por lo tanto existe en el primer sumidero solamente tiempo de aducción.

Teniendo en cuenta la longitud que existe entre sumideros, la intensidad de diseño para el tramo, el área de aporte, el caudal y la velocidad llena que tiene el colector hasta el sumidero en estudio según las ecuaciones de Manning se tiene que:

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

$$Q_{\text{(sumidero en estudio)}} = C \cdot A \cdot I / 360$$

$Q_{\text{(sumidero en estudio)}} \Rightarrow$ tabla de parámetros hidráulicos \Rightarrow

Q_{II} (según Manning)

$\Rightarrow V_{\text{real}} / V_{II} \Rightarrow V_{\text{real}}$

$$T_{f(\text{sumidero 1-2})} = L / v_{\text{real}} \cdot 60 = \text{minutos}$$

El tiempo de fluencia del colector en su totalidad es la suma de todos los tiempos de fluencia encontrados para cada sumidero que compone el colector.

A medida que avanza el colector de acuerdo a la numeración adoptada, irá variando la intensidad de diseño para cada tramo. Cuando se calcula un sumidero se adopta una intensidad de cálculo, se calculan todos los tiempos de fluencia de los tramos posteriores al de estudio y con el ábaco intensidad-duración-recurrencia se verifica la intensidad adoptada.

4.4.3.2. Colector trabajando a sección llena

La diferencia que hay con el cálculo a sección parcialmente llena es que la velocidad de escurrimiento del agua dentro del tubo es siempre la misma debido a que el tubo trabaja a sección llena, solamente depende del diámetro del tubo y la pendiente.

Por lo tanto el tiempo de concentración en un punto cualquiera es la suma del tiempo de aducción más el de fluencia.

4.5. Cálculo hidráulico**4.5.1. El Método Racional**

Este método es ampliamente usado desde mediados del siglo XIX, y tiene la ventaja de ser aparentemente muy simple, ya que expresa que el caudal máximo es proporcional a la lluvia caída en el área, multiplicada por un coeficiente que se denomina coeficiente de escorrentía. Es apropiado para ser usado en áreas pequeñas, preferentemente impermeables. Sus limitaciones principales se relacionan con el hecho de suponer un coeficiente de escorrentía constante, independiente de las condiciones de humedad de la cuenca y la hipótesis de igualar el periodo de retorno de la tormenta al de la crecida.

Este método es usado para superficies de desagües menores a 1000 has (10 km²)

Se establece que el caudal superficial producido por una precipitación es:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{360}$$

Donde:

Q = caudal superficial (m³/seg)

C = coeficiente de escorrentía (adimensional)

A = área de drenaje (ha)

I = intensidad promedio de la lluvia (mm/h)

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

El método racional tiene como concepto básico que el caudal máximo Q (caudal de proyecto) para una pequeña cuenca de drenaje ocurre cuando toda la cuenca está contribuyendo y que éste es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes hipótesis:

- El caudal máximo Q en cualquier punto, es una función directa de la intensidad media de la lluvia I , durante el tiempo de concentración para aquel punto.
- La frecuencia del caudal máximo es la misma que la frecuencia media de la lluvia
- El tiempo de concentración T_c está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia I

La ecuación del método racional no siempre puede emplearse, debido a las siguientes limitaciones:

- es una ecuación empírica ya que fue desarrollada en una cuenca experimental, por esa razón está limitado su uso a superficies menores de 10 km^2 .
- No toma en cuenta la distribución espacial de la lluvia, debido a que supone que llueve sobre la cuenca en forma uniforme.
- Supone que cuando comienza la lluvia la cuenca también comienza a contribuir, lo cual no es cierto.

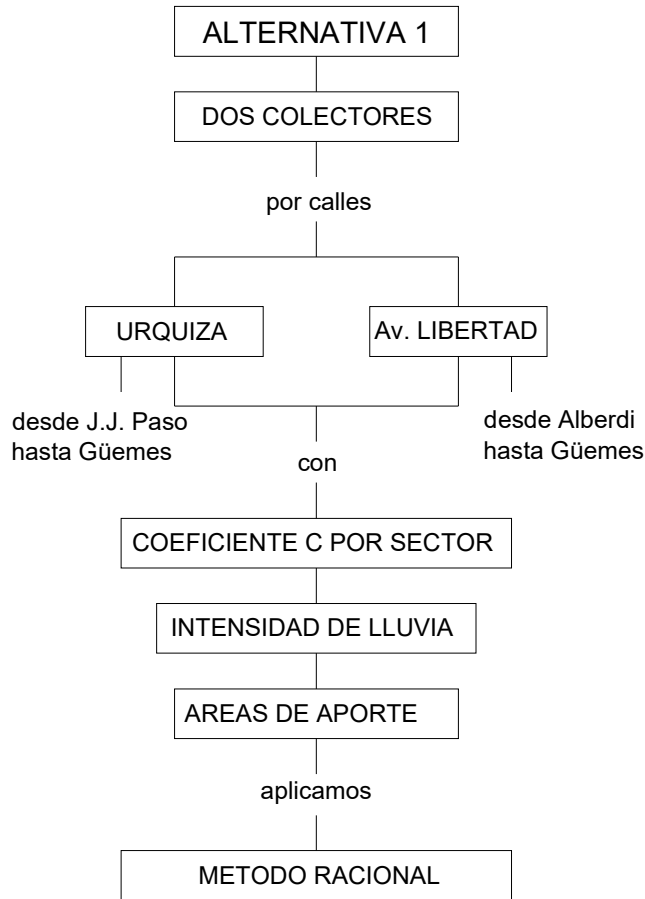
“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

5. PLANTEO DE POSIBLES SOLUCIONES

En el tiempo dedicado al estudio de la problemática de los anegamientos por aguas pluviales, se fueron planteando distintas alternativas para la solución de los inconvenientes mencionados anteriormente, donde se analizaron cuencas de aporte que dieron lugar a distintos tamaños en las conducciones.

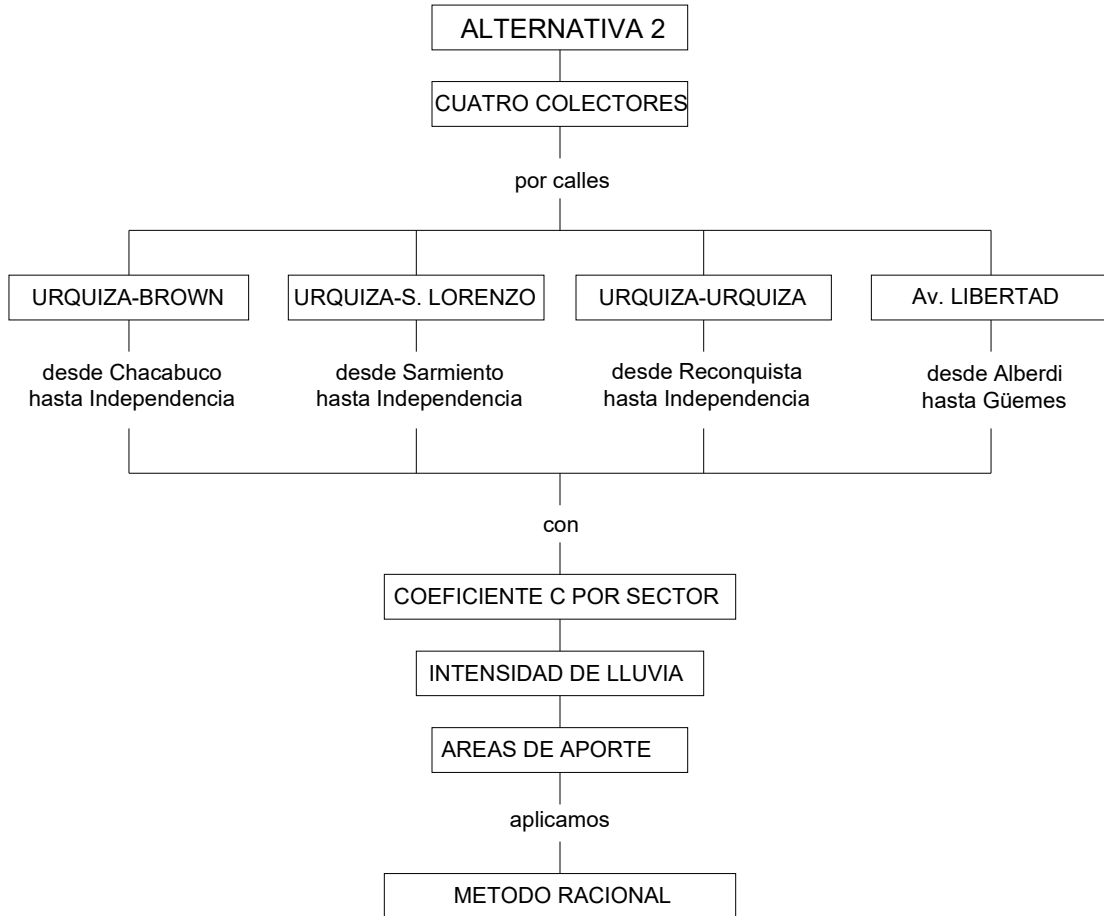
La primera propuesta supuso lo siguiente:



“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

La segunda opción propuso:



“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

6. DESCRIPCION DE ALTERNATIVAS**6.1. Consideraciones generales**

Lluvia de diseño: Para la determinación de la lluvia de diseño, se utilizaron las curvas Intensidad - Duración - Recurrencia (I-D-R) de la ciudad de Rosario, ya que en el pueblo no se contaba con un registro adecuado de lluvias como para ser utilizado.

Recurrencia de la lluvia: La recurrencia utilizada para todos los casos es de 1 año en conducciones. En los casos en que fue necesario el cálculo de canalizaciones, la recurrencia utilizada fue de 5 años.

Coefficiente de escorrentía: Los coeficientes de escorrentía adoptados, fueron analizados en cada manzana de acuerdo a la ocupación del suelo, adoptándose un valor para cada manzana según corresponda en la tabla.

6.2. ALTERNATIVA 1

En el estudio de las cuencas del ejido urbano, se tiene una divisoria de aguas por calle San Martín, lo que nos plantea dos grandes cuencas.

En esta primera alternativa, se trató de no modificar los niveles de las calles de tierra, con lo que se propuso lo siguiente:

- Un conducto por calle Urquiza
- Un conducto por Avenida Libertad

El conducto por calle Urquiza se planteó desde el inicio de la misma hasta el final, o sea desde J. J. Paso hasta Güemes.

Este conducto, fue proyectado para recolectar los excedentes de aguas encerrados por las calles San Martín, J. J. Paso, Urquiza y Güemes. Desde Urquiza hacia el norte, las aguas escurrirían superficialmente hasta el canal perimetral de calle Independencia. Desde allí las aguas drenarían por canales hacia los bajos de Ancalú.

El conducto de Av. Libertad, se propuso desde calle Alberdi hasta Güemes, y recolectaría los excedentes de San Martín hacia el sur, y los del barrio de la Estación de Ferrocarril. Desde la esquina de Güemes y Libertad, las aguas drenarían por un canal hasta los bajos de Cremería.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

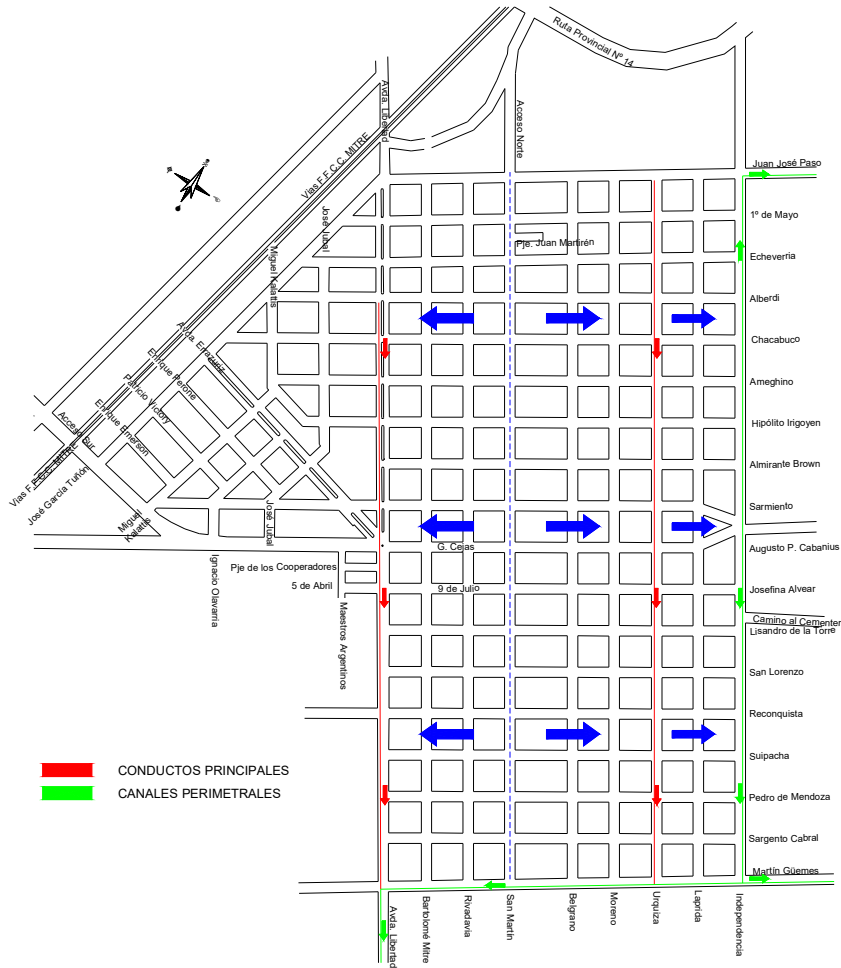


Figura: Ubicación de conducciones y canales Alternativa 1

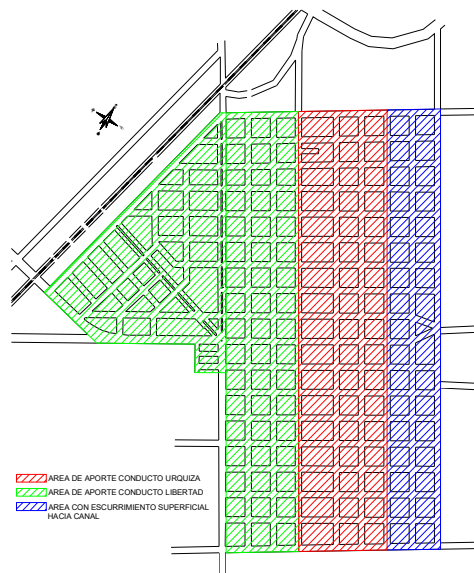


Figura: Áreas de aporte Alternativa 1

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

Conducto calle Urquiza: al hacer un estudio de los caudales aportados por la subcuenca (color azul), por medio del Método Racional, este dio un número bastante grande, ya que el área de aporte es muy extensa.

PREDIMENSIONADO CONDUCTO CALLE URQUIZA

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C =	0,6
I =	60 mm/h
L cuenca =	2040 m
B cuenca =	400 m
A =	81,6 ha

Q = 8,16 m3/seg

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

Se adopta

Diám.=	1 m
--------	-----

Datos

i inicial =	8,65 m
i final =	6,2 m
n =	0,013
Rh = D/4 =	1/4
L. cond. =	1247 m
i =	0,00196 m/m

V = 1,353 m/seg

$$Q = V \times \Omega \Rightarrow \Omega = Q / V$$

$$\Omega = \frac{8,16}{(1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$\pi D^2/4 = \frac{8,16}{1/n \times (D/4)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$D^{8/3} = \frac{8,16 \times 4}{1,35 \times \pi}$$

$$D^{8/3} = 7,68$$

D = 2,15 m

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

Al ver el resultado del diámetro de la cañería del predimensionado se llegó a la conclusión de que no se podría colocar, ya que al ser tan grande, no darían las tapadas al final del trayecto de la tubería, y esta nos quedaría enterrada.

Por ese motivo quedó descartada esta opción.

Conducto avenida Libertad: en este caso las áreas de aporte de las subcuencas (color verde) eran más extensas que en el caso del conducto de calle Urquiza, y las pendientes menos pronunciadas, por lo que tampoco se pudo utilizar esta opción, por las mismas razones que en el caso anterior.

PREDIMENSIONADO CONDUCTO AVENIDA LIBERTAD

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C =	0,65
I =	60 mm/h
L cuenca =	2040 m
B cuenca =	380 m
Area 2 =	330525,1 m ²
A =	110,57251 ha

Q =	11,98	m³/seg
------------	--------------	--------------------------

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

Se adopta

Diám.=	1 m
--------	-----

Datos

i inicial =	8,5 m
i final =	6,4 m
n =	0,013
Rh = D/4 =	1/4
L. cond. =	2020 m
i =	0,00104 m/m

V =	0,984	m/seg
------------	--------------	--------------

$$Q = V \times \Omega \Rightarrow \Omega = Q / V$$

$$\Omega = \frac{8,84}{(1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$\pi D^2/4 = \frac{8,84}{1/n \times (D/4)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

$$D^{8/3} = \frac{8,84 \times 4}{0,98 \times \pi}$$

$$D^{8/3} = 15,50$$

D =	2,79 m
------------	---------------

6.3. ALTERNATIVA 2

Para esta alternativa se sigue respetando la divisoria de aguas por calle San Martín. En la cuenca del Norte de esta calle, los niveles adoptados en calles de tierra son otros, que los que tenía la cuenca natural, teniéndose como resultado tres subcuencas, y por lo tanto se propone:

- Un conducto por calle Urquiza - Alte Brown.
- Un conducto por calle Urquiza - San Lorenzo.
- Un conducto por calle Urquiza – Urquiza.
- Una conducción a cielo abierto por Av. Libertad.

El conducto de calle Urquiza – Alte. Brown, comienza en la intersección de las calles Urquiza y Chacabuco, hace un recorrido de tres cuadras por calle Urquiza, hasta el encuentro con Alte. Brown, y desde allí, se dirige por ésta última hasta el empalme con Independencia.

La conducción Urquiza – San Lorenzo tiene su inicio donde se intersectan las calles Sarmiento y Urquiza. Hace un recorrido de cuatro cuadras hasta encontrarse con la calle San Lorenzo. Desde este punto se dirige hacia Independencia por la calle San Lorenzo.

El conducto de calle Urquiza – Urquiza comienza en la intersección de calle Urquiza con Reconquista, y desde allí sigue su recorrido hasta el final de esta misma calle, o sea hasta la empalme con calle Güemes.

Todas estas conducciones drenarían sus aguas hacia los bajos de Ancalú.

El conducto de Av. Libertad, en un principio fue planteado igual que en la primera alternativa: las mismas pendientes, las mismas áreas de aporte, y el mismo recorrido de la conducción.

La única modificación fue que en este caso se propuso en lugar de una conducción tapada, un emisario a cielo abierto.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

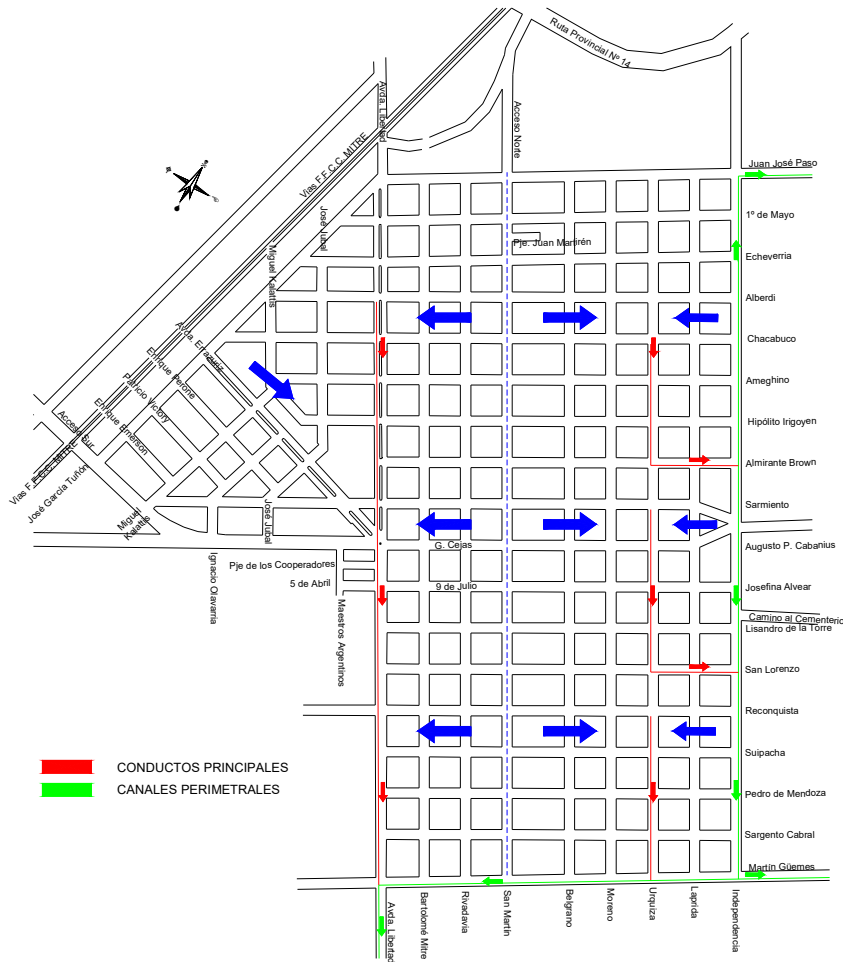


Figura: Ubicación de conducciones y canales Alternativa 2

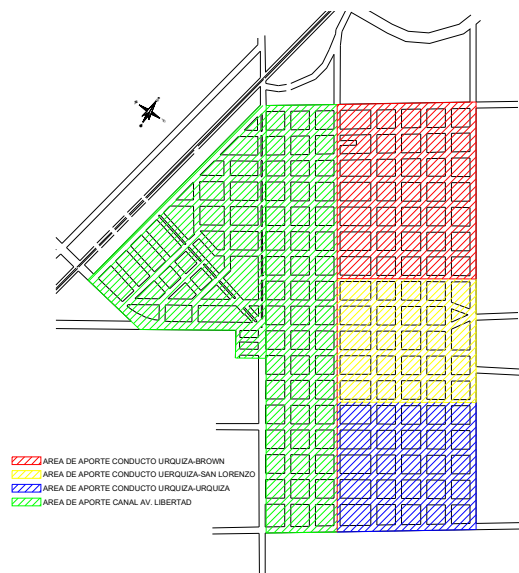


Figura: Áreas de aporte Alternativa 2

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

Conductos calle Urquiza – Alte. Brown, Urquiza – San Lorenzo y Urquiza- Urquiza: para el predimensionado de estos conductos, se utilizó como en todos los casos el Método Racional, que nos arrojó como resultado tres conductos con diámetros grandes.

PREDIMENSIONADO CONDUCTO URQUIZA - BROWN

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C =	0,65
I =	60 mm/h
A cuenca =	616396,96 m ²
A =	61,639696 ha

Q =	6,68	m³/seg
------------	-------------	--------------------------

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

Se adopta

Diám.= 1 m

Datos

i inicial =	8,24 m
i final =	7,85 m
n =	0,013
Rh = D/4 =	1/4
L. cond. =	600 m
i =	0,00065 m/m

V =	0,778	m/seg
------------	--------------	--------------

$$Q = V \times \Omega \Rightarrow \Omega = Q / V$$

$$\Omega = \frac{6,68}{(1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$\pi D^2/4 = \frac{6,68}{1/n \times (D/4)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$D^{8/3} = \frac{6,68 \times 4}{0,78 \times \pi}$$

$$D^{8/3} = 10,92$$

D =	2,45 m
------------	---------------

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

PREDIMENSIONADO CONDUCTO URQUIZA - SAN LORENZO

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C =	0,65
I =	60 mm/h
A cuenca =	449915,2 m ²
A =	44,99152 ha

Q = 4,87 m³/seg

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

Se adopta

Díam.=	1 m
--------	-----

Datos

i inicial =	8,09 m
i final =	6,2 m
n =	0,013
Rh = D/4 =	1/4
L. cond. =	740 m
i =	0,00255 m/m

V = 1,543 m/seg

$$Q = V \times \Omega \Rightarrow \Omega = Q / V$$

$$\Omega = \frac{4,87}{(1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$\pi D^2/4 = \frac{4,87}{1/n \times (D/4)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$D^{8/3} = \frac{4,87 \times 4}{1,54 \times \pi}$$

$$D^{8/3} = 4,02$$

D = 1,69 m

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

PREDIMENSIONADO CONDUCTO URQUIZA - URQUIZA

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C =	0,65
I =	60 mm/h
A cuenca =	476422,3 m ²
A =	47,64223 ha

Q = 5,16 m³/seg

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

Se adopta

Diám.=	1 m
--------	-----

Datos

i inicial =	6,6 m
i final =	5,85 m
n =	0,013
Rh = D/4 =	1/4
L. cond. =	520 m
i =	0,00144 m/m

V = 1,159 m/seg

$$Q = V \times \Omega \Rightarrow \Omega = Q / V$$

$$\Omega = \frac{5,16}{(1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$\pi D^2/4 = \frac{5,16}{1/n \times (D/4)^{2/3} \times i^{1/2}}$$

$$D^{8/3} = \frac{5,16 \times 4}{1,16 \times \pi}$$

$$D^{8/3} = 5,67$$

D = 1,92 m

En el cálculo de los tres conductos se utilizó como coeficiente de escorrentía el correspondiente a áreas residenciales urbanas.

Se adoptó como lluvia de diseño 60 mm/h, con una recurrencia de 1 año.

Si bien los tres conductos tienen diferentes diámetros al final de su recorrido, en todos los casos no pueden ser utilizados, ya que la escasa pendiente del terreno no permitiría las tapadas necesarias, y en el primer y último caso quedarían totalmente enterrados.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

Conducto Avenida Libertad: para evaluar la situación de este conducto, se propuso primero tomar los caudales calculados en la alternativa 1. Como la conducción quedaba enterrada, se propone la proyección de un emisario recubierto a cielo abierto con pendientes mínimas, desde Alberdi hasta Güemes, donde seguiría un canal sin recubrir hacia los bajos de Cremería. Analizada la situación actual de urbanización y la posible expansión del pueblo hacia el Sur de Av. Libertad se llegó a la conclusión que no sería apropiado emplazar un canal a cielo abierto por el trayecto proyectado.

Algunos de los motivos del no emplazamiento del canal son:

- Seguridad: no sería seguro tener un canal en el medio del pueblo, ni para los peatones que tendrían que cruzarlo, ni para los vehículos que circulan cerca.
- Operatividad: un canal en el ejido urbano implica mantenimiento diario, para evitar contaminación, malos olores, etc., que causen malestar al los vecinos.
- Proyectar un canal a cielo abierto no sería una solución duradera en el tiempo, ni técnicamente correcta, ya que si en un futuro aumentaran los caudales aportados, el canal no sería suficiente para poder transportarlos.

Conclusión:

Con todo lo mencionado anteriormente, la alternativa 2 como la 1 quedan desechadas. Luego de estos análisis fue necesario proponer otra opción para la solución de la problemática, que en este caso fue la definitiva. Esta tercera alternativa será descrita en la siguiente sección.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

7. TIPIFICACIÓN DE SOLUCIONES ALTERNATIVAS

Una de las soluciones a la evacuación directa pone en juego almacenamientos temporales para restituir los volúmenes con gastos menores una vez que pasan los periodos críticos.

Con el objeto de visualizar el tipo de soluciones concreta se hace a continuación una exposición de las obras, resumiendo sus principales características.

- Almacenamiento de aguas de pluviales (depósitos de retención): tienen por objetivo diferir en el tiempo la alimentación de las aguas hacia redes de drenaje o cauces receptores. Su principal efecto consiste en disminuir el valor de los gastos máximos a evacuar sin que necesariamente afecten el volumen total escurrido.
- Infiltración de aguas pluviales: conduce a una disminución de los gastos máximos y de los volúmenes a evacuar. También se considera que disminuye la carga de contaminantes que llega a los cauces superficiales al quedar retenidos en el suelo o atrapados al infiltrarse parte importante de ellos. La capacidad del suelo para infiltrar aguas pluviales depende, entre otros factores de la cubierta vegetal, el tipo y condiciones del suelo, las características del acuífero y la calidad de las aguas pluviales.

7.1. Ventajas y desventajas

Entre las ventajas que se aprecian en la utilización de medidas alternativas se pueden mencionar las siguientes:

- Al mantenerse los caudales máximos y los volúmenes de crecidas de aguas pluviales una vez urbanizados los nuevos sectores en valores similares a los que existen previos a la urbanización, se conservan operativas las redes de colectores hacia aguas abajo, no se incrementa el efecto de las crecidas y se facilita la aplicabilidad de planes maestros
- La amortiguación de los caudales de punta limita el efecto de impacto ambiental sobre los cuerpos receptores, reduciendo el impacto de crecidas, inundaciones y altas velocidades en los cauces naturales de drenaje.
- La amortiguación de caudales máximo permitirá la utilización de colectores de menos diámetro, o el diseño con capacidades menos exigidas para el transporte de materiales en suspensión, lo que redundará en una obvia disminución de costos.
- La regulación de los caudales cerca de sus lugares de origen permite reducir los elementos de regulación en las redes mismas o en los cuerpos receptores.
- Ofrecen oportunidades de disponer de espacios públicos y su aprovechamiento con fines de recreación y esparcimiento.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

También deben mencionarse algunos inconvenientes que pueden presentar estos sistemas. Para cada comunidad en particular deben analizarse las ventajas e inconvenientes con el objetivo de decidir la mejor forma de enfrentar el problema. Dichos inconvenientes son:

- Los suelos pueden perder su capacidad de infiltración con el tiempo, dejando a las comunidades con sistemas que no operan adecuadamente.
- La proliferación de obras y facilidades locales repartidas en amplios sectores urbanos pueden redundar en dificultades para una manutención adecuada.
- Cuando estos sistemas locales fallan las comunidades se pueden enfrentar a costos importantes de reposición o reparación.
- Un incremento de los niveles de aguas subterráneas por infiltración excesivas puede provocar también problemas de inundación de sectores bajos similares a los que se trata de evitar.
- Los costos que demandan la construcción de obras alternativas de drenaje urbano, si bien son afrontados por el urbanizador, normalmente serán traspasados a los usuarios de las edificaciones, incrementando el costo de ellas.

En el siguiente punto se hará referencia solo de depósitos de retención.

7.2. Depósitos de retención**7.2.1. ¿Por qué un depósito?**

Un depósito de retención cumple los mismos propósitos que un embalse de laminación de un río. El depósito pretende proteger la cuenca urbana existente aguas abajo, al producir un efecto de reducción de los caudales que siguen a la salida del mismo. Bien por almacenar una cierta cantidad del volumen del hidrograma de entrada o bien de manera adicional por laminar gracias al efecto de su área en planta combinado con un elemento de regulación de salida.

Los depósitos pueden ser a cielo abierto o enterrados. El depósito a cielo abierto es la solución más económica frente al enterrado. Un depósito a cielo abierto se construye básicamente mediante movimiento de suelos.

7.2.2. Utilidad de un depósito. Criterio de funcionamiento.

Una red de drenaje es como una red hidrográfica de un río pero a escala más pequeña. La misión del depósito es a escala como un embalse de regulación. La misión del depósito es doble, retener parte del volumen de escorrentía que circula por la red, pero además puede ejercer la función de laminación (reducción de caudales punta) incluso cuando el depósito está lleno. Con frecuencia se olvida esta segunda utilidad del depósito, teniendo en ocasiones la impresión de que se confía en el volumen del agua que se retiene y que cuando el depósito está lleno deja de tener utilidad.

Se puede hablar de depósitos “on line” y “off line”, donde bajo esas calificaciones podemos indicar los primeros como depósitos ubicados en la misma traza del colector, que de hecho

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

suponen como una especie de ensanchamiento local de la red de drenaje, y bajo el concepto de “off line” entendemos depósitos construidos en cercanías de la red pero no en la misma traza del colector, por lo que se debe construir un conducto de conexión entre la red y el depósito.

7.2.3. Depósito on line

Este es el tipo de depósito más habitual, que consiste en localizar en la traza del colector existente un espacio suficiente para disponer un elemento de almacenamiento y regulación. El funcionamiento hidráulico es combinado entre el área en planta del depósito y el elemento de salida del caudal del depósito. A medida que va entrando el caudal, va saliendo caudal también, pero en menor medida que el de entrada. Esta reducción de caudal se puede lograr con dos elementos: la mayor o menor área en planta, y el diseño del elemento regulador de caudal. El grado de atenuación se diseñara en función de las condiciones de la red aguas abajo, siendo esa la razón de ser del depósito. El régimen de caudales de entrada y salida se indica en la siguiente figura.

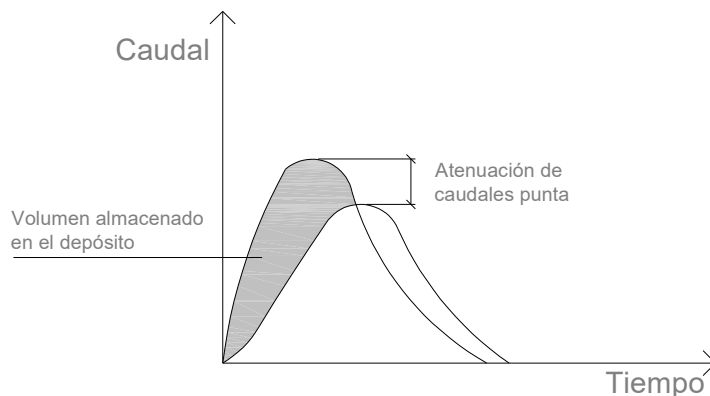


Figura: esquema de caudales de entrada y salida.

En estos depósitos es tan importante el concepto volumen de almacenamiento como el del área en planta, si lo que deseamos es un depósito que se pueda vaciar por gravedad, lo que siempre es recomendable desde un punto de vista económico.

7.2.4. Depósito off line

No es fácil encontrar un espacio suficiente para albergar un depósito por lo que en muchas ocasiones se aprovecha un espacio urbano, plaza o parque que no está exactamente en la traza de los colectores principales. En este caso se puede optar por convertir ese espacio en la ubicación del depósito y debemos construir un conducto de conexión entre la red y el depósito. Podemos optar por dos alternativas:

- Modificar la traza en planta de la red de drenaje de manera que el depósito nuevo sea un depósito “on line”, con conducto de entrada y salida regulada.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

- Considerar el depósito como un elemento de almacenamiento puro, de manera que el caudal que circula por la red o bien sigue por los colectores existentes o se dirige al depósito según las necesidades de operación. En este caso el criterio de explotación del depósito puede ser variado, pero habitualmente es tal que el caudal que viene por la red sigue por ella mientras el caudal circulante no supera un umbral de referencia, por ejemplo cercano al máximo que puede soportar la red de aguas abajo del depósito, y a partir de superarse ese valor de referencia, todo el exceso de caudal sobre ese valor se dirige al depósito.

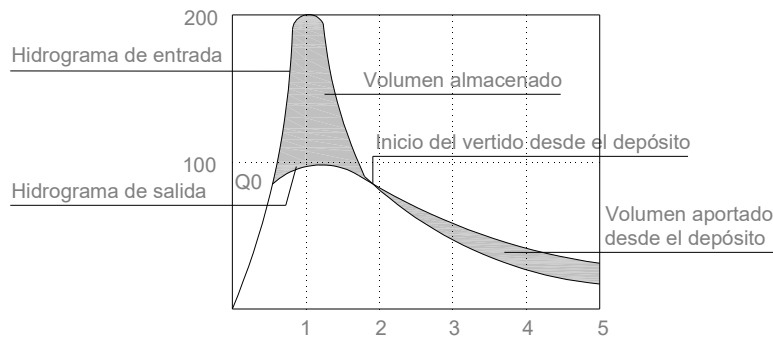


Figura: funcionamiento hidráulico de un depósito off line

Este tipo de depósito sí se suele entender en términos de volumen, pues su operación es muy diferente al anterior, y básicamente se trata de almacenar un cierto volumen de agua. Tan solo en el caso en que deseemos un vaciado por gravedad sin recurrir a una gran excavación, puede ser importante el tema del área en planta. Esta tipología es más flexible en el sentido de ubicar el depósito donde se puede, pero la operación de redirigir caudales desde el colector principal al depósito se complica por la necesidad de construir un conducto de dimensiones respetables. Esta opción sería adecuada para hidrogramas muy apuntados, que producen caudales muy altos pero con volúmenes reducidos.

7.2.5. Dimensionamiento y cálculo hidráulico

No existen criterios para definir el volumen del depósito en función del tamaño de la cuenca. Los criterios de dotar de unos ciertos metros cúbicos de volumen por cada hectárea de la cuenca no se pueden aplicar cuando intentamos prevenir inundaciones.

Cuando nuestro objetivo es prevenir inundaciones, el volumen o el área en planta son específicos de cada cuenca según la lluvia que actúe y el estado actual de la red.

El caudal de entrada es el aportado por la red de drenaje como consecuencia de la respuesta de la cuenca aguas arriba. El caudal de salida está gobernado por el elemento de evacuación del depósito y por las condiciones de flujo existentes a la salida del depósito.

El caudal de salida se puede expresar en función del elemento de regulación (compuerta, orificio, etc.) y del nivel del agua en el depósito y como el almacenamiento se puede expresar también en función del nivel de agua en el mismo, éste pasa a ser la variable de referencia en el cálculo del depósito.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

7.2.5.1. Métodos para estimar un caudal de diseño

Existen varios procedimientos alternativos para llegar a definir un caudal de diseño, para una obra de drenaje urbano, los cuales son mas o menos pertinentes en distintas situaciones, dependiendo de la información hidrológica disponible y de las características de la cuenca.

Cualquiera sea el método que se emplee, es conveniente tener presente que para conseguir el fin buscado se requiere contar con información relevante, adecuada y precisa.

Dos procedimientos usados para calcular caudales de diseño son:

- El *Método Racional*
- Los métodos basados en el concepto del *Hidrograma Unitario*

El método racional ya fue descrito anteriormente, en el punto 3.5.1.

7.2.5.2. El Hidrograma Unitario

El hidrograma unitario es un método que en la actualidad se usa extensamente. Es bastante intuitivo, simple de aplicar y supone una linealidad entre el estímulo y el resultado. Su aplicación es confiable en cuencas relativamente pequeñas.

Este método tiene por objeto la determinación del hidrograma del escurrimiento superficial en la salida de la cuenca a partir de los pluviogramas correspondientes de los aguaceros caídos en la cuenca.

Las principales características que pueden definirse en un hidrograma son:

- Tiempo de subida
- Tiempo de retardo
- Tiempo de base
- Porcentaje máximo

Que de acuerdo con la teoría del hidrograma unitario son invariantes, durante una lluvia de duración infinitesimal.

El método consiste en obtener un hidrograma tipo de la cuenca, llamado hidrograma unitario, para determinar a partir de él, el hidrograma producido por cualquier lluvia.

Se basa en la hipótesis de que si se conoce el hidrograma producido por una tormenta suficientemente corta, se verifica:

1. Cualquier tormenta de la misma duración, da lugar a un hidrograma afín, cuya razón de afinidad es la relación de intensidad: I_2/I_1 .
2. El hidrograma compuesto producido por varias tormentas unitarias sucesivas, de intensidades I_1, I_2, \dots , etc., es suma de los hidrogramas producidos por cada una de las tormentas aisladas.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

El hidrograma de salida de una cuenca pequeña es la suma de los hidrogramas elementales de todas las subáreas de la cuenca. Puesto que las características físicas de la cuenca (forma, tamaño, pendiente, etc.) son constantes, podría esperarse una similitud considerable en la forma de los hidrogramas resultantes de tormentas de características similares.

El hidrograma unitario es el hidrograma típico para la cuenca.

Las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes. Las características de una tormenta son la duración de la lluvia, el patrón de intensidad – tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.

Tiempo básico del hidrograma unitario y tiempo de concentración de la cuenca, aguacero unitario

Si t_n es la duración del aguacero neto (no del aguacero real) supuesto uniforme en el tiempo y en el espacio, que cae en una cuenca cuyo tiempo de concentración es t_c , el tiempo básico del hidrograma será: $t_b = t_n + t_c$

Se puede admitir:

- En una cuenca dada todos los hidrogramas resultantes de aguaceros uniformes de igual duración tendrán el mismo tiempo básico.
- Resulta de ello que las ordenadas homologas de los diversos hidrogramas correspondientes a aguaceros de igual duración serán proporcionales a las intensidades de los aguaceros correspondientes.

Forma general y volumen de agua representado por un hidrograma

Si la duración de un aguacero uniforme rebasa el tiempo de concentración t_c de la cuenca, el hidrograma de escurrimiento superficial contiene un caudal sostenido correspondiente a un caudal máximo límite Q_m igual a la intensidad de la lluvia I_n multiplicada por la superficie A de la cuenca: $Q_m = I_n * A$

En la práctica se escoge un aguacero unitario de duración t_n y se establece experimentalmente el hidrograma correspondiente para un volumen total escurrido igual ala unidad. Este hidrograma es llamado hidrograma unitario de la cuenca considerada para el aguacero unitario de duración t_n .

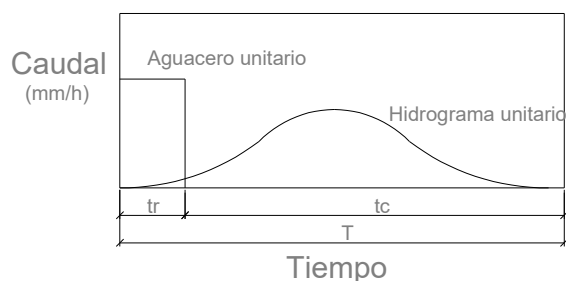


Figura: aguacero unitario e hidrograma unitario correspondiente.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

Paso del hidrograma unitario al hidrograma buscado

Se pasara del hidrograma unitario al correspondiente a un aguacero de igual duración t_n , pero que aporta un volumen de agua que representa una lamina de agua neta de P_n milímetros, multiplicando todas las ordenadas del hidrograma unitario por la relación de afinidad, aquí igual a P_n .

En la siguiente figura se muestra el cálculo del hidrograma relativo aun aguacero de intensidad doble de aquel considerado unitario. Este es el llamado principio de proporcionalidad. Los aguaceros de duración más larga que los que puedan ser considerados como unitarios serán divididos en muchos aguaceros elementales. El hidrograma correspondiente al aguacero total, será obtenido por suma de las ordenadas de los hidrogramas de cada uno de los aguaceros elementales.

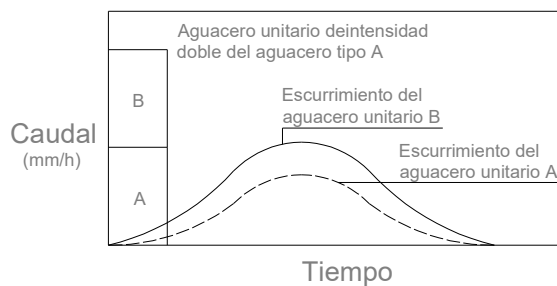


Figura: cálculo de un hidrograma correspondiente a un aguacero de intensidad doble de la del aguacero unitario.

La figura siguiente ilustra la utilización del hidrograma unitario anterior en el cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de igual intensidad, pero de duración triple. Este es el principio de superposición.

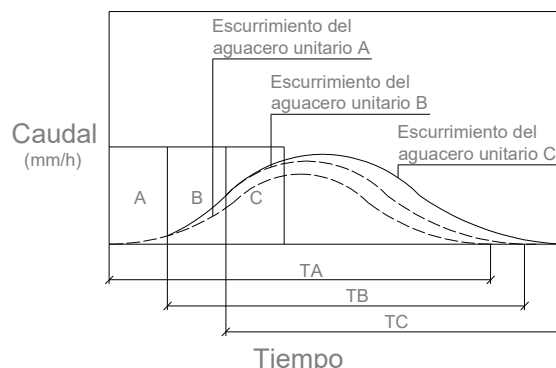


Figura: cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de duración triple a la del aguacero unitario, pero de igual intensidad.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

7.2.6. Elementos de regulación de salida

Uno de los objetivos del depósito de retención es controlar y regular el caudal de salida del depósito que se dirige hacia aguas debajo de la red. Por ello este es uno de los elementos que con más cuidado debemos diseñar y reflexionar sobre su uso. Clasificación:

- Elementos de regulación fijos, de manera que no se modifican durante el suceso de lluvia. No necesitan ser operados y constituyen una estructura fija, calculada previamente y adecuada a las necesidades de la cuenca y del depósito en cuestión. En esta categoría entrarían los orificios, vertederos, válvulas de regulación fijas, etc. No necesitan energía para funcionar ni tomar decisiones sobre como modificar el elemento de regulación. Son más rígidos de funcionamiento pues no se adaptan a condiciones del hidrograma pero si lo deseamos es una protección ante inundaciones, pueden ser una alternativa válida.
- Elementos de regulación variables, aquellos cuya regulación del caudal de salida puede ser modificada a voluntad durante el suceso de lluvia. Básicamente nos referimos a compuertas móviles cuya abertura puede variarse según criterios a seguir durante el evento de lluvia. Necesitan un aporte de energía, que puede fallar durante la tormenta, por lo que debe preverse tal situación, y permiten regular el caudal de salida para adaptarse a situaciones no previstas. También consideramos en este punto la salida por bombeo, que aunque costosa en términos de consumo energético, puede que sea la única solución posible cuando por cotas no encaje una salida por gravedad.

Los segundos tienen más ventajas que los primeros, pero en muchas ocasiones un orificio de salida fijo es una solución perfectamente válida y no debe descartarse.

7.2.7. Criterios de diseño generales

Consideraciones necesarias en el proyecto de un depósito:

- Siempre que sea posible, ir a diseños con vaciado por gravedad, debido a la economía de operación que supone frente a un bombeo. Los caudales de bombeo no son elevados, mientras que un conducto en lámina libre de vaciado puede alcanzar un caudal muy alto.
- Ubicar los conductos de entrada y salida lo más alejados posibles, para evitar cortocircuitos en el flujo del agua. Aunque asumimos que las velocidades son cero, se pueden desarrollar patrones de flujo que reduzcan el tiempo de residencia en el depósito.
- Se recomienda ir a diseños que suponen entre 3 y 4 metros de calado máximo en el depósito si queremos ir a vaciado por gravedad, aunque tengamos que cumplir la limitación de un calado menor a la cobertura del terreno. Si necesitamos calados más altos, casi seguro que deberemos vaciarlo por bombeo.

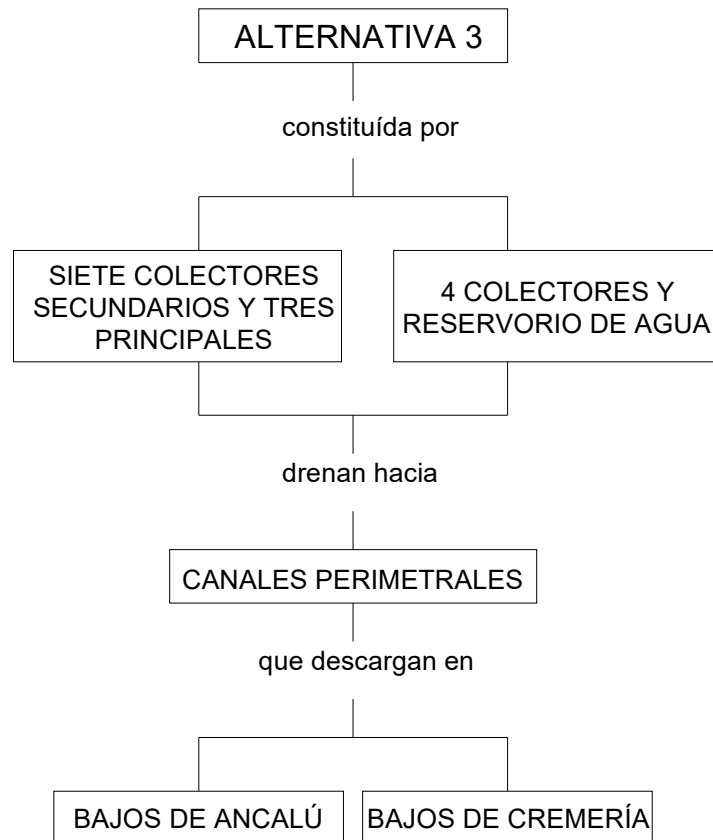
“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

- Prever un elemento de disipación de energía a la entrada del depósito para que el flujo de entrada no ponga en resuspensión materiales ya sedimentados ni dificulte el propio proceso de sedimentación de los sólidos transportados.
- Formas en planta que faciliten la limpieza posterior. En caso de depósitos a cielo abierto, se suelen utilizar relaciones 1.5-1 entre el largo y ancho.
- Para depósitos a cielo abierto, se recomiendan taludes con inclinación 1:3 para evitar protegerlos. En caso de necesitar por razones de espacio mayor pendiente, analizar la estabilidad del talud y su protección (vegetación o mallas).
- Vaciado del depósito, se recomienda que el depósito se pueda vaciar lo más rápidamente posible para estar de nuevo en condiciones de operación.

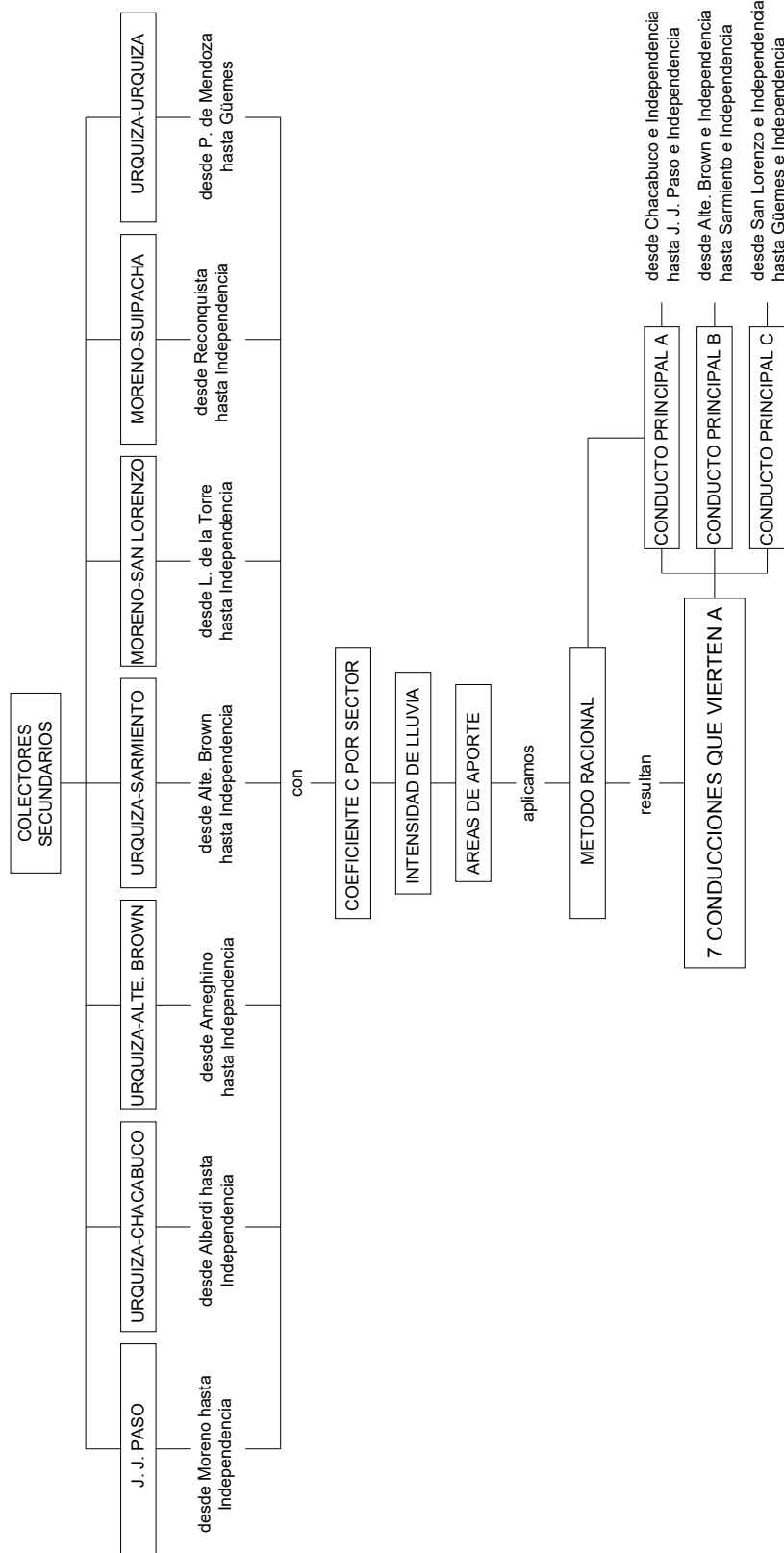
“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

8. ALTERNATIVA 3: SOLUCION DEFINITIVA

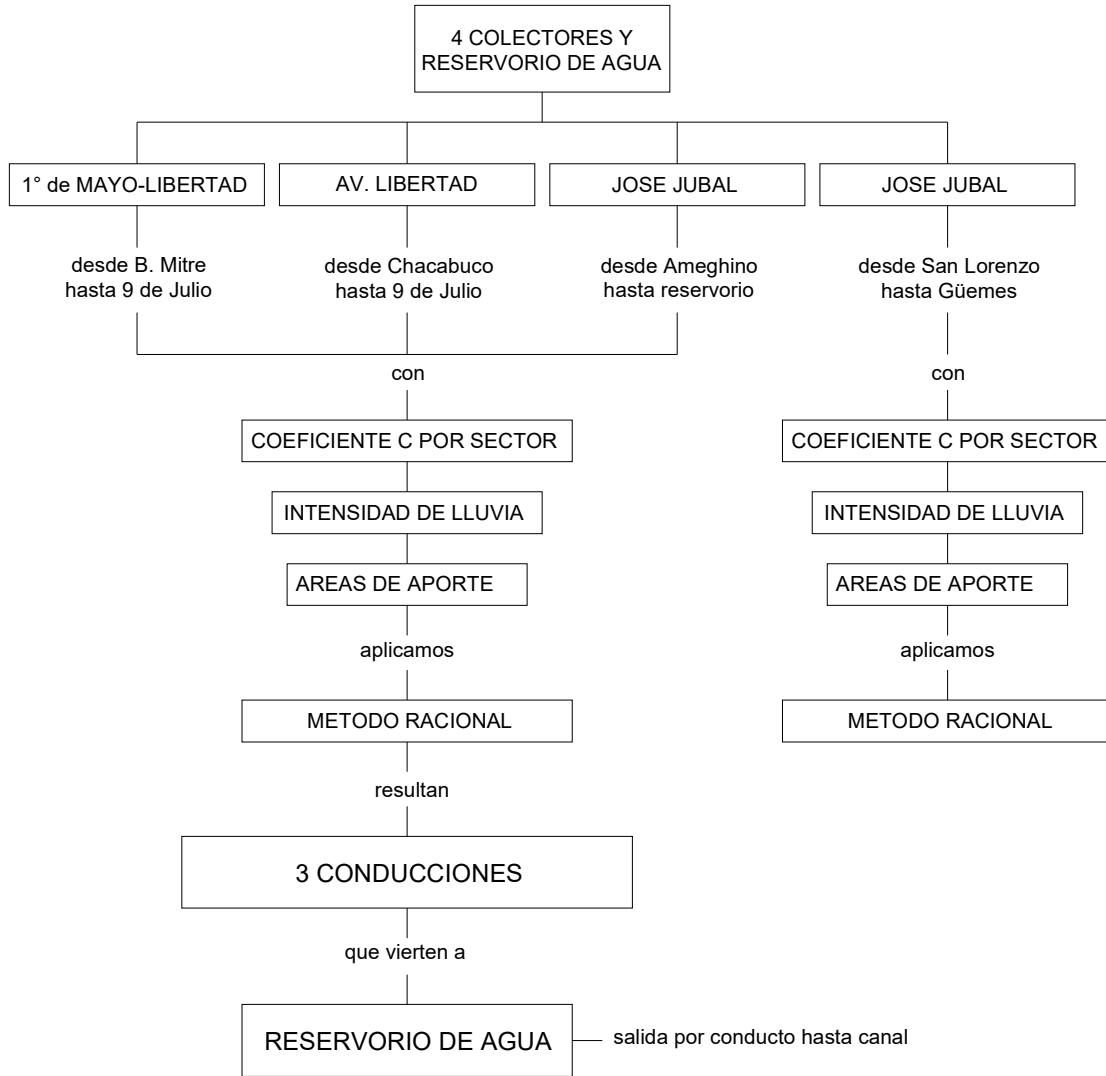
“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

9. DESCRIPCIÓN DEL CÁLCULO DE COLECTORES

9.1. Diseño de disposición de tuberías y canales

9.1.1. Disposición de tuberías, canales y cuencas al Norte de calle San Martín

Para el planteo de esta alternativa se proyectaron 7 (siete) cuencas, lo que nos llevó a diseñar 7 (siete) conducciones. Con esto lo que se quiso fue reducir las áreas de aporte, para poder disminuir caudales y por consiguiente los diámetros de las tuberías resultantes.

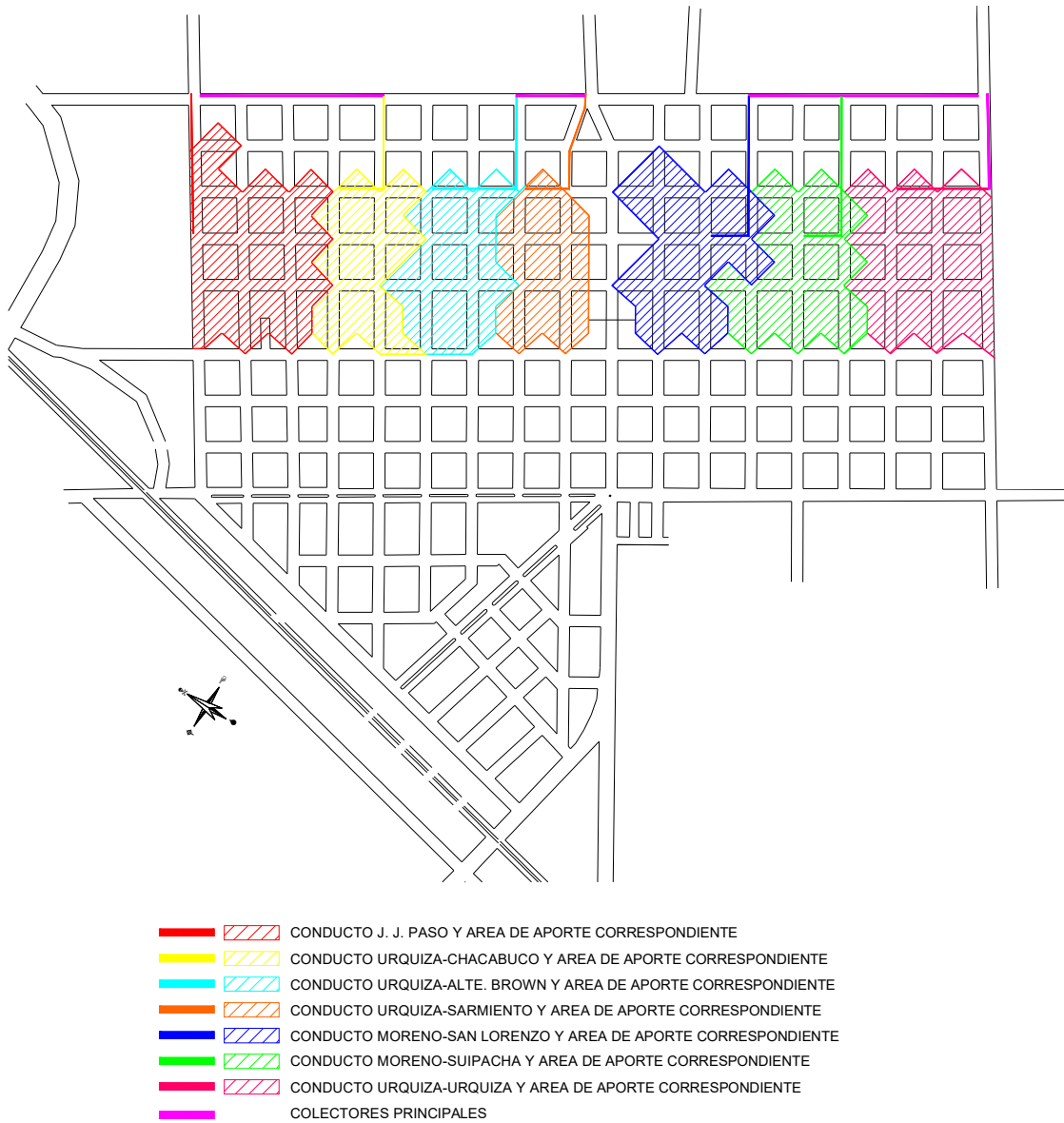
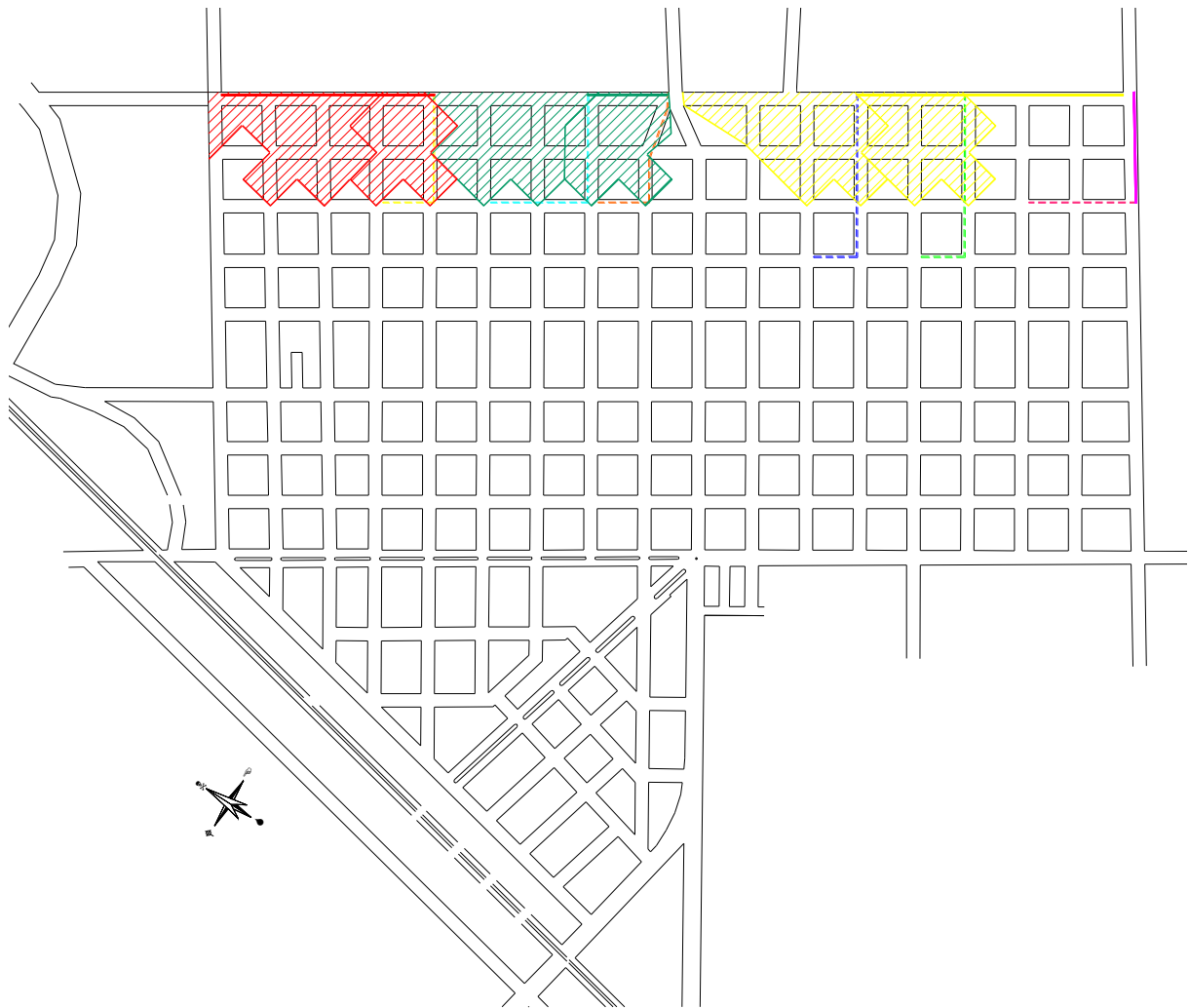


Figura: Disposición de tuberías al norte de calle San Martín, y sus respectivas áreas de aportes.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



- CONDUCTO PRINCIPAL A Y AREA DE APORTE CORRESPONDIENTE
- CONDUCTO PRINCIPAL B Y AREA DE APORTE CORRESPONDIENTE
- CONDUCTO PRINCIPAL C Y AREA DE APORTE CORRESPONDIENTE
- CONDUCTO PRINCIPAL D
- CONDUCTO URQUIZA-CHACABUCO
- CONDUCTO URQUIZA-ALTE. BROWN
- CONDUCTO URQUIZA-SARMIENTO
- CONDUCTO MORENO-SAN LORENZO
- CONDUCTO MORENO-SUIPACHA
- CONDUCTO URQUIZA-URQUIZA

Figura: Disposición de tuberías principales al norte de calle San Martín, sus áreas de aporte y tuberías que aportan.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

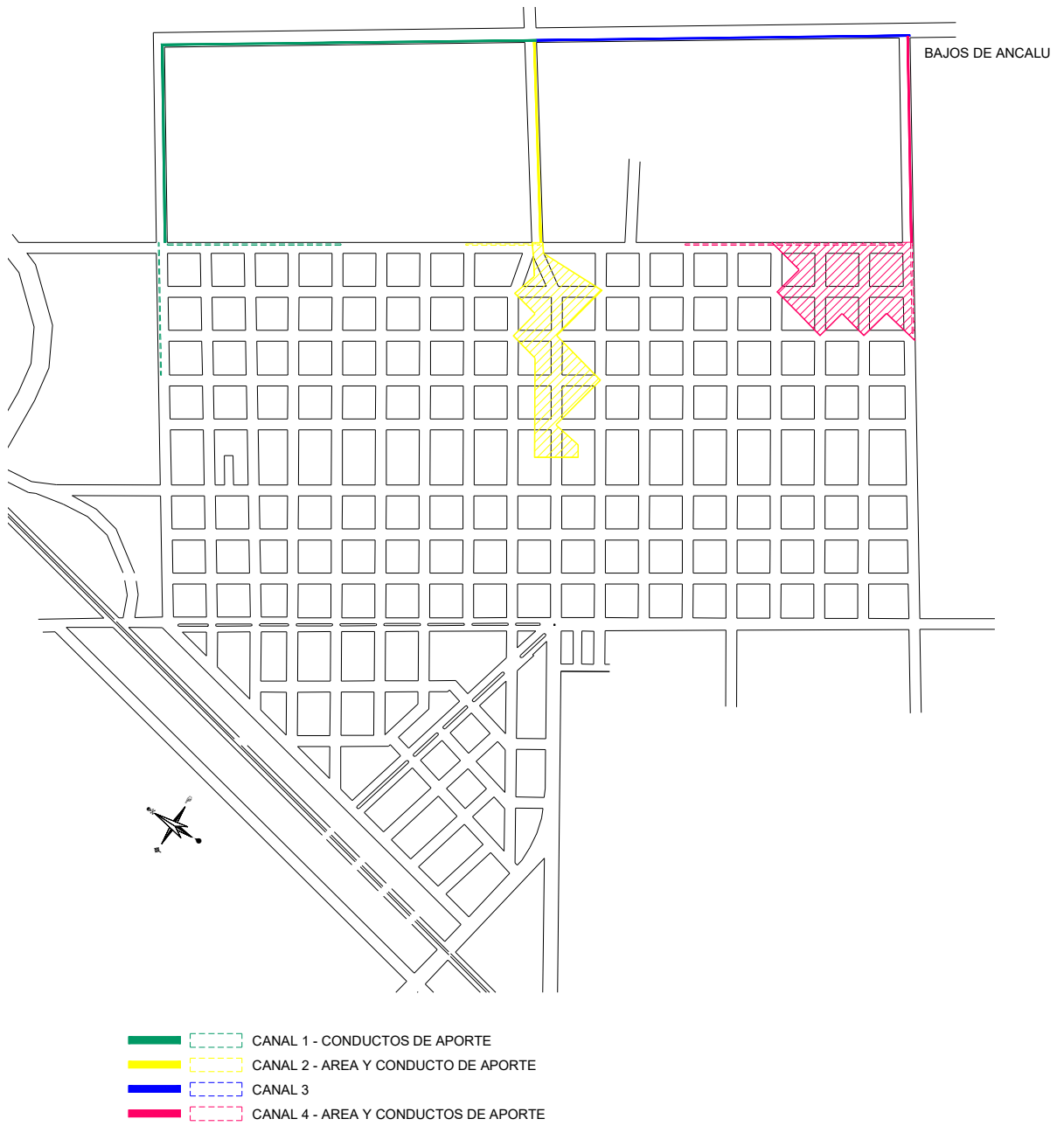


Figura: Disposición de canales al norte de calle San Martín, sus áreas de aporte y tuberías que aportan.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

9.1.2. Disposición de tuberías, canales y cuencas al Sur de calle San Martín

Para el planteo de esta alternativa se proyectaron 6 (seis) cuencas.

Con 4 (cuatro) de esas cuencas, se diseñaron 3 (tres) conductos, 2 (dos) de ellos tienen su fin en un reservorio de agua, planteado en el campo de deportes del Ancalú Sportin Club.

El otro conducto sigue hasta el encuentro con el Canal 5, que descarga en los Bajos de Cremería.

Se planteó otra tubería que comienza después del emplazamiento del reservorio, que sirve para descarga de los excedentes de la cuenca faltante.

La última superficie definida, descarga directamente al canal 5.

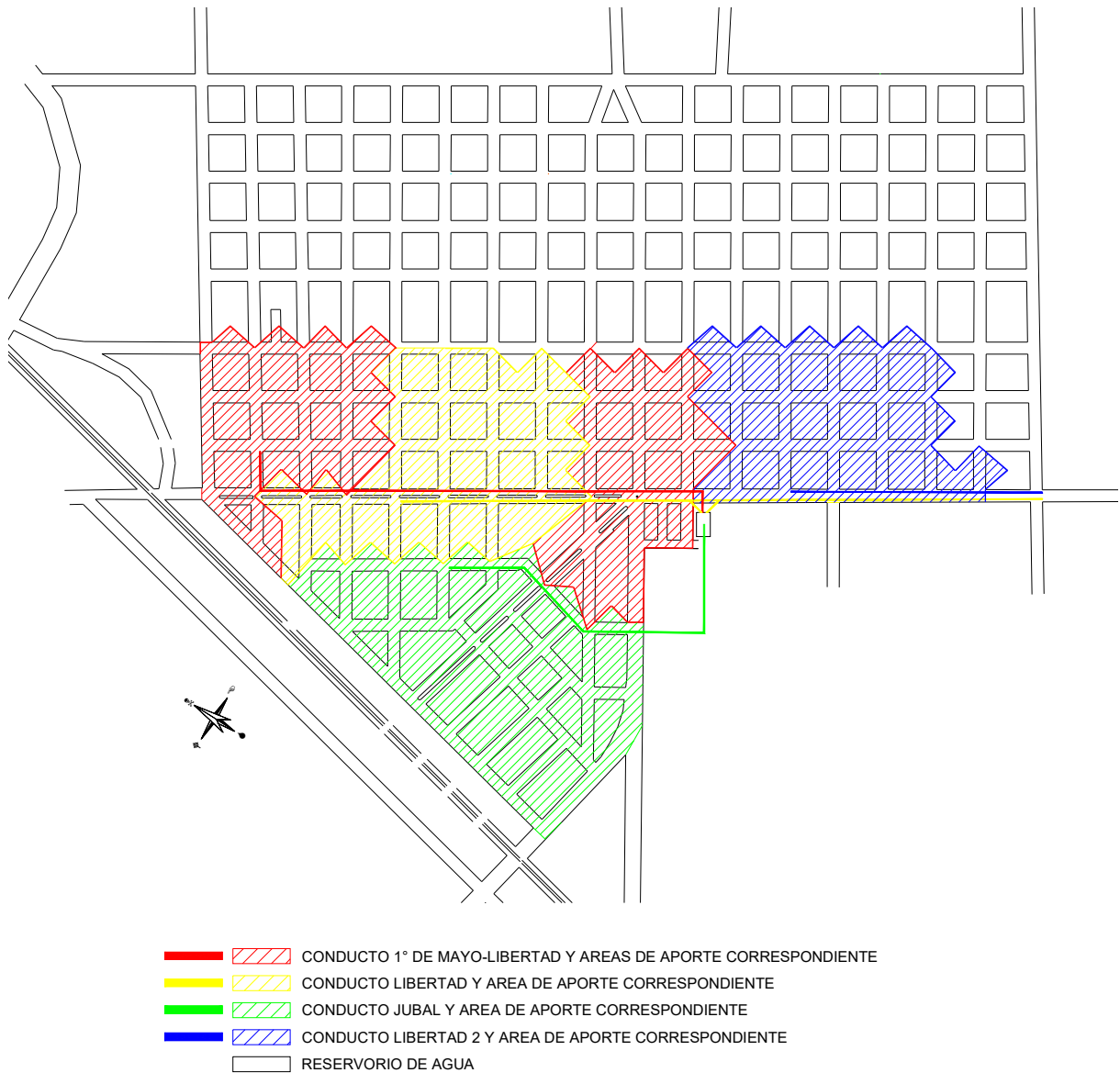


Figura: Disposición de tuberías al sur de calle San Martín, sus respectivas áreas de aportes y ubicación del reservorio de agua.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Figura: Disposición de canal al sur de calle San Martín, su área de aporte y tuberías que aportan.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

9.2. Consideraciones para el cálculo de conductos

Para el cálculo de estos conductos, se empezó por proyectar las cuencas. Este trabajo se hizo respetando los niveles de pavimento existentes, ya que por allí los excedentes escurrirían superficialmente. Luego, se tomó como parámetro para definir las cuencas los puntos donde se producían quiebres en el pavimento, o puntos altos que dividen aguas.

Una vez delimitadas las cuencas, se propusieron disposiciones para las tuberías, y con ello, la ubicación de los sumideros, que es lo que nos terminó de definir la cuenca.

Los caudales resultantes del predimensionado nos dieron una idea del diámetro de tuberías a colocar.

Para las tuberías ubicadas al norte de calle San Martín, no hubo inconvenientes de consideración; pero para las del sur de esta calle, hubo que hacer varias pruebas hasta alcanzar la disposición definitiva de tuberías, y con ello el reservorio de agua.

Se llega a tomar la decisión de colocar un reservorio de agua, debido a que los caudales a transportar eran muy elevados, y las tuberías que se podían colocar no eran suficientemente grandes. Entonces se propuso retener cierto caudal de agua hasta que haya pasado la tormenta que nos producían los excedentes.

El coeficiente de escorrentía se analizó por cada manzana, asignándole a cada una un valor dependiendo de la urbanización. Esto se pudo determinar por medio de un soporte digital de urbanización y ocupación del suelo, facilitado por la Comuna de San Gregorio.

La elección de las lluvias de diseño, se hizo con las curvas I-D-R (Intensidad – Duración – Recurrencia) de Rosario, ya que no hay registros completos de lluvias que pudieran ser utilizados para estos cálculos.

Para el cálculo de todos los conductos (principales y secundarios) se eligió una recurrencia de lluvia de 1 (un) año. Y para el reservorio de agua, se adoptó una recurrencia de aparición de lluvia de 5 (cinco) años.

Los conductos principales del norte de calle San Martín desaguan en los canales planteados denominados como canal 1, 2, 3, 4 y canal final; y estos culminan su recorrido en los Bajos de Ancalú.

La conducción de Av. Libertad planteada después del reservorio descarga en el canal 5, que culmina en los Bajos de Cremería.

El conducto que elimina los excedentes de agua almacenados en el reservorio, también termina en el mismo canal.

9.3. Cálculo de tuberías, canales y reservorio.

A continuación se expondrán las memorias de cálculo de todas las tuberías y canales.

Para empezar el cálculo se hicieron los planos correspondientes, con división de cuencas, subcuencas, áreas de aporte, etc.

Anexo 1: Plano cuencas y disposición de tuberías. Plano A1-04/1/2/3/4/5.

CONDUCTO J. J. PASO






CÁLCULO DEL COEFICIENTE K





$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m = 50
 C = Coeficiente de escorrentía
 l = Pendiente de la cuadra
 a = Mitad de la calzada
 g = Altura del gálibo de la calzada
 s = Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
 L = Longitud de la cuadra

Tramo AD => K ₁		Tramo DF => K ₂		Tramo FH => K ₃		Tramo H1 => K ₄	
m =	50	m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,6	C =	0,6	C =	0,6	C =	0,6
l =	0,00125	l =	0,001	l =	0,0014	l =	0,0015
a =	6	a =	6	a =	12	a =	12
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50	s =	50	s =	50
L =	160	L =	100	L =	100	L =	100
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293
k ₃ =	1697,0563	k ₃ =	948,6833	k ₃ =	2244,9944	k ₃ =	2323,7900
k ₄ =	0,0354	k ₄ =	0,0316	k ₄ =	0,0374	k ₄ =	0,0387
K ₁ =	0,31902	K ₂ =	0,33000	K ₃ =	0,31481	K ₄ =	0,32306

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₂ = 50
L ₁ = 30	L ₁ = 100	L ₁ = 30	L ₂ = 100	L ₂ = 100
K ₁ = 0,31902	K ₁ = 0,31902	K ₁ = 0,31902	K ₂ = 0,33000	K ₂ = 0,33000
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 750	F _{0-AC} = 5750	F _{0-AD} = 6500	F _{0-AE} = 9000
	TB-C(1) = 0,7836 TB-C(2) = 0,0168 TB-C(3) = 5606,6836	TC-D(1) = 1,5673 TC-D(2) = 3,8531	TD-E(1) = 0,2838 TD-E(2) = 49,1987	TE-F(1) = 1,5152 TE-F(2) = 8,3572
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{24,2804}{I^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{73,8923}{I^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{6,0389}{I^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{13,9624}{I^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{12,6626}{I^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo H-I	Tramo I-1
Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
			
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 50	S ₃ = 50	S ₄ = 50	S ₄ = 50
L ₃ = 100	L ₃ = 100	L ₄ = 100	L ₄ = 100
K ₃ = 0,31481	K ₃ = 0,31481	K ₄ = 0,32306	K ₄ = 0,32306
F _{0-AF} = 11500	F _{0-AG} = 14000	F _{0-AH} = 16500	F _{0-AI} = 19000
TF-G(1) = 0,2579 TF-G(2) = 49,5471	TG-H(1) = 1,5883 TG-H(2) = 7,5670	TH-I(1) = 0,2297 TH-I(2) = 49,6843	TI-1(1) = 1,5477 TI-1(2) = 7,0491
T _{F-G} = $\frac{12,7802}{I^{1/4}}$	T _{G-H} = $\frac{12,0184}{I^{1/4}}$	T _{H-I} = $\frac{11,4105}{I^{1/4}}$	T _{I-1} = $\frac{10,9099}{I^{1/4}}$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{177,9558}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 40 mm/h = 0,000011111 m/seg

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{177,9558}{0,000011111^{1/4}}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 3082,292555 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 51,37154258 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 51,3 min => I = 39 mm/h **VERIFICA**
 F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,6
 I = 40 mm/h
 AA = 55949,62 m² (Area cuenca de aporte)
 AA = 5,594962 has

$$Q_1 = 0,37 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se propone

Φ = 0,6 m
 Pendiente = 2,0 por mil = 0,002

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 1,3192 \text{ m/seg}$$

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 59392 m²
 AB = 5,9392 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 11,534162 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,6
 I = 40 mm/h
 A = 5,594962 has

$$Q_2 = 0,37 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Q/QII = 0,37/0,37 = 1 luego, de tabla => V/VII = 1,03

$$V = 1,03 \times V_1$$

$$V = 1,35879 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 140,0 m

Tfluencia = $140/V = 103,03314 \text{ seg} = 1,7172 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

Tconcentracion = 53,0888 min

Del ábaco => T = 53,0 min => I = 38,5 mm/h VERIFICA
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 40 mm/h
A = 11,534162 has

Q3 = 0,64 m3/seg

$\Phi = 0,8 \text{ m}$
Pendiente = 25 por mil = 0,0025

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,2
i = 0,0025 m/m

VII = 1,3154 m/seg

QII = 0,66 m3/seg

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,6 m, y para tramo 2-3 Φ 0,8 m

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo I-1

Aportan las áreas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12-A13-A14-A15-A16-A17

A18 = cuneta izquierda

Aportan las áreas: A19-A20-A21-A22-A23-A24 = cuneta derecha

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12-A13-A14-A15-A16-A17-A18

CI = 27527,65 m²

CI = 2,752765 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 40 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} =$	0,18351767	m ³ /seg =	183,518	lts/seg
-------------	------------	-----------------------	---------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

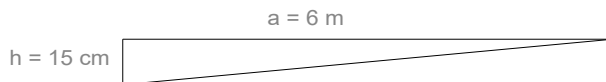
Capacidad de la cuneta tramo I-1

i = 0,0014 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,5034	m/seg
-------	--------	-------

$$Q_{max} = V \times \Omega$$

$Q_{max} =$	0,22653564	m ³ /seg =	226,536	lts/seg
-------------	------------	-----------------------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A19-A20-A21-A22-A23-A24

CD = 6929,92 m²

CD = 0,692992 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 40 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,04619947 \text{ m}^3/\text{seg} = 46,199 \text{ lts}/\text{seg}$

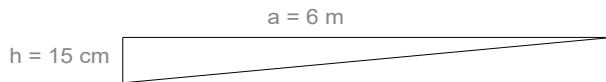
Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)
n = Factor de rugosidad del conducto
i = Valor absoluto de la pendiente
Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo I-1

i = 0,0014 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,5034 \text{ m}/\text{seg}$

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,22653564 \text{ m}^3/\text{seg} = 226,536 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.
NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$(CI+CD)/2 = 114,859 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q = 0,46 \text{ m}^3/\text{seg}$

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$
 $V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$

$V = 0,50341 \text{ m}/\text{seg}$
 $A = 0,91597 \text{ m}^2$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 6,1 \quad \text{m}$$

Se adoptan dos sumidero de 3,0 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,26 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,50341 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 0,51868 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 3,5 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 3,5 m x 0,15 m

CONDUCTO URQUIZA-CHACABUCO






CÁLCULO DEL COEFICIENTE K



$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m =	50
C =	Coeficiente de escorrentía
l =	Pendiente de la cuadra
a =	Mitad de la calzada
g =	Altura del gálibo de la calzada
s =	Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
L =	Longitud de la cuadra

Tramo AD => K ₁		Tramo DF => K ₂		Tramo F1 => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,65	C =	0,65	C =	0,65
l =	0,00105	l =	0,002	l =	0,00147
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	45,5	s =	46,75
L =	160	L =	100	L =	102
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	12,3817	k ₂ =	11,2674	k ₂ =	11,5769
k ₃ =	1555,3778	k ₃ =	1341,6408	k ₃ =	1173,2217
k ₄ =	0,0324	k ₄ =	0,0447	k ₄ =	0,0383
K ₁ =	0,30487	K ₂ =	0,42643	K ₃ =	0,38062

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₂ = 50
L ₁ = 30	L ₁ = 100	L ₁ = 30	L ₂ = 100	L ₂ = 100
K ₁ = 0,30487	K ₁ = 0,30487	K ₁ = 0,30487	K ₂ = 0,42643	K ₂ = 0,42643
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 750	F _{0-AC} = 5750	F _{0-AD} = 6500	F _{0-AE} = 9000
	TB-C(1) = 0,8200	TC-D(1) = 1,6400	TD-E(1) = 0,2196	TE-F(1) = 1,1725
	TB-C(2) = 0,0168	TC-D(2) = 3,8531	TD-E(2) = 49,1987	TE-F(2) = 8,3572
	TB-C(3) = 5606,6836			
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{25,4075}{l^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{77,3222}{l^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{6,3192}{l^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{10,8050}{l^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{9,7991}{l^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-1
Con aporte inicial	Con aporte inicial
	
I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 50	S ₃ = 50
L ₃ = 102	L ₃ = 100
K ₃ = 0,38062	K ₃ = 0,38062
F _{0-AF} = 11500	F _{0-AG} = 14050
TF-G(1) = 0,2123	TG-H(1) = 1,3136
TF-G(2) = 50,5288	TG-H(2) = 7,5608
TF-G = $\frac{10,7266}{l^{1/4}}$	TG-H = $\frac{9,9322}{l^{1/4}}$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{150,3117}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 44 mm/h = 0,000012222 m/seg

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{150,3117}{0,000012222^{1/4}}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 2542,18551 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 42,36975849 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 42,4 min => I = 44,4 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,65

I = 44 mm/h

AA = 32080,37 m² (Area cuenca de aporte)

AA = 3,208037 has

$$Q_1 = 0,25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se propone

$\Phi = 0,6 \text{ m}$
Pendiente = 1,8 por mil = 0,0018

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 0,9014 \text{ m/seg}$$

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 68886,13 m²

AB = 6,888613 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 10,09665 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65

I = 43 mm/h

A = 3,208037 has

$$Q_2 = 0,25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Q/QII = 0,25/0,25 = 1,0 luego, de tabla => V/VII = 1,03

$$V = 1,03 \times V_1$$

$$V = 0,92843 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 220,0 m

Tfluencia = $220/V = 236,95974 \text{ seg} = 3,9493 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

Tconcentracion = 46,3191 min

Del ábaco => T = 46,3 min => I = 42,0 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 43 mm/h
A = 10,09665 has

Q3 = 0,78 m3/seg

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 1,8 por mil = 0,0018

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0018 m/m

VII = 1,2951 m/seg

QII = 1,02 m3/seg

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m, y para tramo 2-3 Φ 1 m

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo G-1

Aportan las áreas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7 = cuneta izquierda

Aportan las áreas: A8-A9-A10-A11-A12-A13-A14 = cuneta derecha

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7

CI = 8320,96 m²

CI = 0,832096 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 44 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} =$	0,0661054	m ³ /seg =	66,105 lts/seg
-------------	-----------	-----------------------	----------------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

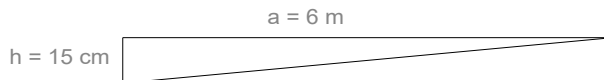
Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0015 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,5211	m/seg
-------	--------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} =$	0,23448666	m ³ /seg =	234,487 lts/seg
-------------	------------	-----------------------	-----------------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A8-A9-A10-A11-A12-A13-A14

CD = 9459,5 m²

CD = 0,94595 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 44 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,07515047$	m3/seg =	75,150	lts/seg
------------------------	----------	--------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

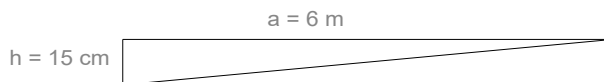
n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0015 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

V = 0,5211	m/seg
------------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,23448666$	m3/seg =	234,487	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$(CI+CD)/2 = 70,628$	lts/seg
----------------------	---------

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Q = 0,17 m3/seg

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \times A$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = 0,52108 m/seg

A = 0,33237 m²

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 2,2 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 2,4 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,23 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,52108 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 0,44699 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 3,0 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 3,0 m x 0,15 m

CONDUCTO URQUIZA-ALTE. BROWN






CÁLCULO DEL COEFICIENTE K



$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m =	50
C =	Coeficiente de escorrentía
l =	Pendiente de la cuadra
a =	Mitad de la calzada
g =	Altura del gálibo de la calzada
s =	Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
L =	Longitud de la cuadra

Tramo AD => K ₁		Tramo DF => K ₂		Tramo F1 => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,65	C =	0,65	C =	0,65
l =	0,0005	l =	0,002	l =	0,0018
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50	s =	50
L =	160	L =	100	L =	102
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	12,3817	k ₂ =	12,3817	k ₂ =	12,3817
k ₃ =	1073,3126	k ₃ =	1341,6408	k ₃ =	1298,2481
k ₄ =	0,0224	k ₄ =	0,0447	k ₄ =	0,0424
K ₁ =	0,23082	K ₂ =	0,43660	K ₃ =	0,41761

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₂ = 50
L ₁ = 30	L ₁ = 100	L ₁ = 30	L ₂ = 100	L ₂ = 100
K ₁ = 0,23082	K ₁ = 0,23082	K ₁ = 0,23082	K ₂ = 0,43660	K ₂ = 0,43660
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 750	F _{0-AC} = 5750	F _{0-AD} = 6500	F _{0-AE} = 9000
	TB-C(1) = 1,0831	TC-D(1) = 2,1661	TD-E(1) = 0,2145	TE-F(1) = 1,1452
	TB-C(2) = 0,0168	TC-D(2) = 3,8531	TD-E(2) = 49,1987	TE-F(2) = 8,3572
	TB-C(3) = 5606,6836			
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{33,5578}{l^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{102,1260}{l^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{8,3463}{l^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{10,5532}{l^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{9,5708}{l^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-H
Con aporte inicial	Con aporte inicial
	
I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 50	S ₃ = 50
L ₃ = 102	L ₃ = 100
K ₃ = 0,41761	K ₃ = 0,41761
F _{0-AF} = 11500	F _{0-AG} = 14050
TF-G(1) = 0,1935	TG-H(1) = 1,1973
TF-G(2) = 50,5288	TG-H(2) = 7,5608
TF-G = $\frac{9,7765}{l^{1/4}}$	TG-H = $\frac{9,0524}{l^{1/4}}$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{182,9830}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año
 Intensidad: 38 mm/h 0,000010556 m/seg

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{182,9654}{0,000010556^{1/4}}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 3210,227594 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 53,50379323 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 53,5 min => I = 38,1 mm/h **VERIFICA**
 F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,65
 I = 38 mm/h
 AA = 32857,64 m² (Area cuenca de aporte)
 AA = 3,285764 has

Q1 = 0,23 m3/seg

Se propone

Φ = 0,6 m
 Pendiente = 1,6 por mil = 0,0016

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond}}} \quad A_{\text{cond}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

Acond. = 0,2827 m²

V1 = 0,7973 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 37161,3 m²
 AB = 3,71613 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 7,001894 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
 I = 38 mm/h
 A = 3,285764 has

Q2 = 0,23 m3/seg

Q/QII = 0,23/0,23 = 1 luego, de tabla => V/VII = 1,03

V = 1,03 * V1

$$V = 0,82125 \text{ m/seg}$$

Long. Cond. = 105,0 m

Tfluencia = $105/V = 127,85369 \text{ seg} = 2,1309 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{\text{concentracion}} = 55,6347 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 55,2 min => I = 37,5 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 38 mm/h
A = 7,001894 has

$$Q_3 = 0,48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 0,8 \text{ m}$
Pendiente = 1,3 por mil = 0,0013

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,2
i = 0,0013 m/m

$$V_{II} = 0,9485 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 0,48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CONDUCTO TRAMO 3-4

Ac = 32528,36 m²
Ac = 3,252836 has

Cuencas de aporte = AA + AB + Ac = 10,2547 has

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 37 mm/h
A = 7,001894 has

$$Q_3 = 0,47 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Q/Q_{II} = 0,48/0,47 = 0,981093 luego, de tabla => V/V_{II} = 1,05

V = 1,05 * V_{II}

$$V = 0,99595 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 244,0 m

Tfluencia = $244/V = 244,99217 \text{ seg} = 4,0832 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

Tconcentracion = 57,5870 min

Del ábaco => T = 57,6 min => I = 36,5 mm/h VERIFICA
F = 1 año

$$Q_4 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 37 mm/h
A = 10,2547 has

Q4 = 0,69 m3/seg

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 1,25 por mil = 0,00125

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0013 m/m

VII = 1,0793 m/seg

QII = 0,85 m3/seg

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,6 m, para tramo 2-3 Φ 0,8 m y para tramo 3-4 Φ 1 m

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo G-1

Aportan las areas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11 = cuneta izquierda

Aportan las areas: A12-A13-A14-A15-A16-A17-A18 = cuneta derecha

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11

CI = 12898,4 m²

CI = 1,28984 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 38 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,08849736$	m3/seg =	88,497	lts/seg
------------------------	----------	--------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

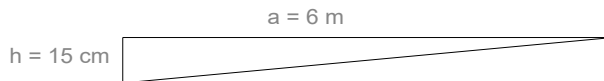
Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0018 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,5708$	m/seg
--------------	-------

$$Q_{max} = V \times \Omega$$

$Q_{max} = 0,25686727$	m3/seg =	256,867	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A12-A13-A14-A15-A16-A17-A18

CD = 9501,54 m²

CD = 0,950154 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 38 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} =$	0,06519112	m ³ /seg =	65,191	lts/seg
-------------	------------	-----------------------	--------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

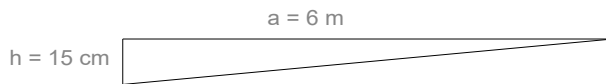
Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0018 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,5708	m/seg
-------	--------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} =$	0,25686727	m ³ /seg =	256,867	lts/seg
-------------	------------	-----------------------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$(CI+CD)/2 =$	76,844	lts/seg
---------------	--------	---------

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

Q = 0,20 m³/seg

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = 0,57082 m/seg

A = 0,34210 m²

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

l = 2,3 m

Se adopta un sumidero de 2,4 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$
$$Q = 0,20 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$
$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,57082 \quad \text{m}/\text{seg}$$
$$A = 0,35135 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 2,3 \quad \text{m} \quad \text{Se adopta un sumidero de } 2,4 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$$

Al sumidero 3 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$
$$Q = 0,16 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$
$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,57082 \quad \text{m}/\text{seg}$$
$$A = 0,28663 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 1,9 \quad \text{m} \quad \text{Se adopta un sumidero de } 2,0 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$$

CONDUCTO URQUIZA-SARMIENTO






CÁLCULO DEL COEFICIENTE K



$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m =	50
C =	Coefficiente de escorrentía
l =	Pendiente de la cuadra
a =	Mitad de la calzada
g =	Altura del gálibo de la calzada
s =	Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
L =	Longitud de la cuadra

Tramo AD => K ₁		Tramo DF => K ₂		Tramo FH => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,65	C =	0,65	C =	0,65
l =	0,002785	l =	0,0013	l =	0,001
a =	6	a =	6	a =	12
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50	s =	50
L =	160	L =	100	L =	102
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	12,3817	k ₂ =	12,3817	k ₂ =	12,3817
k ₃ =	2533,1088	k ₃ =	1081,6654	k ₃ =	1935,3139
k ₄ =	0,0528	k ₄ =	0,0361	k ₄ =	0,0316
K ₁ =	0,43952	K ₂ =	0,37147	K ₃ =	0,28170

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 
I = Incógnita S ₁ = 50 L ₁ = 30 K ₁ = 0,43952 F _{0-xx} =	I = Incógnita S ₁ = 50 L ₁ = 100 K ₁ = 0,43952 F _{0-A-B} = 750 TB-C(1) = 0,5688 TB-C(2) = 0,0168 TB-C(3) = 5606,6836	I = Incógnita S ₁ = 50 L ₁ = 30 K ₁ = 0,43952 F _{0-AC} = 5750 TC-D(1) = 1,1376 TC-D(2) = 3,8531	I = Incógnita S ₂ = 50 L ₂ = 100 K ₂ = 0,37147 F _{0-AD} = 6500 TD-E(1) = 0,2521 TD-E(2) = 49,1987	I = Incógnita S ₂ = 50 L ₂ = 100 K ₂ = 0,37147 F _{0-AE} = 9000 TE-F(1) = 1,3460 TE-F(2) = 8,3572
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{17,6237}{l^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{53,6341}{l^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{4,3833}{l^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{12,4034}{l^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{11,2488}{l^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-1
Con aporte inicial 	Con aporte inicial 
I = Incógnita S ₃ = 50 L ₃ = 102 K ₃ = 0,28170 F _{0-AF} = 11550 TF-G(1) = 0,2865 TF-G(2) = 50,5308	I = Incógnita S ₃ = 50 L ₃ = 102 K ₃ = 0,28170 F _{0-AG} = 14100 TG-H(1) = 1,7749 TG-H(2) = 7,6646
T _{F-G} = $\frac{14,4781}{l^{1/4}}$	T _{G-H} = $\frac{13,6040}{l^{1/4}}$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{127,3754}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 50 mm/h = 0,000013889 m/seg

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{127,3754}{0,000013889^{1/4}}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 2086,497562 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 34,77495936 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 34,77 min =>

I = 50,7 mm/h	VERIFICA
---------------	-----------------

F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,65

I = 50 mm/h

AA = 76355,96 m² (Area cuenca de aporte)

AA = 7,635596 has

Q₁ = 0,69 m³/seg

Se propone

Φ = 0,8 m
Pendiente = 1,0 por mil = 0,001

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

Acond. = 0,5027 m²

V₁ = 1,3714 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 23674,57 m²

AB = 2,367457 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 10,003053 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65

I = 48 mm/h

A = 7,635596 has

Q₂ = 0,66 m³/seg

Q/Q_{II} = 0,69/0,69 1,041666667 luego, de tabla => V/V_{II} = 1,03

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,41251 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 225,0 m

Tfluencia = $225/V = 159,29091 \text{ seg} = 2,6548 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{\text{concentracion}} = 37,4298 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 37,4 min => I = 48 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times A}{360}$$

C = 0,6
I = 48 mm/h
A = 10,003053 has

$$Q_3 = 0,80 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 1,95 por mil = 0,00195

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = \frac{1,49}{n} \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0020 m/m

$$V_{II} = 1,3652 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,07 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m, y para tramo 2-3 Φ 1 m

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo G-1

Aportan las areas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9 = cuneta izquierda

Aportan las areas: A10-A11-A12-A13-A14-A15-A16-A17-A18-A19-A20-A21-A22-A23-A24-A25-A26-A27-A28-A29 = cuneta derecha

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9

CI = 11485,28 m²

CI = 1,148528 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,10368656 \text{ m}^3/\text{seg} = 103,687 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

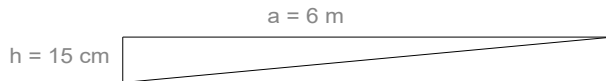
Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,001 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,4255 \text{ m}/\text{seg}$

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,19145756 \text{ m}^3/\text{seg} = 191,458 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A10-A11-A12-A13-A14-A15-A16-A17-A18-A19-A20-A21-A22-A23-A24-A25-A26-A27-A28-A29

CD = 27453,97 m²

CD = 2,745397 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} =$	0,17349384	m3/seg =	173,494	lts/seg
-------------	------------	----------	---------	---------

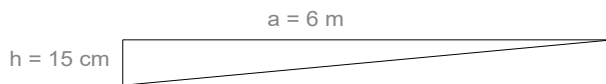
Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)
n = Factor de rugosidad del conducto
i = Valor absoluto de la pendiente
Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,001 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,4255	m/seg
-------	--------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} =$	0,19145756	m3/seg =	191,458	lts/seg
-------------	------------	----------	---------	---------

**Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.
NO TRASVASA**

Haciendo un promedio cada una lleva

$(CI+CD)/2 =$	138,590	lts/seg
---------------	---------	---------

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q = 0,36 \text{ m3/seg}$

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$
 $V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$

$V = 0,42546 \text{ m/seg}$
 $A = 0,84386 \text{ m}^2$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 5,6 \quad \text{m}$$

Se adoptan dos sumideros de 3,0 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,13 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,42546 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 0,29478 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 2,0 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 2,0 m x 0,15 m

CONDUCTO MORENO-SAN LORENZO






CÁLCULO DEL COEFICIENTE K



$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m =	50
C =	Coeficiente de escorrentía
l =	Pendiente de la cuadra
a =	Mitad de la calzada
g =	Altura del gálibo de la calzada
s =	Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
L =	Longitud de la cuadra

Tramo AD => K ₁		Tramo DF => K ₂		Tramo FH => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,6	C =	0,6	C =	0,6
l =	0,001	l =	0,0027	l =	0,0014
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	30	s =	50
L =	160	L =	100	L =	100
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	11,4293	k ₂ =	6,8576	k ₂ =	11,4293
k ₃ =	1517,8933	k ₃ =	1558,8457	k ₃ =	1122,4972
k ₄ =	0,0316	k ₄ =	0,0520	k ₄ =	0,0374
K ₁ =	0,29341	K ₂ =	0,42151	K ₃ =	0,37437

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 30	S ₂ = 30
L ₁ = 30	L ₁ = 100	L ₁ = 30	L ₂ = 100	L ₂ = 100
K ₁ = 0,29341	K ₁ = 0,29341	K ₁ = 0,29341	K ₂ = 0,42151	K ₂ = 0,42151
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 750	F _{0-AC} = 5750	F _{0-AD} = 6500	F _{0-AE} = 8000
	TB-C(1) = 0,8520	TC-D(1) = 1,7041	TD-E(1) = 0,1955	TE-F(1) = 1,1862
	TB-C(2) = 0,0168	TC-D(2) = 3,8531	TD-E(2) = 49,5192	TE-F(2) = 7,6521
	TB-C(3) = 5606,6836			
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{26,3996}{l^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{80,3416}{l^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{6,5660}{l^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{9,6832}{l^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{9,0770}{l^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-H
Con aporte inicial 	Con aporte inicial 
I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 50	S ₃ = 50
L ₃ = 100	L ₃ = 100
K ₃ = 0,37437	K ₃ = 0,37437
F _{0-AF} = 9500	F _{0-AG} = 12000
TF-G(1) = 0,2275	TG-H(1) = 1,3356
TF-G(2) = 49,4518	TG-H(2) = 7,8377
TF-G = $\frac{11,2509}{l^{1/4}}$	TG-H = $\frac{10,4677}{l^{1/4}}$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{153,7861}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 44 mm/h = 0,000012222 m/seg

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{153,7861}{0,000012222^{1/4}}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 2600,946456 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 43,3491076 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 43,4 min => I = 43,5 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

$$C = 0,6$$

$$I = 44 \text{ mm/h}$$

$$AA = 71409,24 \text{ m}^2 \quad (\text{Area cuenca de aporte})$$

$$AA = 7,140924 \text{ has}$$

$$Q_1 = 0,52 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se propone

$$\Phi = 0,6 \text{ m}$$
$$\text{Pendiente} = 3 \text{ por mil} = 0,003$$

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 1,8521 \text{ m/seg}$$

CONDUCTO TRAMO 2-3

$$AB = 69219,15 \text{ m}^2$$

$$AB = 6,921915 \text{ has}$$

$$\text{Cuencas de aporte} = AA + AB = 14,062839 \text{ has}$$

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$$C = 0,6$$

$$I = 43 \text{ mm/h}$$

$$A = 7,140924 \text{ has}$$

$$Q_2 = 0,51 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,52/0,51 = 1,023255814 \text{ luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,90766 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 220,0 m

Tfluencia = $220/V = 115,32451 \text{ seg} = 1,9221 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 45,2712 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 45,3 min => I = 42,5 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,6
I = 43 mm/h
A = 14,062839 has

$$Q_3 = 1,01 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 2,4 por mil = 0,0024

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0024 m/m

$$V_{II} = 1,4955 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,17 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m, y para tramo 2-3 Φ 1 m

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo G-1

Aportan las áreas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12-A13-A14-A15-A16-A17 = cuneta izquierda

Aportan las áreas: A19-A20-A21-A22 = cuneta derecha

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12-A13-A14-A15-A16-A17

CI = 24764,19 m²

CI = 2,476419 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 44 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,18160406$	m3/seg =	181,604	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

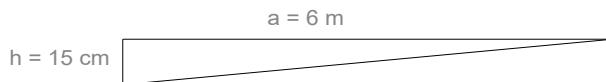
Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0014 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,5034$	m/seg
--------------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,22653564$	m3/seg =	226,536	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A19-A20-A21-A22

CD = 7416,64 m²

CD = 0,741664 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 44 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,05438869 \text{ m}^3/\text{seg} = 54,389 \text{ lts}/\text{seg}$

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

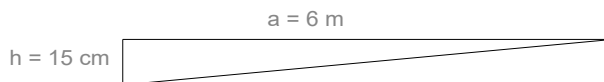
n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0014 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = $0,45 \text{ m}^2$
Perímetro mojado = $6,152 \text{ m}$

Rh = $0,073 \text{ m}$

$V = 0,5034 \text{ m}/\text{seg}$

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,22653564 \text{ m}^3/\text{seg} = 226,536 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar. NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$CI + CD / 2 = 117,996 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q = 0,33 \text{ m}^3/\text{seg}$

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$V = 0,50341 \text{ m}/\text{seg}$
 $A = 0,65249 \text{ m}^2$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 4,3 \quad \text{m}$$

Se adoptan dos sumideros de 2,4 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,33 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,50341 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 0,65249 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 4,3 \quad \text{m}$$

Se adoptan dos sumideros de 2,4 m x 0,15 m

CONDUCTO MORENO-SUIPACHA






CÁLCULO DEL COEFICIENTE K



$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m =	50
C =	Coeficiente de escorrentía
l =	Pendiente de la cuadra
a =	Mitad de la calzada
g =	Altura del gálibo de la calzada
s =	Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
L =	Longitud de la cuadra

Tramo AD => K ₁		Tramo DF => K ₂		Tramo FH => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,6	C =	0,55	C =	0,55
l =	0,0013	l =	0,0015	l =	0,0025
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50	s =	50
L =	160	L =	100	L =	100
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	11,4293	k ₂ =	10,4768	k ₂ =	10,4768
k ₃ =	1730,6646	k ₃ =	1161,8950	k ₃ =	1500,0000
k ₄ =	0,0361	k ₄ =	0,0387	k ₄ =	0,0500
K ₁ =	0,32375	K ₂ =	0,37592	K ₃ =	0,45529

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 30	S ₂ = 30
L ₁ = 30	L ₁ = 100	L ₁ = 30	L ₂ = 100	L ₂ = 100
K ₁ = 0,32375	K ₁ = 0,32375	K ₁ = 0,32375	K ₂ = 0,37592	K ₂ = 0,37592
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 750	F _{0-AC} = 5750	F _{0-AD} = 6500	F _{0-AE} = 8000
	TB-C(1) = 0,7722	TC-D(1) = 1,5444	TD-E(1) = 0,2193	TE-F(1) = 1,3301
	TB-C(2) = 0,0168	TC-D(2) = 3,8531	TD-E(2) = 49,5192	TE-F(2) = 7,6521
	TB-C(3) = 5606,6836			
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{23,9259}{l^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{72,8135}{l^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{5,9507}{l^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{10,8575}{l^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{10,1778}{l^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-1
Con aporte inicial	Con aporte inicial
	
I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 50	S ₃ = 50
L ₃ = 100	L ₃ = 100
K ₃ = 0,45529	K ₃ = 0,45529
F _{0-AF} = 9500	F _{0-AG} = 12000
TF-G(1) = 0,1871	TG-1(1) = 1,0982
TF-G(2) = 49,4518	TG-1(2) = 7,8377
TF-G = $\frac{9,2514}{l^{1/4}}$	TG-1 = $\frac{8,6074}{l^{1/4}}$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{141,5842}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 47 mm/h = 0,000013056 m/seg

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{141,5842}{0,000013056^{1/4}}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 2355,387217 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 39,25645362 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 39,3 min => I = 46,5 mm/h **VERIFICA**
 F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,6
 I = 47 mm/h
 AA = 63558,59 m² (Area cuenca de aporte)
 AA = 6,355859 has

$$Q_1 = 0,50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se propone

Φ = 0,6 m
 Pendiente = 2,7 por mil = 0,0027

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 1,7609 \text{ m/seg}$$

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 71445,8 m²
 AB = 7,14458 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 13,500439 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,55
 I = 45 mm/h
 A = 6,355859 has

$$Q_2 = 0,44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,50/0,46 = 1,139393939 \text{ luego, de tabla } \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,81370 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 220,0 m

Tfluencia = $220/V = 121,29883 \text{ seg} = 2,0216 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 41,2781 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 41,3 min => I = 45,0 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times A}{360}$$

C = 0,55
I = 45 mm/h
A = 13,500439 has

$$Q_3 = 0,93 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 2,4 por mil = 0,0024

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = \frac{1,49}{n} \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0024 m/m

$$V_{II} = 1,4955 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,17 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m, y para tramo 2-3 Φ 1 m

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo G-1

Aportan las áreas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12-A13-A14-A15-A16-A17 = cuneta izquierda

Aportan las áreas: A19-A20-A21-A22 = cuneta derecha

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12-A13-A14-A15-A16-A17

CI = 24915,47 m²

CI = 2,491547 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 47 mm/h

$$Q_{\text{cun}} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{\text{cun}} =$	0,19517118	m3/seg =	195,171	lts/seg
--------------------	------------	----------	---------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

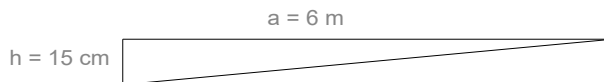
Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0025 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,6727	m/seg
-------	--------	-------

$$Q_{\text{max}} = V \times \Omega$$

$Q_{\text{max}} =$	0,30272098	m3/seg =	302,721	lts/seg
--------------------	------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A19-A20-A21-A22

CD = 7438,19 m²

CD = 0,743819 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 47 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,05826582 \text{ m}^3/\text{seg} = 58,266 \text{ lts}/\text{seg}$

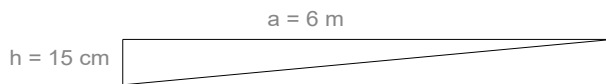
Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)
n = Factor de rugosidad del conducto
i = Valor absoluto de la pendiente
Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0025 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,6727 \text{ m}/\text{seg}$

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,30272098 \text{ m}^3/\text{seg} = 302,721 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.
NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$CI + CD / 2 = 126,719 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q = 0,36 \text{ m}^3/\text{seg}$

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$
 $V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$

$V = 0,67271 \text{ m}/\text{seg}$
 $A = 0,52957 \text{ m}^2$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 3,5 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 3,5 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,41 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,67271 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 0,60390 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 4,0 \quad \text{m}$$

Se adoptan dos sumideros de 2,0 m x 0,15 m

CONDUCTO URQUIZA-URQUIZA






CÁLCULO DEL COEFICIENTE K



$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m =	50
C =	Coeficiente de escorrentía
l =	Pendiente de la cuadra
a =	Mitad de la calzada
g =	Altura del gálibo de la calzada
s =	Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
L =	Longitud de la cuadra

Tramo AD => K ₁		Tramo DF => K ₂		Tramo F1 => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,5	C =	0,5	C =	0,5
l =	0,00125	l =	0,003	l =	0,002
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50	s =	50
L =	160	L =	100	L =	100
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	9,5244	k ₂ =	9,5244	k ₂ =	9,5244
k ₃ =	1697,0563	k ₃ =	1643,1677	k ₃ =	1341,6408
k ₄ =	0,0354	k ₄ =	0,0548	k ₄ =	0,0447
K ₁ =	0,30481	K ₂ =	0,47603	K ₃ =	0,40888

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₂ = 50
L ₁ = 30	L ₁ = 100	L ₁ = 30	L ₂ = 100	L ₂ = 100
K ₁ = 0,30481	K ₁ = 0,30481	K ₁ = 0,30481	K ₂ = 0,47603	K ₂ = 0,47603
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 750	F _{0-AC} = 5750	F _{0-AD} = 6500	F _{0-AE} = 9000
	TB-C(1) = 0,8202	TC-D(1) = 1,6404	TD-E(1) = 0,1967	TE-F(1) = 1,0504
	TB-C(2) = 0,0168	TC-D(2) = 3,8531	TD-E(2) = 49,1987	TE-F(2) = 8,3572
	TB-C(3) = 5606,6836			
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{25,4128}{I^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{77,3383}{I^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{6,3205}{I^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{9,6791}{I^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{8,7781}{I^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-1
Con aporte inicial	Con aporte inicial
	
I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 50	S ₃ = 50
L ₃ = 100	L ₃ = 100
K ₃ = 0,40888	K ₃ = 0,40888
F _{0-AF} = 11500	F _{0-AG} = 14000
TF-G(1) = 0,1986	TG-1(1) = 1,2228
TF-G(2) = 49,5471	TG-1(2) = 7,5670
TF-G = $\frac{9,8398}{I^{1/4}}$	TG-1 = $\frac{9,2533}{I^{1/4}}$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{146,6219}{1^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 45 mm/h = 0,0000125 m/seg

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{146,6219}{0,000012778^{1/4}}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 2465,876563 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 41,09794272 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 41,1 min => I = 45 mm/h **VERIFICA**
 F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,5
 I = 45 mm/h
 AA = 55925,58 m² (Area cuenca de aporte)
 AA = 5,592558 has

$$Q_1 = 0,35 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se propone

Φ = 0,6 m
 Pendiente = 1,5 por mil = 0,0015

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 1,2362 \text{ m/seg}$$

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 57174,41 m²
 AB = 5,717441 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 11,309999 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
 I = 45 mm/h
 A = 5,592558 has

$$Q_2 = 0,35 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,35/0,35 = 1 \quad \text{luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,27331 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 120,0 m

Tfluencia = $120/V = 94,24222 \text{ seg} = 1,5707 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{\text{concentracion}} = 42,6686 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 42,6 min => I = 44,4 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 11,309999 has

$$Q_3 = 0,71 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 1,5 por mil = 0,0015

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0015 m/m

$$V_{II} = 1,1823 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 0,93 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m, y para tramo 2-3 Φ 1 m

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo G-1

Aportan las áreas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11 = cuneta izquierda

Aportan las áreas: A12-A13-A14-A15-A16-A17-A18 = cuneta derecha

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11

CI = 16921,08 m²

CI = 1,692108 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 45 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,10575675$	m3/seg =	105,757	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

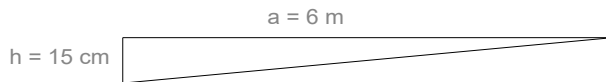
Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,002 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,6017$	m/seg
--------------	-------

$$Q_{max} = V \times \Omega$$

$Q_{max} = 0,27076188$	m3/seg =	270,762	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A12-A13-A14-A15-A16-A17-A18

CD = 9560,04 m²

CD = 0,956004 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 45 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,05975025 \text{ m}^3/\text{seg} = 59,750 \text{ lts}/\text{seg}$

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

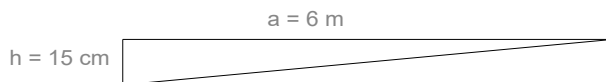
n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,002 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,6017 \text{ m}/\text{seg}$

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,27076188 \text{ m}^3/\text{seg} = 270,762 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$CI + CD / 2 = 82,754 \text{ lts}/\text{seg}$

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Q = 0,32 m³/seg

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = 0,60169 m/seg

A = 0,52976 m²

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 3,5 \text{ m}$$

Se adopta un sumidero de 3,5 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,32 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,60169 \text{ m/seg}$$

$$A = 0,52976 \text{ m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 3,5 \text{ m}$$

Se adopta un sumidero de 3,5 m x 0,15 m

CONDUCTO PRINCIPAL A

Al conducto principal A, llega el conducto de la calle Urquiza-Chacabuco. También hacen su aporte las áreas denominadas como C1 y C2. Este conducto comienza en la intersección de las calles Chacabuco e Independencia, en coincidencia con la culminación del conducto Urquiza-Chacabuco. Para el cálculo del conducto principal A se toma como referencia el final del conducto Urquiza-Chacabuco. Entonces el punto 1 del conducto principal A coincide con el punto 3 del conducto Urquiza-Chacabuco.

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{150,3117}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 44 mm/h = 0,000012222 m/seg

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{150,3117}{0,000012222^{1/4}}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 2542,18538 \text{ seg}$$
$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 42,36975633 \text{ min}$$

Del ábaco =>	T = 42,4 min =>	I = 44,4 mm/h	VERIFICA
	F = 1 año		

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,65
I = 44 mm/h
AA = 32080,37 m² (Area cuenca de aporte)
AA = 3,208037 has

Q₁ = 0,25 m³/seg

Se propone

$$\Phi = 0,6 \text{ m}$$
$$\text{Pendiente} = 1,8 \text{ por mil} = 0,0018$$

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

V₁ = 0,9014 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 68886,13 m²
AB = 6,888613 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 10,09665 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 43 mm/h
A = 3,208037 has

$$Q_2 = 0,25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$Q/Q_{II} = 0,25/0,25 = 1,0$ luego, de tabla $\Rightarrow V/V_{II} = 1,03$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 0,92843 \text{ m/seg}$$

Long. Cond. = 220,0 m

Tfluencia = $220/V = 236,95974 \text{ seg} = 3,9493 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 46,3191 \text{ min}$$

Del ábaco $\Rightarrow T = 46,3 \text{ min} \Rightarrow I = 42,0 \text{ mm/h}$ **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 43 mm/h
A = 10,09665 has

$$Q_3 = 0,78 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 1,8 por mil = 0,0018

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0018 m/m

$$V_{II} = 1,2951 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,02 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TRAMO 1-2 - CONDUCTO PRINCIPAL A

Ac2 = 24247,3 m²

Ac2 = 2,42473 has

Cuencas de aporte = AA + AB + Ac2 = 12,5214 has

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 43 mm/h
A = 10,09665 has

$$Q_1 = 0,60 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,6/1,02 \quad 0,592795 \quad \text{luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 0,9$$

$$V = 0,9 * V_1$$

$$V = 1,16563 \text{ m/seg}$$

$$\text{Long. Cond.} = 240,0 \text{ m}$$

$$T_{\text{fluencia}} = 240/V = 205,89659 \text{ seg} = 3,4316 \text{ min}$$

$$T_{\text{concentraci3n}} = T_{\text{fluencia}} + T_{\text{aducci3n}} =$$

$$T_{\text{concentraci3n}} = 45,8014 \text{ min}$$

$$\text{Del 3baco} \Rightarrow \begin{matrix} T = 45,8 \text{ min} \Rightarrow \\ F = 1 \text{ a\~no} \end{matrix} \quad \boxed{l = 45,8 \text{ mm/h} \quad \text{VERIFICA}}$$

$$Q_2 = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$\begin{matrix} C = 0,5 \\ l = 43 \text{ mm/h} \\ A = 12,5214 \text{ has} \end{matrix}$$

$$Q_2 = 0,75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\begin{matrix} \Phi = 1 \text{ m} \\ \text{Pendiente} = 1,0 \text{ por mil} = 0,001 \end{matrix}$$

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidr3ulico = secci3n / per3metro mojado (m)

$$\begin{matrix} n = 0,013 \quad \text{para Ho} \\ Rh = D/4 = 0,25 \\ i = 0,0010 \text{ m/m} \end{matrix}$$

$$V_{II} = 0,9653 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 0,76 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TRAMO 2-3 - CONDUCTO PRINCIPAL A

$$\begin{matrix} AC_1 = 61902,8 \text{ m}^2 \\ AC_1 = 6,19028 \text{ has} \end{matrix}$$

$$\text{Cuencas de aporte} = AA + AB + AC_2 + AC_1 = 18,7117 \text{ has}$$

$$Q_2 = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$\begin{matrix} C = 0,5 \\ l = 43 \text{ mm/h} \\ A = 12,52138 \text{ has} \end{matrix}$$

$$Q_2 = 0,75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,75/0,76 \quad 0,986314 \quad \text{luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 1,05$$

$$V = 1,05 * V_1$$

$V = 1,01361 \text{ m/seg}$

Long. Cond. = 220,0 m

Tfluencia = $220/V = 217,04514 \text{ seg} = 3,6174 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

Tconcentracion = 45,9872 min

Del ábaco => T = 46 min =>

I = 42,0 mm/h	VERIFICA
---------------	----------

F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 43 mm/h
A = 18,7117 has

$Q_3 = 1,12 \text{ m}^3/\text{seg}$

$\Phi = 1,2 \text{ m}$
Pendiente = 1,25 por mil = 0,00125

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,3
i = 0,0013 m/m

$V_{II} = 1,2188 \text{ m/seg}$

$Q_{II} = 1,38 \text{ m}^3/\text{seg}$
--

Se adopta para tramo 1-2 Φ 1 m y para tramo 2-3 Φ 1,2 m

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

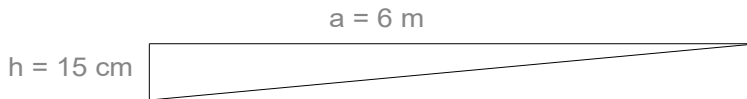
Capacidad de la cuneta

$$i = 0,001 \text{ m/m}$$

$$a = 6 \text{ m}$$

$$n = 0,013 \text{ para Ho}$$

$$h = 0,15 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} \text{Sección canal} &= a \cdot h / 2 \\ \text{Perímetro mojado} &= h + (a^2 + h^2)^{1/2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sección canal} &= 0,45 \text{ m}^2 \\ \text{Perímetro mojado} &= 6,152 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Rh = 0,073 \text{ m}$$

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$\begin{aligned} Q &= \frac{C \times I \times \Omega}{360} \\ Q &= 0,19 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,42546 \text{ m/seg}$$

$$A = 0,43796 \text{ m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 2,9 \text{ m}$$

Se adopta un sumidero de 3,0 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$\begin{aligned} Q &= \frac{C \times I \times \Omega}{360} \\ Q &= 0,08 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,42546 \quad \text{m/seg}$$

$$A = 0,17759 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 1,2 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 2,0 m x 0,15 m

CONDUCTO PRINCIPAL B

Al conducto principal B, llega el conducto de la calle Urquiza-Alte Brown. También hacen su aporte las áreas denominadas como C3 y C4. Este conducto comienza en la intersección de las calles Alte Brown e Independencia, en coincidencia con la culminación del conducto Urquiza-Alte Brown. Para el cálculo del conducto principal B se toma como referencia el final del conducto Urquiza-Alte Brown. Entonces el punto 1 del conducto principal A coincide con el punto 3 del conducto Urquiza-Alte Brown.

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{182,9830}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 38 mm/h 0,000010556 m/seg

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{182,9654}{0,000010556^{1/4}}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 3210,228146 \text{ seg}$$
$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 53,50380244 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 53,5 min =>

I = 38,1 mm/h	VERIFICA
---------------	-----------------

F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,65
I = 38 mm/h
AA = 32857,64 m² (Area cuenca de aporte)
AA = 3,285764 has

Q₁ = 0,23 m³/seg

Se propone

Φ = 0,6 m
Pendiente = 1,6 por mil = 0,0016

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

V₁ = 0,7973 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 37161,3 m²
AB = 3,71613 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 7,001894 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 38 mm/h
A = 3,285764 has

$$Q_2 = 0,23 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$Q/Q_{II} = 0,23/0,23 = 1$ luego, de tabla $\Rightarrow V/V_{II} = 1,03$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 0,82125 \text{ m/seg}$$

Long. Cond. = 105,0 m

Tfluencia = $105/V = 127,85369 \text{ seg} = 2,1309 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 55,6347 \text{ min}$$

Del ábaco \Rightarrow T = 55,2 min \Rightarrow $I = 37,5 \text{ mm/h}$ **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 38 mm/h
A = 7,001894 has

$$Q_3 = 0,48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 0,8 \text{ m}$
Pendiente = 1,3 por mil = 0,0013

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,2
i = 0,0013 m/m

$$V_{II} = 0,9485 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 0,48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CONDUCTO TRAMO 3-4

Ac = 32528,36 m²
Ac = 3,252836 has

Cuencas de aporte = AA + AB + Ac = 10,2547 has

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,65
I = 37 mm/h
A = 7,001894 has

$$Q_3 = 0,47 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,48/0,47 \quad 0,981093 \quad \text{luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 1,05$$

$$V = 1,05 * V_1$$

$$V = 0,99595 \text{ m/seg}$$

$$\text{Long. Cond.} = 244,0 \text{ m}$$

$$T_{\text{fluencia}} = 244/V = 244,99217 \text{ seg} = 4,0832 \text{ min}$$

$$T_{\text{concentraci3n}} = T_{\text{fluencia}} + T_{\text{aducci3n}} =$$

$$T_{\text{concentraci3n}} = 57,5870 \text{ min}$$

$$\text{Del 3baco} \Rightarrow \begin{matrix} T = 57,6 \text{ min} \Rightarrow \\ F = 1 \text{ a\~no} \end{matrix} \quad l = 36,5 \text{ mm/h} \quad \text{VERIFICA}$$

$$Q_4 = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$\begin{matrix} C = 0,65 \\ l = 37 \text{ mm/h} \\ A = 10,2547 \text{ has} \end{matrix}$$

$$Q_4 = 0,69 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\begin{matrix} \Phi = 1 \text{ m} \\ \text{Pendiente} = 1,25 \text{ por mil} = 0,00125 \end{matrix}$$

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidr3ulico = secci3n / per3metro mojado (m)

$$\begin{matrix} n = 0,013 \quad \text{para Ho} \\ Rh = D/4 = 0,25 \\ i = 0,0013 \text{ m/m} \end{matrix}$$

$$V_{II} = 1,0793 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 0,85 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TRAMO 1-2 - CONDUCTO PRINCIPAL B

$$\begin{matrix} A_{C3} = 67803,7 \text{ m}^2 \\ A_{C2} = 6,78037 \text{ has} \end{matrix}$$

$$\text{Cuencas de aporte} = A_A + A_B + A_C + A_{C3} = 17,0351 \text{ has}$$

$$Q_1 = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$\begin{matrix} C = 0,5 \\ l = 38 \text{ mm/h} \\ A = 10,2547 \text{ has} \end{matrix}$$

$$Q_1 = 0,54 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,6/0,85 \quad 0,638480 \quad \text{luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 0,93$$

$$V = 0,93 * V_1$$

$V = 1,00374 \text{ m/seg}$

Long. Cond. = 200,0 m

Tfluencia = $200/V = 199,25477 \text{ seg} = 3,3209 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

Tconcentracion = 56,8247 min

Del ábaco => T = 56,8 min =>

I = 36,9 mm/h	VERIFICA
---------------	----------

F = 1 año

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 37 mm/h
A = 17,0351 has

$Q_2 = 0,88 \text{ m3/seg}$

$\Phi = 1,2 \text{ m}$
Pendiente = 1,0 por mil = 0,001

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,3
i = 0,0010 m/m

$V_{II} = 1,0901 \text{ m/seg}$

$Q_{II} = 1,23 \text{ m3/seg}$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 1,2 m

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = \frac{1}{n} \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

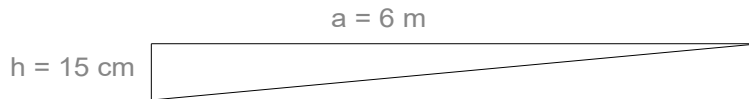
Capacidad de la cuneta

$$i = 0,0013 \text{ m/m}$$

$$a = 6 \text{ m}$$

$$n = 0,013 \text{ para Ho}$$

$$h = 0,15 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} \text{Sección canal} &= a \cdot h / 2 \\ \text{Perímetro mojado} &= h + (a^2 + h^2)^{1/2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sección canal} &= 0,45 \text{ m}^2 \\ \text{Perímetro mojado} &= 6,152 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Rh = 0,073 \text{ m}$$

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$
$$Q = 0,24 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = \frac{1}{n} \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,48510 \text{ m/seg}$$

$$A = 0,49154 \text{ m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 3,3 \text{ m}$$

Se adopta un sumidero de 3,5 m x 0,15 m

CONDUCTO PRINCIPAL C

Al conducto principal C, llegan los conductos de la calle Moreno-San Lorenzo y Moreno-Suipacha.

También hacen su aporte las áreas denominadas como C6 y C7.

Este conducto comienza en la intersección de las calles San Lorenzo e Independencia, en coincidencia con la culminación del conducto Moreno-San Lorenzo.

Para el cálculo del conducto principal C se toma como referencia el final del conducto Moreno-San Lorenzo.

Entonces el punto 1 del conducto principal C coincide con el punto 3 del conducto Moreno-San Lorenzo.

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{153,7861}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 44 mm/h = 0,000012222 m/seg

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{153,7861}{0,000012222^{1/4}}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 2600,947066 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 43,34911776 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 43,4 min =>

I = 43,5 mm/h	VERIFICA
---------------	-----------------

F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,6

I = 44 mm/h

AA = 71409,24 m² (Area cuenca de aporte)

AA = 7,140924 has

Q₁ = 0,52 m³/seg

Se propone

Φ = 0,6 m
Pendiente = 3 por mil = 0,003

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

Acond. = 0,2827 m²

V₁ = 1,8521 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 69219,15 m²

AB = 6,921915 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 14,062839 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,6
 I = 43 mm/h
 A = 7,140924 has

Q₂ = 0,51 m³/seg

Q/Q_{II} = 0,52/0,51 = 1,023255814 luego, de tabla => V/V_{II} = 1,03

V = 1,03 * V_I

V = 1,90766 m/seg

Long. Cond. = 220,0 m

T_{fluencia} = 220/V = 115,32451 seg = 1,9221 min

T_{concentracion} = T_{fluencia} + T_{aducion} =

T _{concentracion} = 45,2712 min
--

Del ábaco => T = 45,3 min => I = 42,5 mm/h **VERIFICA**
 F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,6
 I = 43 mm/h
 A = 14,062839 has

Q₃ = 1,01 m³/seg

Φ = 1 m
 Pendiente = 2,4 por mil = 0,0024

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)
 n = Factor de rugosidad del conducto
 i = Valor absoluto de la pendiente
 Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
 Rh = D/4 = 0,25
 i = 0,0024 m/m

V_{II} = 1,4955 m/seg

Q_{II} = 1,17 m³/seg
--

TRAMO 1-2 - CONDUCTO PRINCIPAL C

Ac₆ = 58846,7 m²
 AC₆ = 5,88467 has

Cuencas de aporte = AA + AB + Ac₆ = 19,9475 has

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
 I = 43 mm/h
 A = 14,062839 has

$$Q_1 = 0,84 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$Q/Q_{II} = 0,84/1,17 = 0,715040$ luego, de tabla $\Rightarrow V/V_{II} = 0,96$

$$V = 0,96 * V_1$$

$$V = 1,43569 \text{ m/seg}$$

Long. Cond. = 240,0 m

Tfluencia = $240/V = 167,16720 \text{ seg} = 2,7861 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 46,1352 \text{ min}$$

Del ábaco $\Rightarrow T = 46,1 \text{ min} \Rightarrow I = 42 \text{ mm/h}$ **VERIFICA**
 F = 1 año

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
 I = 43 mm/h
 A = 19,9475 has

$$Q_2 = 1,19 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1,2 \text{ m}$
 Pendiente = 2,25 por mil = 0,00225

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)
 n = Factor de rugosidad del conducto
 i = Valor absoluto de la pendiente
 Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
 Rh = D/4 = 0,3
 i = 0,0023 m/m

$$V_{II} = 1,6352 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,85 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TRAMO 2-3 - CONDUCTO PRINCIPAL C

AC7 + Acond. Moreno-Suip. = 172764,7 m²
 AC7 = 17,27647 has

Cuencas de aporte =
 AA + AB + AC6 + AC7 + Acond. Mor.-Suip. = 37,2240 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
 I = 43 mm/h

A = 19,947509 has

$$Q_2 = 1,19 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$Q/Q_{II} = 1,19/1,85 = 0,644185$ luego, de tabla $\Rightarrow V/V_{II} = 0,93$

$$V = 0,93 * V_1$$

$$V = 1,52071 \text{ m/seg}$$

Long. Cond. = 220,0 m

Tfluencia = $220/V = 144,66972 \text{ seg} = 2,4112 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 45,7603 \text{ min}$$

Del ábaco $\Rightarrow T = 45,7 \text{ min} \Rightarrow I = 42,6 \text{ mm/h}$ **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 43 mm/h
A = 37,2240 has

$$Q_3 = 2,22 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1,4 \text{ m}$
Pendiente = 1,6 por mil = 0,0016

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,35
i = 0,0016 m/m

$$V_{II} = 1,5281 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 2,35 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 1,2 m y para tramo 2-3 Φ 1,4 m

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

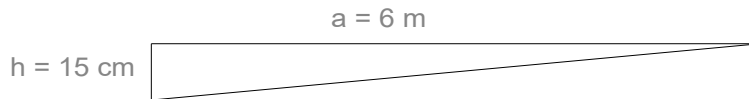
Capacidad de la cuneta

$$i = 0,0016 \text{ m/m}$$

$$a = 6 \text{ m}$$

$$n = 0,013 \text{ para Ho}$$

$$h = 0,15 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} \text{Sección canal} &= a \cdot h / 2 \\ \text{Perímetro mojado} &= h + (a^2 + h^2)^{1/2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sección canal} &= 0,45 \text{ m}^2 \\ \text{Perímetro mojado} &= 6,152 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Rh = 0,073 \text{ m}$$

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$\begin{aligned} Q &= \frac{C \times I \times \Omega}{360} \\ Q &= 0,28 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,53817 \text{ m/seg}$$

$$A = 0,52028 \text{ m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 3,5 \text{ m}$$

Se adopta un sumidero de 3,5 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$\begin{aligned} Q &= \frac{C \times I \times \Omega}{360} \\ Q &= 0,24 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,53817 \quad \text{m/seg}$$

$$A = 0,44224 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 2,9 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 3,0 m x 0,15 m

CONDUCTO PRINCIPAL D

Al conducto principal D, llegan los conductos de la calle Urquiza-Urquiza .
También hacen su aporte el área denominada C9.
Este conducto comienza en la intersección de las calles Urquiza y Güemes,
en coincidencia con la culminación del conducto Urquiza-Urquiza.
Para el cálculo del conducto principal D se toma como referencia el final del conducto
Urquiza-Urquiza.
Entonces el punto 1 del conducto principal D coincide con el punto 3 del conducto
Urquiza-Urquiza.

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{146,6219}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 45 mm/h = 0,000125 m/seg

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{146,6219}{0,00012778^{1/4}}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 2465,876602 \text{ seg}$$
$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 41,09794337 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 41,1 min =>

I = 45 mm/h	VERIFICA
-------------	----------

F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,5
I = 45 mm/h
AA = 55925,58 m² (Area cuenca de aporte)
AA = 5,592558 has

Q₁ = 0,35 m³/seg

Se propone

Φ = 0,6 m
Pendiente = 1,5 por mil = 0,0015

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

V₁ = 1,2362 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 57174,41 m²
AB = 5,717441 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 11,309999 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 5,592558 has

$$Q_2 = 0,35 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,35/0,35 = 1 \quad \text{luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,27331 \text{ m/seg}$$

$$\text{Long. Cond.} = 120,0 \text{ m}$$

$$T_{\text{fluencia}} = 120/V = 94,24222 \text{ seg} = 1,5707 \text{ min}$$

$$T_{\text{concentracion}} = T_{\text{fluencia}} + T_{\text{aducion}} =$$

$$T_{\text{concentracion}} = 42,6686 \text{ min}$$

Del ábaco \Rightarrow $T = 42,6 \text{ min} \Rightarrow$ $I = 44,4 \text{ mm/h}$ **VERIFICA**
 $F = 1 \text{ año}$

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 11,309999 has

$$Q_3 = 0,71 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\Phi = 1 \text{ m}$$
$$\text{Pendiente} = 1,5 \text{ por mil} = 0,0015$$

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

$$n = 0,013 \quad \text{para Ho}$$
$$Rh = D/4 = 0,25$$
$$i = 0,0015 \text{ m/m}$$

$$V_{II} = 1,1823 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 0,93 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TRAMO 1-2 - CONDUCTO PRINCIPAL D

$$Ac_9 = 49463,2 \text{ m}^2$$

$$Ac_9 = 4,94632 \text{ has}$$

$$\text{Cuencas de aporte} = AA + AB + Ac_9 = 16,2563 \text{ has}$$

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 11,309999 has

$$Q_1 = 0,71 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$Q/Q_{II} = 0,71/0,93 = 0,761244$ luego, de tabla $\Rightarrow V/V_{II} = 0,98$

$$V = 0,98 * V_1$$

$$V = 1,15866 \text{ m/seg}$$

Long. Cond. = 240,0 m

Tfluencia = $240/V = 207,13630 \text{ seg} = 3,4523 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 44,5502 \text{ min}$$

Del ábaco \Rightarrow T = 46,1 min \Rightarrow $I = 43 \text{ mm/h}$ **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 16,2563 has

$$Q_2 = 1,02 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 2,7 por mil = 0,0027

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0023 m/m

$$V_{II} = 1,4480 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,14 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 1 m

CONDUCTO PRINCIPAL D

Al conducto principal D, llegan los conductos de la calle Urquiza-Urquiza .
También hacen su aporte el área denominada C9.
Este conducto comienza en la intersección de las calles Urquiza y Güemes,
en coincidencia con la culminación del conducto Urquiza-Urquiza.
Para el cálculo del conducto principal D se toma como referencia el final del conducto
Urquiza-Urquiza.
Entonces el punto 1 del conducto principal D coincide con el punto 3 del conducto
Urquiza-Urquiza.

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{146,6219}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 45 mm/h = 0,000125 m/seg

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{146,6219}{0,00012778^{1/4}}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 2465,876602 \text{ seg}$$
$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 41,09794337 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 41,1 min =>

I = 45 mm/h	VERIFICA
-------------	----------

F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,5
I = 45 mm/h
AA = 55925,58 m² (Área cuenca de aporte)
AA = 5,592558 has

Q₁ = 0,35 m³/seg

Se propone

Φ = 0,6 m
Pendiente = 1,5 por mil = 0,0015

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

V₁ = 1,2362 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 57174,41 m²
AB = 5,717441 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 11,309999 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 5,592558 has

$$Q_2 = 0,35 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,35/0,35 = 1 \quad \text{luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,27331 \text{ m/seg}$$

$$\text{Long. Cond.} = 120,0 \text{ m}$$

$$T_{\text{fluencia}} = 120/V = 94,24222 \text{ seg} = 1,5707 \text{ min}$$

$$T_{\text{concentracion}} = T_{\text{fluencia}} + T_{\text{aducion}} =$$

$$T_{\text{concentracion}} = 42,6686 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 42,6 min => I = 44,4 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 11,309999 has

$$Q_3 = 0,71 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\Phi = 1 \text{ m}$$
$$\text{Pendiente} = 1,5 \text{ por mil} = 0,0015$$

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

$$n = 0,013 \quad \text{para Ho}$$
$$Rh = D/4 = 0,25$$
$$i = 0,0015 \text{ m/m}$$

$$V_{II} = 1,1823 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 0,93 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TRAMO 1-2 - CONDUCTO PRINCIPAL D

$$A_{C9} = 49463,2 \text{ m}^2$$

$$A_{C9} = 4,94632 \text{ has}$$

$$\text{Cuencas de aporte} = A_A + A_B + A_{C9} = 16,2563 \text{ has}$$

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 11,309999 has

$$Q_1 = 0,71 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$Q/Q_{II} = 0,71/0,93 = 0,761244$ luego, de tabla $\Rightarrow V/V_{II} = 0,98$

$$V = 0,98 * V_1$$

$$V = 1,15866 \text{ m/seg}$$

Long. Cond. = 240,0 m

Tfluencia = $240/V = 207,13630 \text{ seg} = 3,4523 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 44,5502 \text{ min}$$

Del ábaco \Rightarrow T = 46,1 min \Rightarrow $I = 43 \text{ mm/h}$ **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 45 mm/h
A = 16,2563 has

$$Q_2 = 1,02 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1 \text{ m}$
Pendiente = 2,7 por mil = 0,0027

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,25
i = 0,0023 m/m

$$V_{II} = 1,4480 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,14 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 1 m

CONDUCTO LIBERTAD 1






CÁLCULO DEL COEFICIENTE K


$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m =	50
C =	Coeficiente de escorrentía
l =	Pendiente de la cuadra
a =	Mitad de la calzada
g =	Altura del gálibo de la calzada
s =	Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
L =	Longitud de la cuadra

Tramo AC => K ₁		Tramo CE => K ₂		Tramo E1 => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,6	C =	0,6	C =	0,6
l =	0,001	l =	0,0023	l =	0,0014
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50	s =	50
L =	100	L =	100	L =	102,41
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293
k ₃ =	948,6833	k ₃ =	1438,7495	k ₃ =	1149,5494
k ₄ =	0,0316	k ₄ =	0,0480	k ₄ =	0,0374
K ₁ =	0,33000	K ₂ =	0,45098	K ₃ =	0,37215

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incognita	I = Incognita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₂ = 50
L ₁ = 50	L ₁ = 50	L ₁ = 50	L ₂ = 100	L ₂ = 102,4
K ₁ = 0,33000	K ₁ = 0,33000	K ₂ = 0,45098	K ₂ = 0,45098	K ₃ = 0,37215
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 1250	F _{0-AC} = 2500	F _{0-AD} = 3750	F _{0-AE} = 6250
	TB-C(1) = 0,7576	TC-D(1) = 1,1087	TD-E(1) = 0,2383	TE-F(1) = 1,3435
	TB-C(2) = 0,0200	TC-D(2) = 6,6874	TD-E(2) = 48,6111	TE-F(2) = 9,1890
	TB-C(3) = 3539,7759			
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{30,3035}{I^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{53,6337}{I^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{7,4143}{I^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{11,5828}{I^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{12,3458}{I^{1/4}}$

Tramo F-1
Con aporte inicial

I = Incógnita
S ₃ = 50
L ₃ = 102,4
K ₃ = 0,37215
F _{0-AF} = 8810
TF-G(1) = 0,2318
TF-G(2) = 50,5801
T _{F-1} = $\frac{11,7269}{I^{1/4}}$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{127,0070}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h 0,000013889 m/seg

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = \frac{127,0070}{0,000013889^{1/4}}$$

$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 2080,46269 \text{ seg}$$
$$T_{\text{aducción(A-1)}} = 34,67437816 \text{ min}$$

Del ábaco =>	T =	34,7 min =>	I = 51 mm/h	VERIFICA
	F =	1 año		

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,6
I = 50 mm/h
AA = 82664,8 m² (Área cuenca de aporte)
AA = 8,26648 has

Q₁ = 0,69 m³/seg

Se propone

$\Phi = 0,8 \text{ m}$
Pendiente = 1,4 por mil = 0,0014

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,5027 \text{ m}^2$$

V₁ = 1,3705 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 107200,4 m²
AB = 10,72004 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 18,98652 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,6
I = 50 mm/h
A = 8,26648 has

Q₂ = 0,69 m³/seg

$$Q/Q_{II} = 0,63/0,63 = 1 \quad \text{luego, de tabla } \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,41159 \text{ m/seg}$$

Long. Cond. = 210,0 m

Tfluencia = $210/V = 148,76891 \text{ seg} = 2,4795 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 37,1539 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 37,15 min => I = 48 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 50 mm/h
A = 18,98652 has

$$Q_3 = 1,32 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1,3 \text{ m}$
Pendiente = 1,0 por mil = 0,001

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,325
i = 0,0010 m/m

$$V_{II} = 1,1499 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,53 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CONDUCTO TRAMO 3-4

Ac = 111645,85 m²
Ac = 11,164585 has

Cuencas de aporte = AA + AB + Ac = 30,1511 has

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 50 mm/h
A = 18,98652 has

$$Q_3 = 1,32 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Q/Q_{II} = 1,32/1,53 = 0,863895 luego, de tabla => V/V_{II} = 1

V = 1,00 * V_{II}

$$V = 1,14986 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 270,0 m

Tfluencia = $270/V = 234,81088 \text{ seg} = 3,9135 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

Tconcentracion = 38,5879 min

Del ábaco => T = 38,6 min => I = 48 mm/h VERIFICA
F = 1 año

$$Q_4 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,6
I = 45 mm/h
A = 30,1511 has

Q4 = 2,26 m3/seg

$\Phi = 1,4 \text{ m}$
Pendiente = 2,03 por mil = 0,00203

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,35
i = 0,0020 m/m

VII = 1,7213 m/seg

QII = 2,65 m3/seg

Tramo 1-2 Φ 0,8 m, para tramo 2-3 Φ 1,3 m y para tramo 3-4 Φ 1,4 m

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m, para tramo 2-3 y 3-4 Φ 1,0m
Los excedentes se depositan en el reservorio.

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo E-1

Aportan las areas: A7-A8-A9-A10-A11-A12 = cuneta derecha

Aportan las areas: A1-A2-A3-A4-A5-A6 = cuneta izquierda

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6

CI = 11121,45 m²

CI = 1,112145 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} =$	0,10040198	m ³ /seg =	100,402 lts/seg
-------------	------------	-----------------------	-----------------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

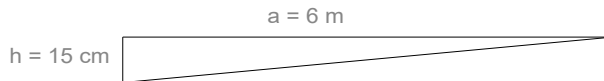
Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0015 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,5211	m/seg
-------	--------	-------

$$Q_{max} = V \times \Omega$$

$Q_{max} =$	0,23448666	m ³ /seg =	234,487 lts/seg
-------------	------------	-----------------------	-----------------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12

CD = 11512,96 m²

CD = 1,151296 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} =$	0,10393644	m3/seg =	103,936	lts/seg
-------------	------------	----------	---------	---------

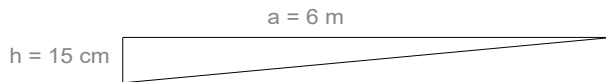
Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)
n = Factor de rugosidad del conducto
i = Valor absoluto de la pendiente
Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0015 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,5211	m/seg
-------	--------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} =$	0,23448666	m3/seg =	234,487	lts/seg
-------------	------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.
NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$(CI+CD)/2 =$	102,169	lts/seg
---------------	---------	---------

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Q = 0,47 m3/seg

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$
 $V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$

V = 0,52108 m/seg
A = 0,89957 m²

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 6,0 \quad \text{m}$$

Se adoptan dos sumideros de 3,0 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,59 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,52108 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 1,13946 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 7,6 \quad \text{m}$$

**Se adoptan dos sumideros de 3,0 m x 0,15 m
y uno de 2,0 m x 0,15 m**

Al sumidero 3 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,59 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \cdot A$$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,52108 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 1,13946 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 7,6 \quad \text{m}$$

**Se adoptan dos sumideros de 3,0 m x 0,15 m
y uno de 2,0 m x 0,15 m**

CONDUCTO 1° DE MAYO-LIBERTAD

CÁLCULO DEL COEFICIENTE K






$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$






- m = 50
 C = Coeficiente de escorrentía
 l = Pendiente de la cuadra
 a = Mitad de la calzada
 g = Altura del gálibo de la calzada
 s = Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
 L = Longitud de la cuadra

Tramo AC => K ₁		Tramo CE => K ₂		Tramo EG => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,6	C =	0,6	C =	0,5
l =	0,0011	l =	0,0012	l =	0,0014
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50	s =	50
L =	100	L =	100	L =	84,6
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293	k ₂ =	9,5244
k ₃ =	994,9874	k ₃ =	1039,2305	k ₃ =	949,6326
k ₄ =	0,0332	k ₄ =	0,0346	k ₄ =	0,0374
K ₁ =	0,34200	K ₂ =	0,35335	K ₃ =	0,37296

Tramo GI => K ₄		Tramo I1 => K ₅	
m =	50	m =	50
C =	0,5	C =	0,5
l =	0,0012	l =	0,0015
a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50
L =	82,22	L =	100
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	9,5244	k ₂ =	9,5244
k ₃ =	854,4553	k ₃ =	1161,8950
k ₄ =	0,0346	k ₄ =	0,0387
K ₄ =	0,35454	K ₅ =	0,36707

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₂ = 42,3
L ₁ = 100	L ₁ = 100	L ₁ = 100	L ₂ = 100	L ₂ = 100
K ₁ = 0,34200	K ₁ = 0,34200	K ₂ = 0,35335	K ₂ = 0,35335	K ₃ = 0,37296
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 2500	F _{0-AC} = 5000	F _{0-AD} = 7500	F _{0-AE} = 10000
	TB-C(1) = 0,7310	TC-D(1) = 1,4150	TD-E(1) = 0,2557	TE-F(1) = 1,3406
	TB-C(2) = 0,0168	TC-D(2) = 9,4574	TD-E(2) = 49,3056	TE-F(2) = 7,8645
	TB-C(3) = 7146,4466			
T ₁ = TA-B = $\frac{41,3509}{I^{1/4}}$	TB-C = $\frac{87,8562}{I^{1/4}}$	TC-D = $\frac{13,3826}{I^{1/4}}$	TD-E = $\frac{12,6088}{I^{1/4}}$	TE-F = $\frac{10,5432}{I^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo G-I	Tramo I-J	Tramo J-1
Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 42,3	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50
L ₃ = 100	L ₁ = 82,22	L ₁ = 82,22	L ₁ = 100	L ₁ = 100
K ₃ = 0,37296	K ₄ = 0,35454	K ₄ = 0,35454	K ₅ = 0,36707	K ₅ = 0,36707
F _{0-AF} = 12115	F _{0-AC} = 2186,15	F _{0-AC} = 2126,65	F _{0-AC} = 2121,61	F _{0-AC} = 2566,11
TF-G(1) = 0,2061	TG-H(1) = 1,4103	TH-I(1) = 1,4103	TI-J(1) = 1,3621	TJ-1(1) = 1,3621
TF-G(2) = 49,6363	TG-H(2) = 9,6431	TH-I(2) = 9,6883	TI-J(2) = 11,0353	TJ-1(2) = 10,6989
TF-G = $\frac{10,2302}{I^{1/4}}$	TG-H = $\frac{13,5996}{I^{1/4}}$	TH-I = $\frac{13,6633}{I^{1/4}}$	TI-J = $\frac{15,0316}{I^{1/4}}$	TJ-1 = $\frac{14,5734}{I^{1/4}}$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{189,5716}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 38 mm/h 0,000010556 m/seg

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{189,5716}{0,000010556^{1/4}}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 3325,817306 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 55,43028843 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 55,43 min =>

I = 37,2 mm/h	VERIFICA
---------------	-----------------

F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,5
I = 38 mm/h
AA = 183525,6 m² (Area cuenca de aporte)
AA = 18,35256 has

Q₁ = 0,97 m³/seg

Se propone

Φ = 0,8 m
Pendiente = 1,4 por mil = 0,0014

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,5027 \text{ m}^2$$

V₁ = 1,9270 m/seg

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 192473,7 m²
AB = 19,24737 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 37,59993 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 34 mm/h
A = 18,35256 has

Q₂ = 0,87 m³/seg

$$Q/Q_{II} = 0,97/0,87 = 1,117647059 \text{ luego, de tabla } \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,98479 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 1035,0 m

Tfluencia = $1035/V = 521,46464 \text{ seg} = 8,6911 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 64,1214 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 64 min => I = 34 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
I = 35 mm/h
A = 37,59993 has

$$Q_3 = 1,83 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1,4 \text{ m}$
Pendiente = 1,0 por mil = 0,001

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,35
i = 0,0012 m/m

$$V_{II} = 1,3234 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 2,04 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Tramo 1-2 Φ 0,8 m y para tramo 2-3 Φ 1,4 m

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m y para tramo 2-3 Φ 1,00 m
Los excedentes se depositan en el reservorio.

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo I-1

Aportan las áreas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12-A13-A19-A20-A21-A22-A23-A24-A25-A26 = cuneta izquierda

Aportan las áreas: A14-A15-A16-A17-A18 = cuneta derecha

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11-A12-A13-A19-A20-A21-A22-A23-A24-A25-A26
CI = 20869,9 m²
CI = 2,08699 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,18840882 \text{ m}^3/\text{seg} = 188,409 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

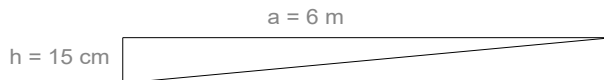
n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0015 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,5211 \text{ m}/\text{seg}$

$$Q_{max} = V \times \Omega$$

$Q_{max} = 0,23448666 \text{ m}^3/\text{seg} = 234,487 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar. NO TRASVASA

CD = A14-A15-A16-A17-A18
CD = 6219,7 m²
CD = 0,62197 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,05615007 \text{ m}^3/\text{seg} = 56,150 \text{ lts}/\text{seg}$

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

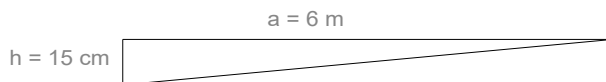
n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo G-1

i = 0,0015 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,5211 \text{ m}/\text{seg}$

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,23448666 \text{ m}^3/\text{seg} = 234,487 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.
NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$(CI+CD)/2 = 122,279 \text{ lts}/\text{seg}$
--

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q = 0,70 \text{ m}^3/\text{seg}$

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$V = 0,52108 \text{ m}/\text{seg}$
 $A = 1,35269 \text{ m}^2$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 9,0 \quad \text{m}$$

Se adoptan tres sumideros de 3,0 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,51 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,52108 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 0,97953 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 6,5 \quad \text{m}$$

**Se adopta un sumidero de 3,0 m x 0,15 m
y uno de 3,5 m x 0,15 m**

CONDUCTO JUBAL

CÁLCULO DEL COEFICIENTE K






$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$





m = 50
 C = Coeficiente de escorrentía
 l = Pendiente de la cuadra
 a = Mitad de la calzada
 g = Altura del gálibo de la calzada
 s = Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
 L = Longitud de la cuadra

Tramo AC => K ₁		Tramo CF => K ₂		Tramo FH => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,5	C =	0,5	C =	0,5
l =	0,001	l =	0,0012	l =	0,0017
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	30	s =	49	s =	30
L =	136	L =	200	L =	129
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	5,7146	k ₂ =	9,3339	k ₂ =	5,7146
k ₃ =	1290,2093	k ₃ =	2078,4610	k ₃ =	1595,6419
k ₄ =	0,0316	k ₄ =	0,0346	k ₄ =	0,0412
K ₁ =	0,25696	K ₂ =	0,28246	K ₃ =	0,31770

Tramo H1 => K ₄	
m =	50
C =	0,5
l =	0,001
a =	6
g =	0,12
s =	30
L =	129
k ₁ =	31,4980
k ₂ =	5,7146
k ₃ =	1223,8015
k ₄ =	0,0316
K ₄ =	0,26038

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 30	S ₁ = 30	S ₁ = 38	S ₂ = 38	S ₂ = 38
L ₁ = 49	L ₁ = 49	L ₁ = 42	L ₂ = 85	L ₂ = 42
K ₁ = 0,25696	K ₁ = 0,25696	K ₂ = 0,28246	K ₂ = 0,28246	K ₂ = 0,28246
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 735	F _{0-AC} = 1470	F _{0-AD} = 2268	F _{0-AE} = 5498
	TB-C(1) = 0,9729 TB-C(2) = 7,5220	TC-D(1) = 1,7702 TC-D(2) = 6,2299	TD-E(1) = 0,8851 TD-E(2) = 0,0215 TD-E(3) = 5169,3510	TE-F(1) = 1,7702 TE-F(2) = 4,6744
T ₁ = T _{A-B} = $\frac{38,5254}{I^{1/4}}$	T _{B-C} = $\frac{7,3182}{I^{1/4}}$	T _{C-D} = $\frac{11,0280}{I^{1/4}}$	T _{D-E} = $\frac{98,4530}{I^{1/4}}$	T _{E-F} = $\frac{8,2745}{I^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo H-I	Tramo I-1
Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
			
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 64,6	S ₃ = 64,6	S ₃ = 64,6	S ₃ = 64,6
L ₃ = 95	L ₃ = 95	L ₃ = 97	L ₃ = 97
K ₃ = 0,31770	K ₃ = 0,31770	K ₄ = 0,26038	K ₄ = 0,26038
F _{0-AF} = 6296	F _{0-AG} = 9364,5	F _{0-AH} = 12433	F _{0-AI} = 15566,1
TF-G(1) = 0,3209 TF-G(2) = 46,5354	TG-H(1) = 1,5738 TG-H(2) = 8,4432	TH-I(1) = 0,3286 TH-I(2) = 47,9908	TI-1(1) = 1,9203 TI-1(2) = 7,6592
T _{F-G} = $\frac{14,9322}{I^{1/4}}$	T _{G-H} = $\frac{13,2879}{I^{1/4}}$	T _{H-I} = $\frac{15,7680}{I^{1/4}}$	T _{I-1} = $\frac{14,7078}{I^{1/4}}$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{222,2950}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año

Intensidad: 40 mm/h = 0,000011111 m/seg

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{194,7447}{0,000011111^{1/4}}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 3850,272063 \text{ seg}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 64,17120105 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 56,2 min => I = 37 mm/h **VERIFICA**
 F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,5
 I = 40 mm/h
 AA = 87215,42 m² (Area cuenca de aporte)
 AA = 8,721542 has

$$Q_1 = 0,48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se propone

Φ = 0,6 m
 Pendiente = 1,0 por mil = 0,001

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,2827 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 1,7137 \text{ m/seg}$$

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 220692,8 m²
 AB = 22,06928 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 30,790822 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,5
 I = 40 mm/h
 A = 8,721542 has

$$Q_2 = 0,48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,48/0,48 = 1 \quad \text{luego, de tabla} \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,76509 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 610,0 m

Tfluencia = $610/V = 345,59214 \text{ seg} = 5,7599 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{\text{concentracion}} = 69,9311 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 61,9 min => I = 36 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,4
I = 40 mm/h
A = 30,790822 has

$$Q_3 = 1,37 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1,2 \text{ m}$
Pendiente = 1,1 por mil = 0,0011

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,3
i = 0,0013 m/m

$$V_{II} = 1,2429 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,41 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Tramo 1-2 Φ 0,8 m y para tramo 2-3 Φ 1,2 m

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m y para tramo 2-3 Φ 1,0m

Los excedentes se depositan en el reservorio.

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo H-1

Aportan las areas: A11-A12-A13-A14-A15-A16 = cuneta izquierda

Aportan las areas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10 = cuneta derecha

CI = A11-A12-A13-A14-A15-A16

CI = 4090,6 m²

CI = 0,40906 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 40 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} =$	0,02727067	m ³ /seg =	27,271	lts/seg
-------------	------------	-----------------------	--------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

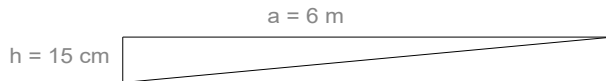
Capacidad de la cuneta tramo H-1

i = 0,001 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,4255	m/seg
-------	--------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} =$	0,19145756	m ³ /seg =	191,458	lts/seg
-------------	------------	-----------------------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10

CD = 13872,54 m²

CD = 1,387254 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 40 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} =$	0,0924836	m3/seg =	92,484	lts/seg
-------------	-----------	----------	--------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

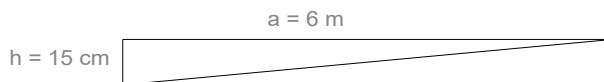
n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo H-1

i = 0,001 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V =$	0,4255	m/seg
-------	--------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} =$	0,19145756	m3/seg =	191,458	lts/seg
-------------	------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$(CI+CD)/2 =$	59,877	lts/seg
---------------	--------	---------

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q = 0,16$ m3/seg

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$V = 0,42546$ m/seg
 $A = 0,36562$ m²

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 2,4 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 2,4 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,69 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,42546 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 1,61916 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 10,8 \quad \text{m}$$

Se adoptan tres sumideros de 3,5 m x 0,15 m

CONDUCTO LIBERTAD 2

CÁLCULO DEL COEFICIENTE K

$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

m = 50

C = Coeficiente de escorrentía

l = Pendiente de la cuadra

a = Mitad de la calzada

g = Altura del gálibo de la calzada






s = Altura de la figura que se encuentra en la cuadra






L = Longitud de la cuadra

Tramo AC => K ₁		Tramo CE => K ₂		Tramo EG => K ₃	
m =	50	m =	50	m =	50
C =	0,6	C =	0,6	C =	0,6
l =	0,0024	l =	0,0017	l =	0,001
a =	6	a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50	s =	50
L =	100	L =	100	L =	100
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293
k ₃ =	1469,6938	k ₃ =	1236,9317	k ₃ =	948,6833
k ₄ =	0,0490	k ₄ =	0,0412	k ₄ =	0,0316
K ₁ =	0,45823	K ₂ =	0,40265	K ₃ =	0,33000

Tramo GI => K ₄		Tramo I1 => K ₅	
m =	50	m =	50
C =	0,5	C =	0,5
l =	0,0015	l =	0,0018
a =	6	a =	6
g =	0,12	g =	0,12
s =	50	s =	50
L =	100	L =	102,61
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980
k ₂ =	9,5244	k ₂ =	9,5244
k ₃ =	1161,8950	k ₃ =	1306,0121
k ₄ =	0,0387	k ₄ =	0,0424
K ₄ =	0,36707	K ₅ =	0,39052

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₂ = 50
L ₁ = 50	L ₁ = 50	L ₁ = 50	L ₂ = 100	L ₂ = 102,4
K ₁ = 0,45823	K ₁ = 0,45823	K ₂ = 0,40265	K ₂ = 0,40265	K ₃ = 0,33000
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 1250	F _{0-AC} = 2500	F _{0-AD} = 3750	F _{0-AE} = 6250
	TB-C(1) = 0,5456 TB-C(2) = 0,0200 TB-C(3) = 3539,7759	TC-D(1) = 1,2418 TC-D(2) = 6,6874	TD-E(1) = 0,2669 TD-E(2) = 48,6111	TE-F(1) = 1,5152 TE-F(2) = 9,1890
T ₁ = TA-B = $\frac{21,8229}{l^{1/4}}$	TB-C = $\frac{38,6241}{l^{1/4}}$	TC-D = $\frac{8,3043}{l^{1/4}}$	TD-E = $\frac{12,9731}{l^{1/4}}$	TE-F = $\frac{13,9229}{l^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo H-I	Tramo I-J	Tramo J-1
Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 	Con aporte inicial 
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50
L ₃ = 102,4	L ₁ = 50	L ₂ = 100	L ₁ = 50	L ₂ = 100
K ₃ = 0,33000	K ₄ = 0,36707	K ₄ = 0,36707	K ₅ = 0,39052	K ₅ = 0,39052
F _{0-AF} = 8810	F _{0-AG} = 11370	F _{0-AH} = 12620	F _{0-AI} = 15120	F _{0-AJ} = 16370
TF-G(1) = 0,2615 TF-G(2) = 50,5801	TG-H(1) = 1,3621 TG-H(2) = 4,7777	TH-I(1) = 0,2161 TH-I(2) = 49,5873	TI-J(1) = 1,2803 TI-J(2) = 4,4636	TJ-1(1) = 0,1904 TJ-1(2) = 49,6818
TF-G = $\frac{13,2250}{l^{1/4}}$	TG-H = $\frac{6,5079}{l^{1/4}}$	TH-I = $\frac{10,7177}{l^{1/4}}$	TI-J = $\frac{5,7149}{l^{1/4}}$	TJ-1 = $\frac{9,4577}{l^{1/4}}$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \sum T$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{115,3803}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 54 mm/h 0,000015 m/seg

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = \frac{115,3803}{0,000015000^{1/4}}$$

$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 1853,996236 \text{ seg}$$
$$T_{\text{aduccion(A-1)}} = 30,89993726 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 30,9 min => I = 54 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

CONDUCTO TRAMO 1-2

$$Q_1 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Datos

C = 0,6
I = 54 mm/h
AA = 98462,75 m² (Area cuenca de aporte)
AA = 9,846275 has

$$Q_1 = 0,89 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se propone

$\Phi = 0,8 \text{ m}$
Pendiente = 1,6 por mil = 0,0016

$$V_1 = \frac{Q_1}{A_{\text{cond.}}} \quad A_{\text{cond.}} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_{\text{cond.}} = 0,5027 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 1,7630 \text{ m/seg}$$

CONDUCTO TRAMO 2-3

AB = 106476,3 m²
AB = 10,64763 has

Cuencas de aporte = AA + AB = 20,493905 has

$$Q_2 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,6
I = 52 mm/h
A = 9,846275 has

$$Q_2 = 0,85 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q/Q_{II} = 0,89/0,84 = 1,038461538 \text{ luego, de tabla } \Rightarrow V/V_{II} = 1,03$$

$$V = 1,03 * V_1$$

$$V = 1,81586 \text{ m/seg}$$

Long. Cond.= 240,0 m

Tfluencia = $240/V = 132,16883 \text{ seg} = 2,2028 \text{ min}$

Tconcentracion = Tfluencia + Taduccion =

$$T_{concentracion} = 33,1028 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 33,1 min => I = 52,2 mm/h **VERIFICA**
F = 1 año

$$Q_3 = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

C = 0,45
I = 52 mm/h
A = 20,493905 has

$$Q_3 = 1,33 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$\Phi = 1,2 \text{ m}$
Pendiente = 1,7 por mil = 0,0017

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

n = 0,013 para Ho
Rh = D/4 = 0,3
i = 0,0017 m/m

$$V_{II} = 1,4213 \text{ m/seg}$$

$$Q_{II} = 1,61 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se adopta para tramo 1-2 Φ 0,8 m, para tramo 2-3 y 3-4 Φ 1,2 m

VERIFICACIÓN CUNETAS

La cuneta más cargada es la del tramo I-1

Aportan las áreas: A12-A13-A14-A15-A16-A17 = cuneta derecha

Aportan las áreas: A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11 = cuneta izquierda

CI = A1-A2-A3-A4-A5-A6-A7-A8-A9-A10-A11

CI = 28371,1 m²

CI = 2,83711 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,23642583$	m3/seg =	236,426	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)

n = Factor de rugosidad del conducto

i = Valor absoluto de la pendiente

Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

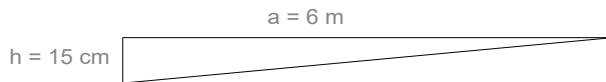
Capacidad de la cuneta tramo I-1

i = 0,0016 m/m

a = 6 m

n = 0,013 para Ho

h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$

Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²

Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

$V = 0,5382$	m/seg
--------------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,24217678$	m3/seg =	242,177	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.

NO TRASVASA

CD = A12-A13-A14-A15-A16-A17

CD = 6075,3 m²

CD = 0,60753 has

Se adopta

Recurrencia: 1 año
Intensidad: 50 mm/h

$$Q_{cun} = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

$Q_{cun} = 0,0506275$	m3/seg =	50,628	lts/seg
-----------------------	----------	--------	---------

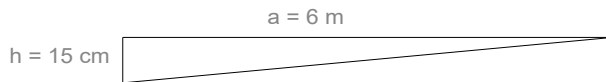
Manning para secciones parcialmente llenas

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg)
n = Factor de rugosidad del conducto
i = Valor absoluto de la pendiente
Rh = Radio hidráulico = sección / perímetro mojado (m)

Capacidad de la cuneta tramo I-1

i = 0,0016 m/m
a = 6 m
n = 0,013 para Ho
h = 0,15 m



Sección canal = $a \cdot h / 2$
Perímetro mojado = $h + (a^2 + h^2)^{1/2}$

Sección canal = 0,45 m²
Perímetro mojado = 6,152 m

Rh = 0,073 m

V = 0,5382	m/seg
------------	-------

$Q_{max} = V \times \Omega$

$Q_{max} = 0,24217678$	m3/seg =	242,177	lts/seg
------------------------	----------	---------	---------

Capacidad del canal mayor que el líquido a transportar.
NO TRASVASA

Haciendo un promedio cada una lleva

$(CI+CD)/2 = 143,527$	lts/seg
-----------------------	---------

Verificación de sumideros

Al sumidero 1 llegan

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Q = 0,44 m3/seg

$Q_{max} \text{ sumidero} = V \cdot A$
 $V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$

V = 0,53817 m/seg
A = 0,80829 m2

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 5,4 \quad \text{m}$$

Se adoptan dos sumideros de 3,0 m x 0,15 m

Al sumidero 2 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,49 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,53817 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 0,90120 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 6,0 \quad \text{m}$$

Se adoptan dos sumideros de 3,0 m x 0,15 m

Al sumidero 3 llegan

$$Q = \frac{C \times l \times \Omega}{360}$$

$$Q = 0,26 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{max sumidero}} = V \times A$$

$$V = (1/n) \times (Rh)^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$V = 0,53817 \quad \text{m}/\text{seg}$$

$$A = 0,48776 \quad \text{m}^2$$

Se adopta un sumidero de 0,15 m de alto

$$l = 3,3 \quad \text{m}$$

Se adopta un sumidero de 3,5 m x 0,15 m

CÁLCULO DEL COEFICIENTE K

$$K = \frac{m \cdot (l/2)^{2/3} \cdot (C \cdot 2^{5/3} \cdot g \cdot s)^{1/4} \cdot l^{1/2}}{(m \cdot l^{1/2} \cdot a \cdot L)}$$

- m = 50
 C = Coeficiente de escorrentía
 l = Pendiente de la cuadra
 a = Mitad de la calzada
 g = Altura del gálibo de la calzada
 s = Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
 L = Longitud de la cuadra






Tramo AC => K ₁		Tramo CE => K ₂		Tramo EG => K ₃		Tramo GI =>	
m =	50	m =	50	m =	50	m =	
C =	0,6	C =	0,6	C =	0,5	C =	
l =	0,0011	l =	0,0012	l =	0,0014	l =	
a =	6	a =	6	a =	6	a =	
g =	0,12	g =	0,12	g =	0,12	g =	
s =	50	s =	50	s =	50	s =	
L =	100	L =	100	L =	84,6	L =	
k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	31,4980	k ₁ =	
k ₂ =	11,4293	k ₂ =	11,4293	k ₂ =	9,5244	k ₂ =	
k ₃ =	994,9874	k ₃ =	1039,2305	k ₃ =	949,6326	k ₃ =	
k ₄ =	0,0332	k ₄ =	0,0346	k ₄ =	0,0374	k ₄ =	
K ₁ =	0,34200	K ₂ =	0,35335	K ₃ =	0,37296	K ₄ =	






Tramo AR => K ₁	
m =	50
C =	0,6
l =	0,0012
a =	6
g =	0,12
s =	360
L =	1070
k ₁ =	31,4980
k ₂ =	82,2909
k ₃ =	11119,7662
k ₄ =	0,0346


$$K_1 = 0,32003$$

K_4	Tramo I1 => K_5	
50	m =	50
0,5	C =	0,5
0,0012	l =	0,0015
6	a =	6
0,12	g =	0,12
50	s =	50
82,22	L =	100
31,4980	$k_1 =$	31,4980
9,5244	$k_2 =$	9,5244
854,4553	$k_3 =$	1161,8950
0,0346	$k_4 =$	0,0387
0,35454	$K_5 =$	0,36707

CÁLCULO DEL TIEMPO DE ADUCCIÓN

Tramo A-B	Tramo B-C	Tramo C-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Sin aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₂ = 50	S ₂ = 42,3
L ₁ = 100	L ₁ = 100	L ₁ = 100	L ₂ = 100	L ₂ = 100
K ₁ = 0,34200	K ₁ = 0,34200	K ₂ = 0,35335	K ₂ = 0,35335	K ₃ = 0,37296
F _{0-xx} =	F _{0-A-B} = 2500	F _{0-AC} = 5000	F _{0-AD} = 7500	F _{0-AE} = 10000
	TB-C(1) = 0,7310	TC-D(1) = 1,4150	TD-E(1) = 0,2557	TE-F(1) = 1,3406
	TB-C(2) = 0,0168	TC-D(2) = 9,4574	TD-E(2) = 49,3056	TE-F(2) = 7,8645
	TB-C(3) = 7146,4466			
T1 = TA-B = $\frac{41,3509}{I^{1/4}}$	TB-C = $\frac{87,8562}{I^{1/4}}$	TC-D = $\frac{13,3826}{I^{1/4}}$	TD-E = $\frac{12,6088}{I^{1/4}}$	TE-F = $\frac{10,5432}{I^{1/4}}$

Tramo F-G	Tramo G-H	Tramo G-I	Tramo I-J	Tramo J-1
Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial	Con aporte inicial
				
I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita	I = Incógnita
S ₃ = 42,3	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50	S ₁ = 50
L ₃ = 100	L ₁ = 82,22	L ₁ = 82,22	L ₁ = 100	L ₁ = 100
K ₃ = 0,37296	K ₄ = 0,35454	K ₄ = 0,36707	K ₅ = 0,36707	K ₅ = 0,36707
F _{0-AF} = 12115	F _{0-AC} = 2186,15	F _{0-AC} = 2126,65	F _{0-AC} = 2121,61	F _{0-AC} = 2566,11
TF-G(1) = 0,2061	TG-H(1) = 1,4103	TG-I(1) = 1,3621	TI-J(1) = 1,3621	TJ-1(1) = 1,3621
TF-G(2) = 49,6363	TG-H(2) = 9,6431	TG-I(2) = 9,6883	TI-J(2) = 11,0353	TJ-1(2) = 10,6989
TF-1 = $\frac{10,2302}{I^{1/4}}$	TC-D = $\frac{13,5996}{I^{1/4}}$	TC-D = $\frac{13,1968}{I^{1/4}}$	TC-D = $\frac{15,0316}{I^{1/4}}$	TC-D = $\frac{14,5734}{I^{1/4}}$

Tramo A-B
Sin aporte inicial

I = Incógnita
S ₁ = 360
L ₁ = 1070
K ₁ = 0,32003
F _{0-xx} =
T1 = TA-B = $\frac{192,7337}{I^{1/4}}$

RESERVORIO DE AGUA

$$T_{\text{concentración}} = \Sigma T$$

$$T_{\text{concentración}} = \frac{192,7337}{I^{1/4}}$$

Se adopta

Recurrencia: 5 años

Intensidad: 66 mm/h 0,000018333 m/seg

$$T_{\text{concentración}} = \frac{192,7337}{0,000018333^{1/4}}$$

$$T_{\text{concentración}} = 2945,433858 \text{ seg}$$

$$T_{\text{concentración}} = 49,0905643 \text{ min}$$

Del ábaco => T = 49 min =>
 F = 5 años

I = 63 mm/h	VERIFICA
-------------	-----------------

Cálculo del caudal aportado por toda la cuenca

$$C = 0,6$$

$$I = 66 \text{ mm/h}$$

$$Ac = 1134412,7 \text{ m}^2$$

$$Ac = 113,44127 \text{ has}$$

$$Q = \frac{C \times I \times \Omega}{360}$$

Qc = 12,479 m3/seg

El conducto de salida del reservorio de proyectó de 1.0 m de diámetro, por lo que el volumen del conducto de salida como máximo será:

$$D = 1,00 \text{ m}$$

$$n = 0,013 \text{ para } H_o$$

$$R_h = D/4 = 0,25$$

$$i = 0,0015 \text{ m/m}$$

VII = 1,1823 m/seg

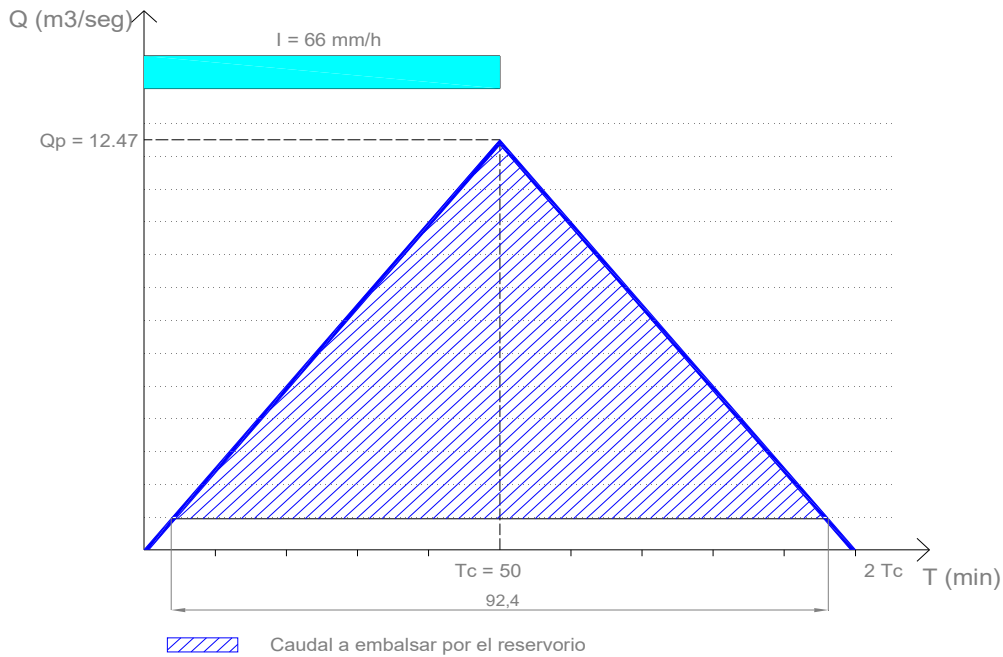
QII = 0,93 m3/seg

Entonces el caudal pico a resulta:

$$Q = Q_c - Q_{II}$$

Q = 11,5500 m3/seg

Hidrograma correspondiente a la cuenca de aporte



Cálculo del área necesaria para el reservorio

Caudal a embalsar

$$Q = (b * h)/2$$

$$b = 92,4 \quad \text{min}$$
$$h = 11,55 \quad \text{m3/seg}$$

$$b = 5544 \quad \text{seg}$$

$$Q = 32016,60 \quad \text{m3}$$

Área del reservorio

Se adopta:

$$h = 1,00 \quad \text{m}$$
$$a = 150,00 \quad \text{m}$$

Entonces:

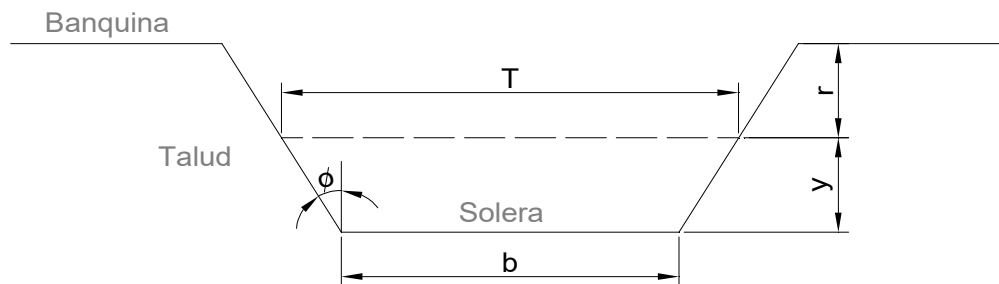
$$l = Q/a$$

$$l = 213,44 \quad \text{m}$$

Se adopta un reservorio de dimensiones:

$$h = 1 \text{ m}; a = 150 \text{ m y } l = 220 \text{ m}$$

CANALES



$$P = \frac{b + 2y}{\cos \varphi}$$

$$Rh = \frac{(b + y \operatorname{tg} \varphi) y}{b + 2y \operatorname{sec} \varphi} \quad \frac{\Omega}{P}$$

$$\Omega = b * y + \operatorname{tg} \varphi y^2 = (b + y \operatorname{tg} \varphi) y$$

$$b = \frac{\Omega}{y} - y \operatorname{tg} \varphi$$

$$V = C (Rh * J)^{1/2}$$

$$Q = \Omega * C (Rh * J)^{1/2}$$

$$C = (Rh)^{1/6} / \eta$$

y = tirante

r = revancha

b = ancho solera

φ = ángulo talud

T = ancho superficial

Rh = radio hidráulico

Ω = área

P = perímetro mojado

J = pendiente canal

C = coeficiente Chezy

Q = caudal

V = velocidad

η = coeficiente de naturaleza de paredes del canal

Para canal trapezoidal

Para $\varphi = 56^\circ 18' 30''$

Pendiente 1:1,5

$$\Omega = by + 1,5 y^2$$

$$P = b + 3,605 y$$

CÁLCULO DE CANAL 1

Datos:

$Q_{CPA} =$	1,2 m ³ /seg
$Q_{CJJP} =$	0,64 m ³ /seg
$Q_{TOTAL} =$	1,84 m ³ /seg
$J_{INICIAL} =$	107,6 m
$J_{FINAL} =$	106,2 m
$L =$	1985 m
$J =$	0,00071 m/m
$\varphi =$	56° 18' 30" corresponde a tierra vegetal y suelo arcillo-arenoso
$\text{tg } \varphi =$	1,49991
$\cos \varphi =$	0,55472
$\eta =$	0,025 corresponde a canales de tierra

Adopto:

$$y = 1,0 \text{ m}$$

$$\Omega = by + 1,5 y^2$$

$$P = b + 3,605 y$$

$$V = C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{multiplico ambos miembros por } \Omega$$

$$\Omega V = \Omega C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{luego}$$

$$Q = \Omega C (Rh * J)^{1/2}$$

entonces, conociendo el caudal a transportar, se tiene

$$Q = \overbrace{(by + 1,5 y^2)} * \overbrace{((\Omega/P)^{1/6}/\eta)} * \overbrace{(\Omega/P)^{1/2} * J^{1/2}}$$

adoptando valores de b, se llega al resultado buscado

$$\text{para } b = 1,0 \text{ m}$$

$$\Omega = 2,500$$

$$P = 4,605$$

$$Rh = 0,543$$

$$C = 36,128$$

$$Rh * J = 0,00038$$

$Q = 1,767 \text{ m}^3/\text{seg}$

caudal mayor al aportado => VERIFICA

Luego, se adopta un canal de

$$b = 1 \text{ m}, y = 1 \text{ m}$$

CÁLCULO DE CANAL 2

Tramo 1

Datos:

$Q_{CPB} =$	0,88 m ³ /seg
$Q_{CU-S} =$	0,8 m ³ /seg
$Q_{ESC. SUP.} =$	0,80 m ³ /seg
$Q_{TOTAL} =$	2,48 m ³ /seg
$J_{INICIAL} =$	107,3 m
$J_{FINAL} =$	106,2 m
$L =$	998 m
$J =$	0,00110 m/m
$\varphi =$	56° 18' 30" corresponde a tierra vegetal y suelo arcillo-arenoso
$tg \varphi =$	1,49991
$\eta =$	0,025 corresponde a canales de tierra

Adopto:

$$y = 1,0 \text{ m}$$

$$\Omega = by + 1,5 y^2$$

$$P = b + 3,605 y$$

$$V = C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{multiplico ambos miembros por } \Omega$$

$$\Omega V = \Omega C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{luego}$$

$$Q = \Omega C (Rh * J)^{1/2}$$

entonces, conociendo el caudal a transportar, se tiene

$$Q = \overbrace{(by + 1,5 y^2)} * \overbrace{((\Omega/P)^{1/6}/\eta)} * \overbrace{(\Omega/P)^{1/2} * J^{1/2}}$$

adoptando valores de b, se llega al resultado buscado

$$\text{para } b = 1,3 \text{ m}$$

$$\Omega = 2,800$$

$$P = 4,905$$

$$Rh = 0,571$$

$$C = 36,432$$

$$Rh * J = 0,00063$$

$Q = 2,559 \text{ m}^3/\text{seg}$

caudal mayor al aportado => VERIFICA

Luego, se adopta un canal de

$$b = 1,2 \text{ m}, y = 1 \text{ m}$$

CÁLCULO DE CANAL 3

Tramo 1

Datos:

$Q_{CANAL1} =$	1,767 m ³ /seg
$Q_{CANAL2} =$	2,56 m ³ /seg
$Q_{TOTAL} =$	4,33 m ³ /seg
$J_{INICIAL} =$	106,2 m
$J_{FINAL} =$	103,82 m
$L =$	1035 m
$J =$	0,00230 m/m
$\varphi =$	56° 18' 30" corresponde a tierra vegetal y suelo arcillo-arenoso
$tg \varphi =$	1,49991
$\eta =$	0,025 corresponde a canales de tierra

Adopto:

$$y = 1,1 \text{ m}$$

$$\Omega = by + 1,5 y^2$$

$$P = b + 3,605 y$$

$$V = C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{multiplico ambos miembros por } \Omega$$

$$\Omega V = \Omega C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{luego}$$

$$Q = \Omega C (Rh * J)^{1/2}$$

entonces, conociendo el caudal a transportar, se tiene

$$Q = \overbrace{(by + 1,5 y^2)} * \overbrace{((\Omega/P)^{1/6}/\eta)} * \overbrace{(\Omega/P)^{1/2} * J^{1/2}}$$

adoptando valores de b, se llega al resultado buscado

$$\text{para } b = 1,6 \text{ m}$$

$$\Omega = 3,575$$

$$P = 5,566$$

$$Rh = 0,642$$

$$C = 37,155$$

$$Rh * J = 0,00148$$

$Q = 5,105 \text{ m}^3/\text{seg}$

 caudal mayor al aportado => VERIFICA

Luego, se adopta un canal de

$$b = 1,7 \text{ m}, y = 1,1 \text{ m}$$

CÁLCULO DE CANAL 4

Tramo 1

Datos:

$Q_{CPD} =$	1,02 m ³ /seg
$Q_{C-8} =$	0,83 m ³ /seg
$Q_{TOTAL} =$	1,85 m ³ /seg
$J_{INICIAL} =$	105,15 m
$J_{FINAL} =$	103,82 m
$L =$	1015 m
$J =$	0,00131 m/m
$\varphi =$	56° 18' 30" corresponde a tierra vegetal y suelo arcillo-arenoso
$tg \varphi =$	1,49991
$\eta =$	0,025 corresponde a canales de tierra

Adopto:

$$y = 1,0 \text{ m}$$

$$\Omega = by + 1,5 y^2$$

$$P = b + 3,605 y$$

$$V = C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{multiplico ambos miembros por } \Omega$$

$$\Omega V = \Omega C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{luego}$$

$$Q = \Omega C (Rh * J)^{1/2}$$

entonces, conociendo el caudal a transportar, se tiene

$$Q = \overbrace{(by + 1,5 y^2)} * \overbrace{((\Omega/P)^{1/6}/\eta)} * \overbrace{(\Omega/P)^{1/2} * J^{1/2}}$$

adoptando valores de b, se llega al resultado buscado

$$\text{para } b = 1,0 \text{ m}$$

$$\Omega = 2,500$$

$$P = 4,605$$

$$Rh = 0,543$$

$$C = 36,128$$

$$Rh * J = 0,00071$$

$Q = 2,409 \text{ m}^3/\text{seg}$

 caudal mayor al aportado => VERIFICA

Luego, se adopta un canal de

$$b = 1 \text{ m}, y = 1 \text{ m}$$

CÁLCULO DE CANAL FINAL

Tramo 1

Datos:

$Q_{CANAL3} =$	4,33 m ³ /seg
$Q_{CANAL4} =$	1,85 m ³ /seg
$Q_{TOTAL} =$	6,18 m ³ /seg
$J_{INICIAL} =$	103,82 m
$J_{FINAL} =$	103,48 m
$L =$	660 m
$J =$	0,00052 m/m
$\varphi =$	56° 18' 30" corresponde a tierra vegetal y suelo arcillo-arenoso
$tg \varphi =$	1,49991
$\eta =$	0,025 corresponde a canales de tierra

Adopto:

$$y = 1,5 \text{ m}$$

$$\Omega = by + 1,5 y^2$$

$$P = b + 3,605 y$$

$$V = C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{multiplico ambos miembros por } \Omega$$

$$\Omega V = \Omega C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{luego}$$

$$Q = \Omega C (Rh * J)^{1/2}$$

entonces, conociendo el caudal a transportar, se tiene

$$Q = \overbrace{(by + 1,5 y^2)} * \overbrace{((\Omega/P)^{1/6}/\eta)} * \overbrace{(\Omega/P)^{1/2} * J^{1/2}}$$

adoptando valores de b, se llega al resultado buscado

$$\text{para } b = 3,0 \text{ m}$$

$$\Omega = 7,875$$

$$P = 8,408$$

$$Rh = 0,937$$

$$C = 39,566$$

$$Rh * J = 0,00048$$

$Q = 6,844 \text{ m}^3/\text{seg}$

 caudal mayor al aportado => VERIFICA

Luego, se adopta un canal de

$$b = 3 \text{ m}, y = 1,5 \text{ m}$$

CÁLCULO DE CANAL 5

Datos:

$Q_{CL} =$	1,33 m ³ /seg
$Q_{Creserv} =$	0,93 m ³ /seg
$Q_{C-10} =$	0,56 m ³ /seg
$Q_{TOTAL} =$	2,82 m ³ /seg
$J_{INICIAL} =$	106,15 m
$J_{FINAL} =$	98,71 m
$L =$	4799 m
$J =$	0,00155 m/m
$\varphi =$	56° 18' 30" corresponde a tierra vegetal y suelo arcillo-arenoso
$tg \varphi =$	1,49991
$\cos \varphi =$	0,55472
$\eta =$	0,025 corresponde a canales de tierra

Adopto:

$$y = 1,0 \text{ m}$$

$$\Omega = by + 1,5 y^2$$

$$P = b + 3,605 y$$

$$V = C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{multiplico ambos miembros por } \Omega$$

$$\Omega V = \Omega C (Rh * J)^{1/2} \quad \text{luego}$$

$$Q = \Omega C (Rh * J)^{1/2}$$

entonces, conociendo el caudal a transportar, se tiene

$$Q = \overbrace{(by + 1,5 y^2)} * \overbrace{((\Omega/P)^{1/6}/\eta)} * \overbrace{(\Omega/P)^{1/2} * J^{1/2}}$$

adoptando valores de b, se llega al resultado buscado

$$\text{para } b = 1,4 \text{ m}$$

$$\Omega = 2,900$$

$$P = 5,005$$

$$Rh = 0,579$$

$$C = 36,522$$

$$Rh * J = 0,00090$$

$Q = 3,174 \text{ m}^3/\text{seg}$

 caudal mayor al aportado => VERIFICA

Luego, se adopta un canal de

$$b = 1,4 \text{ m}, y = 1 \text{ m}$$

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

10. RESULTADOS OBTENIDOS

Con todo lo expuesto anteriormente, se confeccionó un plano con la ubicación de las tuberías, los canales, y las disposiciones de los sumideros y las cámaras de registro.

Las ubicaciones de los sumideros son aproximadas.

También se confeccionó un plano con los detalles del reservorio de agua.

Anexo 1: Plano de tuberías y canales. Plano A1-05/1/2/3/4/5

Anexo 1: Plano de reservorio de agua. Plano A1-06/1

10.1. Soluciones adoptadas

- Para solucionar el encuentro de las tuberías con los canales, se propone la construcción de un recubrimiento de H° A°, de 10 centímetros de espesor, en una longitud de 2 metros a partir del inicio del canal.
- Para la descarga del reservorio se propone como dispositivo de salida una compuerta. Esta compuerta se abrirá por medio de un dispositivo mecánico operado manualmente, cuando se haya llenado el reservorio, o cuando haya terminado el episodio de lluvia. Este tipo de dispositivo permite regular el caudal reintegrado por el depósito a la red, en función de los niveles de aguas abajo. Tiene una importancia clave en la optimización del funcionamiento del depósito.
- Para cuidar que no se produzca una socavación importante en la base del reservorio debido a la entrada de caudales, se propone la construcción de una pequeña plataforma de H° A°, en coincidencia con cada tubería.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales



Imagen: ejemplo de un reservorio a cielo abierto como el propuesto.



Imagen: ejemplo de un reservorio a cielo abierto como el propuesto.

“PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES”

Cecilia D. Morales

A continuación se expondrá una imagen del lugar físico donde se proyectó la construcción del reservorio de agua.



Imagen: Lugar de ubicación del reservorio de agua.

11. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES: SAN GREGORIO

PLANILLA DE CÓMPUTO Y PRESUPUESTO										
ITEM	DESCRIPCION	DIMENSIONES			UN.	PARCIALES	TOTALES	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	
		LARGO	ANCHO	ALTO						
1	MOVIMIENTO DE SUELOS								2104437,98	
	Excavación a cielo abierto: en cualquier clase de terreno, a cualquier profundidad, incluyendo perfilado manual de fondo, relleno y compactación.									
1.1	<i>Conducto J. J. Paso</i>									
1.1.1	Tramo 1	264,00	1,08	1,40	m³	399,17	28,12	21461,18		
1.1.2	Tramo 2	158,00	1,44	1,60	m³	364,03				
1.2	<i>Conducto Urquiza-Chacabuco</i>									
1.2.1	Tramo 1	125,00	1,44	1,60	m³	288,00	28,12	31877,96		
1.2.2	Tramo 2	261,00	1,80	1,80	m³	845,64				
1.3	<i>Conducto Urquiza-Alte. Brown</i>									
1.3.1	Tramo 1	136,00	1,08	1,40	m³	205,63	28,12	36481,99		
1.3.2	Tramo 2	104,00	1,44	1,60	m³	239,62				
1.3.3	Tramo 3	263,00	1,80	1,80	m³	852,12				
1.4	<i>Conducto Urquiza-Sarmiento</i>									
1.4.1	Tramo 1	125,00	1,44	1,60	m³	288,00	28,12	33791,24		
1.4.2	Tramo 2	282,00	1,80	1,80	m³	913,68				
1.5	<i>Conducto Moreno-San Lorenzo</i>									
1.5.1	Tramo 1	240,00	1,44	1,60	m³	552,96	28,12	39055,31		
1.5.2	Tramo 2	258,00	1,80	1,80	m³	835,92				
1.6	<i>Conducto Moreno-Suipacha</i>									
1.6.1	Tramo 1	240,00	1,44	1,60	m³	552,96	28,12	39055,31		
1.6.2	Tramo 2	258,00	1,80	1,80	m³	835,92				

1.18	Canal 2 Total	998,00	2,72	1,50	m³	4071,84	4071,84	28,12	114500,14
1.19	Canal 3 Total	1035,00	3,22	1,50	m³	4999,05	4999,05	28,12	140573,29
1.20	Canal 4 Total	1015,00	2,51	1,50	m³	3821,48	3821,48	28,12	107459,88
1.21	Canal 5 Total	4799,00	2,92	1,50	m³	21019,62	21019,62	28,12	591071,71
1.22	Canal final Total	660,00	4,52	1,50	m³	4474,80	4474,80	28,12	125831,38
1.23	Reservorio de agua Excavación	5,00	3,00	2,00	m³	30,00	30,00	28,12	843,60
	Terraplenamiento	150,00	220,00	2,00	m³	66000,00	66000,00	14,30	943800,00
2	ARENA: CAMA DE ASIENCO								281439,36
2.1	Conducto J. J. Paso	264,00	1,08	0,20	m³	57,02	57,02	89,00	9124,99
2.1.1	Tramo 1	158,00	1,44	0,20	m³	45,50	45,50		
2.1.2	Tramo 2								
2.2	Conducto Urquiza-Chacabuco	125,00	1,44	0,20	m³	36,00	36,00	89,00	11566,44
2.2.1	Tramo 1	261,00	1,80	0,20	m³	93,96	93,96		
2.2.2	Tramo 2								
2.3.1	Conducto Urquiza-Alte. Brown	136,00	1,08	0,20	m³	29,38	29,38	89,00	13706,71
2.3.2	Tramo 2	104,00	1,44	0,20	m³	29,95	29,95		
2.3.3	Tramo 3	263,00	1,80	0,20	m³	94,68	94,68		
2.4	Conducto Urquiza-Sarmiento							89,00	12239,28

2.4.1	Tramo 1	125,00	1,44	0,20	m³	36,00			
2.4.2	Tramo 2	282,00	1,80	0,20	m³	101,52			
2.5	Conducto Moreno-San Lorenzo						162,00	89,00	14418,00
2.5.1	Tramo 1	240,00	1,44	0,20	m³	69,12			
2.5.2	Tramo 2	258,00	1,80	0,20	m³	92,88			
2.6	Conducto Moreno-Suipacha						162,00	89,00	14418,00
2.6.1	Tramo 1	240,00	1,44	0,20	m³	69,12			
2.6.2	Tramo 2	258,00	1,80	0,20	m³	92,88			
2.7	Conducto Urquiza-Urquiza						84,89	89,00	7555,03
2.7.1	Tramo 1	131,00	1,44	0,20	m³	37,73			
2.7.2	Tramo 2	131,00	1,80	0,20	m³	47,16			
2.8	Conducto Principal A						209,30	89,00	18628,06
2.8.1	Tramo 1	267,00	1,80	0,20	m³	96,12			
2.8.2	Tramo 2	262,00	2,16	0,20	m³	113,18			
2.9	Conducto Principal B						98,06	89,00	8727,70
2.9.1	Tramo 1	227,00	2,16	0,20	m³	98,06			
2.10	Conducto Principal C						322,85	89,00	28733,47
2.10.1	Tramo 1	262,00	2,16	0,20	m³	113,18			
2.10.2	Tramo 2	416,00	2,52	0,20	m³	209,66			
2.11	Conducto Principal D						94,32	89,00	8394,48
2.11.1	Tramo 1	262,00	1,80	0,20	m³	94,32			
2.12	Conducto Libertad						247,10	89,00	21992,26
2.12.1	Tramo 1	229,00	1,08	0,20	m³	49,46			
2.12.2	Tramo 2	262,00	1,80	0,20	m³	94,32			
2.12.3	Tramo 3	287,00	1,80	0,20	m³	103,32			
2.13	Conducto 1° de Mayo-Libertad						381,24	89,00	33930,36
2.13.1	Tramo 1	1120,00	1,44	0,20	m³	322,56			
2.13.2	Tramo 2	163,00	1,80	0,20	m³	58,68			
2.14	Conducto Jubal						349,92	89,00	31142,88
2.14.1	Tramo 1	465,00	1,44	0,20	m³	133,92			
2.14.2	Tramo 2	600,00	1,80	0,20	m³	216,00			

2.15	Conducto Libertad 2																	
2.15.1	Tramo 1	263,00	1,44	0,20	m³	75,74	189,22	89,00	16840,22									
2.15.2	Tramo 2	261,00	2,16	0,20	m³	112,75												
2.15.3	Tramo 3	177,00	2,16	0,20	m³	76,46												
2.16	Conducto desagüe reservorio																	
2.16.1	Tramo 1	937,00	1,80	0,20	m³	337,32	337,32	89,00	30021,48									
3	CONDUCTOS						9595,98		5172511,20									
	Conductos circulares , prefabricados de H° A°, incluyendo provisión, acarreo, colocación, ejecución de juntas, material necesario para las mismas, empalmes a cámaras y bocas.																	
3.1	De 0,6 m. de diámetro				m		629,00	362,50	228012,50									
3.1.1		264,00				264,00												
3.1.1		136,00			m	136,00												
3.1.3		229,00			m	229,00												
3.2	De 0,8 m. de diámetro				m		2971,00	473,00	1405283,00									
3.2.1		158,00				158,00												
3.2.2		125,00			m	125,00												
3.2.3		104,00			m	104,00												
3.2.4		125,00			m	125,00												
3.2.5		240,00			m	240,00												
3.2.6		240,00			m	240,00												
3.2.7		131,00			m	131,00												
3.2.8		1120,00			m	1120,00												
3.2.9		465,00			m	465,00												
3.2.10		263,00			m	263,00												
3.3	De 1,0 m. de diámetro				m		4231,00	557,25	2357724,75									
3.3.1		261,00				261,00												
3.3.2		263,00			m	263,00												
3.3.3		282,00			m	282,00												
3.3.4		258,00			m	258,00												
3.3.5		258,00			m	258,00												
3.3.6		131,00			m	131,00												
3.3.7		267,00			m	267,00												
3.3.8		262,00			m	262,00												

	Total	32,00		Ud	32,00	32,00	2057,00	65824,00
6	H° A° PARA RECUBRIMIENTOS							6946,08
	H° A° para ser utilizados como recubrimiento de canales, incluye materiales y colocación.							
	Recubrimiento canales							
	Canal 1	2,84	2,00	m³	0,57	0,10	1740,00	4162,08
	Canal 2	4,04	2,00	m³	0,81	0,10		
	Canal 4	2,84	2,00	m³	0,57	0,10		
	Canal 5	2,24	2,00	m³	0,45	0,10		
	Plataformas para reservorio							
	Conducto Libertad	2,00	2,00	m³	0,40	0,10		
	Conducto 1° de Mayo-Libertad	2,00	2,00	m³	0,40	0,10		
	Conducto Jubal	2,00	2,00	m³	0,40	0,10	1740,00	2784,00
TOTALES								8591974,54

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES: SAN GREGORIO

PRESUPUESTO						
ITEM	DESCRIPCION	UN.	TOTALES	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	% INCID.
1	MOVIMIENTO DE SUELOS				3048238,09	35,48
	Excavación a cielo abierto: en cualquier clase de terreno, a cualquier profundidad, incluyendo perfilado manual de fondo, relleno y compactación.					
	Excavaciones	m³	74837,77	28,12	2104438,09	
	Terraplenamientos	m³	66000,00	14,30	943800,00	
2	ARENA: CAMA DE ASIENTO				281439,36	3,28
	Para cama de asiento de tuberías. E: 0,20 m	m³	3162,24	89,00	281439,36	
3	CONDUCTOS				5172511,20	60,20
	Conductos circulares , prefabricados de H° A°, incluyendo provisión, acarreo, colocación, ejecución de juntas, material necesario para las mismas, empalmes a cámaras y bocas.					
	De 0,6 m. de diámetro	m	629,00	362,50	228012,50	
	De 0,8 m. de diámetro	m	2971,00	473,00	1405283,00	
	De 1,0 m. de diámetro	m	4231,00	557,25	2357724,75	
	De 1,2 m. de diámetro	m	1189,00	652,75	776119,75	
	De 1,4 m. de diámetro	m	416,00	974,45	405371,20	
4	OBRAS DE CAPTACIÓN				89786,00	1,04
	Sumideros , incluyendo excavación, rejas, marco y tapas. Retiro de material sobrante.					
	Sumideros 2,0 - 2,4 m x 0,15 m	Ud	14,00	1549,00	21686,00	
	Sumideros 3,0 - 3,5 m x 0,15 m	Ud	30,00	2270,00	68100,00	
5	CÁMARAS DE REGISTRO				65824,00	0,77
	Bocas de registro comunes , incluyendo excavación, provisión, acarreo y colocación de materiales. Retiro de material sobrante					
	Bocas de registro	Ud	32,00	2057,00	65824,00	
6	H° A° PARA RECUBRIMIENTOS				6942,60	0,08
	H° A° H-17 , incluyendo provisión de materiales y colocación					
	Recubrimiento canales	m³	2,39	1740,00	4158,60	
	Plataformas para reservorio	m³	1,60	1740,00	2784,00	
TOTALES					8591974,65	100%

INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA:

EL PRESUPUESTO OFICIAL DE LA COMUNA DE SAN GREGORIO DESTINADO A OBRAS PÚBLICAS

PARA EL PERÍODO 2008, APROBADO EN NOVIEMBRE DE 2007 ES:

FONDOS COMUNALES	\$	387000
FONDOS PROVINCIALES Y NACIONALES	\$	146000
TOTAL	\$	533000

PRESUPUESTO

ITEM	DESCRIPCION	UN.	TOTALES	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	% INCID.
1	MOVIMIENTO DE SUELOS				3048238,09	35,48
	Excavación a cielo abierto: en cualquier clase de terreno, a cualquier profundidad, incluyendo perfilado manual de fondo, relleno y compactación.					
	Excavaciones	m³	74837,77	28,12	2104438,09	
	Terraplenamientos	m³	66000,00	14,30	943800,00	
2	ARENA: CAMA DE ASIENTO				281439,36	3,28
	Total	m³	3162,24	89,00	281439,36	
3	CONDUCTOS				5172511,20	60,20
	Conductos circulares, prefabricados de H° A°, incluyendo provisión, acarreo, colocación, ejecución de juntas, material necesario para las mismas, empalmes a cámaras y bocas.					
	De 0,6 m. de diámetro	m	629,00	362,50	228012,50	
	De 0,8 m. de diámetro	m	2971,00	473,00	1405283,00	
	De 1,0 m. de diámetro	m	4231,00	557,25	2357724,75	
	De 1,2 m. de diámetro	m	1189,00	652,75	776119,75	
	De 1,4 m. de diámetro	m	416,00	974,45	405371,20	
4	OBRAS DE CAPTACIÓN				89786,00	1,04
	Sumideros, incluyendo excavación, rejas, marco y tapas. Retiro de material sobrante.					
	Sumideros 2,0 - 2,4 m x 0,15 m	Ud	14,00	1549,00	21686,00	
	Sumideros 3,0 - 3,5 m x 0,15 m	Ud	30,00	2270,00	68100,00	
5	CÁMARAS DE REGISTRO				65824,00	0,77
	Bocas de registro comunes, incluyendo excavación, provisión, acarreo y colocación de materiales. Retiro de material sobrante					
	Bocas de registro	Ud	32,00	2057,00	65824,00	
6	H° A° PARA RECUBRIMIENTOS				6942,60	0,08
	H° A° H-17, incluyendo provisión de materiales y colocación					
	Recubrimiento canales	m³	2,39	1740,00	4158,60	
	Plataformas para reservorio	m³	1,60	1740,00	2784,00	
TOTALES					8591974,65	100%

INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA:

EL PRESUPUESTO OFICIAL DE LA COMUNA DE SAN GREGORIO DESTINADO A OBRAS PÚBLICAS PARA EL PERÍODO 2008, APROBADO EN NOVIEMBRE DE 2007 ES:

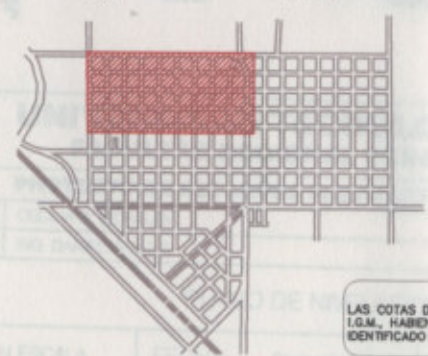
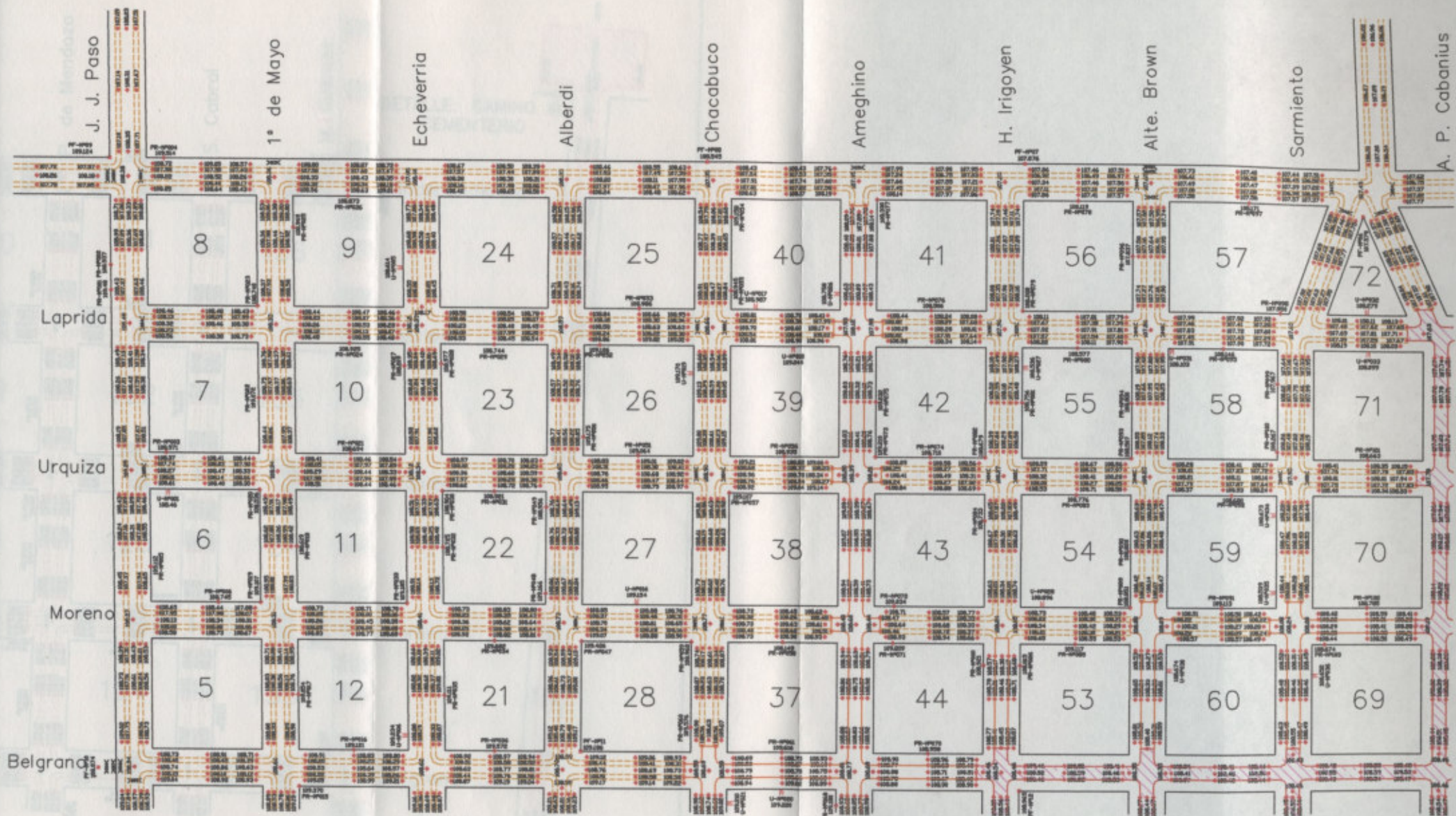
FONDOS COMUNALES	\$	387000
FONDOS PROVINCIALES Y NACIONALES	\$	146000
TOTAL	\$	533000

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

ANEXO 1:

Planimetría

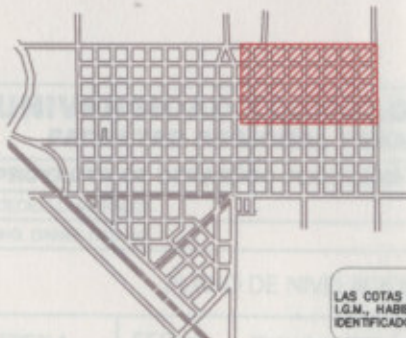
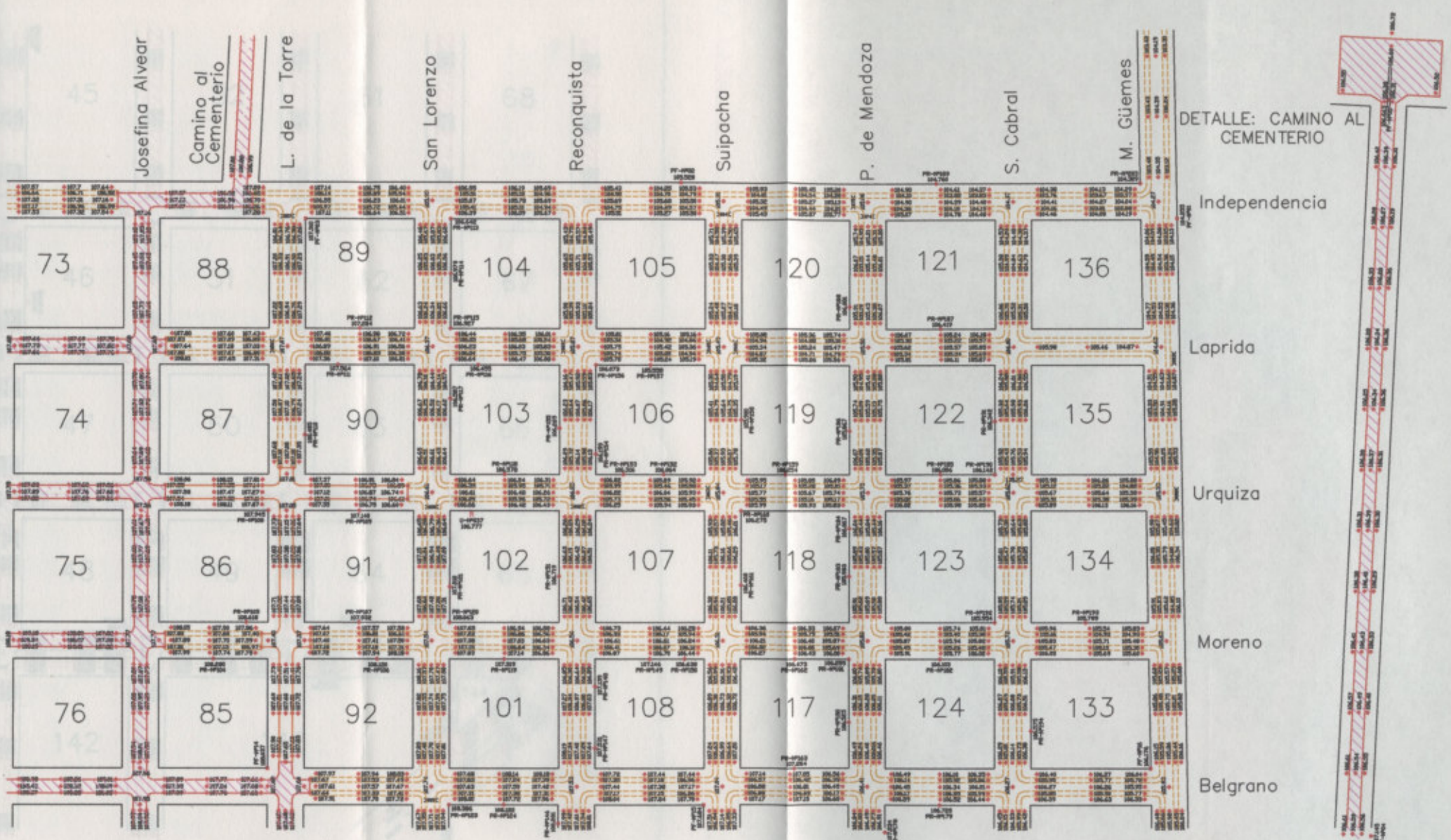


LAS COTAS DEL PRESENTE PLANO ESTAN VINCULADAS A COTA I.G.M., HABIÉNDOSE TOMADO COMO REFERENCIA EL PUNTO IDENTIFICADO COMO: PF 1 n (67) A. CUYA COTA ES: 107,98 m

REFERENCIAS:

- ALCANTARILLA
- TUBOS
- PUNTO FIJO
- PUNTO REFERENCIA
- UMBRAL
- PAVIMENTO
- CORREDOR CURBETA
- ECHARRA

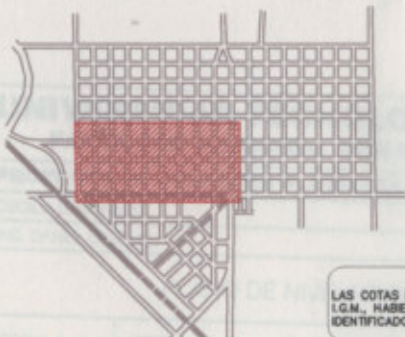
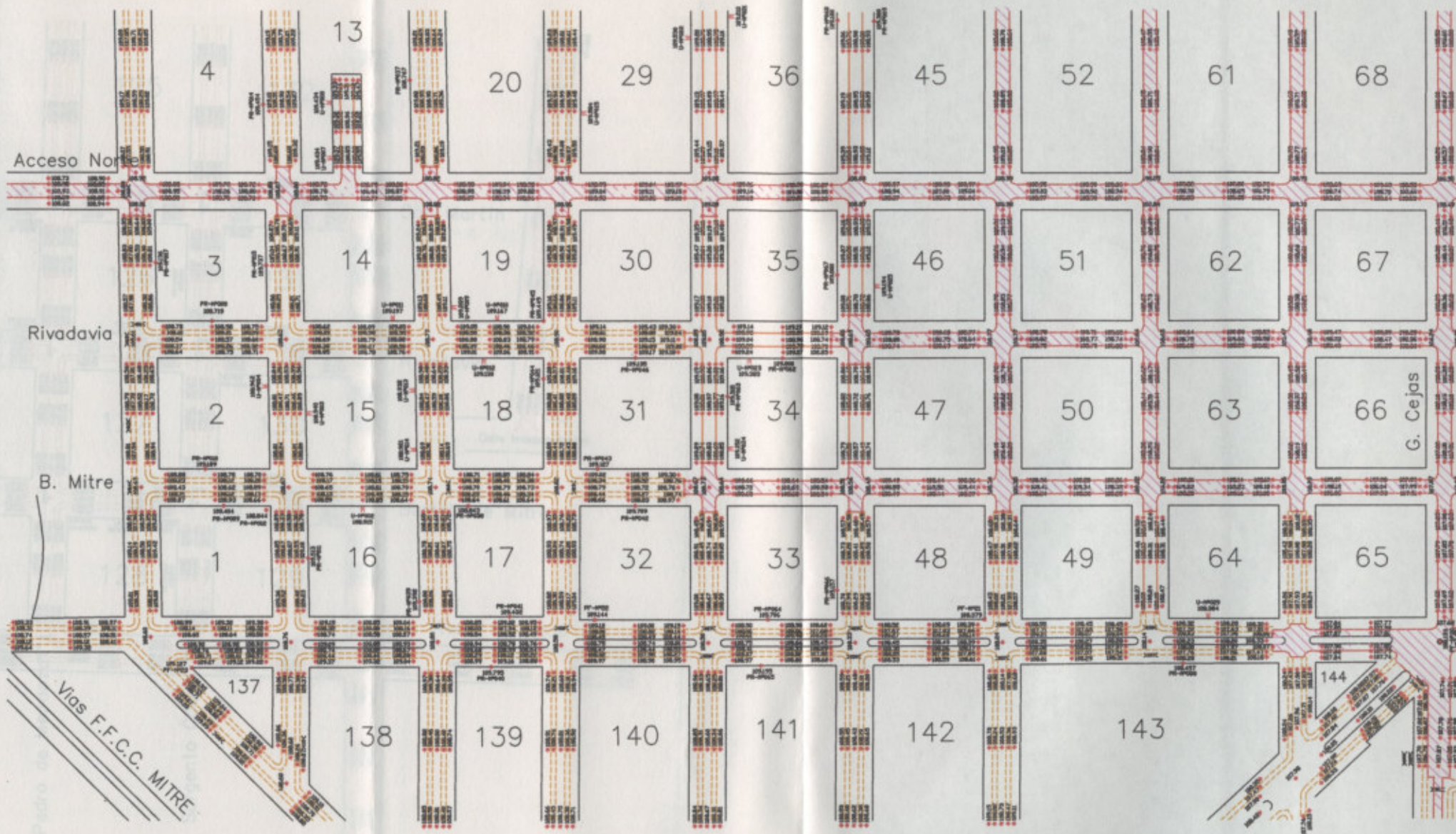
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO	
ALUMNO	CECILIA D. MORALES
D. TECNICO	ING. DANIEL DABOVE
PLANO DE NIVELACION	
ESCALA:	SIN ESCALA
FECHA:	Diciembre-2008
TAMAÑO:	A3
PLANO N° A1-01/1	



- REFERENCIAS:**
- ALCANTARILLA
 - TUBO
 - PUNTO FIJO
 - PUNTO REFERENCIA
 - MANHOLE
 - PAVIMENTO
 - CORDON CUNETIA
 - ZANJA


LAS COTAS DEL PRESENTE PLANO ESTAN VINCULADAS A COTA L.G.M., HABIÉNDOSE TOMADO COMO REFERENCIA EL PUNTO IDENTIFICADO COMO: PF 1 n° (67) A - CUYA COTA ES: 107,98 m

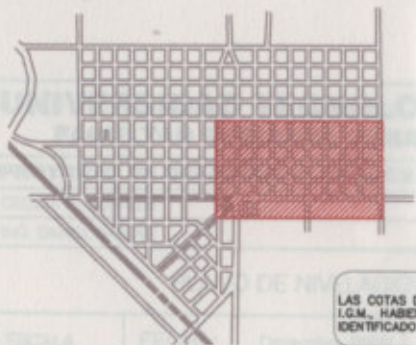
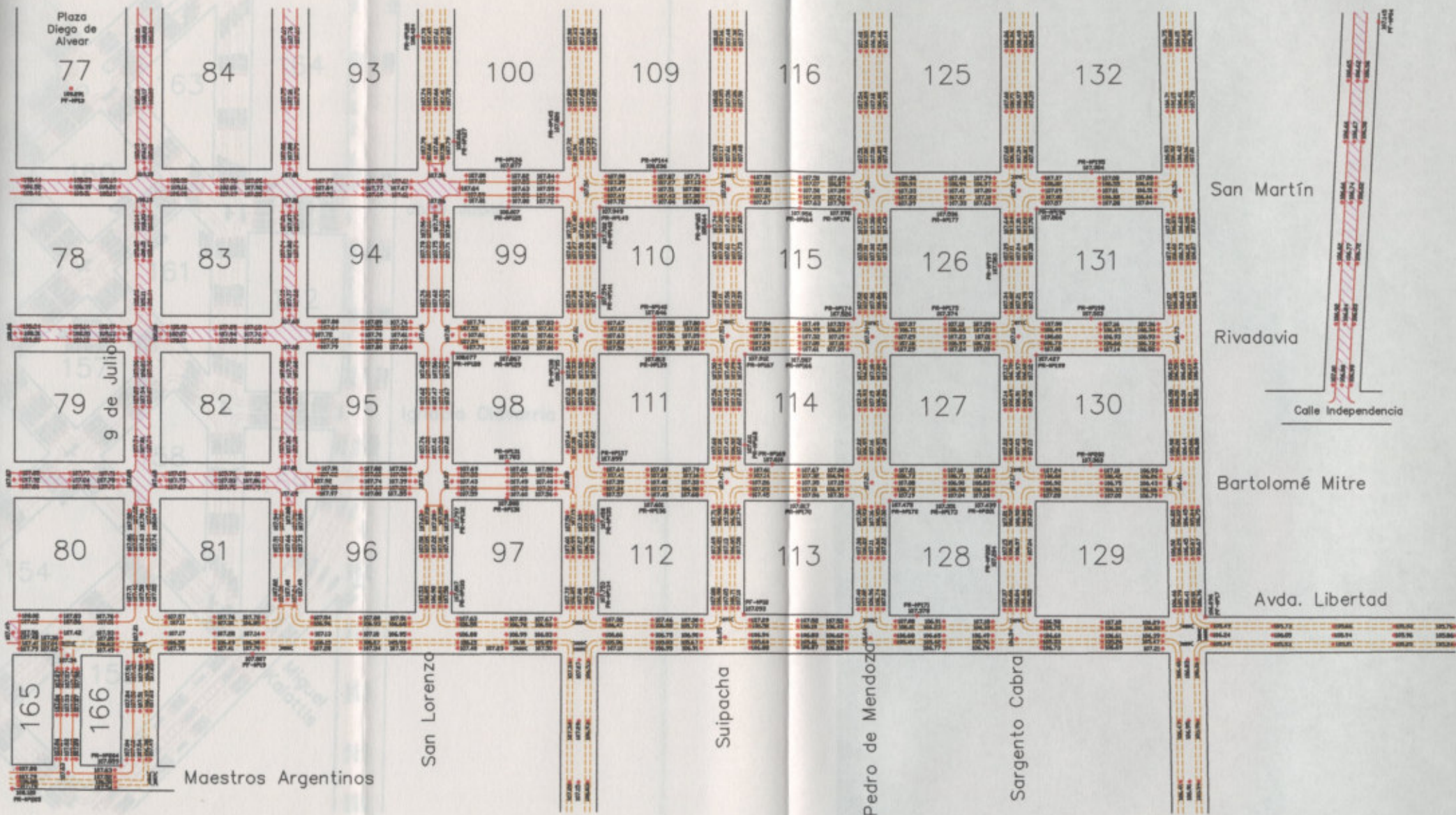
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL	
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO	
ALUMNO	CECILIA D. MORALES
D. TECNICO	ING. DANIEL DABOVE
PLANO DE NIVELACION	
ESCALA: SIN ESCALA	FECHA: Diciembre-2008
TAMAÑO: A3	PLANO N° A1-01/2



LAS COTAS DEL PRESENTE PLANO ESTAN VINCULADAS A COTA I.G.M., HABIENDOSE TOMADO COMO REFERENCIA EL PUNTO IDENTIFICADO COMO: PF 1 n (67) A CUYA COTA ES: 107,96 m

- REFERENCIAS:**
- ALCAHITILLA
 - TABOS
 - PUNTO FIJO
 - PUNTO REFERENCIA
 - UMBRAL
 - ▨ PAVIMENTO
 - ▭ CORDON CURVA
 - ZANJA


 UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO	
ALUMNO	CECILIA D. MORALES
D. TÉCNICO	ING. DANIEL DABOVE
PLANO DE NIVELACION	
ESCALA: SIN ESCALA	FECHA: Diciembre-2008
TAMAÑO: A3	PLANO N° A1-01/3

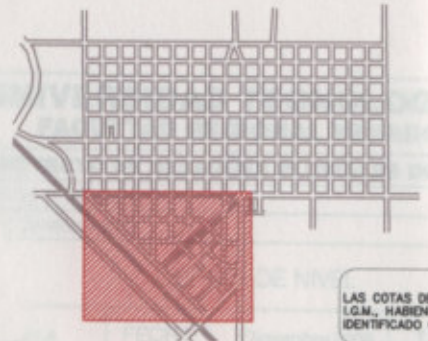
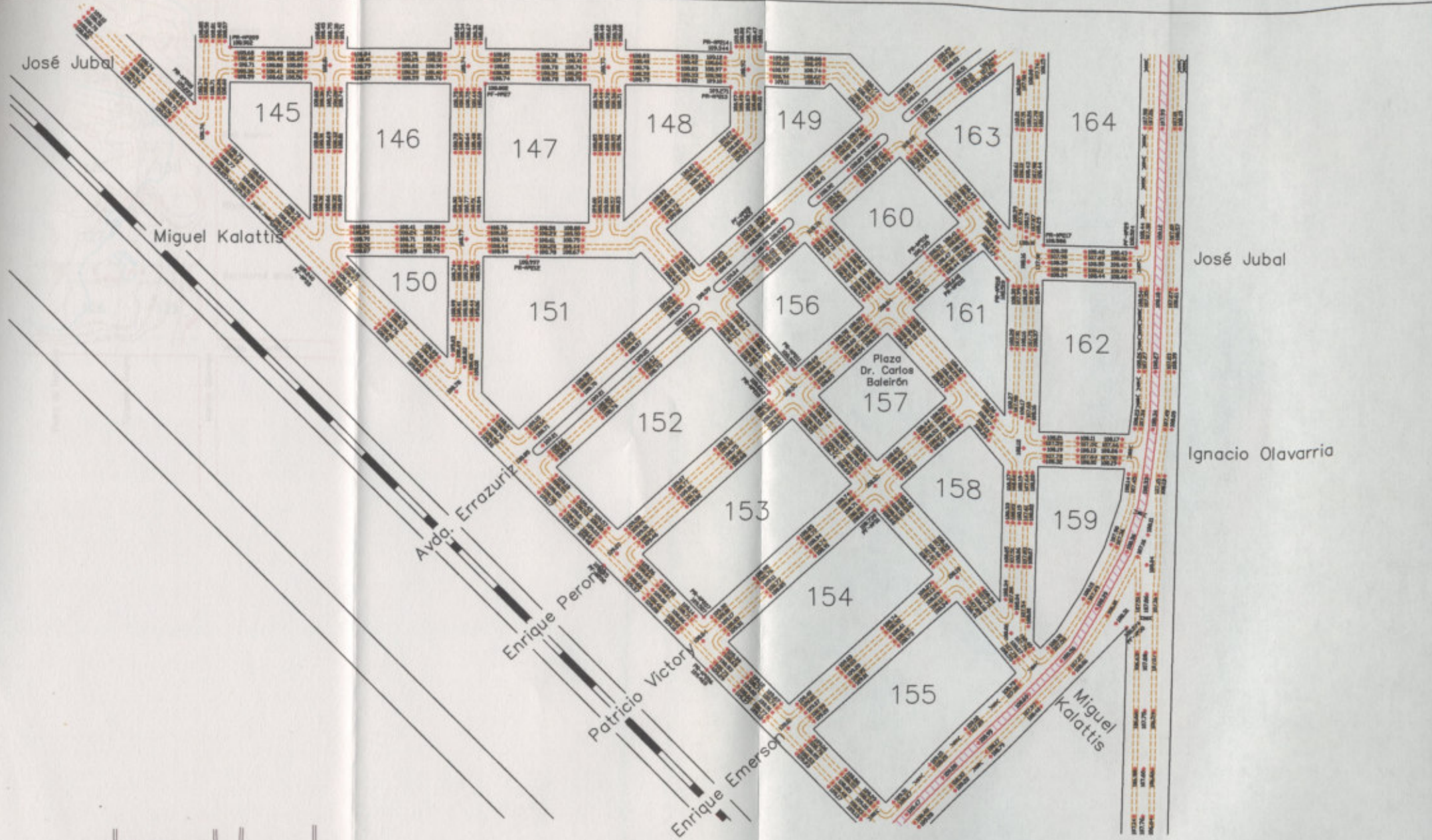


LAS COTAS DEL PRESENTE PLANO ESTAN VINCULADAS A COTA I.G.M., HABIENDOSE TOMADO COMO REFERENCIA EL PUNTO IDENTIFICADO COMO: PF 1 n (67) A CUYA COTA ES: 107,98 m



- REFERENCIAS:**
- ▲ ALCANTARILLA
 - ▲ TUBO
 - PUNTO FIJO
 - PUNTO REFERENCIA
 - UMbral
 - ▨ PAVIMENTO
 - ▭ CORDON GÜEITA
 - ▬ ZAJA

 UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO	
ALUMNO	CECILIA D. MORALES
D. TÉCNICO	ING. DANIEL DABOVE
PLANO DE NIVELACION	
ESCALA: SIN ESCALA	FECHA: Diciembre-2008
TAMAÑO: A3	PLANO N° A1-01/4



LAS COTAS DEL PRESENTE PLANO ESTAN VINCULADAS A COTA I.G.M., HABIENDOSE TOMADO COMO REFERENCIA EL PUNTO IDENTIFICADO COMO: PF 1 m (87) A CUYA COTA ES: 107,98 m



REFERENCIAS:

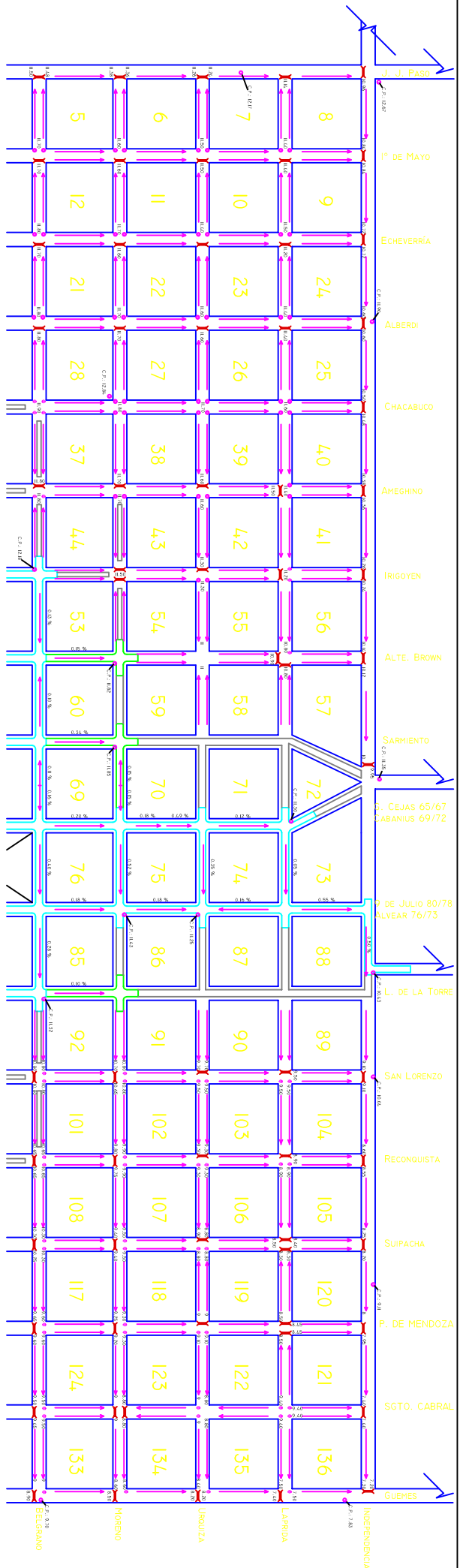
	ALCANTARILLA
	TUBOS
	PUNTO FIJO
	PUNTO REFERENCIA
	UMBRAL
	PAVIMENTO
	CORDÓN CUNETAS
	ZANJA

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO	
ALUMNO	CECILIA D. MORALES
D. TÉCNICO	ING. DANIEL DABOVE
PLANO DE NIVELACION	
ESCALA: SIN ESCALA	FECHA: Diciembre-2008
TAMAÑO: A3	
PLANO N° A1-01/5	



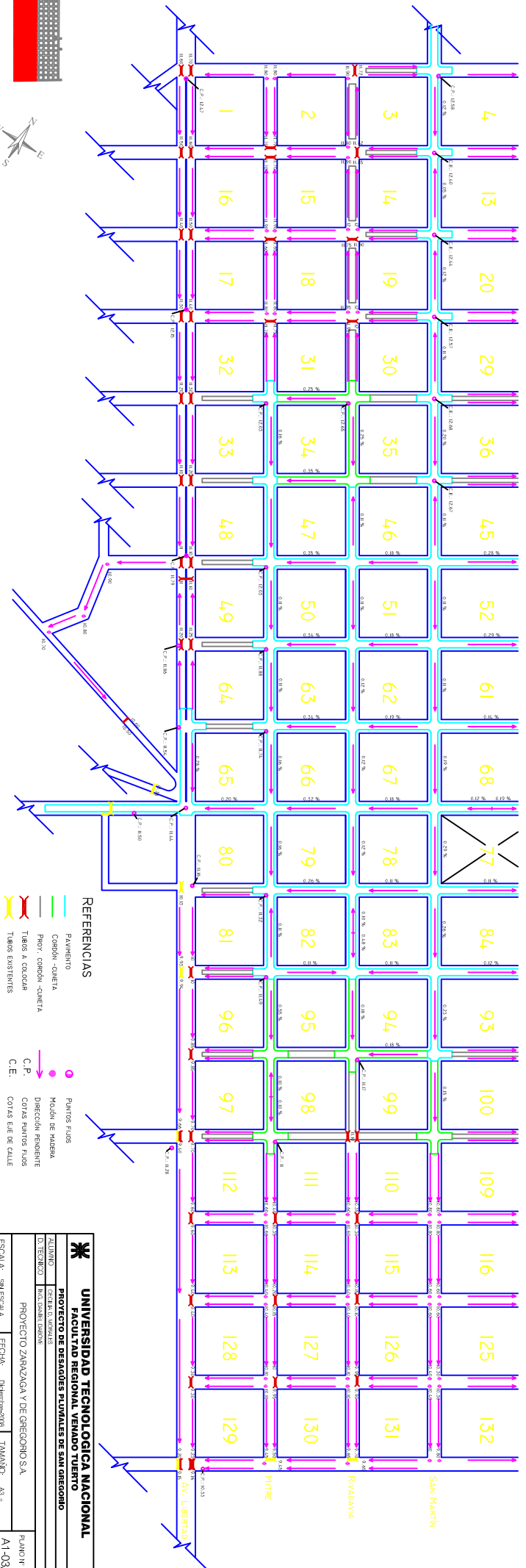
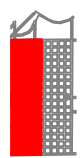
LAS COTAS DEL PRESENTE PLANO ESTAN VINCULADAS A
 COTA I.G.M., HABIENDOSE TOMADO COMO REFERENCIA EL
 PUNTO IDENTIFICADO COMO: PF 1 n (67) A CUYA
 COTA ES: 107,98
 EQUIDISTANCIA: 0,10 m

 UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO		
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO		
ALUMNO DECUA D. MORALES		
T. TÉCNICO ING. DANIEL CAROVE		
CURVAS DE NIVEL		PLANO N° A1-02
ESCALA: SIN ESCALA	FECHA: Diciembre 2008	TAMAÑO: 284 x 420



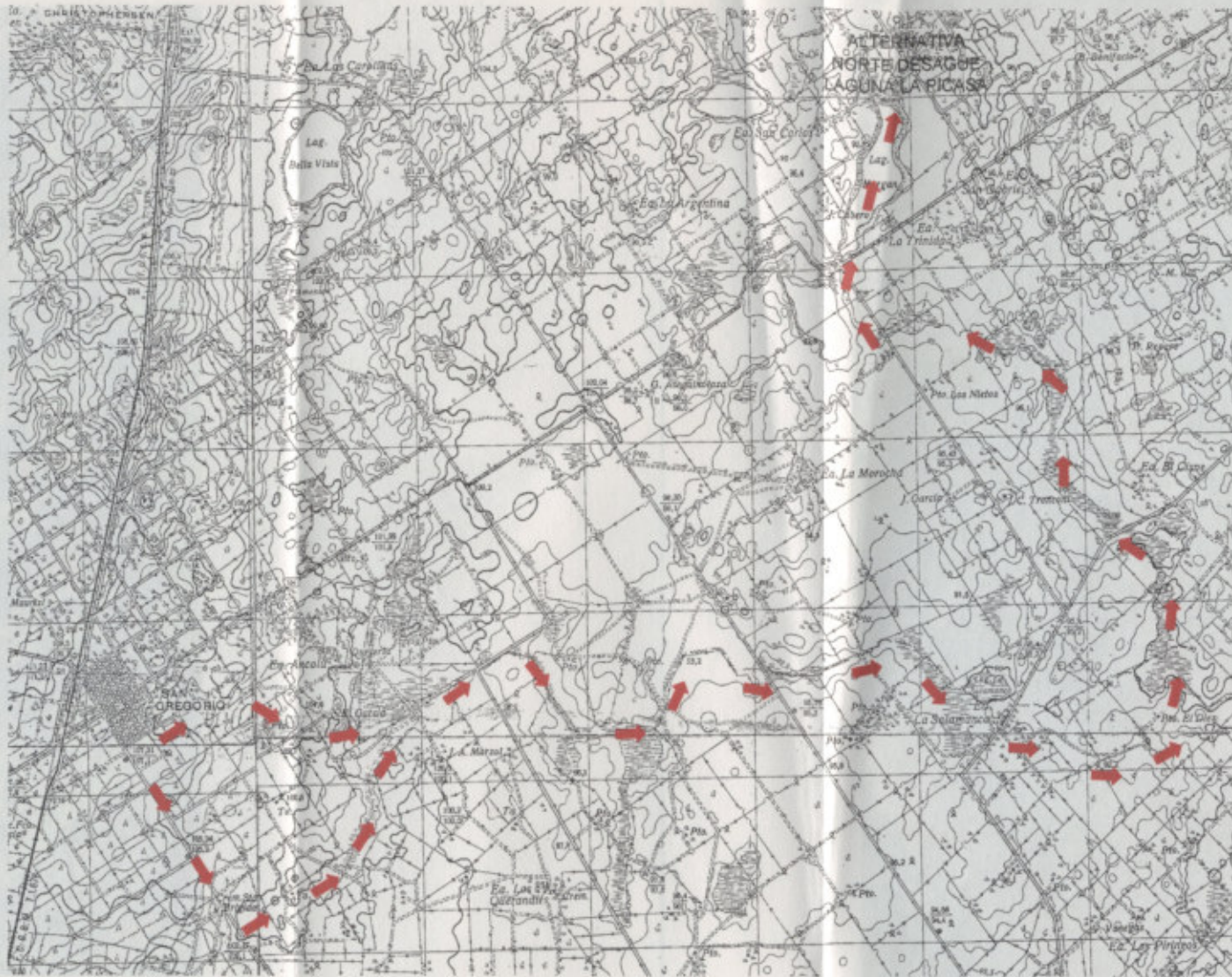
- REFERENCIAS**
- PAVIMENTO
 - CORRIÓN - CUNETTA
 - PROV. - CORRIÓN - CUNETTA
 - TUBOS A CALDERA
 - TUBOS EXISTENTES
 - PUNTOS FLUJO
 - DIRECCIÓN PERIFÉRICA
 - C.P. CORTAS PUNTOS FLUJO
 - C.E. CORTAS EL/DI DE CALLE
 - MALLA DE MADERA
 - DIRECCIÓN PERIFÉRICA
 - CORTAS PUNTOS FLUJO
 - C.E. CORTAS EL/DI DE CALLE

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL			
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO			
PROYECTO DE DESAÍDOS PLUVIALES DE SAN GREGORIO			
ALUMNO	CETILIA D. VIGNALES		
DO. TÉCNICO	MÓNICA DANIELI DAZOBE		
ESCALA: SIN ESCALA		FECHA: Diciembre-2008	TAMAÑO: A3+
PROYECTO ZARAZAGA Y DE GREGORIO S.A.			PLANO N°
			AI-03/1



- REFERENCIAS**
- PUNTOS FIJOS
 - MOJEDA DE PASADIA
 - DIRECCION PENDIENTE
 - CORTAS PUNTOS FIJOS
 - C.P.
 - CORTAS EF. DE CALLE
 - PAVIMENTO
 - CORONA - CUERTA
 - PISO - CORONA - CUERTA
 - TUBOS A COLOCAR
 - TUBOS EXISTENTES

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO PROYECTO DE DESAÑOS PLUVIALES DE SAN GREGORIO		
ALUMNO	CETILA D. VIGNOLA	
CO. TECNICO	MARCELO D. BARRONE	
PROYECTO ZARAZAGA Y DE GREGORIO S.A.		PLANO N°
ESCALA:	SIN ESCALA	A1-03/2
FECHA:	Diciembre-2008	TAMAÑO: 34 x 48



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES
D. TECNICO: ING. DANIEL DABOVE

IMAGEN SATELITAL Y CARTAS TOPOGRAFICAS

ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: DICIEMBRE 2008



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES
D. TECNICO: ING. DANIEL DABOVE

CARTAS TOPOGRAFICAS - MACRODRENAJE

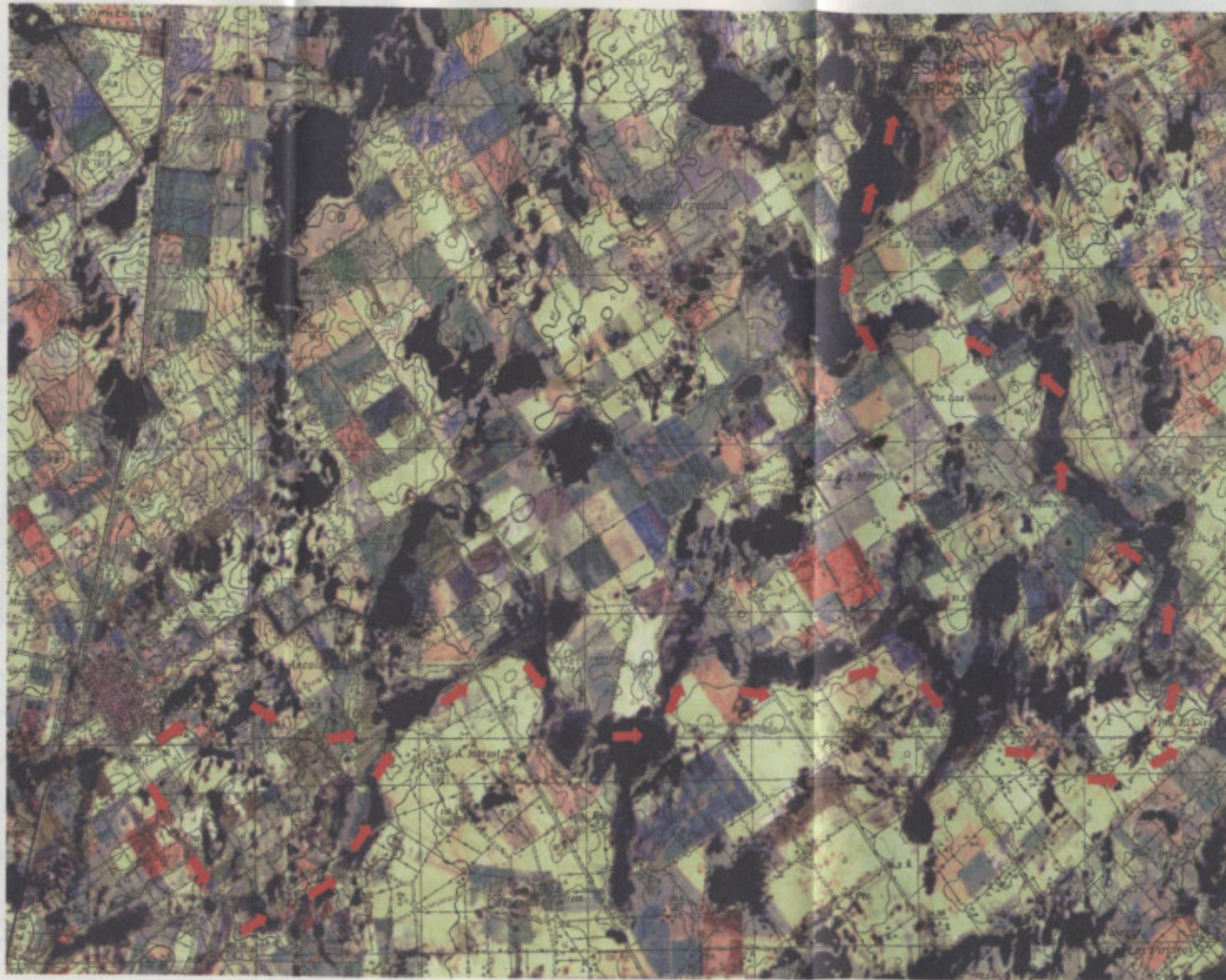
ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A3

PLANO N°

A1-CT



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO**

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO CECILIA D. MORALES

D. TÉCNICO ING. DANIEL DABOVE

IMAGEN SATELITAL Y CARTAS TOPOGRAFICAS

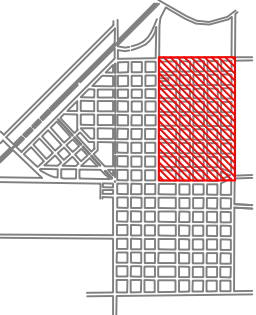
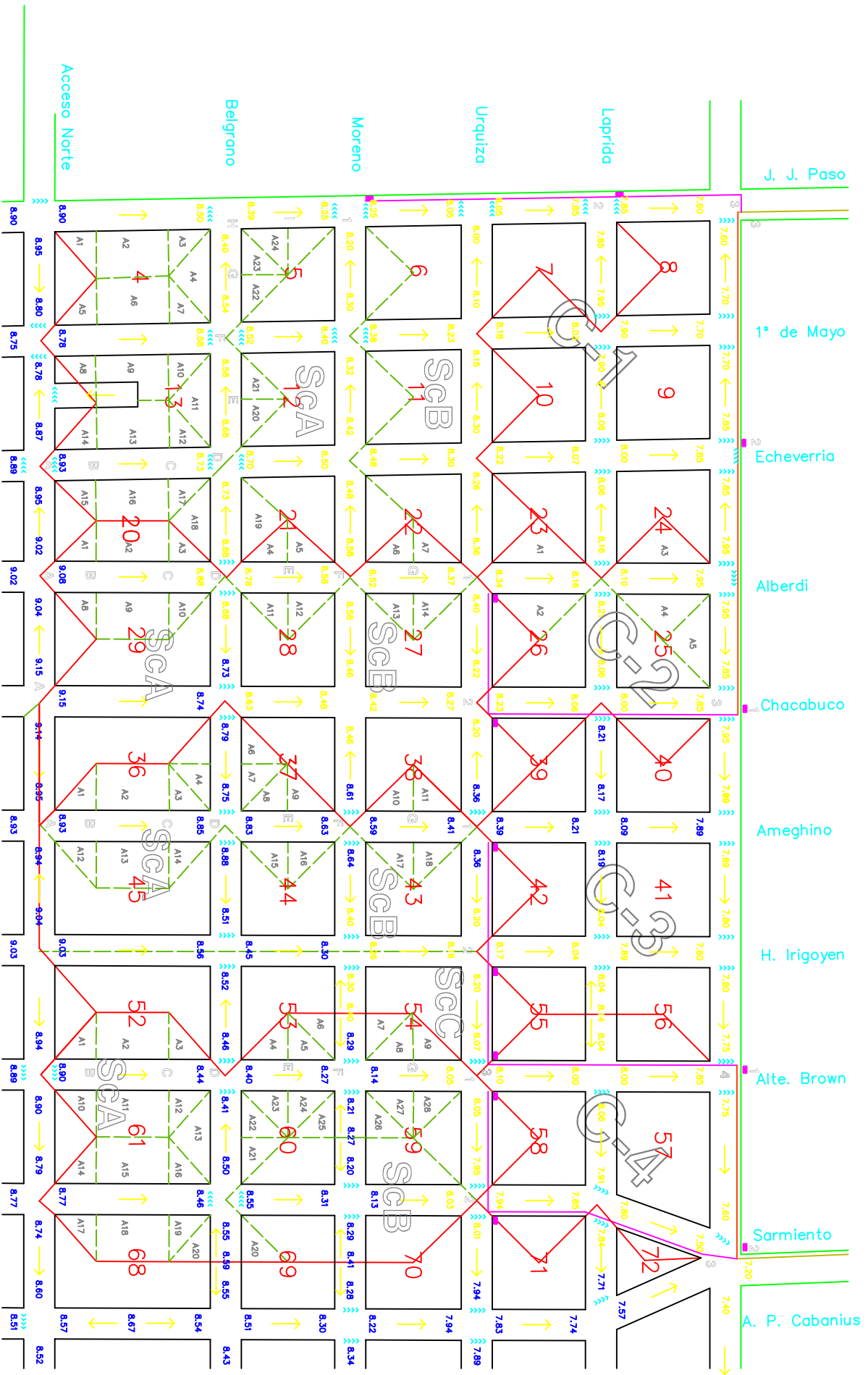
PLANO N°

ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A3

A1-I



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES
 D. TÉCNICO: ING. DANIEL DAROVE

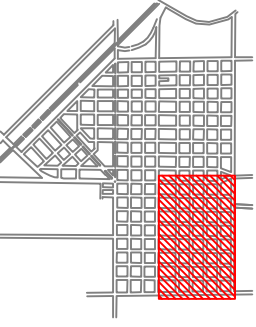
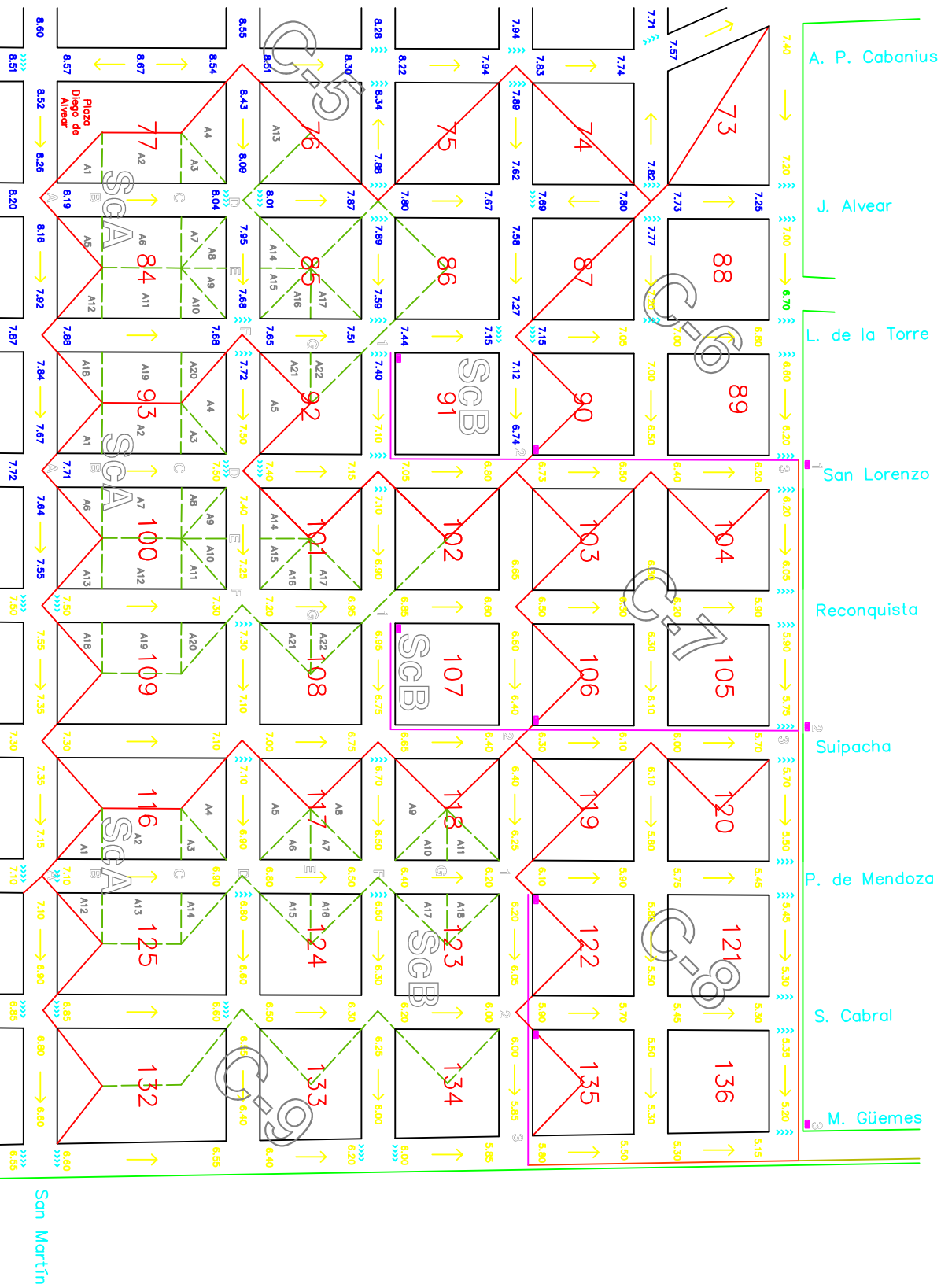
CUENCAS Y DISPOSICIÓN DE TUBERÍAS

ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A3

PLANO N° A1-04/1



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES
 D. TÉCNICO: ING. DANIEL DABOVE

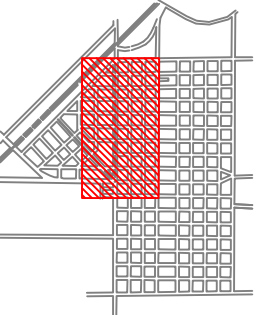
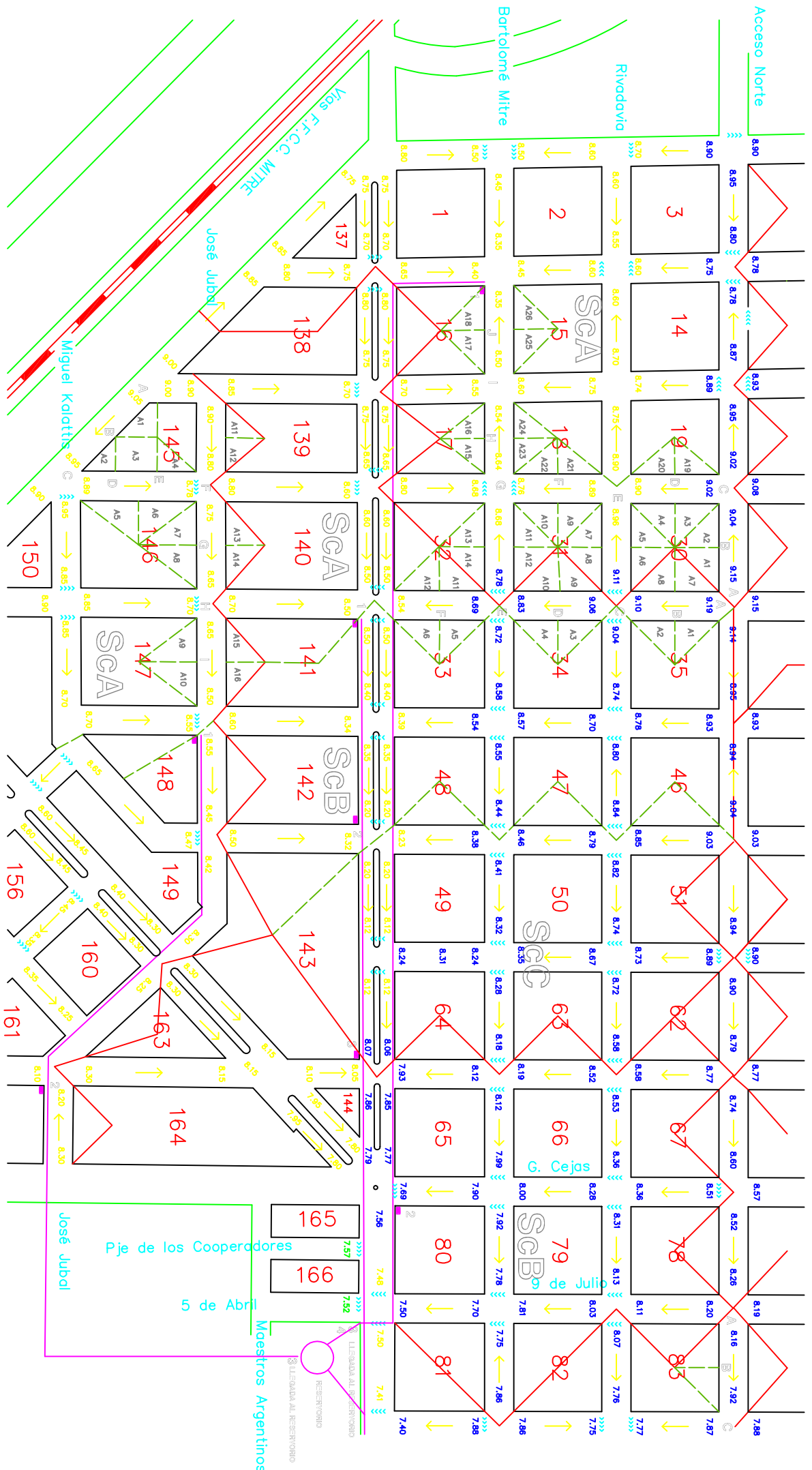
CUENCAS Y DISPOSICIÓN DE TUBERÍAS

ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A3

PLANO N°
A1-04/2



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES
 D. TÉCNICO: ING. DANIEL DAROVE

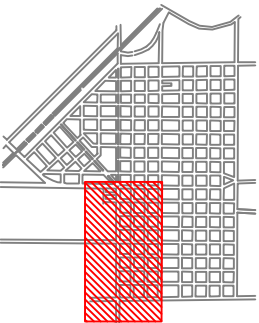
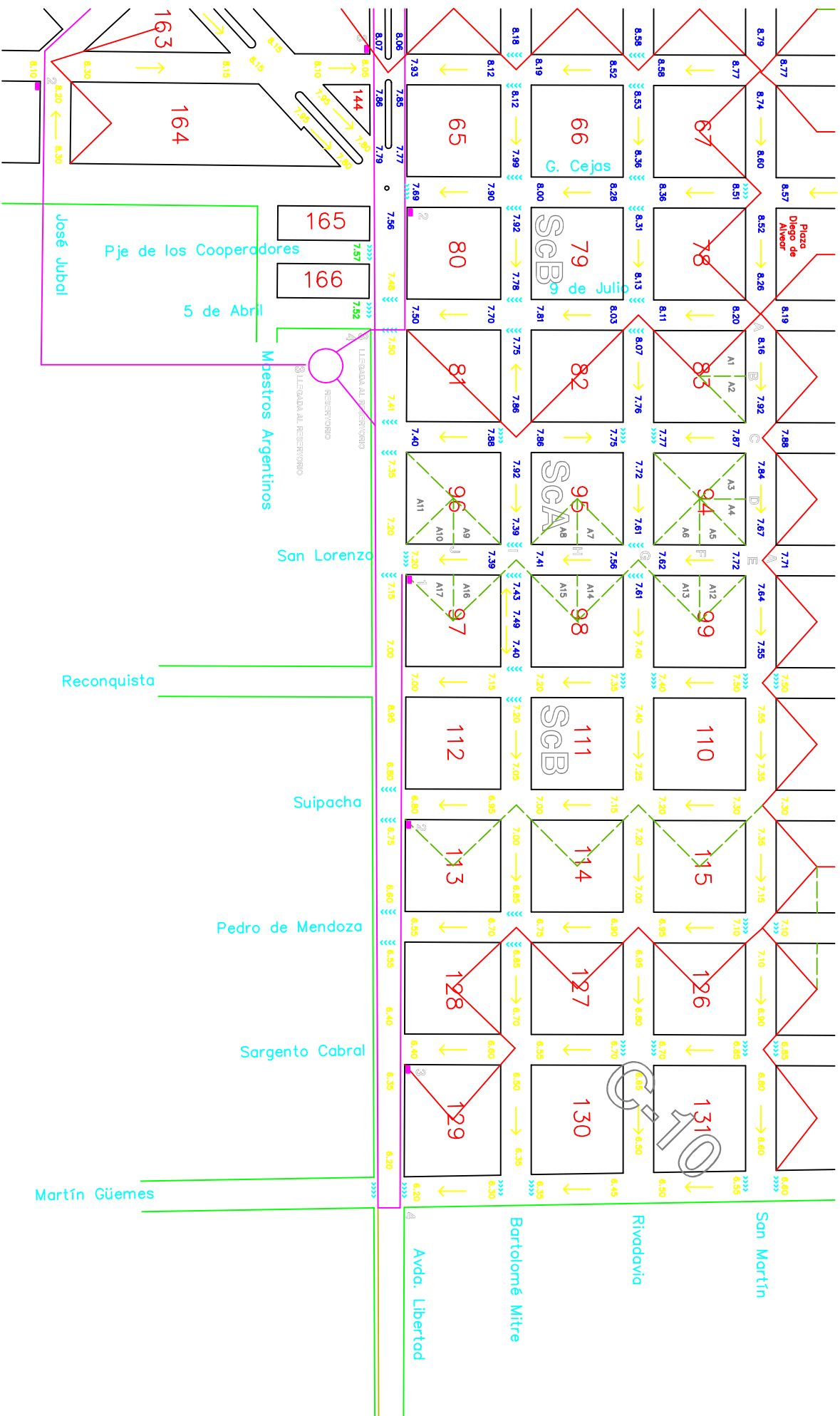
CUENCAS Y DISPOSICIÓN DE TUBERÍAS

ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A3

PLANO N° A1-04/3



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES
 D. TÉCNICO: ING. DANIEL DAROVE

CUENCAS Y DISPOSICIÓN DE TUBERÍAS

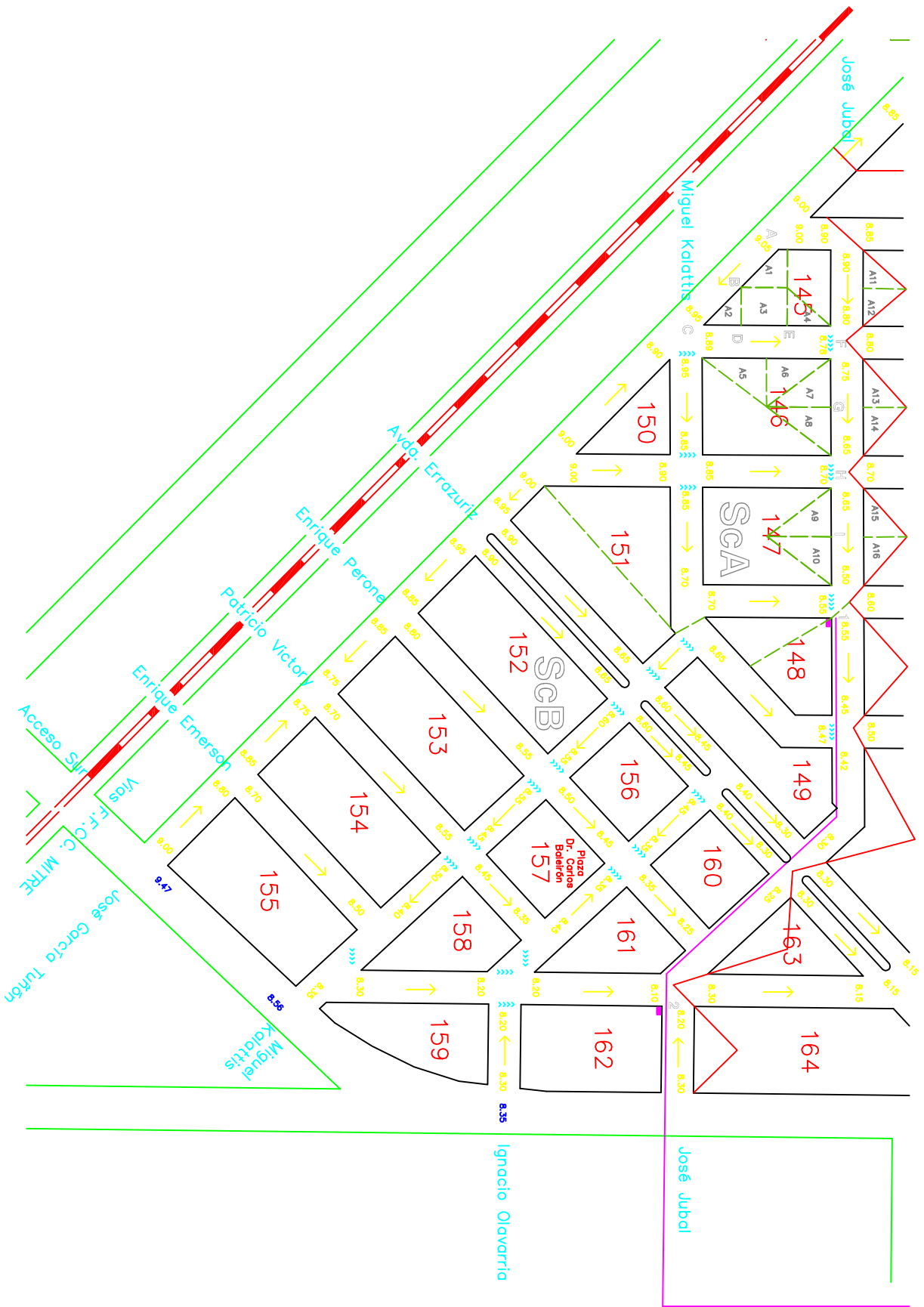
ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A3

PLANO N°

A1-04/4



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES
 D. TÉCNICO: ING. DANIEL DABOVE

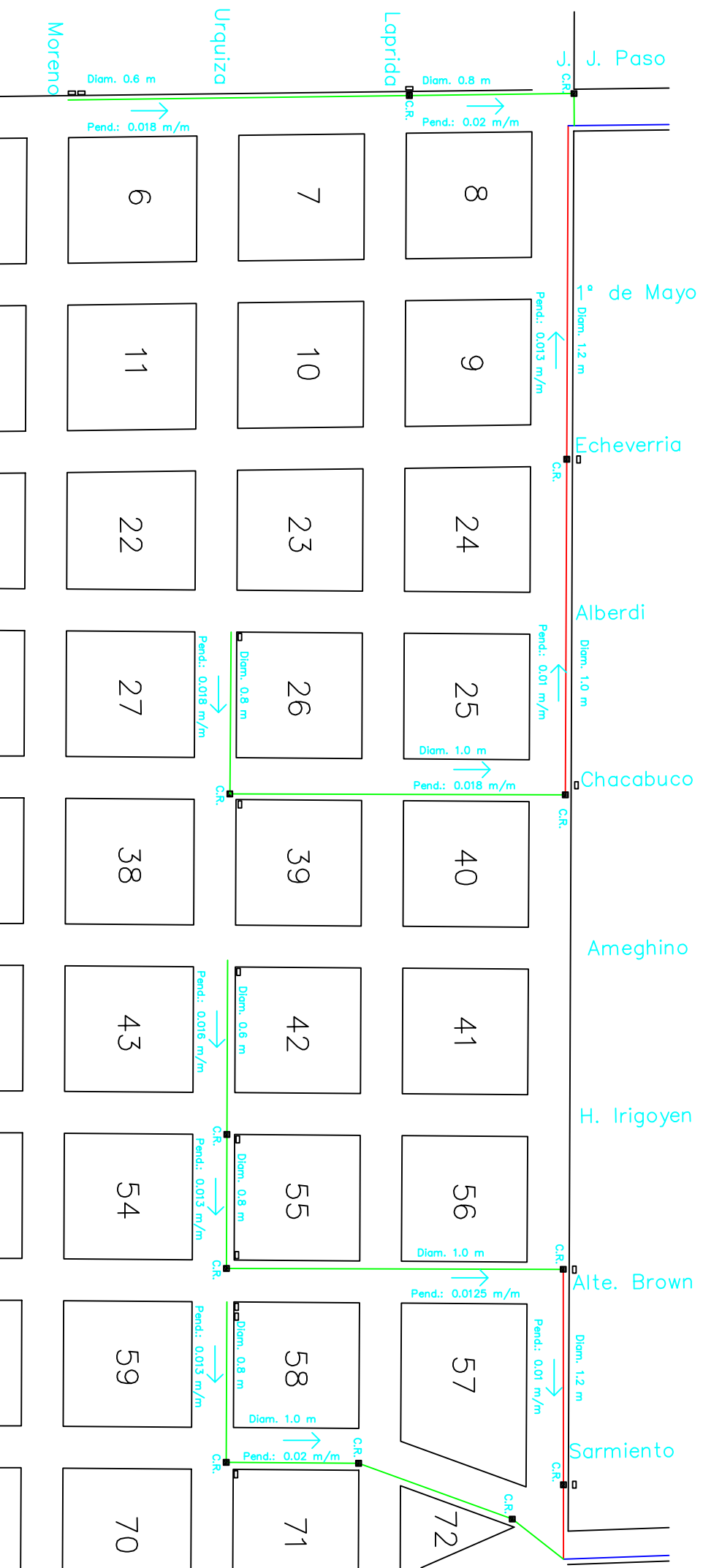
CUENCAS Y DISPOSICIÓN DE TUBERÍAS

ESCALA: SIN ESCALA

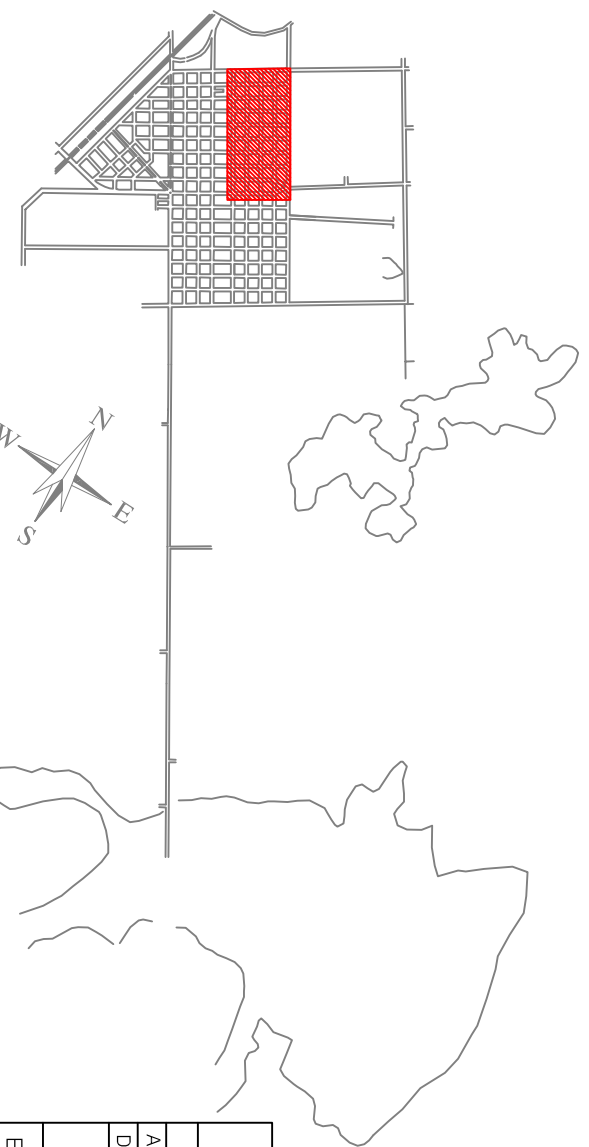
FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A3

PLANO N°
 A1-04/5



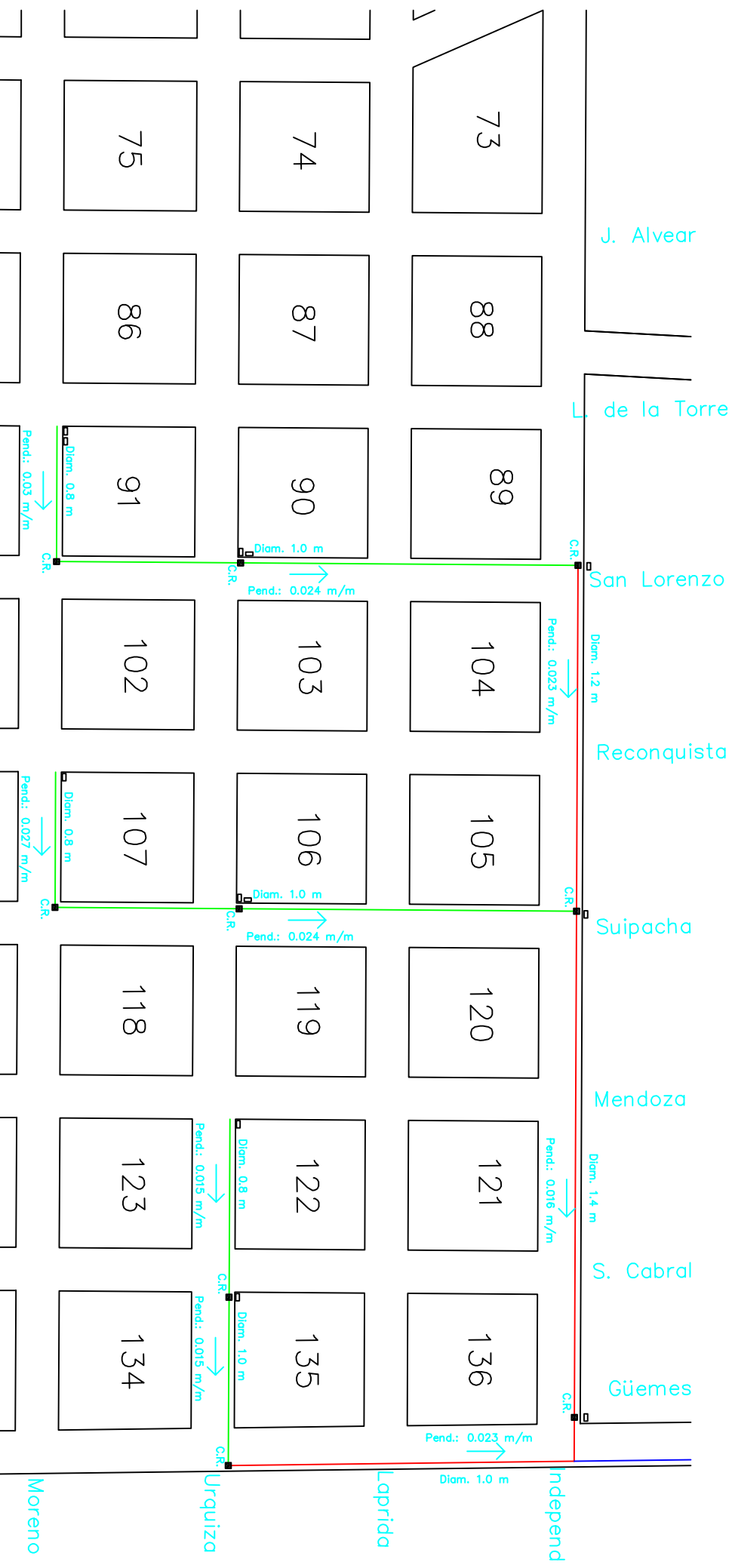
- CONDUCTOS SECUNDARIOS
- CONDUCTOS PRINCIPALES
- CANALES
- SUMIDEROS
- CAMARAS DE REGISTROS



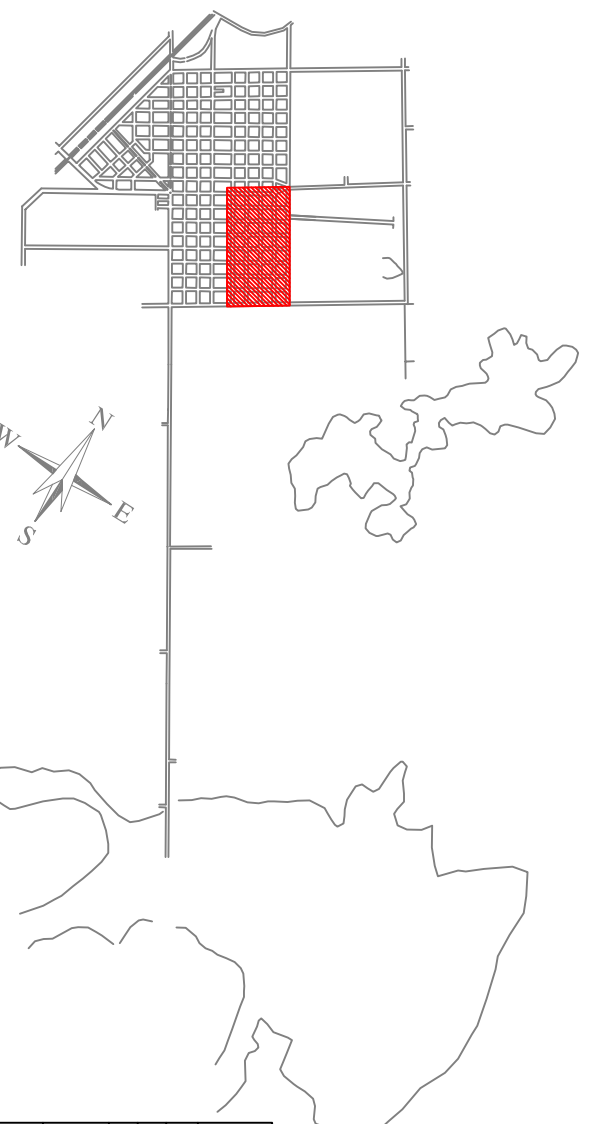
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO		CECILIA D. MORALES	
D. TÉCNICO		ING. DANIEL DABOVE	
PLANO DE TUBERIAS Y CANALES			
ESCALA:	SIN ESCALA	FECHA:	Diciembre-2008
TAMAÑO:	A3	PLANO N°	A1-05/1



- CONDUCTOS SECUNDARIOS
- CONDUCTOS PRINCIPALES
- CANALES
- SUMIDEROS
- CAMARAS DE REGISTROS



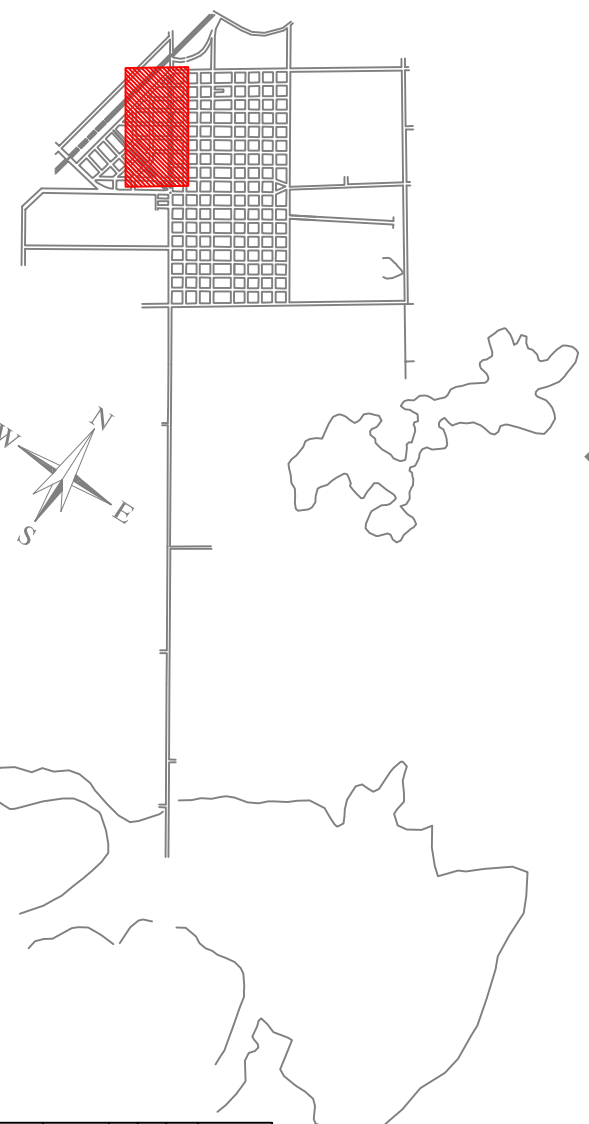
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO		CECILIA D. MORALES	
D. TÉCNICO		ING. DANIEL DABOVE	
PLANO DE TUBERIAS Y CANALES			
ESCALA:	SIN ESCALA	FECHA:	Diciembre-2008
TAMAÑO:	A3	PLANO N°	A1-05/2



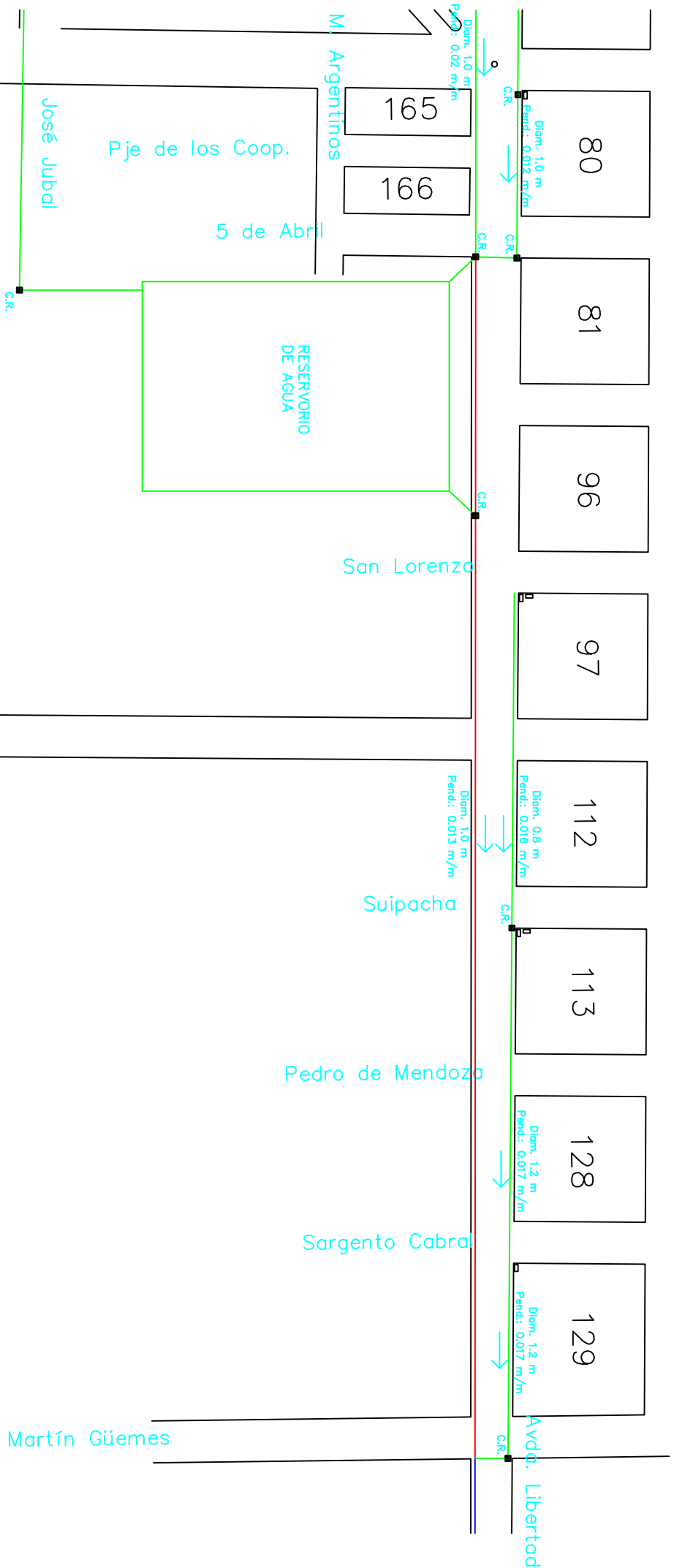
- CONDUCTOS SECUNDARIOS
- CONDUCTOS PRINCIPALES
- CANALES
- SUMIDEROS
- CAMARAS DE REGISTROS



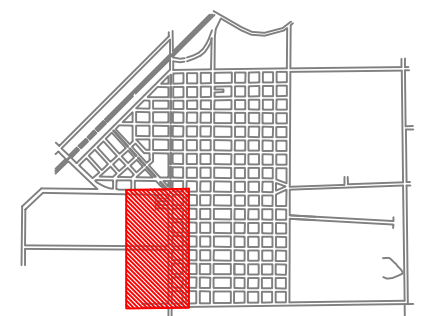
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

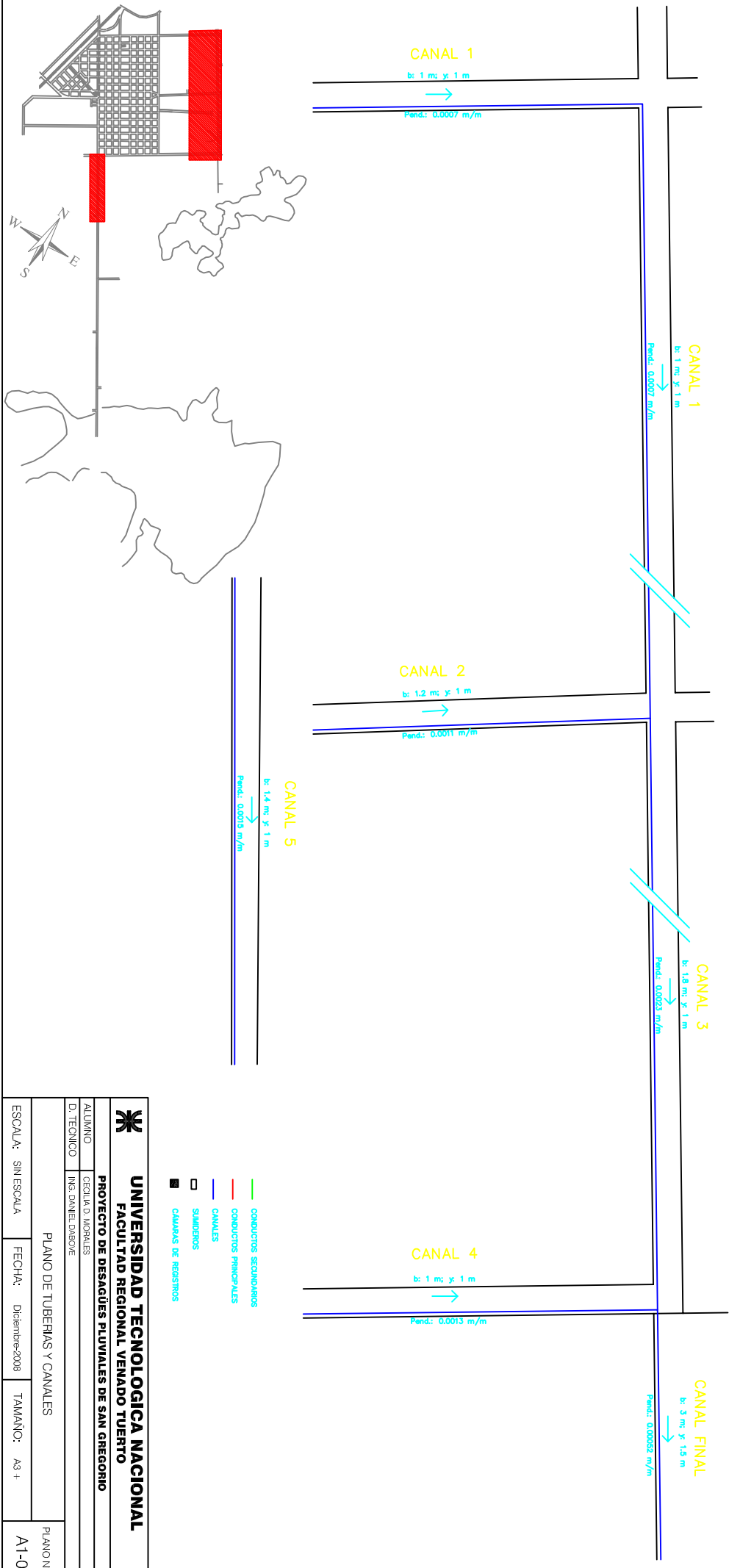
ALUMNO		CECILIA D. MORALES	
D. TÉCNICO		ING. DANIEL DABOVE	
PLANO DE TUBERIAS Y CANALES			
ESCALA:	SIN ESCALA	FECHA:	Diciembre-2008
		TAMAÑO:	A3
		PLANO N°	A1-05/3



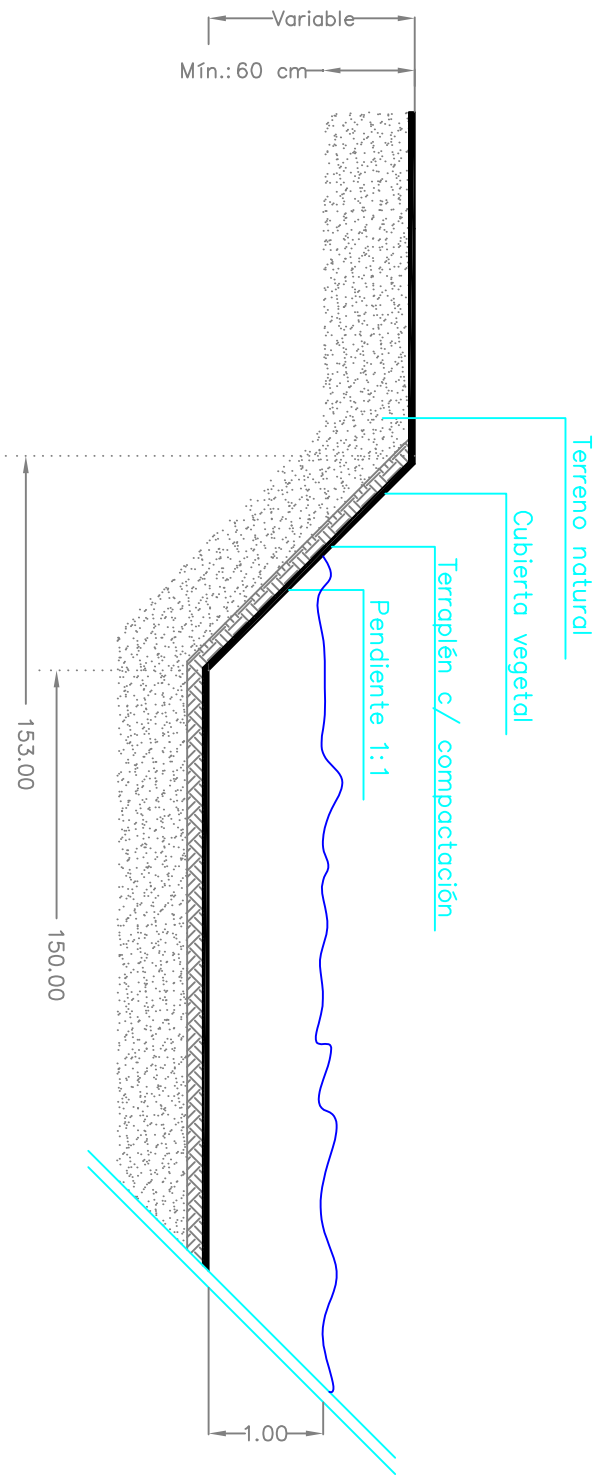
- CONDUCTOS SECUNDARIOS
- CONDUCTOS PRINCIPALES
- CANALES
- SUMIDEROS
- CAMARAS DE REGISTROS



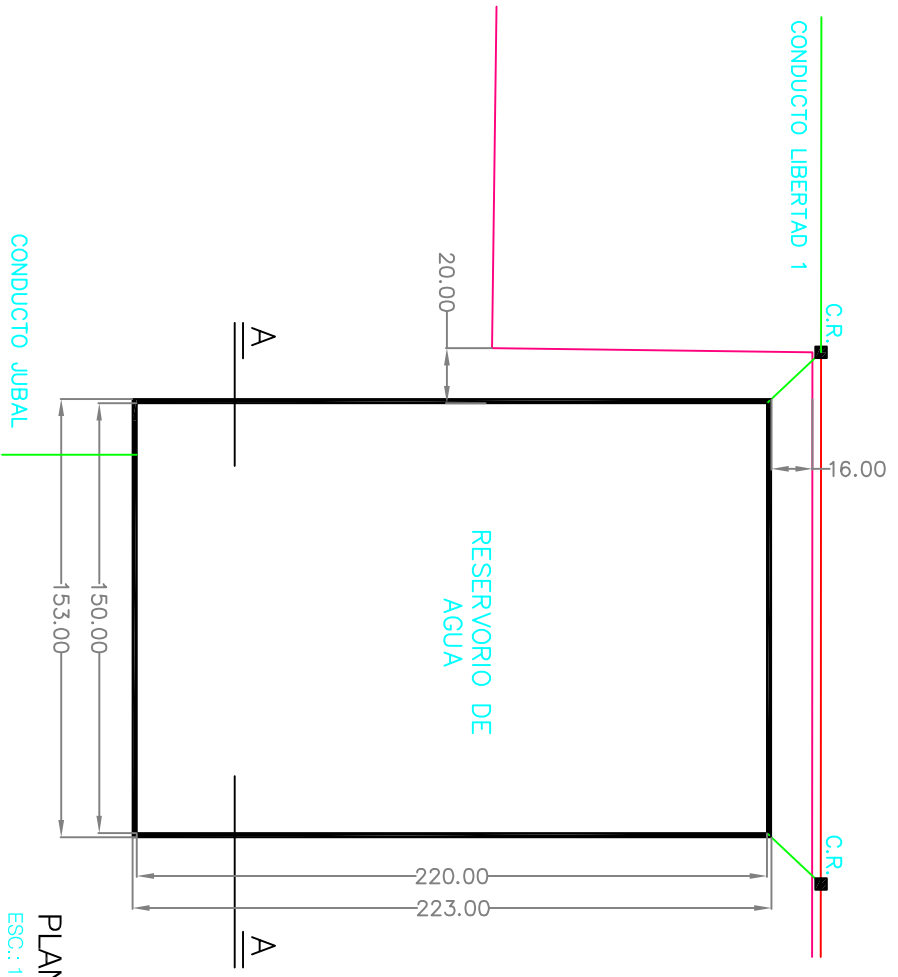
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL	
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO	
ALUMNO	CECILIA D. MORALES
D. TÉCNICO	ING. DANIEL DABOVE
PLANO DE TUBERIAS Y CANALES	
ESCALA: SIN ESCALA	FECHA: Diciembre-2008
TAMAÑO: A3	PLANO N° A1-05/4



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL	
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO	
PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO	
ALUMNO	CECILIA O. MORALES
D. TÉCNICO	ING. DANIEL DABOJE
PLANO DE TUBERÍAS Y CANALES	
ESCALA:	SIN ESCALA
FECHA:	Diciembre-2008
TAMAÑO:	A3 +
PLANO N°	A1-05/5



CORTE A-A
 ESC.: 1:50



PLANTA
 ESC.: 1:200



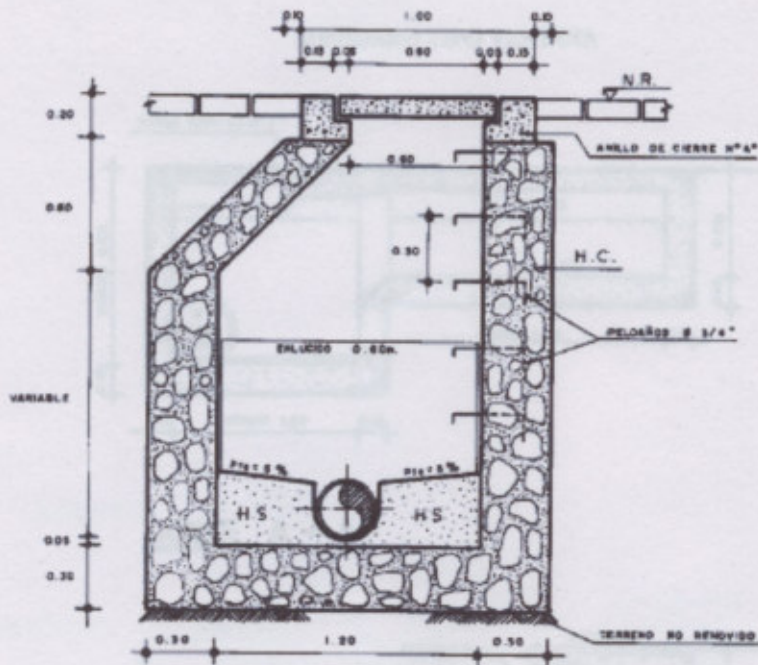
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

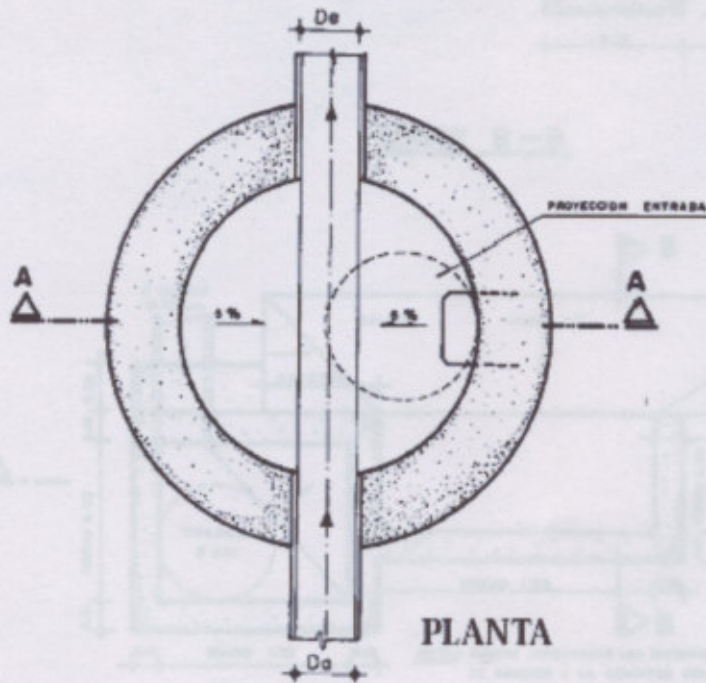
ALUMNO	CECILIA D. MORALES	
D. TÉCNICO	ING. DANIEL DAROVE	

PLANO DE RESERVORIO DE AGUA		
-----------------------------	--	--

ESCALA:	1:200 / 1:50	FECHA:	Diciembre-2008	TAMAÑO:	A3	PLANO N°	A1-06/1
---------	--------------	--------	----------------	---------	----	----------	---------



CORTE A - A



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO	CECILIA D. MORALES
D. TECNICO	ING. DANIEL DABOVE

CROQUIS DE UNA CÁMARA DE REGISTRO TIPO

PLANO N°

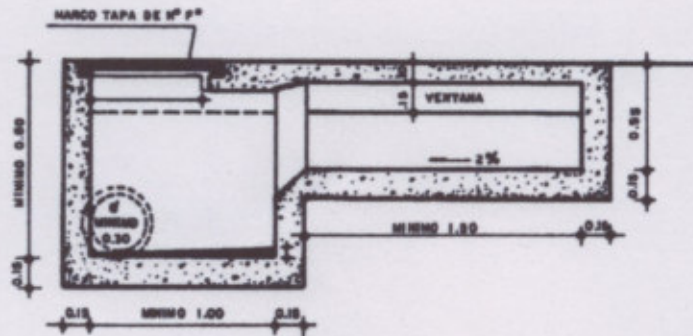
ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: Diciembre-2008

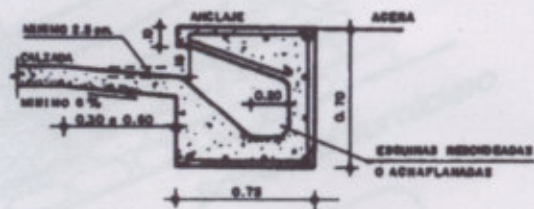
TAMAÑO: A4

A1-CR

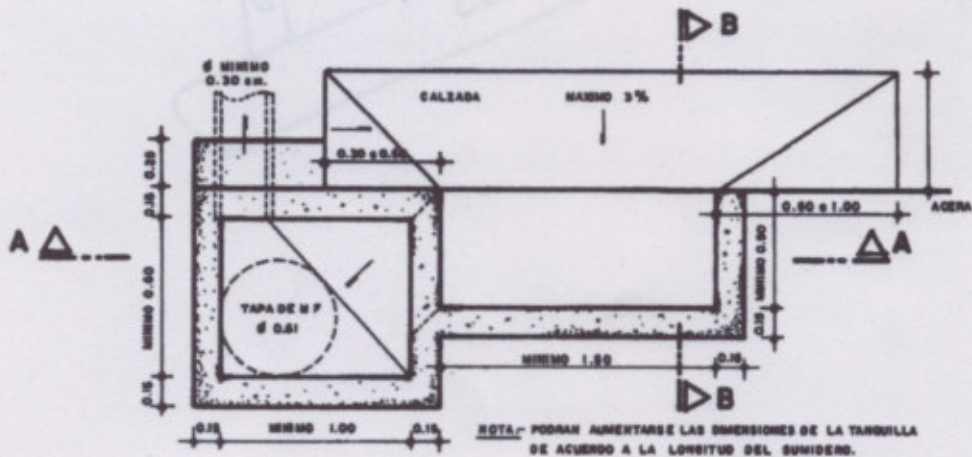
SUMIDERO TIPO VENTANA



CORTE A - A



CORTE B - B



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES
D. TECNICO: ING. DANIEL DABOVE

CROQUIS DE SUMIDEROS VENTANA TIPO

PLANO Nº

ESCALA: SIN ESCALA

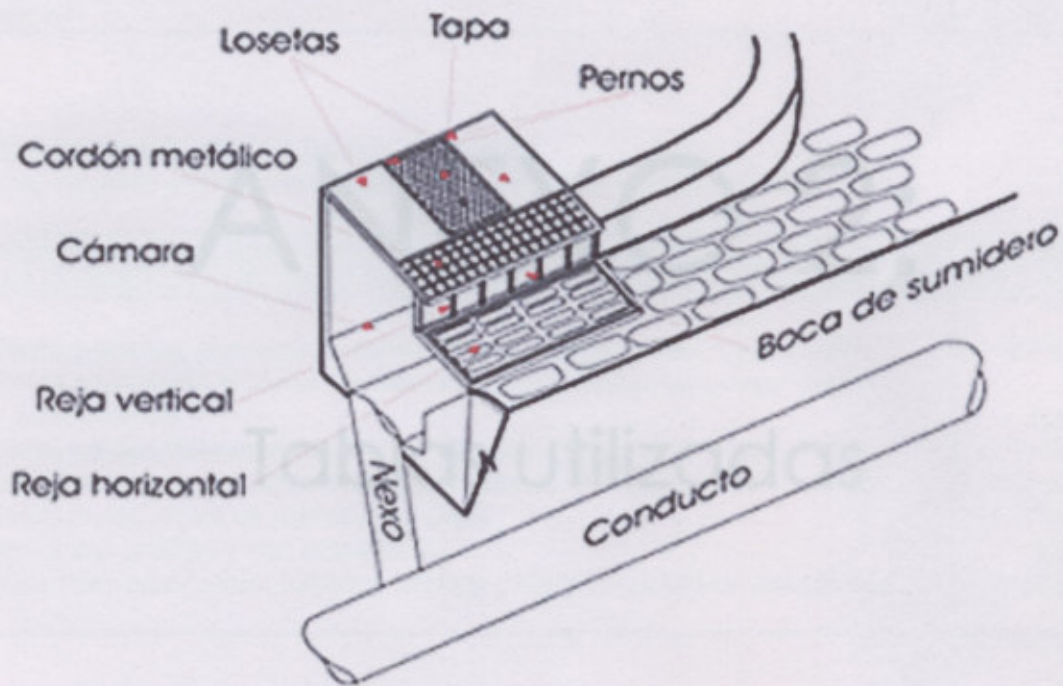
FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A4

A1-SV

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO**

PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES DE SAN GREGORIO

ALUMNO: CECILIA D. MORALES

D. TECNICO: ING. DANIEL DABOVE

COLOCACIÓN DE SUMIDEROS

PLANO N°

ESCALA: SIN ESCALA

FECHA: Diciembre-2008

TAMAÑO: A4

A1-CS

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

TABLA DE FRECUENCIA DE LLUVIAS

Descripción de la zona	Frecuencia (años)
a- Zona urbana y suburbana	1 a 2
b- Zonas urbanas, residenciales y comercial	2 a 5
c- Para colectores de 2 orden como canalizaciones	10
d- Diseño de obras especiales como emisores (canalizaciones de 1 orden)	20 a 50
e- Para los principales que constituyen el sistema de drenaje de la ciudad	100

TABLA DE COEFICIENTES DE ESCORRENTA

Valores basados en la experiencia

ANEXO 2:

Tablas utilizadas

Descripción de la zona	Coefficiente
a- Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas	0,7 a 0,9
b- Partes adyacentes al centro, de menor densidad de edificios con calles y vías pavimentadas	0,70
c- Zonas residenciales	0,65
d- Zonas residenciales de alta densidad	0,55 a 0,65
e- Zonas residenciales de pequeña densidad	0,35 a 0,50
f- Quintas con jardines y vías empedradas	0,30
g- Superficies arborizadas, parques, jardines y campos desportivos con pavimento	0,10 a 0,20

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

TABLA DE FRECUENCIA DE LLUVIAS

Descripción de la zona	Frecuencia (años)
a- Zona urbanas y suburbanas	1 a 2
b- Zonas urbanas, residenciales y comercial	2 a 5
c- Para colectores de 2 orden como canalizaciones	10
d- Diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de 1 orden)	20 a 50
e- Para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje la cuenca	100

TABLA DE COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA

Valores basados en las características generales de la cuenca receptora

Descripción de la zona	Coefficientes
a- Partes centrales, densamente construídaa con calles y vías pavimentadas	0,7 a 0,9
b- Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitantes con calles y vías pavimentadas	0,70
c- Zonas residenciales medianamente habitadas	0,65
d- Zonas residenciales medianamente habitadas	0,55 a 0,65
e- Zonas residenciales de pequeña densidad	0,35 a 0,55
f- Barrios con jardines y vías empedradas	0,30
g- Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento	0,10 a ,20

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

TIEMPO DE ADUCCIÓN: ECUACIONES DE FIGURAS

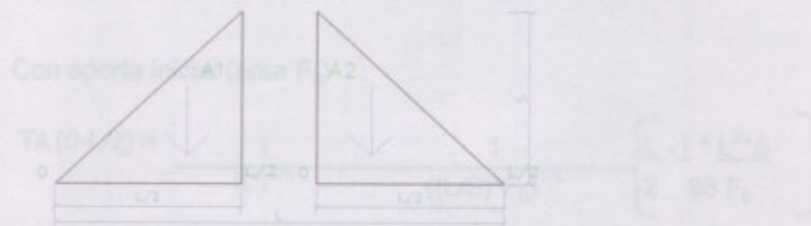
Existen dos tipos de fórmulas

- 1- Sin área de aporte
- 2- Con área de aporte

Sin área de aporte

La figura en cuestión no le aporta caudal a ninguna otra

Triángulo



Las ecuaciones son:

$$TA_1 (0-L/2) = \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} * (2 \cdot L)^{1/2}$$

$$TA_2 (0-L/2) = \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} * (2 \cdot L)^{1/2}$$

Rectángulo



$$TA (0-L) = \frac{4}{3} \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} * (L)^{1/2}$$

Triángulo



$$TA (0-L) = 1,42 * \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} * (2 \cdot L)^{1/2}$$

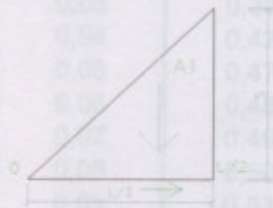
"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

Con área de aporte

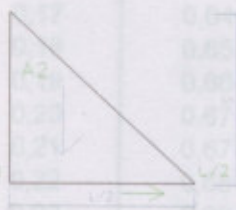
A la figura en estudio le aporta caudal otra figura de la cuenca

Triángulos



Con aporte inicial (área F_0)

$$TA(0-L/2) = \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} \frac{1}{((L/S) \cdot F_0)^{1/4}} \left[\frac{L - 1 \cdot L^2 \cdot S}{2 \cdot 96 F_0} \right]$$



Con aporte inicial (área F_0)

$$TA(0-L/2) = \frac{1}{2 \cdot K \cdot I^{1/4}} \frac{L}{((L/S) \cdot F_0 + L^2/4)^{1/4}}$$

Rectángulo



Con aporte inicial (área F_0)

$$TA(0-L) = \frac{1}{4} \frac{1}{K \cdot I^{1/4}} \frac{1}{L^{1/4} \cdot S^{3/4}} \left[(F_0 + L \cdot S) - F_0^{3/4} \right]$$

- I = Intensidad de diseño
- S = Altura de la figura que se encuentra en la cuadra
- L = Longitud de la cuadra
- K = Coeficiente
- F_{0-xx} = Areas de aporte

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

TABLA Q/QLL-V/VLL

(Caudal/caudal secc. llena)-(veloc./veloc.secc. llena)

Q/QII	V/VII	Q/QII	V/VII	Q/QII	V/VII
0,01		0,36	0,78	0,71	0,96
0,02	0,37	0,37	0,78	0,72	0,97
0,03	0,38	0,38	0,79	0,73	0,98
0,04	0,42	0,39	0,79	0,74	0,98
0,05	0,47	0,40	0,80	0,75	0,98
0,06	0,48	0,41	0,81	0,76	0,98
0,07	0,49	0,42	0,82	0,77	0,99
0,08	0,50	0,43	0,83	0,78	0,99
0,09	0,53	0,44	0,84	0,79	0,99
0,10	0,55	0,45	0,84	0,80	1,00
0,11	0,57	0,46	0,85	0,81	1,00
0,12	0,58	0,47	0,85	0,82	1,00
0,13	0,59	0,48	0,85	0,83	1,00
0,14	0,60	0,49	0,86	0,84	1,01
0,15	0,61	0,50	0,87	0,85	1,01
0,16	0,63	0,51	0,87	0,86	1,01
0,17	0,64	0,52	0,88	0,87	1,02
0,18	0,65	0,53	0,88	0,88	1,03
0,19	0,66	0,54	0,89	0,89	1,03
0,20	0,67	0,55	0,89	0,90	1,03
0,21	0,67	0,56	0,89	0,91	1,03
0,22	0,68	0,57	0,89	0,92	1,04
0,23	0,69	0,58	0,90	0,93	1,04
0,24	0,70	0,59	0,90	0,94	1,04
0,25	0,71	0,60	0,90	0,95	1,05
0,26	0,72	0,61	0,91	0,96	1,05
0,27	0,72	0,62	0,92	0,97	1,05
0,28	0,72	0,63	0,92	0,98	1,05
0,29	0,73	0,64	0,93	0,99	1,04
0,30	0,73	0,65	0,93	1,00	1,03
0,31	0,74	0,66	0,94	1,01	
0,32	0,75	0,67	0,94	1,02	
0,33	0,76	0,68	0,95	1,03	
0,34	0,77	0,69	0,95	1,04	
0,35	0,77	0,70	0,95	1,05	

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

TABLA Tc-I (Tiempo de concentración-Intensidad)

Tc (min)	I (mm/h)	Tc (min)	I (mm/h)	Tc (min)	I (mm/h)
10,00	111,00	36,00	49,20	64,00	34,20
10,50	108,00	36,50	48,60	65,00	33,60
11,00	105,00	37,00	48,30	66,00	33,36
11,50	102,00	37,50	48,00	67,00	33,00
12,00	99,00	38,00	47,40	68,00	32,82
12,50	96,60	38,50	47,10	69,00	32,40
13,00	94,20	39,00	46,80	70,00	32,28
13,50	92,40	39,50	46,50	71,00	31,80
14,00	90,00	40,00	46,20	72,00	31,68
14,50	88,20	40,50	45,60	73,00	31,32
15,00	86,40	41,00	45,30	74,00	31,20
15,50	84,00	41,50	45,00	75,00	30,78
16,00	82,20	42,00	44,70	76,00	30,60
16,50	81,00	42,50	44,40	77,00	30,30
17,00	79,80	43,00	43,80	78,00	30,00
17,50	78,00	43,50	43,50	79,00	29,82
18,00	76,20	44,00	43,20	80,00	29,52
18,50	75,00	44,50	42,96	81,00	29,40
19,00	74,40	45,00	42,78	82,00	29,10
19,50	73,20	45,50	42,60	83,00	28,80
20,00	72,00	46,00	42,00	84,00	28,68
20,50	70,20	46,50	41,88	85,00	28,44
21,00	69,60	47,00	41,40	86,00	28,20
21,50	68,40	47,50	41,28	87,00	28,08
22,00	67,20	48,00	40,80	88,00	27,84
22,50	66,00	48,50	40,68	89,00	27,60
23,00	64,80	49,00	40,32	90,00	27,48
23,50	64,20	49,50	40,20	91,00	27,30
24,00	63,60	50,00	39,90	92,00	27,00
24,50	63,00	50,50	39,70	93,00	26,88
25,00	62,40	51,00	39,60	94,00	26,64
25,50	61,80	51,50	39,00	95,00	26,40
26,00	60,60	52,00	38,88	96,00	26,28
26,50	60,00	52,50	38,70	97,00	26,04
27,00	59,40	53,00	38,40	98,00	25,86
27,50	58,80	53,50	38,10	99,00	25,80
28,00	58,20	54,00	37,92	100,00	25,68
28,50	57,00	54,50	37,80	105,00	24,72
29,00	56,40	55,00	37,50	110,00	24,06
29,50	55,80	55,50	37,20	115,00	23,40
30,00	55,20	56,00	37,08	120,00	22,80
30,50	54,60	56,50	36,90		
31,00	54,00	57,00	36,60		
31,50	53,40	57,50	36,48		
32,00	53,10	58,00	36,30		
32,50	52,80	58,50	36,12		
33,00	52,20	59,00	36,00		
33,50	51,60	59,50	35,70		
34,00	51,00	60,00	35,52		
34,50	50,70	61,00	35,28		
35,00	50,40	62,00	34,80		
35,50	49,80	63,00	34,32		

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

TABLA CONVERSIÓN I (mm/h) A (m/seg)

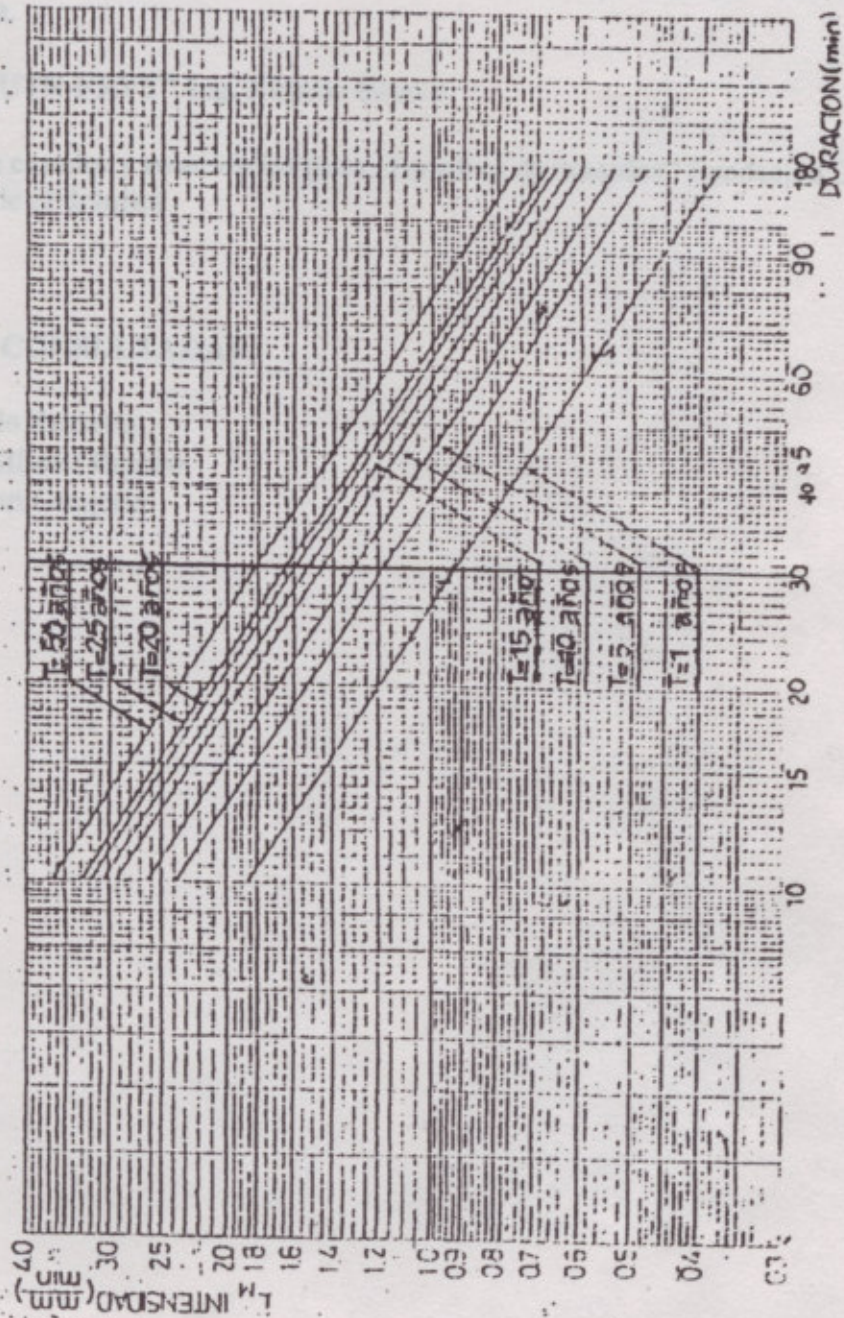
mm/h	m/seg	mm/h	m/seg	mm/h	m/seg
10,00	0,000002778	55,00	0,000015278	100,00	
11,00	0,000003056	56,00	0,000015556	101,00	0,000028056
12,00	0,000003333	57,00	0,000015833	102,00	0,000028333
13,00	0,000003611	58,00	0,000016111	103,00	0,000028611
14,00	0,000003889	59,00	0,000016389	104,00	0,000028889
15,00	0,000004167	60,00	0,000016667	105,00	0,000029167
16,00	0,000004444	61,00	0,000016944	106,00	0,000029444
17,00	0,000004722	62,00	0,000017222	107,00	0,000029722
18,00	0,000005000	63,00	0,000017500	108,00	0,000030000
19,00	0,000005278	64,00	0,000017778	109,00	0,000030278
20,00	0,000005556	65,00	0,000018056	110,00	0,000030556
21,00	0,000005833	66,00	0,000018333		
22,00	0,000006111	67,00	0,000018611		
23,00	0,000006389	68,00	0,000018889		
24,00	0,000006667	69,00	0,000019167		
25,00	0,000006944	70,00	0,000019444		
26,00	0,000007222	71,00	0,000019722		
27,00	0,000007500	72,00	0,000020000		
28,00	0,000007778	73,00	0,000020278		
29,00	0,000008056	74,00	0,000020556		
30,00	0,000008333	75,00	0,000020833		
31,00	0,000008611	76,00	0,000021111		
32,00	0,000008889	77,00	0,000021389		
33,00	0,000009167	78,00	0,000021667		
34,00	0,000009444	79,00	0,000021944		
35,00	0,000009722	80,00	0,000022222		
36,00	0,000010000	81,00	0,000022500		
37,00	0,000010278	82,00	0,000022778		
38,00	0,000010556	83,00	0,000023056		
39,00	0,000010833	84,00	0,000023333		
40,00	0,000011111	85,00	0,000023611		
41,00	0,000011389	86,00	0,000023889		
42,00	0,000011667	87,00	0,000024167		
43,00	0,000011944	88,00	0,000024444		
44,00	0,000012222	89,00	0,000024722		
45,00	0,000012500	90,00	0,000025000		
46,00	0,000012778	91,00	0,000025278		
47,00	0,000013056	92,00	0,000025556		
48,00	0,000013333	93,00	0,000025833		
49,00	0,000013611	94,00	0,000026111		
50,00	0,000013889	95,00	0,000026389		
51,00	0,000014167	96,00	0,000026667		
52,00	0,000014444	97,00	0,000026944		
53,00	0,000014722	98,00	0,000027222		
54,00	0,000015000	99,00	0,000027500		

"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

GRAFICO
DIAGRAMA DE INTENSIDAD DURACION RECORRENCIA
ESCALAS LOGARITMICAS
ROSARIO



"PROYECTO DE DESAGÜES PLUVIALES"

Cecilia D. Morales

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

- **"Hidrología para Ingenieros"** Linsley – Kohler – Paulhus.
- **"Diseño de estructuras de retención de la escorrentía superficial en áreas de desarrollo urbanístico"** Paloma Lara Quesada – Martín López Aguilar – José Luis Ayuso Muñoz.
- **"Hidrología UTN-FRVT"** Ing. Ricardo Blanco.
- **"Proyecto de canales y reservorios para el control de crecidas"** Fundación Centro Tecnológico de Hidráulica

OTRAS FUENTES CONSULTADAS

- Ing. Juan Pablo Rentarías
- Agrimensor Alfredo Raparo
- Comuna de San Gregorio