

Nombre: ARCE, Manuel

Plan: 2005

Matricula: 34468922

Título del trabajo: "PROYECTO DE DRENAJE, VIALIDAD INTERNA, AGUA POTABLE Y OBRAS DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE EFLUENTES CLOACALES PARA EL LOTEO COOPERATIVA DE ENERGIA Y OTROS SERVICIOS PÚBLICOS DE LAS VARILLAS LIMITADA"

RESUMEN DEL INFORME TÉCNICO FINAL

El loteo "*Cooperativa de Energía Eléctrica y Otros Servicios Públicos de Las Varillas Limitada*" es un emprendimiento destinado en su totalidad a la construcción de viviendas unifamiliares. El mismo se encuentra dentro de la zona urbana perteneciente a la localidad de Las Varillas, a 173 km al sureste de la Ciudad de Córdoba, sobre la Ruta Nacional N° 158 y a metros del cruce con la Ruta Provincial N° 13.

El loteo cuenta con 106 lotes con una superficie de 285m² aproximadamente cada uno, cubriendo una totalidad de 4,4Has, de las cuales 1,6 Has se destinan a la vialidad interior. Actualmente el mismo cuenta con un grado avanzado de urbanización, por lo que será objeto de este informe el análisis, el diseño y la verificación de las diferentes obras que son necesarias para su total y legal conformación.

En el Proyecto de Drenaje, se efectúa el estudio hidrológico de las cuencas que afectan a la ciudad y al terreno donde se emplazará el loteo. Se analizan las actuales obras de drenaje existentes y se proyectan obras a fin de manejar el excedente pluvial.

El Proyecto de Vialidad Interna, tiene como principal objetivo el diseño planialtimétrico de las calles del loteo, de manera tal que permita conducir en forma adecuada los caudales pluviales hacia las obras de drenaje. A su vez se define el perfil tipo, geométrico y estructural, de las calles y el diseño de bocacalles (intersecciones).

El Proyecto de Agua Potable, debe garantizar el pleno abastecimiento en todos los lotes. Es por eso que se analiza la Red de Agua Potable existente en el loteo, a fin de verificar su actual funcionamiento y poder asegurar así la presión mínima exigida según la normativa vigente, teniendo en cuenta los elementos de seguridad y complementarios.

El Proyecto de Obras de Tratamiento y Disposición de Efluentes Cloacales, es un aspecto importante en una ciudad en la que no se cuenta con Red Cloacal. Para ello se realizan los estudios correspondientes en el terreno para asegurar la eliminación de dichos desechos a partir de Zanjas de Absorción. Además, se diseña la Red Cloacal a futuro, teniendo en cuenta el proyecto de la Red de la Ciudad.

INDICE

1	CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	13
1.1	Marco de Referencia de la Práctica Profesional Supervisada	13
1.2	Presentación.....	13
1.3	Planteo del problema	14
1.4	Objetivos y Alcances.....	14
1.4.1	Objetivos Técnicos.....	14
1.4.2	Objetivos Personales	15
1.5	Metodología	15
1.5.1	Etapa Preliminar.	15
1.5.2	Proyecto de Obras de Drenaje.....	16
1.5.3	Proyecto Vialidad Interna	17
1.5.4	Proyecto de Red de Agua Potable.....	17
1.5.5	Proyecto de Obras de Tratamiento y Disposición de Efluentes Cloacales en Subsuelo y Proyecto de la Red Colectora de Líquidos Cloacales.....	17
1.5.6	Elaboración de Documentación del Proyecto Ejecutivo.....	17
2	CAPÍTULO 2: ETAPA PRELIMINAR	19
2.1	Tareas realizadas en campaña	19
2.2	Tareas realizadas en gabinete	19
3	CAPÍTULO 3: LOTEO “COOPERATIVA DE ENERGÍA ELÉCTRICA Y OTROS SERVICIOS PÚBLICOS DE LAS VARILLAS LIMITADA”	21
3.1	Ubicación	21
3.2	Accesibilidad	22
3.3	Generalidades.....	23

4	CAPÍTULO 4: PROYECTO DE DRENAJE	25
4.1	Caracterización del Área de Estudio	25
4.1.1	Medio Natural.....	25
4.1.2	Impactos de cambios en los usos del suelo	30
4.1.3	Inundaciones urbanas.....	35
4.2	Estudio Hidrológico	38
4.2.1	Delimitación de las áreas de aporte	38
4.2.2	Determinación de los parámetros físicos.....	46
4.2.3	Lámina total precipitada	51
4.2.4	Estimación de Caudales	59
4.2.5	Proyecto de Drenaje	61
5	CAPÍTULO 5: PROYECTO DE VIALIDAD INTERNA.....	69
5.1	Generalidades.....	69
5.2	Vialidad Interna.....	69
5.2.1	Diseño Altimétrico de Calles	70
5.2.2	Diseño del Perfil Tipo.....	71
5.2.3	Diseño de Bocacalles.....	73
6	CAPÍTULO 6: PROYECTO DE RED DE AGUA POTABLE	76
6.1	Generalidades.....	76
6.2	Estudios Necesarios para un Proyecto de Red de Agua Potable	76
6.2.1	Recopilación de Antecedentes.....	76
6.2.2	Antecedentes.....	77
6.2.3	Marco Regulatorio.....	80

6.2.4	Sistema de Distribución	80
6.2.5	Parámetros de Diseño	81
6.2.6	Diseño de la Red de Distribución	82
6.3	Parámetros Básicos de diseño.....	86
6.3.1	Período de Revisión o Diseño.....	86
6.3.2	Población	87
6.3.3	Dotación de Diseño.....	88
6.3.4	Caudal	89
6.4	Red de Distribución.....	92
6.4.1	Características de la Red de Distribución.....	92
6.4.2	Análisis del Modelo	93
7	CAPÍTULO 7: PROYECTO DE DESECHOS CLOACALES.....	95
7.1	Generalidades.....	95
7.1.1	Situación Actual	95
7.2	Características de los Líquidos Residuales Domésticos.....	96
7.2.1	Generalidades.....	96
7.2.2	Caracterización del Líquido Cloacal	97
7.3	Proyecto de Tratamiento y Deposición de Efluentes Cloacales en Subsuelo	98
7.3.1	Generalidades.....	98
7.3.2	Tratamiento del Efluente Cloacal. Cámara Séptica	99
7.3.3	Deposición del Efluente Cloacal. Zanjas de Absorción.....	104
7.4	Proyecto de Red Colectora Cloacal	107
7.4.1	Generalidades.....	107

7.4.2	Red Colectora Cloacal Las Varillas	108
7.4.3	Red Colectora Cloacal Loteo	114
8	CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES	124
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125

LISTADO DE FIGURAS

Figura 3-1. Ubicación del área en estudio sobre plano de la Provincia de Córdoba.	21
Figura 3-2. Accesibilidad al Loteo y a la ciudad de Las Varillas	22
Figura 3-3. Máster Plan original del Loteo.....	24
Figura 4-1. Mapa geomorfológico de la Provincia de Córdoba. Fuente: Los Suelos, ACASE-INTA. 2003.....	25
Figura 4-2. Temperaturas medias en Enero y Julio para Prov. de Córdoba.	27
Figura 4-3. Temperaturas y Precipitaciones medias mensuales.	28
Figura 4-4. Balance hídrico climático.	29
Figura 4-5. Cambio en los escurrimientos por modificación de cobertura.	31
Figura 4-6. Impacto hidrológico de las prácticas agrícolas.	32
Figura 4-7. Relación entre impermeabilización y escurrimiento superficial.....	33
Figura 4-8. Impacto hidrológico de la urbanización (Bertoni, 2004).....	34
Figura 4-9. Subsistemas asociados al drenaje urbano (Bertoni, 2004).	36
Figura 4-10. Cuencas Rurales y Urbanas sobre IGM.....	39
Figura 4-11. Análisis de la Cuenca A.	39
Figura 4-12. Cuenca A.....	40
Figura 4-13. Análisis Cuenca B.....	41
Figura 4-14. Cuenca B.....	42
Figura 4-15. Análisis de la Cuenca D.....	43
Figura 4-16. Análisis de las Cuencas E y F.....	44
Figura 4-17. Cuencas E y F.	44
Figura 4-18. Análisis de la Cuenca C.....	45

Figura 4-19. Cuenca C.....	45
Figura 4-20. Regiones Pluviográficas Provincia de Córdoba (Caamaño Nelly, 1993).	48
Figura 4-21. Curvas I-D-F estación Marcos Juárez, Zona Este.	52
Figura 4-22. Curvas I-D-F estación Alicia, Zona Este.....	53
Figura 4-23. Distribución Temporal adoptada	54
Figura 4-24. Caracterización de Usos del suelo.....	56
Figura 4-25. Determinación de CN. Cuenca Externa.	57
Figura 4-26. Determinación de CN. Cuenca Interna.....	58
Figura 4-27. Canal Central Las Varillas (vista desde RP N°13).....	64
Figura 4-28. Modelación del Canal Central. Software HCanales.....	65
Figura 4-29. Cuencas que aportan al Canal Central.	66
Figura 4-30. HCanales. Tirante Normal del Canal Central.	67
Figura 4-31. HCanales. Tirante Normal del Canal Central, incluyendo el Caudal proveniente del Loteo.	68
Figura 5-1. Planimetría General del loteo.....	70
Figura 5-2. Radio de Giro para Vehículos Livianos. Normativa ASSHTO.....	74
Figura 5-3. Esquema de Bocacalle.	75
Figura 6-1. Red de Agua Potable.....	79
Figura 6-2. Red de Agua Potable Loteo.....	80
Figura 6-3. Red de Agua Potable Proyectada.....	94
Figura 7-1. Esquema de Sistema de Tratamiento y Deposición de Líquidos Cloacales. ...	99
Figura 7-2. Dimensiones de la Cámara Séptica.	103
Figura 7-3. Dimensiones de la Zanja de Absorción.....	107
Figura 7-4. Proyecto de Red Cloacal. Delimitación de Cuencas.	109

Figura 7-5. Ubicación de la Planta de Tratamiento de Líquidos Cloacales.....	110
Figura 7-6. Estación de Bombeo 1. Planta.....	111
Figura 7-7. Estación de Bombeo N°1. Cortes.....	112
Figura 7-8. Planta de Tratamiento.....	113
Figura 7-9. Red Colectora de Líquidos Cloacales. Loteo.	115

LISTADO DE TABLAS

Tabla 4-1. Parámetros Físicos de las Cuencas de Aporte.	47
Tabla 4-2. Tiempos de Concentración de las Cuencas de Aporte.....	50
Tabla 4-3. Tc y Tr adoptados para cada Cuenca de Aporte.....	51
Tabla 4-4. Relaciones intensidad (mm/h) y lámina (mm) – duración – recurrencia de estación Marcos Juárez.....	51
Tabla 4-5. Factores i-d-f de estaciones Marcos Juárez y Alicia.....	52
Tabla 4-6. Intensidad y Precipitación para diferentes recurrencias, Zona Centro.....	53
Tabla 4-7. Valores CN para la Cuenca C1.....	58
Tabla 4-8. Valores de CN para la Cuenca C2.....	59
Tabla 4-9. Resumen de Valores de CN.....	59
Tabla 4-10. Caudales obtenidos Situación Actual. Modelo HEC HMS.....	60
Tabla 4-11. Volúmenes obtenidos Situación Actual. Modelo HEC HMS.....	60
Tabla 4-12. Caudales obtenidos Situación Futura. Modelo HEC HMS.....	61
Tabla 4-13. Volúmenes obtenidos Situación Futura. Modelo HEC HMS.....	61
Tabla 4-14. Caudales Pico de salida de los elementos hidrológicos para lluvia td=6hs. ..	65
Tabla 4-15. Caudales provenientes del drenaje de las napas.....	66
Tabla 6-1. Velocidades máximas. ENOHSA 2007.....	81
Tabla 6-2. Períodos de diseño. Sistema de agua potable.....	86
Tabla 6-3. Población Estimada.....	87
Tabla 6-4. Porcentaje de Ocupación.....	87
Tabla 6-5. Denominación de Caudales (ENOHSA).....	89
Tabla 6-6. Definición de caudales de diseño (ENOHSA).....	90

Tabla 6-7. Definición de Coeficientes de Caudal.....	90
Tabla 6-8. Coeficientes de Caudal (ENOHSA).....	92
Tabla 6-9. Caudales de Diseño.....	92
Tabla 7-1. Dimensionado de Cámara Séptica.....	102
Tabla 7-2. Dimensionado de Zanja de Absorción.....	105
Tabla 7-3. Desarrollo del loteo.	115
Tabla 7-4. Caudales a considerar según normativa.	116
Tabla 7-5. Caudal Medio Diario Doméstico.....	118
Tabla 7-6. Coeficientes de Caudal.....	118
Tabla 7-7. Caudal Mínimo del día de menor consumo.....	119
Tabla 7-8. Caudal Máximo Diario Anual.....	119
Tabla 7-9. Caudal Máximo Horario Anual.	120
Tabla 7-10. Resumen de Caudales.....	120

AGRADECIMIENTOS

1 CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 MARCO DE REFERENCIA DE LA PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

La modalidad de Práctica Supervisada implementada para la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (UNC), tiene como fin brindar al estudiante experiencia práctica complementaria a la formación elegida, para su inserción en el ejercicio de la profesión.

La presente se realizó en la modalidad de Práctica Supervisada Pasante No Rentado (PNR) y fue llevada a cabo en la Empresa Consultora “Vanoli y Asociados Ingeniería S.R.L.”, bajo la supervisión del Ing. Civil Gustavo D. Vanoli en carácter de supervisor externo y del Mgter. Ing. Civil Mariano A. Corral en condición de tutor académico.

En lo que respecta a esta práctica específicamente, el tema de la misma surge a partir de un proyecto que estaba por comenzar a desarrollarse en la consultora, el mismo consistía en *“Proyecto de Agua Potable, Drenaje, Vialidad Interna y Obras de Tratamiento y Disposición de Efluentes Cloacales” para el Loteo “Cooperativa de Energía Eléctrica y Otros Servicios Públicos Las Varillas Limitada”*

1.2 PRESENTACIÓN

La Ciudad de Las Varillas se encuentra inmersa, en estos últimos años, en un proceso creciente de urbanización.

Su actividad por excelencia es la agrícola-ganadera con un fuerte desarrollo en la industria del agro. Estas actividades se han visto beneficiadas en esta última década, logrando un gran desarrollo económico en la región, potenciado además por la ubicación estratégica dentro del corredor bi-océnico del MERCOSUR y su cercanía con la Ciudad de Córdoba.

Con el crecimiento económico de la región y con las políticas municipales de impulsar a la ciudad como polo de la región, tales como la creación de un parque industrial y la Universidad Siglo 21, la demanda inmobiliaria creció, dando lugar a un gran desarrollo de la industria de la Construcción en la Ciudad.

1.3 PLANTEO DEL PROBLEMA

El no cumplimiento de un Plan de Ordenamiento Urbano genera un fraccionamiento inadecuado del suelo, fomentando las pseudo-urbanizaciones que carecen de servicios básicos o los tienen pero son ineficientes, tales como agua potable o el tratamiento de los desechos cloacales, que generan un problema de higiene y sanidad. Por otro lado, la construcción de calles y la proporción cada vez menor de espacios verdes en relación con las zonas edificadas traen como consecuencia un aumento notable de los escurrimientos pluviales con altos y frecuentes caudales picos que pueden generar daños a la población.

Un claro ejemplo de esto es el Loteo “Cooperativa de Energía Eléctrica y Otros Servicios Públicos Las Varillas Limitada”, el cual se realizó sin los estudios necesarios y sin respetar el Plan de Ordenamiento Urbano.

Debido a lo anteriormente expuesto es que se hace necesario proyectar y verificar los servicios básicos tales como agua potable y desechos cloacales y, además, proyectar el sistema de manejo y regulación de los excedentes pluviales generados por la futura urbanización del Loteo.

1.4 OBJETIVOS Y ALCANCES

Los objetivos del presente trabajo pueden dividirse en dos grupos, por un lado los objetivos técnicos, con los cuales deberá sin duda cumplir el proyecto, y por el otro, los objetivos planteados a nivel personal.

1.4.1 Objetivos Técnicos

El objetivo general planteado para este trabajo es el Estudio, Modelación Hidrológica e Hidráulica y Proyecto de obras necesarias de Drenaje; Estudio y Proyecto de Vialidad Urbana Interna; Estudio, Modelación y Verificación de la Red de Agua Potable. Proyecto de Obras de Tratamiento y Disposición de Efluentes Cloacales en Subsuelo y Proyecto de la Red Colectora de Líquidos Cloacales para el Loteo “Cooperativa de Energía Eléctrica y Otros Servicios Públicos de Las Varillas Limitada”.

De esta manera es posible resumir en cuatro grandes objetivos:

- El primero, pretende desarrollar las propuestas necesarias que lleven a una correcta situación de escurrimiento pluvial. Para ello, se expone un panorama de la situación actual en cuanto al manejo de los excedentes pluviales en el sector de

análisis, en un contexto de macro y de micro drenaje, además, se reconoce cada componente físico del área en estudio, se evalúan los caudales máximos en la Situación Actual y para la Situación Futura, para luego, a partir de éstos, diseñar las obras necesarias de drenaje.

- El segundo, busca realizar un correcto dimensionamiento de la Red Vial Urbana, asegurando el transporte de excedentes pluviales hacia las obras de drenaje. Para ello, se plantean nuevos perfiles con los correspondientes cordones cunetas y badenes necesarios.
- El tercero, trata de verificar la Red de Agua Potable existente a fin de constatar el correcto funcionamiento hidráulico. Para ello, se modela la red existente en el software EPANET con la presión dada por el municipio. Además se analizan todos los componentes que hacen al seguro funcionamiento de la Red.
- El cuarto, pretende proyectar las Obras de Tratamiento y Disposición de Efluentes Cloacales en Subsuelo. Además se dimensiona la Red Colectora Cloacal, a fin de dejar el proyecto planteado a futuro.

1.4.2 Objetivos Personales

El objetivo planteado a nivel personal, se resume en aplicar, integrar e incrementar los conocimientos adquiridos en cada una de las materias a lo largo de la carrera, investigar, conocer, aprender y aplicar herramientas a un problema real y concreto de ingeniería.

1.5 METODOLOGÍA

Previo a definir las acciones a llevar a cabo en el Proyecto, se deberá tener un panorama claro de la Situación Actual de la zona en estudio. Esto permitirá definir las estrategias sobre las cuales trabajar con el objeto de avanzar en el desarrollo de las obras y en la implementación de las medidas que brinden una solución integral a la problemática planteada.

En base a lo dicho anteriormente se propone la siguiente metodología de trabajo:

1.5.1 Etapa Preliminar.

- Recopilación de antecedentes: obras ejecutadas, proyectos y anteproyectos realizados o en desarrollo, planes de obras y de estudios, medidas no estructurales (normativas, regulaciones, etc.).

- Inspección de campo: recorridos de campo para la verificación de los aspectos más destacados de los sistemas antes mencionados.
- Sistematización de la información: chequeo de los antecedentes recopilados, elaboración de una planimetría general en donde se vuelquen los datos obtenidos.
- Diagnóstico: análisis y evaluación de los antecedentes, elaboración del diagnóstico, destacando los puntos y aspectos más importantes.

1.5.2 Proyecto de Obras de Drenaje

1.5.2.1 Estudio Hidrológico.

- Caracterización Hidrogeomorfológica de las Cuencas de Aporte Hídrico
 - Definición de la red de escurrimientos
 - Áreas deprimidas anegadas
 - Delimitación de las subcuencas
 - Tipo de suelos y cobertura vegetal
 - Uso del suelo y grado de urbanización en las áreas con asentamiento poblacional
 - Infraestructura actual relacionada con los escurrimientos
- Determinación de la Tormenta de Diseño
 - Periodo de retorno
 - Duración
 - Lámina total
 - Distribución temporal
 - Distribución espacial
 - Lluvia neta o efectiva
- Transformación Lluvia – Caudal y Propagación de Caudales
 - Hidrogramas
 - Caudales picos para los distintos períodos de recurrencia
 - Niveles de escurrimiento para los distintos períodos de recurrencia

1.5.2.2 Obras de Drenaje

- Evaluación del Sistema Propuesto
 - Estructuras de escurrimiento (Calles)
- Obras Propuestas
 - Cordón cuneta
 - Badenes

1.5.3 Proyecto Vialidad Interna

- Anteproyecto
 - Propuesta de Perfil Tipo geométrico
 - Trazado de alternativas Planialtimétricas
 - Análisis y elección de alternativas
- Proyecto Ejecutivo
 - Elección de perfil Tipo geométrico y estructural
 - Trazado de Planialtimetría definitiva
 - Diseño de intersecciones (Bocacalles)
 - Cordón cuneta

1.5.4 Proyecto de Red de Agua Potable.

- Evaluación del Sistema Existente.
 - Cálculo de la Población
 - Cálculo del Caudal de Diseño.
 - Modelación con EPANET.
- Proyecto Ejecutivo.
 - Adecuación de la Red de Agua Potable

1.5.5 Proyecto de Obras de Tratamiento y Disposición de Efluentes Cloacales en Subsuelo y Proyecto de la Red Colectora de Líquidos Cloacales.

- Tratamiento y Disposición de Efluentes Cloacales en Subsuelo.
 - Cálculo de Cámara Séptica
 - Cálculo de Zanja de Absorción
- Red Colectora de Líquidos Cloacales
 - Trazado de la Red Cloacal
 - Cálculo de Caudales
 - Verificación de la Red Cloacal

1.5.6 Elaboración de Documentación del Proyecto Ejecutivo.

- Memoria Descriptiva
- Memoria de Ingeniería
- Computo Métrico
- Pliego de Especificaciones Técnicas
- Planos
 - Planimetría de Ubicación
 - Planimetría General
 - Planimetría de Drenaje

- Planos Tipo y de Detalles de las Obras Proyectadas
- Planialtimetrías de Calles
- Perfiles Tipo de Calles
- Calzada Acotada
- Red de Agua Potable
- Detalle de Nudos
- Cámara Séptica y Zanjas de Absorción
- Red Colectora de Líquidos Cloacales

2 CAPÍTULO 2: ETAPA PRELIMINAR

Para la ejecución del presente informe se consultó con bibliografía técnica vinculada a la temática en análisis, estudios de diversos tipos realizados en la zona de influencia, además de la documentación específica.

En primer lugar se recopilaron antecedentes cartográficos disponibles a distintas escalas, y antecedentes bibliográficos, publicaciones, imágenes satelitales, fotografías aéreas del área involucrada, etc.

Todos estos antecedentes fueron clasificados, procesados y analizados a los fines de definir una base de datos para el área contemplando información geológica, geomorfológica, de suelos, hidrológica e hidráulica disponible. Toda la información recopilada fue analizada y procesada a los efectos de componer un cuadro de la situación, constatada luego con el relevamiento de campaña. Con la información procesada se confeccionaron cartas de cuencas y subcuencas, escurrimientos principales, infraestructuras, construcciones, etc. para ser verificadas en el campo.

2.1 TAREAS REALIZADAS EN CAMPAÑA

Con los datos previamente elaborados a partir de la información disponible, en campaña se realizaron las siguientes tareas:

- Se recorrió el área de análisis para tomar contacto con la problemática in-situ.
- Se constataron las obras y servicios según Plano de Mensura.
- Se reconocieron y verificaron las principales líneas de escurrimiento hídrico.
- Se relevaron obras viales como rutas, calles y caminos.
- Se relevaron las obras hidráulicas en el área en estudio.
- Se obtuvieron fotografías de lugares considerados relevantes.

2.2 TAREAS REALIZADAS EN GABINETE

Con la información procesada y la relevada en campaña fueron realizadas las siguientes tareas en gabinete.

- Se analizó la información bibliográfica antecedente disponible y con la misma se elaboraron diagnósticos preliminares.

- Se interpretaron las fotografías aéreas e imágenes satelitales disponibles para diferentes fechas.
- Se confeccionó la planimetría correspondiente, con la integración de los siguientes aspectos:
 - Red de drenaje.
 - Cuencas hídricas.
 - Uso del suelo
 - Obras Actuales y futuras
 - Red de Agua Potable.
 - Red Colectora de Desechos Cloacales.
- Se adoptaron valores para los diferentes parámetros y variables intervinientes en los diferentes proyectos realizados.
- Se interpretó la información obtenida de la aplicación de los diversos Modelos y de las recorridas a campo.
- Se elaboraron informes parciales de cada aspecto involucrado en el Estudio.
- Se elaboró el presente estudio.

3 CAPÍTULO 3: LOTEO “COOPERATIVA DE ENERGÍA ELÉCTRICA Y OTROS SERVICIOS PÚBLICOS DE LAS VARILLAS LIMITADA”

3.1 UBICACIÓN

El área en estudio se encuentra ubicada en el Departamento San Justo, en la Provincia de Córdoba.

El loteo “Cooperativa de Energía Eléctrica y Otros Servicios Públicos de Las Varillas Limitada”, se emplazará en la zona urbana de la localidad de Las Varillas, aproximadamente 173 Km al este de la Ciudad de Córdoba, sobre la Ruta Nacional N° 158, a metros del cruce con la Ruta Provincial N° 13.

En la Figura 3-1, se puede observar la ubicación relativa del loteo bajo estudio, el que se encuentra en el sector Noreste de la localidad.

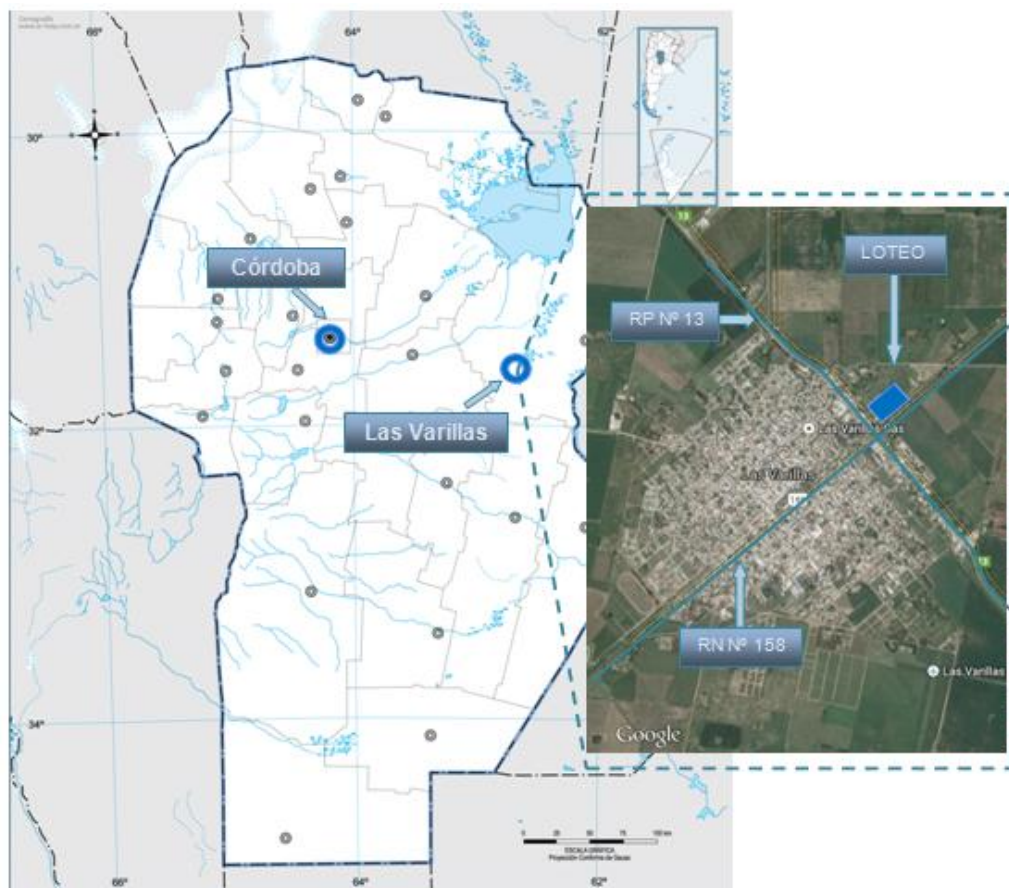


Figura 3-1. Ubicación del área en estudio sobre plano de la Provincia de Córdoba.

3.2 ACCESIBILIDAD

La Ciudad de Las Varillas se ubica al Este de la provincia de Córdoba y ésta en el centro del país, esta ubicación estratégica favorece la existencia de numerosas rutas, ferrocarriles y caminos que permiten su vinculación con el resto del territorio nacional.

El área en estudio cuenta con una vía principal de acceso directo desde la Ciudad de Las Varas. Esta vía es la Ruta Nacional N° 158, que une San Francisco con Río Cuarto pasando por Las Varillas. Este camino forma parte del corredor bi-oceánico Argentina-Chile, definido por el IIRSA (Iniciativa para la Integración de la Infraestructura Regional de Sur América) como uno de los tres ejes de integración. El loteo se encuentra próximo al cruce con la Ruta Provincial N° 13 que comunica la capital provincial con Villa del Rosario y Las Varillas entre otras ciudades.

Toda esta red de caminos permite comunicar las localidades más importantes de la región generando una dinámica cotidiana en toda esta zona de la provincia de Córdoba.

En la Figura 3-2 se observan las distintas vías mencionadas anteriormente que conforman la red principal de accesos al área donde se emplazará el loteo.



Figura 3-2. Accesibilidad al Loteo y a la ciudad de Las Varillas

3.3 GENERALIDADES

El Loteo “Cooperativa de Energía Eléctrica y Otros Servicios Públicos de Las Varillas Limitada” es un emprendimiento desarrollista, destinado en su totalidad a la construcción de viviendas unifamiliares.

Comprende tres manzanas de forma rectangular y regular, y otros cinco conjunto de parcelas de dimensiones variables, en la cuales se ejecutarán 106 lotes.

El fraccionamiento presenta unas dimensiones de 250 m de ancho, 176 m de largo y una superficie aproximada de 4,4 Has, de las cuales 1,6 Has se destinan a Vialidad Interior. La superficie promedio de cada uno de los lotes es del orden de los 285 m².

El Plano del Loteo presenta la disposición mostrada en la Figura 3-3, donde se puede observar representado en color azul el espacio destinado al uso residencial y en magenta el espacio destinado a vialidad interna.

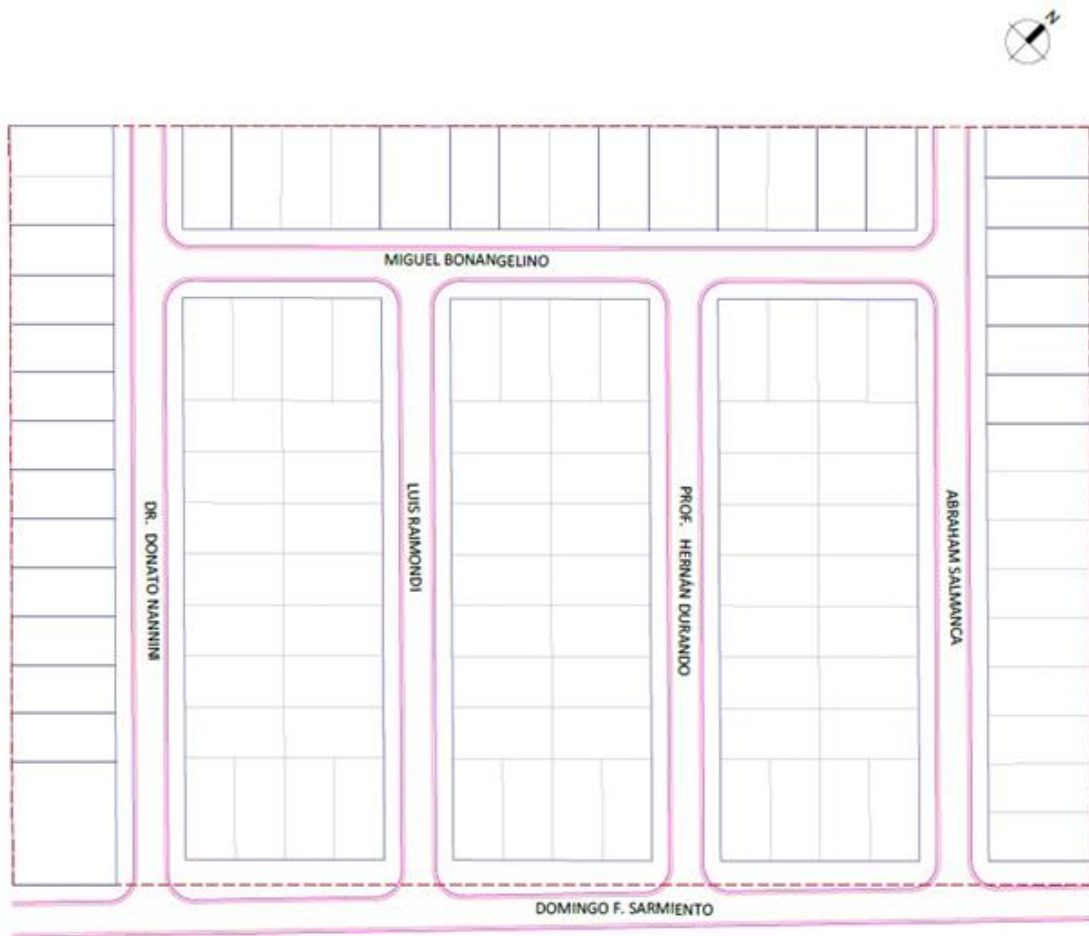


Figura 3-3. Máster Plan original del Loteo

Como vemos no se cuenta con espacios verdes destinados a la regulación de los excedentes hídricos. Esto presenta una complicación a la hora de diseñar el proyecto de drenaje.

4 CAPÍTULO 4: PROYECTO DE DRENAJE

4.1 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

4.1.1 Medio Natural

4.1.1.1 Geomorfología e Hidrología.

La provincia de Córdoba se divide en 22 ambientes geomorfológicos que definen aspectos geomórficos, estructurales y de vegetación bien marcados (Los Suelos, ACASE – INTA, 2003). En la Figura 4-1 se muestra el mapa con la distribución de estos ambientes, cada uno de los cuales ha sido identificado con una letra.

De acuerdo a este antecedente, el área en la cual se emplazará el Loteo, corresponde al Ambiente Geomorfológico E, denominado “Pampa Loésica Plana”.

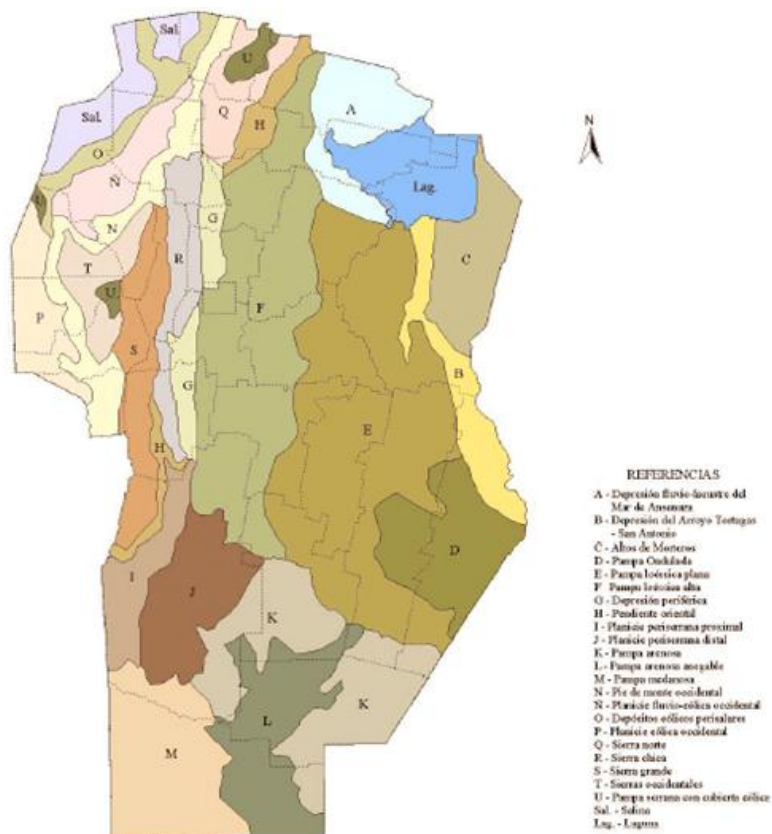


Figura 4-1. Mapa geomorfológico de la Provincia de Córdoba.

Fuente: Los Suelos, ACASE-INTA. 2003.

Las características de este Ambiente Geomorfológico son:

Constituye la parte central de la llanura cordobesa, cuyos límites, tanto hacia el Oeste (Pampa Loéssica Alta), como hacia el Este (Depresión del Tortugas San Antonio), tienen un origen tectónico y son el resultado de fallas y ascensos diferenciales de bloques del basamento profundo. Los materiales son predominantemente de naturaleza eólica (loésicos) aunque en partes re trabajados por agua, a los que se asocian materiales pelíticos en las áreas deprimidas y areno-gravosos en las fajas fluviales. El relieve es marcadamente plano, con pendientes regionales hacia el Este, que no superan el 0,5% de gradiente. Dentro de este paisaje se destacan, los derrames de los ríos Suquía, Xanaes y Ctalamochita, cuyas actividades han generado formas de naturaleza fluviales, re trabajando los depósitos eólicos originales (paleo cauces, albardones, planicies de inundación, derrames fluviales en lóbulos) y modificando la homogeneidad de los materiales, que varían desde arenosos en paleo cauces a limosos en las planicies de inundación. La capa freática por su parte, fluctúa entre 2m y 6m y puede llegar a afectar a los sueños de los sectores más bajos.

El río Suquía en su tramo medio e inferior, mantiene un curso de rumbo Noreste surcando la planicie con un lecho angosto, meandriforme, limitado por barrancas de baja altura y un caudal que disminuye progresivamente hasta desembocar en la Laguna del Plata, en el sistema de Mar Ansenúza.

El río Xanaes, por su parte, ingresa a la Pampa Loéssica Plana con un cauce divagante, de barrancas bajas, que disminuyen de altura a medida que avanza con rumbo Noreste hacia la depresión del Mar de Ansenúza. Desde Concepción del Tío y como consecuencia de la gran permeabilidad de los sedimentos y la pequeña pendiente, su curso se ramifica en varios brazos, entre los cuales el de la Cañada de Plijunta le permite alcanzar su nivel de base. Esta cañada ha sido rectificadas por las obras de saneamiento realizadas, lo que le ha permitido colectar casi todas las aguas del sector meridional del Mar de Ansenúza.

El río Ctalamochita se estrecha al ingresar en esta región y su cauce queda encajonado entre barrancas de 5 a 10 metros de altura entre las ciudades de Villa María y Bell Ville. Posteriormente la aparición de tosca en el lecho ha permitido la formación de saltos y rápidos. A partir de la citada ciudad de Bell Ville, el río describe una inflexión hacia el Sudeste.

El río Chocancharagua, por su parte, cruza esta región de Oeste a Este manteniendo su rumbo y las características de su cauce.

4.1.1.2 Clima

- Régimen Térmico

Las características del régimen térmico de la provincia de Córdoba están determinadas por las temperaturas del mes más cálido, del mes más frío Figura 4-2 y su amplitud térmica anual. Los valores térmicos del mes de enero, que representa aquí a las temperaturas estivales, se distribuyen en la provincia en un rango que oscila entre los 23.5°C en el sur provincial hasta valores superiores a los 26°C en el extremo Norte. Las temperaturas del mes de julio, que representa a la estación invernal, evidencian un rango de valores que van desde los 8°C en el Sur hasta los 11,5°C en el Norte. La amplitud anual de la temperatura representa la variación de los meses extremos y el rango o amplitud térmica anual no supera los 16°C en toda la provincia.

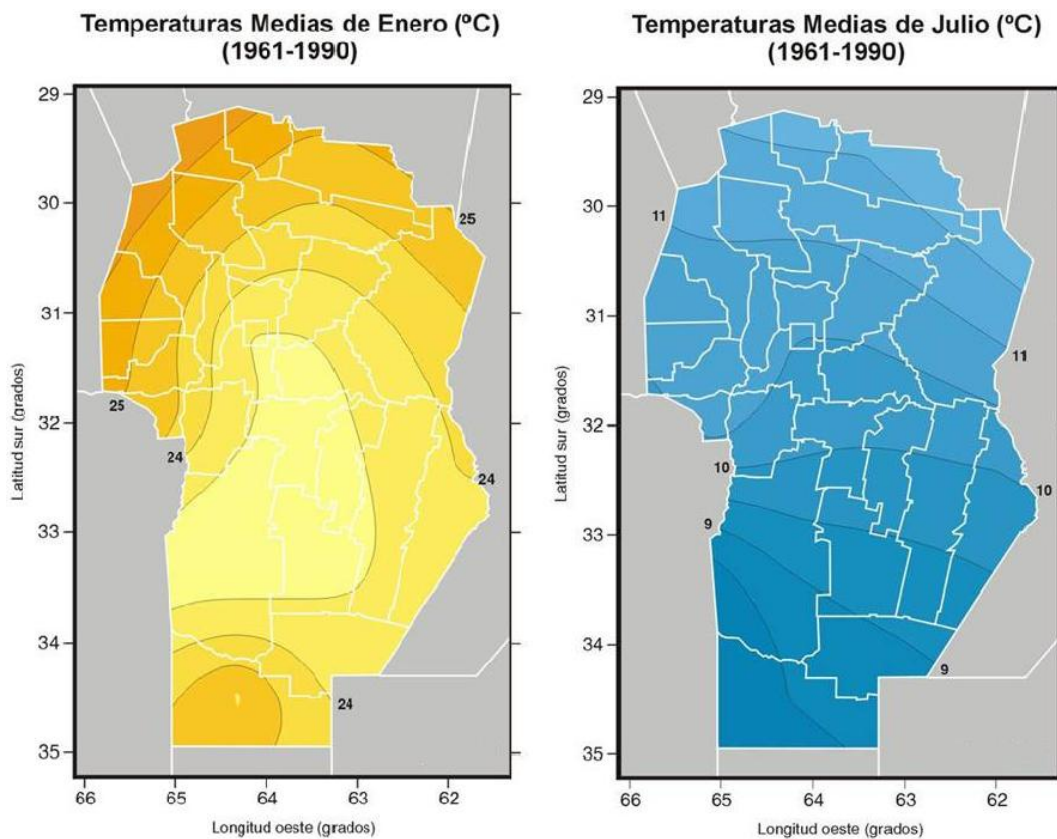


Figura 4-2. Temperaturas medias en Enero y Julio para Prov. de Córdoba.

Tomando como referencia algunas localidades próximas al área de estudio, el Libro Los Suelos (2003) define un clima templado para la región, debido a que la

temperatura estival, representada por el valor térmico de enero es de 24,0 °C y la temperatura invernal posee un valor de 10, °C, con una amplitud anual de 14,0°C.

En la Figura 4-3 se presentan las temperaturas y las precipitaciones medias mensuales.

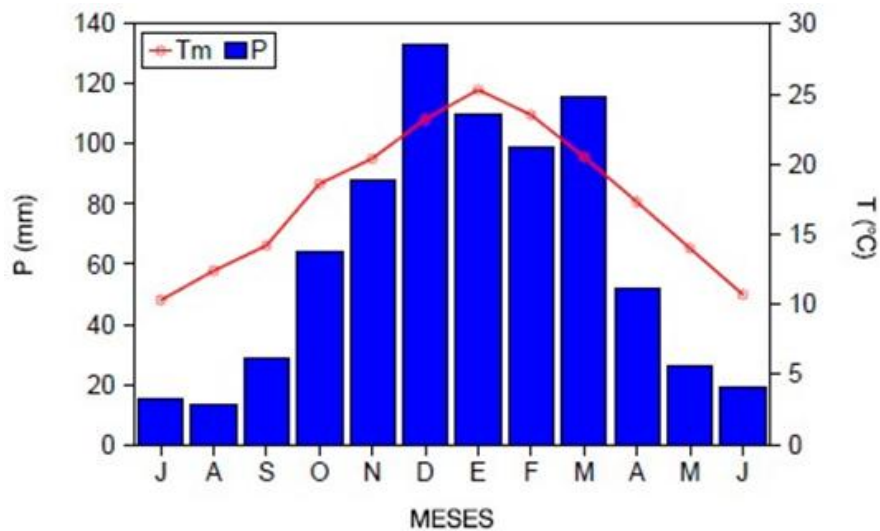


Figura 4-3. Temperaturas y Precipitaciones medias mensuales.

La acumulación de grados-días, como expresión de las disponibilidades calóricas para el crecimiento vegetal alcanza a 2760 grados-días. Las heladas ocurren todos los años con fecha media de ocurrencia el 29 de Mayo, para las primeras heladas y el 4 de Septiembre para las últimas heladas. El período medio libre de heladas es de 267 días.

- Régimen Hídrico.

La Figura 4-4 presenta el balance hídrico climático. Cabe destacar las variaciones estacionales de la precipitación, la evapotranspiración potencial y real demarcándose períodos de déficit prácticamente todo el año excepto en marzo. Los porcentajes de distribución estacional de las precipitaciones son los siguientes: Verano (DEF): 45%, Otoño (MAM): 25%, Invierno (JJA): 6% y Primavera (SON): 24%. Esta distribución pluviométrica es característica de un régimen monzónico.

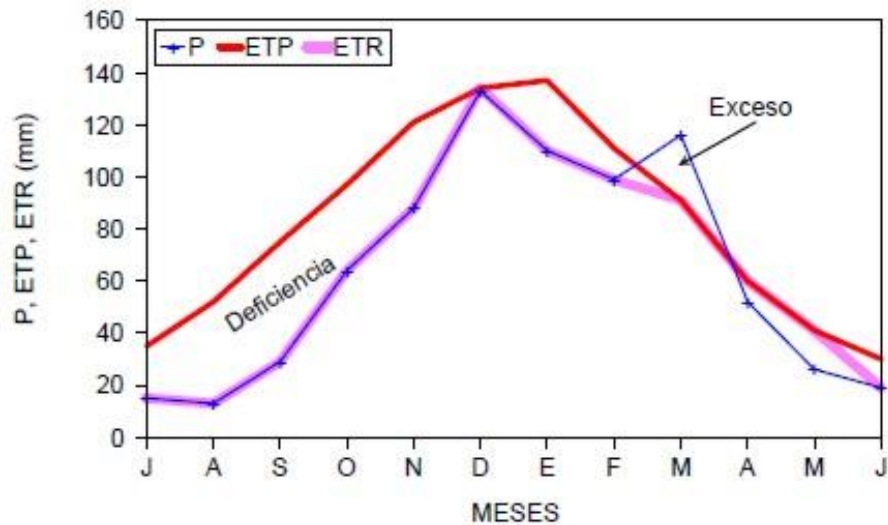


Figura 4-4. Balance hídrico climático.

4.1.1.3 Suelos

La naturaleza general de los suelos está determinada principalmente por el clima, estableciéndose diferencias de tipo en función del relieve y de los materiales parentales. Los suelos de las lomadas de drenaje libre o interfluvios, suelos en equilibrio con las condiciones climáticas imperantes, corresponden a los de una llanura Loésica sub húmeda a semi árida con temperaturas templadas a cálidas y precipitaciones que, aunque de carácter errático, ocurren generalmente en la estación de crecimiento de los cultivos. Los más difundidos son Haplustoles típicos y énticos (32% de la región), caracterizados por la ausencia o el desarrollo apenas incipiente de horizontes claramente diferenciados y bien desarrollados, aparte de un horizonte superficial oscuro, bien estructurado y moderadamente rico en materia orgánica. Hacia el Este de la región y en áreas más planas o en posiciones que han permitido una mayor penetración del agua a través del perfil, Favoreciendo la eluviación de arcilla y la formación de panes subsuperficiales aparecen los Arguistoles údicos (11%) y los Haplustoles údicos (16%) que representan una gradación hacia las condiciones climáticas más húmedas de la Pampa Ondulada o de la vecina Provincia de Santa Fe. En los bajos, depresiones cerradas y vías de avenamiento, los suelos son Fragiacualfes y Natracualfes, ambos evolucionados en condiciones reductoras de intenso hidromorfismo, lavado y desarrollado un horizonte densificado e irreversiblemente cementado entre los 50 centímetros y 100 centímetros de profundidad y en el caso de los segundos se ha enriquecido en sodio el complejo de cambio.

Todos estos suelos se han desarrollado a partir de sedimentos eólicos muy ricos en limos y de una gran uniformidad, pero los ríos Suquía, Xanaes y Ctalamochita, que aguas arriba discurren por cauces bien definidos, a determinada altura comienzan a divagar por la llanura, efectuando continuos cambios de cauce y generando depósitos típicos de "derrame", con intercalaciones de materiales gruesos y re trabajo en los limos originales. Este cambio de materiales se refleja no sólo en las formas del paisaje, sino en la naturaleza de los suelos, que pasan a integrar complejos indiferenciados con una alta variabilidad espacial y un intrincado patrón de asociación, que le imprimen características distintivas a determinados sectores de la región.

Las tierras de la región presentan una larga historia de uso agrícola, con creciente importancia de sistemas de producción agrícola puros los que desencadenan procesos de erosión hídrica. Esta situación se agrava por la coincidencia de las épocas de laboreo con los picos de erosividad de la lluvia. Las cuencas son extensas, poco definidas, como corresponde a estas llanuras, por lo que eventualmente los caminos funcionan como colectores de escurrimientos hídricos, causando serios problemas de transitabilidad y generando riesgos de aluviones en muchas localidades.

4.1.2 Impactos de cambios en los usos del suelo

El área en estudio vio modificado el uso del suelo a lo largo de los años, lo cual afecto en forma directa la magnitud de los volúmenes y caudales que escurrían superficialmente.

En un primer momento el cambio en el uso del suelo se dio de monte autóctono a un suelo utilizado con fines agrícola-ganadero. En los últimos tiempos, dicho cambio alcanzo la urbanización de los suelos.

A continuación se explica la influencia de dichos cambios en los escurrimientos.

4.1.2.1 Impacto de prácticas agrícolas.

Las distintas prácticas agrícolas impactan sobre el ciclo del agua. Si bien de esas prácticas algunas resultan más importantes que otras en cuanto a la generación de escurrimientos, en mayor o menor medida tienen efectos como:

- la reducción de la infiltración del suelo,
- la aceleración de los escurrimientos,
- la erosión y consecuente deposición en otras áreas,

- la contaminación de los medios receptores.

Los dos primeros tienen una influencia significativa sobre el aumento de la frecuencia de las inundaciones en sectores bajos de las cuencas. Dichas inundaciones son las responsables de la deposición de suelo que pertenece a otros sectores y que llega hasta allí debido a la erosión.

Asociado a los diferentes estados por los que atraviesa el suelo para ser utilizado con fines agrícolas-ganaderos, se encuentran los diferentes volúmenes de escurrimiento que como consecuencia se generan. Así es que no son iguales los excesos que se producen en una cuenca cuya cobertura vegetal es la autóctona, con montes y pastizales, a la que se encuentra cuando el uso que se hace es agrícola-ganadero, y dentro de este último las diferentes prácticas, es decir, empobrecidas las pasturas y dificultada su regeneración, el suelo pierde capacidad de retención de agua y con ello su mejor protección contra la erosión Figura 4-5.

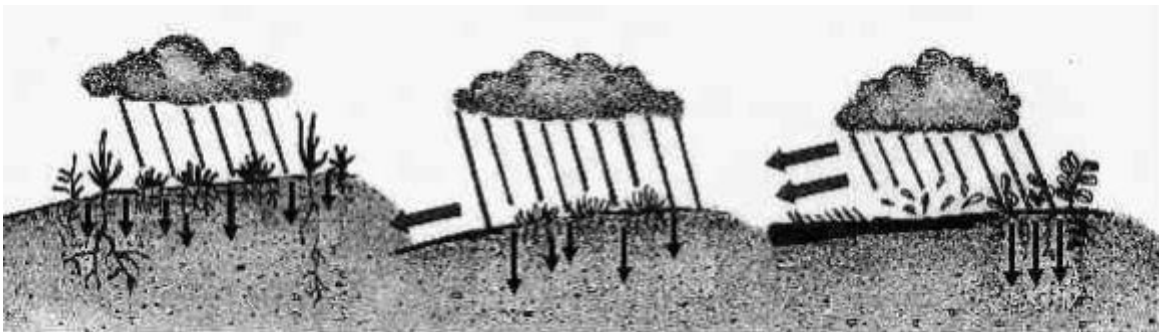


Figura 4-5. Cambio en los escurrimientos por modificación de cobertura.

La Figura 4-6 muestra los hidrogramas de escurrimiento superficial que se producen en un sector rural, dependiendo de la cubierta que tenga el suelo y su uso. Tal es así que se muestra un hidrograma correspondiente a un suelo virgen, con cobertura vegetal autóctona; y un suelo desprotegido, donde prácticamente no hay cubierta vegetal como es el caso de la ganadería intensiva o labranza tradicional. Además, en contraste, se muestra el hidrograma correspondiente a un suelo cuyo destino es el agrícola pero con la utilización de las nuevas tecnologías, labranza cero o siembra directa.

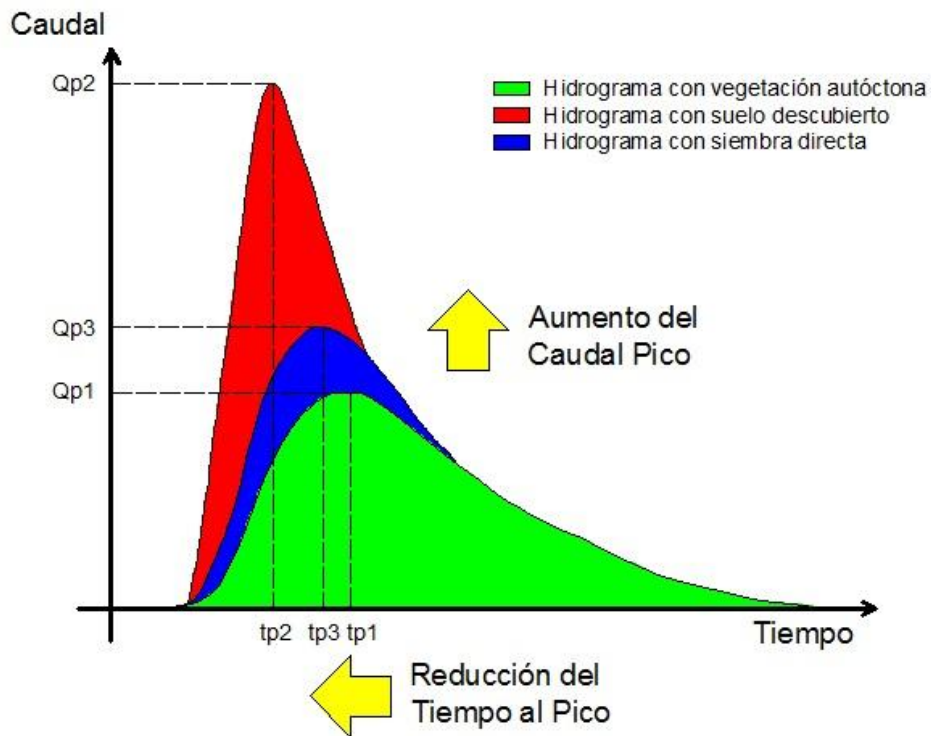


Figura 4-6. Impacto hidrológico de las prácticas agrícolas.

4.1.2.2 Impacto de la urbanización.

La urbanización produce un marcado impacto sobre el ciclo del agua, provocando numerosos efectos. Entre ellos Chocat (1997) destaca cinco:

- la impermeabilización del suelo,
- la aceleración de los escurrimientos,
- la construcción de obstáculos al escurrimiento,
- la "artificialización" de las acequias, arroyos y ríos en áreas urbanas y,
- la contaminación de los medios receptores.

Los tres primeros tienen una influencia significativa sobre el aumento de la frecuencia de las inundaciones en los medios urbanos Figura 4-7.

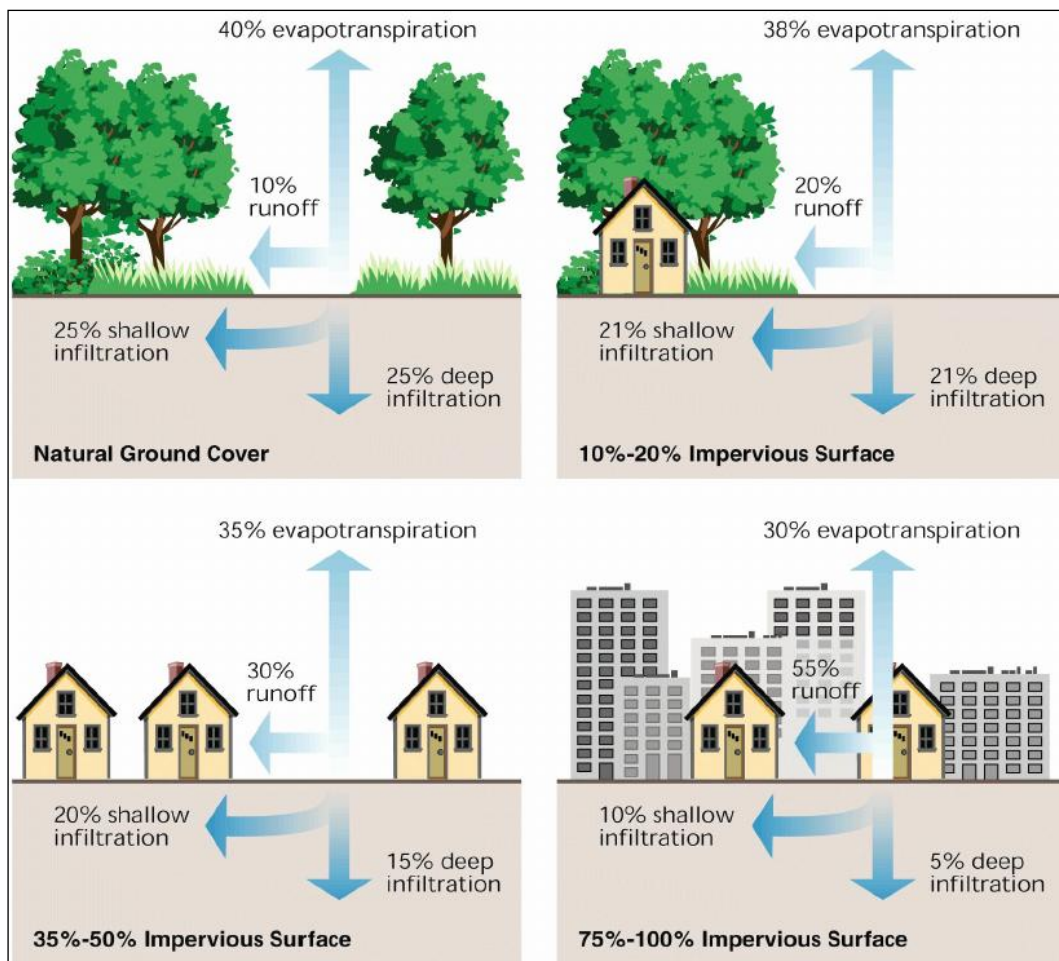


Figura 4-7. Relación entre impermeabilización y escurrimiento superficial.

El desarrollo urbano, la pavimentación y la proporción cada vez menor de espacios verdes en relación con las zonas edificadas traen como consecuencia un aumento notable de los escurrimientos pluviales en las ciudades. El agua que escurre como resultado de la lluvia de determinada intensidad sobre un área en esas condiciones es muy inferior a la que se produce sobre una ciudad densamente urbanizada donde prácticamente el 100% de su superficie es impermeable.

La urbanización en una cuenca tiende a llenar las áreas bajas (las cuales previamente proveían almacenamiento) y a pavimentar áreas permeables (que proveían infiltración). La suma de un sistema de alcantarillado pluvial con cordones y cunetas colecta más escurrimiento y lo dirige a cauces, lagos o humedales. Esta acción produce un gran volumen de escurrimiento con altos y frecuentes caudales picos. Esto se puede observar en la Figura 4-8, donde se muestran los hidrogramas en escenario previo y posterior a la urbanización.

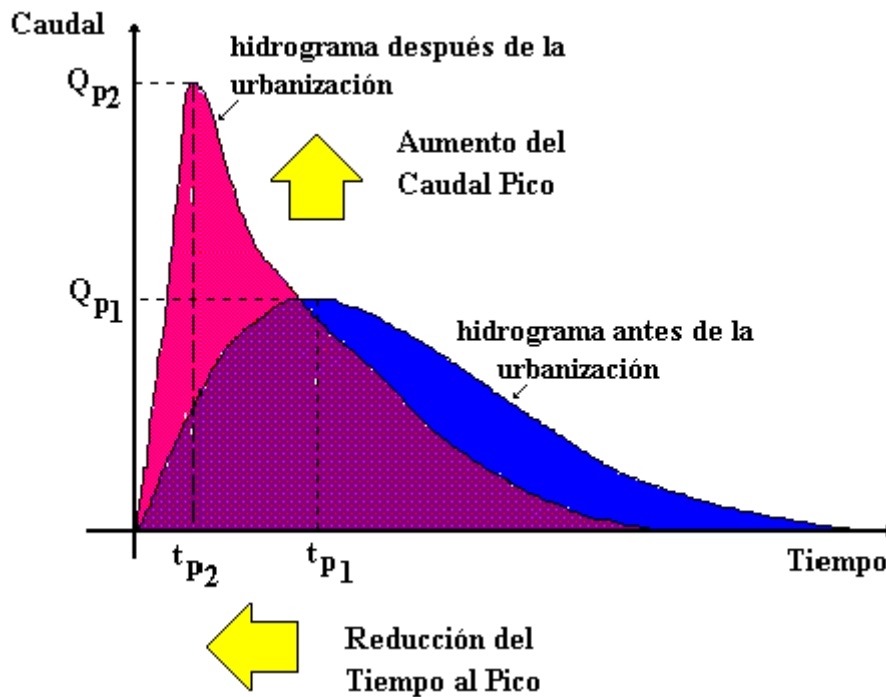


Figura 4-8. Impacto hidrológico de la urbanización (Bertoni, 2004)

UNESCO (1987) ejemplifica a través de algunas situaciones el impacto que la urbanización produce en las áreas urbanizadas:

- Un aumento de la impermeabilidad de 40% produce una disminución del 50% en los tiempos de distribución del escurrimiento y un aumento del 90% del caudal máximo de las crecidas;
- Cuando la densidad poblacional pasa de 0,4 hab/ha a 50 hab/ha los tiempos de distribución de los escurrimientos se reducen a la décima parte y los volúmenes escurridos aumentan diez veces;
- La evapotranspiración se reduce en un 38%;
- El escurrimiento superficial aumenta en un 88%.

Desbordes (1989) cita que a causa de obras derivadas de la urbanización, algunas cuencas francesas han visto su tiempo de respuesta dividido por un factor del orden de 5 a 15 y, en consecuencia, la multiplicación del caudal de punta específico ha sido afectado por un factor variando entre 5 y 50. Tucci (1994) analizó la variación del coeficiente de escurrimiento entre áreas rurales y urbanas, concluyendo que para sectores con urbanización media esta variación puede llegar a valores del orden del 200%.

Otro efecto de la urbanización sobre el ciclo del agua es la reducción de la evapotranspiración debido a la sustitución de la cobertura vegetal. La superficie urbana no retiene agua como esta última y no permite la evapotranspiración de las plantas y del suelo.

4.1.3 Inundaciones urbanas

A continuación se describen algunos conceptos generales, brindados en el Curso sobre Gestión de Inundaciones en Áreas Urbanas (Bertoni, 2004), vinculados a las inundaciones en ambientes urbanos, o bien debido al proceso típico de la expansión y desarrollo de áreas próximas a las grandes metrópolis.

4.1.3.1 Tipos de inundaciones

Aunque las inundaciones urbanas parezcan todas similares, para su análisis es necesario distinguir dos tipos básicos, asociados a procesos que ocurren en forma aislada o integrada. En efecto, en un área urbana pueden ocurrir:

- Inundaciones provocadas por el crecimiento urbano tradicional y/o
- Inundaciones ribereñas

Las inundaciones debido a la urbanización son aquellas en las cuales el aumento de su frecuencia y magnitud se debe fundamentalmente al proceso de ocupación del suelo con superficies impermeables y redes de conducciones de los escurrimientos.

Ocurren en áreas localizadas en proximidades de los sectores más bajos de calles y/o avenidas. Estas inundaciones pueden ser constantes u ocasionales. En el caso de inundaciones constantes la causa básica radica en errores en el proyecto o en la ejecución de pavimentos de calles y avenidas, en la modificación local de la rasante de la calle por la acción de árboles o lomadas, en la ubicación inadecuada o insuficiente de bocas de tormenta o en la falta de análisis de las consecuencias de la concentración excesiva del flujo sobre ramales existentes. También puede ser una causa la falta de capacidad del sistema de drenaje en los conductos de aguas abajo.

Igualmente probables son las obstrucciones debido a residuos, sedimentos u otros elementos, aunque en estos casos las inundaciones no son repetitivas y deberían desaparecer con el mantenimiento del sistema.

En cambio, las inundaciones ribereñas se asocian a la urbanización indebida de áreas inundables aledañas a los cursos de agua. En general estas inundaciones se

asocian a eventos severos, y usualmente, se encuentran vinculadas al sistema de macro drenaje de una cuenca; mientras que el primer tipo de inundación está relacionada al sistema de micro drenaje.

4.1.3.2 Macro y Micro drenaje

De acuerdo a una tendencia cada vez más marcada en la literatura especializada, para la planificación, proyecto y operación de un sistema de drenaje urbano corresponde distinguir dos niveles o subsistemas diferentes: el macro y el micro drenaje Figura 4-9.

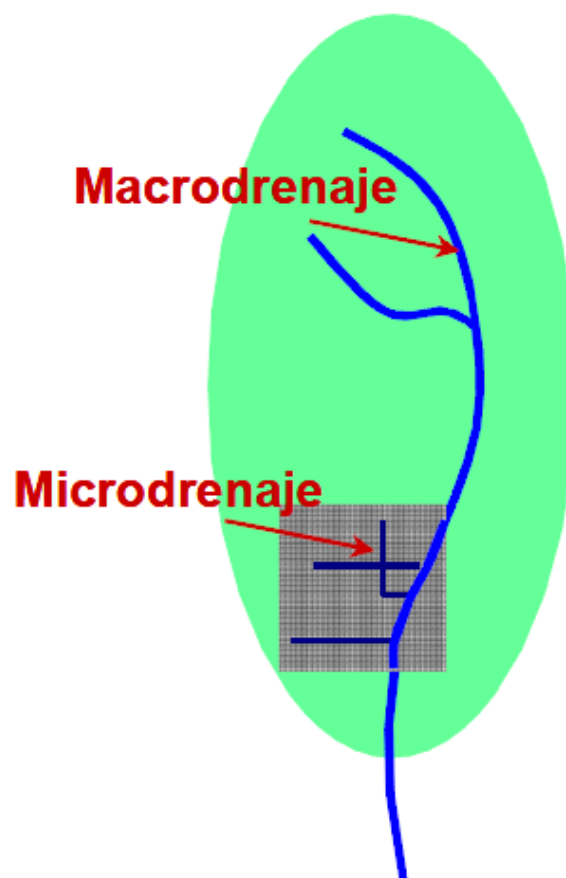


Figura 4-9. Subsistemas asociados al drenaje urbano (Bertoni, 2004).

El subsistema de macro drenaje incluye todos los cursos del escurrimiento definidos por las depresiones topográficas naturales de la cuenca, aun siendo efímeros. Por lo general drena áreas mayores a 5 km², dependiendo del tamaño de la cuenca y relieve de la región. Una característica fundamental de este componente es que siempre existe, aun cuando no se ejecuten obras específicas de drenaje. A los fines del proyecto este subsistema debe ser capaz de eliminar o reducir los daños provocados por lluvias excepcionales, convenientemente entre 25 y 100 años de tiempo de recurrencia.

Por su parte, el subsistema de micro drenaje abarca todas las obras de drenaje realizadas en áreas donde el escurrimiento natural suele no estar bien definido, siendo determinado por la ocupación del suelo. En un área urbana el subsistema de micro drenaje típicamente incluye al trazado de las calles, los sistemas de cordón cuneta y/o alcantarillas, los sumideros o bocas de tormentas y los sistemas de conducción subterránea hasta el macro drenaje. Este subsistema debe estar proyectado para operar sin inconvenientes ante tormentas con períodos de retorno entre 2 y 25 años, dependiendo del tipo de ocupación del sector.

4.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO

El presente estudio hidrológico tiene por objeto definir los escurrimientos producidos en las cuencas a las que pertenece el Loteo. Como se ha dicho anteriormente la urbanización del mismo implica un aumento en la impermeabilización del terreno, lo cual lleva a un incremento de escurrimientos a la salida de la cuenca, por lo tanto, los caudales se determinarán tanto para el estado actual del terreno con algunas construcciones (Situación Actual), como para cuando se consolide la urbanización planificada (Situación Futura), determinando así los incrementos en los caudales entre ambos escenarios.

El principal problema que se plantea es la falta de espacios verdes que tiene el emprendimiento, los cuales no fueron previstos a la hora de realizar el proyecto. Frente a esto, es menester analizar cuánta influencia hacia el entorno tienen los caudales en la Situación Futura planteada y cómo se establecerán las medidas estructurales necesarias para mitigar los efectos de estos excedentes hacia aguas abajo con el objetivo de minimizar las afectaciones a terceros.

4.2.1 Delimitación de las áreas de aporte

En un primer análisis, se identifican en una escala macro regional las cuencas y su red de escurrimiento, en base a las cartas topográficas del I.G.M. a escala 1:50.000 y 1:100.000, imágenes satelitales y curvas de nivel SRTM (Figura 4.10).

A esta escala se destaca el terraplén del FFCC Gral. Belgrano y en forma paralela a la ruta Nacional N°158, cuya dirección es Suroeste-Noreste; además el FFCC Gral. Bartolomé Mitre paralelo con la Ruta Provincial N°13, en forma perpendicular al anterior. También, desde esta última se desprende la Ruta Provincial N°3 a 1.3 km al Norte del cruce de las anteriores. Estas vías de transporte interrumpen las líneas de escurrimiento de las cuencas concentrando los flujos permitiendo el paso mediante alcantarillas.

En el área rural o extraurbana que afecta a la ciudad puede definirse una gran cuenca, la cual se ha subdividido en tres de acuerdo a las características de los bajos en ella. Se las ha denominado como I, II, III y III bis. En tanto, en el área urbana es posible distinguir seis áreas que quedan definidas por la geometría del trazado urbano fundamentalmente; la denominación es A, B, C, D, E, F.

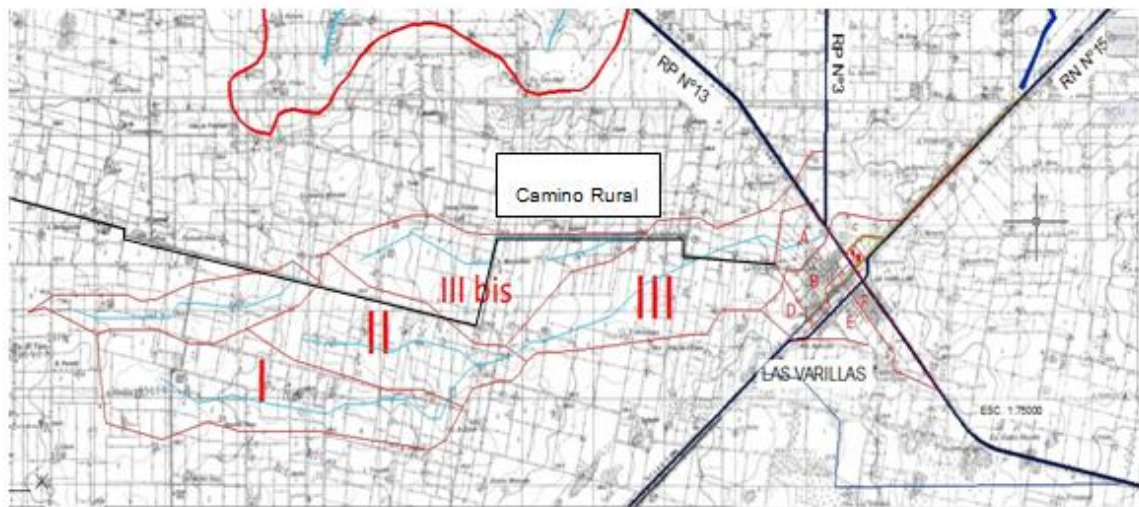


Figura 4-10. Cuencas Rurales y Urbanas sobre IGM.

La cuenca III bis, no pertenece al sistema de cuencas I, II y III, pero dada la existencia de un camino rural que lleva a la localidad de Carrilobo, los escurrimientos son interceptados por este para conducirlos luego a Las Varillas.

Los flujos provenientes del camino rural, son interceptados por un canal aledaño a otro camino (camino Norte) que los orienta al Norte hasta la cuneta de la RP N°13, desde donde se reorientan al Sureste para atravesar mediante una alcantarilla (denominada *Alc. Norte*) dicha ruta. Posteriormente se continua en un canal hasta la RP N°3 donde nuevamente otra alcantarilla permite que los excesos continúen.

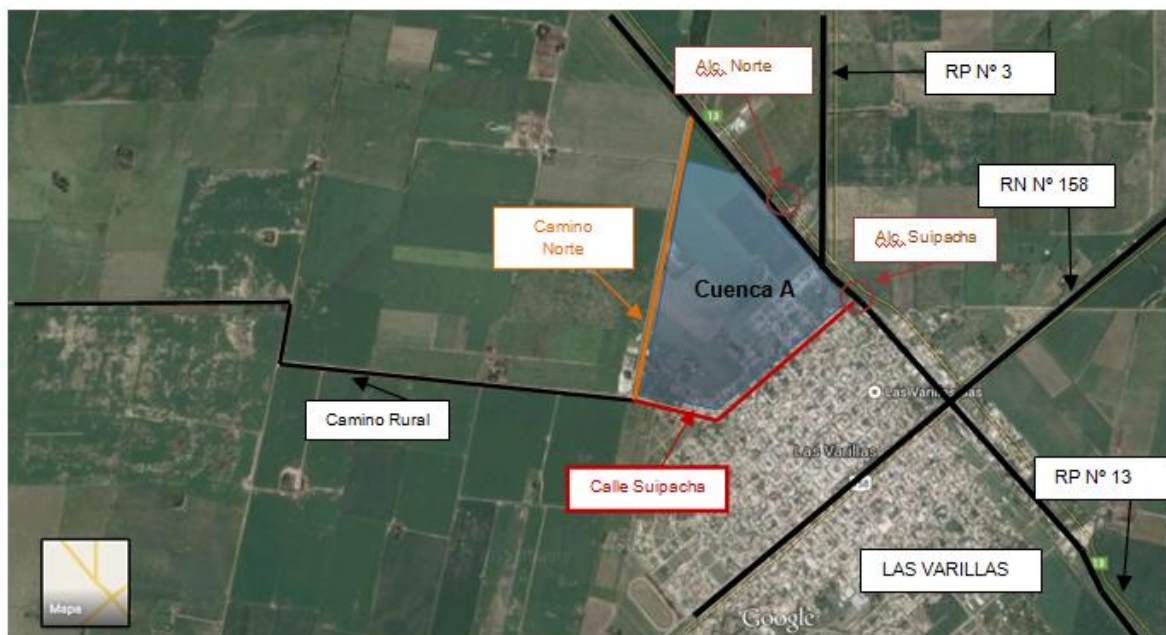


Figura 4-11. Análisis de la Cuenca A.

Otra parte de los flujos, y en general para lluvias más importantes, el sistema anterior se ve superado con lo que los flujos ingresan a la ciudad por la calle que continua el camino rural, llegando hasta la calle Suipacha que los dirige hacia la RPN^o13; donde mediante otra alcantarilla (*denominada Alc. Suipacha*) la atraviesan. Esta última alcantarilla provee paso también a los excesos generados por la cuenca A. Superada esta, un canal emplazado en la cuneta Este de la ruta los deriva hacia el Norte, luego por la cuneta de la RP N^o3 para encontrarse con los excesos anteriores. A partir de allí siguen al Norte donde se encuentran un bajo natural, que surca la zona rural.



Canal paralelo al camino Norte



Alcantarilla Norte



Canal paralelo a la ruta 13



Alcantarilla Suipacha

Figura 4-12. Cuenca A

En cuanto a la ciudad, la misma cuenta con un sistema de canales que permiten expulsar los excesos generados en la mancha urbana. La cuenca B comprende la zona central de la ciudad, sus excedentes se dirigen hacia el canal central (emplaza de forma longitudinal sobre el predio del FFCC Gral. Belgrano, inicia revestido en hormigón en una rotonda aleadaña a la Plaza del Fundador. El mismo cruza la RP N^o13, pasa en frente del Loteo y se dirige hacia el Noreste paralelo a la Ruta Nacional N^o 158, hasta desembocar también en un bajo natural a aproximadamente 6 km. En el sector Noreste de la cuenca

los flujos llegan a la cuneta de la ruta N°13 y se distribuye en 2 alcantarillas que la cruzan (Calles Cura Brochero y Güemes) para ingresar en la cuenca C, en la cual se encuentra emplazado el Loteo. Los excesos se conectan luego al Canal Central, mediante un canal secundario que atraviesa la cuenca anteriormente mencionada.



Figura 4-13. Análisis Cuenca B.



Inicio Canal Central



Alcantarilla Cura Brochero



Alcantarilla Güemes



Cruce Canal Central - RP N° 13

Figura 4-14. Cuenca B.

La cuenca D comprende el sector suroeste de la ciudad, hasta Av. De Los Inmigrantes. Incluyendo Barrios Silvio Palmero, Juan XXIII, 2 de Abril y el conocido como Barrio de La Cooperativa. Su límite inferior es el Club Hípico. De acuerdo a lo observado en campo, la misma cuenta con una muy baja pendiente, y sus excedentes pluviales son descargados en el ex predio del ferrocarril donde una depresión los deriva al Sureste. Figura 4-15.



Figura 4-15. Análisis de la Cuenca D.

Por otro lado, las cuencas E y F, tienen sus excesos hacia el Sur y Sureste respectivamente. Figura 4-16.

En el caso de la cuenca E, comprende la zona del desvío de camiones de Ruta Nacional Nº 158, Aeroclub Las Varillas y nuevos loteos, además de los barrios ubicados en el Centro-Sur de la ciudad (al sur del canal central). Los excedentes hídricos generados aquí se dirigen hacia el canal que inicia en las calles Colón e Independencia, revestido en hormigón, saliendo del sector Sur pasando junta al Aeroclub y depositarlos finalmente en el área rural que los lleva al canal Florentino. Figura 4-17.

Por su parte la cuenca F comprende el sector aledaño a la Ruta Provincial Nº 13 aguas abajo del cruce del canal central, incluyendo el Barrio Central Argentino, el Paseo del Ferroviario y la Terminal de Ómnibus. Descarga hacia un canal excavado que comienza en calle Las Heras y luego cruza hacia Lavalle, para salir de la ciudad paralelo a la R.P. Nº13 en dirección Sureste y posteriormente cruzar la misma por una alcantarilla (denominada Alc. Sur).

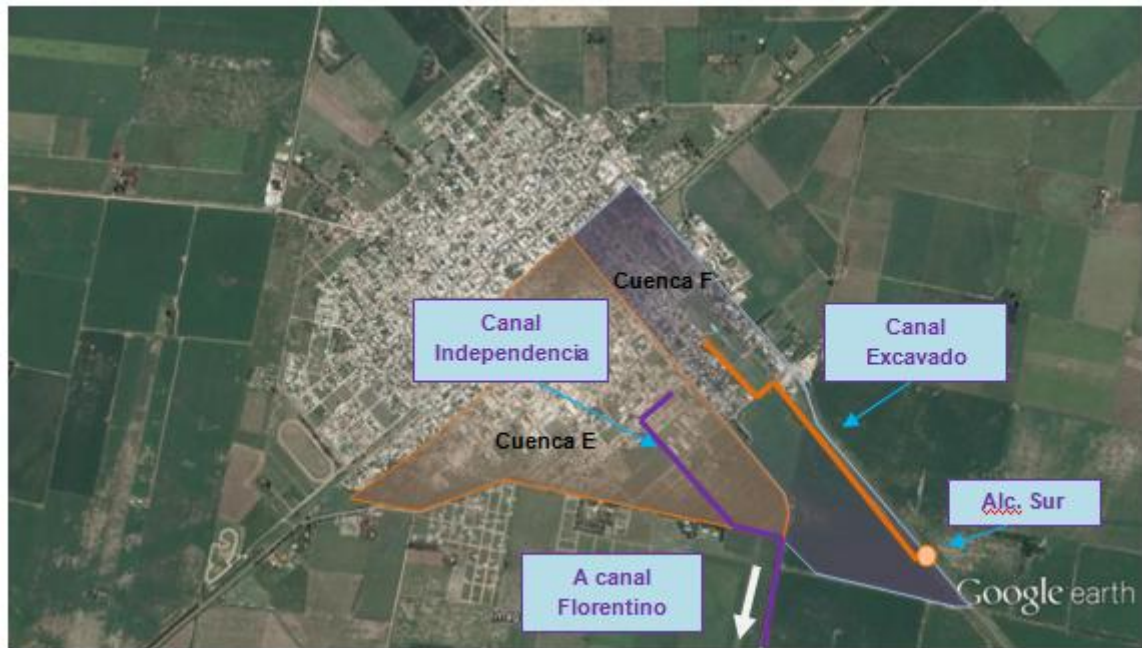


Figura 4-16. Análisis de las Cuencas E y F.



Canal Independencia



Canal Excavado

Figura 4-17. Cuencas E y F.

Por último, en cuanto a la cuenca C y en lo que respecta al Loteo propiamente dicho, la principal obra de drenaje es un canal que nace en la RP N° 13 se desarrolla lateralmente a la calle Güemes para terminar en colindancia con el cementerio, descargando al canal central hacia el tramo final (Canal secundario). Figura 4-19. Este canal divide la cuenca en dos partes, por un lado la zona norte de la cuenca, que descarga en dicho canal, y por el otro, la zona sur de la cuenca que descarga en el canal principal. Para el análisis del drenaje del emplazamiento, se consideró una cuenca externa C1 y una cuenca interna C2, tal como se muestra en la Figura 4-18.

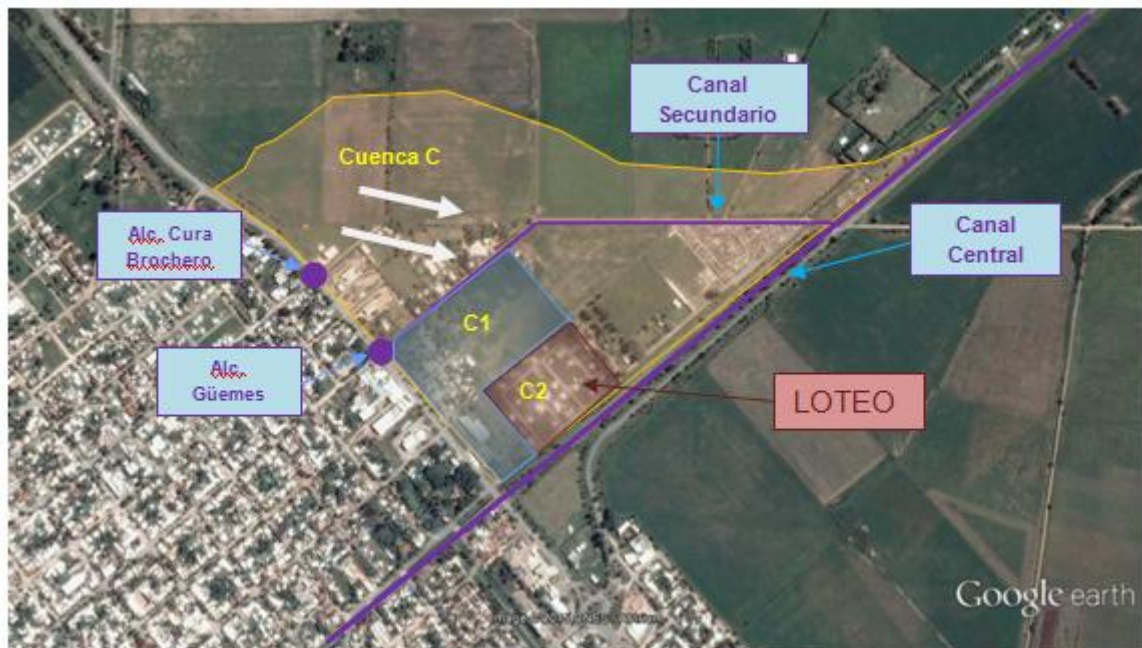


Figura 4-18. Análisis de la Cuenca C.



Canal Secundario



Canal Principal

Figura 4-19. Cuenca C.

En resumen, para el presente estudio hidrológico se ha elaborado un análisis de Macro drenaje y Micro drenaje, a fin de tener una visión global de la situación del Loteo. Dentro del Micro drenaje se pudieron observar todas las cuencas de la ciudad y sus obras de drenaje de excedentes pluviales. Por la parte de la Cuenca C, en donde se encuentra el proyecto, se distinguen 2 subcuencas que afectan al loteo, una llamada C1 externa y otra llamada C2 interna. A continuación se analizan en detalle las características de las mencionadas subcuencas.

4.2.2 Determinación de los parámetros físicos

Entre la lluvia y el caudal escurrido a la salida de la cuenca ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre ambos y que básicamente están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su cobertura vegetal. Dichas características se clasifican en dos tipos: las que condicionan el *volumen* de escurrimiento, como el área y tipo de suelo; y las que determinan la *velocidad de respuesta*, como son la pendiente de la cuenca y cursos de agua, la cubierta, etc.

4.2.2.1 Área de la Cuenca

El área de la cuenca es un parámetro fundamental que condiciona el volumen de escurrimiento pluvial y se define como la superficie en proyección horizontal delimitada por la línea divisoria de aguas, siendo la línea formada por los puntos de mayor cota o nivel topográfico que separa la cuenca de las cuencas vecinas.

En este trabajo todas las cuencas analizadas son exorreicas, o sea, que el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca.

4.2.2.2 Longitud del Cauce Principal

El cauce principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma. Las demás corrientes se denominan tributarias, y mientras más cantidad de estas tenga la cuenca más rápida será su respuesta.

4.2.2.3 Pendiente del Cauce Principal

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca ante una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que la misma varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para lo cual existen varios métodos. Sin embargo para el presente trabajo se empleó uno de los más sencillos, sino el más. El mismo establece que la pendiente media del cauce principal es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido por su longitud medida en planta.

$$S = \frac{\Delta H}{L}$$

Donde S: pendiente media del cauce principal (m/m), ΔH : desnivel entre los extremos del cauce principal (m), L: longitud en planta del cauce principal (m).

De cada una de las cuencas delimitadas, expuestas en la Figura 4-18, fueron determinados los parámetros físicos más importantes que se resumen en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1. Parámetros Físicos de las Cuencas de Aporte.

	Cuenca o Subcuenca	Parámetros Físicos			
		A (Ha)	L (m)	H (m)	Sc (%)
Exter.	C1	9.72	405	0.5	0.123
Inter.	C2	4.25	230	0.3	0.130

4.2.2.4 Tormenta de diseño

La tormenta de diseño es la secuencia de precipitaciones capaz de provocar la crecida de diseño en la cuenca analizada. Su determinación implica definir la duración de la lluvia, la lámina total precipitada, su distribución temporal y espacial, y la porción de dicha lámina que efectivamente contribuye a la generación de escorrentías.

La Provincia de Córdoba cuenta actualmente con valiosos estudios sobre tormentas de diseño realizados por el Instituto Nacional del Agua - Centro de la Región Semiárida (INA - CRSA). Esta repartición elaboró el trabajo "*Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba*" (Caamaño Nelly, 1993), a partir de los registros de 141 estaciones pluviométricas y 7 pluviográficas en toda la provincia.

Según este análisis del CRSA, el área en estudio queda comprendida en la Zona Este Figura 4-20, la cual tiene como pluviógrafo base la estación Marcos Juárez. Este será empleado verificando todas las condiciones de aplicabilidad establecidas por el CRSA que se enuncian a continuación:

- a) La distancia entre la región de análisis y la estación no debe superar los 150 Km;
- b) La diferencia de lluvia media anual entre ambas zonas no supere los 100 mm;
- c) La diferencia de cota sea inferior a 200 m;
- d) Las características fisiográficas deben ser similares;
- e) En la distancia mencionada en a) no se atravesase ningún cordón montañoso.

Analizando el mapa de las Regiones pluviográficas de Córdoba, se puede observar que la localidad de Las Varillas queda afectada por la estación de Marcos Juárez, por lo tanto, se utilizarán las curvas i-d-f obtenidas de la serie de registros de la misma para luego mediante una relación simple, transferir la misma al pluviómetro más cercano que se corresponda con la zona de estudio. Por ello se seleccionó la estación pluviométrica Alicia, ubicada a aproximadamente 25 km de la Ciudad de Las Varillas.

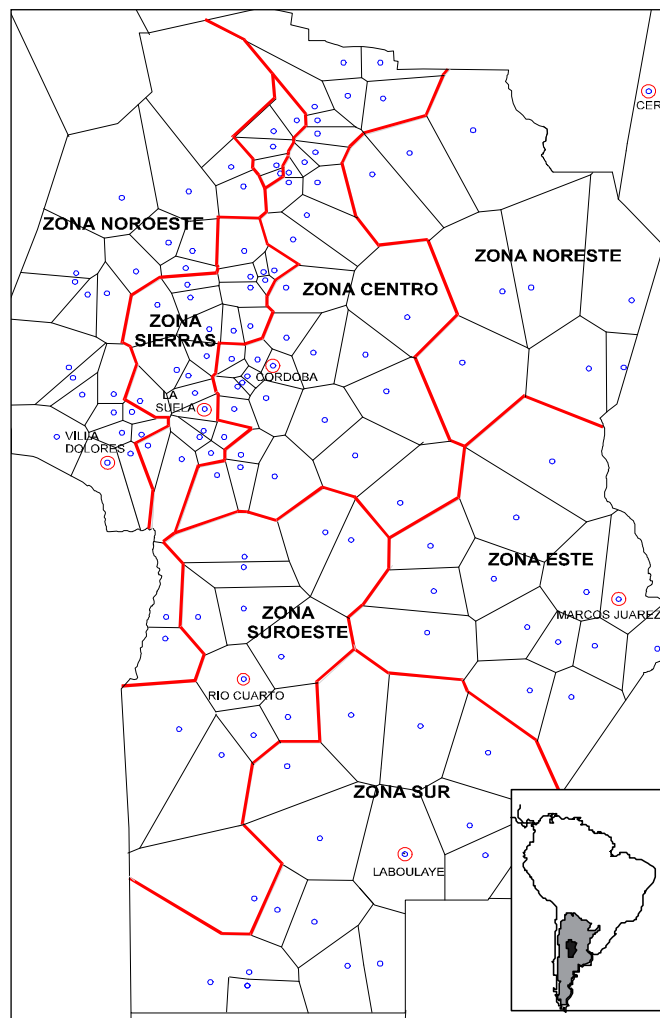


Figura 4-20. Regiones Pluviográficas Provincia de Córdoba (Caamaño Nelly, 1993).

4.2.2.5 Período de Retorno (TR)

Los sistemas hidrológicos son afectados por eventos extremos, cuya magnitud está inversamente relacionada con la frecuencia de ocurrencia. Por definición, el periodo de retorno (o de recurrencia) es el tiempo promedio durante el cual se espera que la magnitud analizada sea igualada o superada, al menos, una vez.

Se han adoptado diferentes periodos de retorno, según las funciones básicas y complementarias de un sistema de drenaje. Para la función básica se ha adoptado un periodo de 100 años, valor recomendado por la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba. En el caso de la función complementaria, la recurrencia es función del uso de la tierra y el tipo de vía terrestre, lo cual para lotes con uso residencial se recomienda adoptar recurrencias de 5 años y de 10 años respecto si se ubica sobre calles o avenidas respectivamente.

Para el estudio preliminar se determinaron los caudales para recurrencias de 5, 10, 25 y 100 años.

4.2.2.6 Duración (d)

La duración de una tormenta de diseño se adopta igual o levemente superior al tiempo de concentración (T_c) de la cuenca. Este criterio permite que el caudal máximo se origine por la contribución de toda el área de aporte. El tiempo de concentración se define como el máximo tiempo de traslado que una gota de lluvia efectiva necesita para poder alcanzar la sección de salida de la cuenca.

Para la estimación del T_c de las cuencas se evaluaron varias fórmulas empíricas basadas en las características físicas de las subcuencas, de las cuales se destacan algunas de las más usadas: Método Racional Generalizado, Kirpich, Témez, etc.

Las fórmulas utilizadas se resumen en:

- **Método Racional Generalizado (MRG):** Se sugiere adoptar k próximo a la unidad.

$$T_c = \frac{60 K L}{H^{0,3}}$$

Donde L = longitud del cauce principal (m), H = diferencia de nivel de la cuenca (m), k = rugosidad relativa del cauce.

- **Fórmula de Pilgrim:**

$$T_c = 0,76 A^{0,38}$$

Donde A = área de la cuenca (Ha).

- **Kirpich (K):** Desarrollada para cuencas urbanas.

$$T_c = 0,0195 \frac{L^3}{H}^{0,385}$$

Donde L = longitud del cauce principal (m), H = diferencia de nivel de la cuenca (m).

- **Bransby Williams:**

$$T_c = \frac{58 L}{A^{0,1} Sc^{0,2}}$$

Donde L = longitud del cauce principal (m), Sc = pendiente de la cuenca (m/m), A = área de la cuenca (Ha).

- **Cartas de Velocidad Promedio:**

$$T_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L}{V}$$

Donde L = longitud del cauce principal (m), V = velocidad estimada (m/seg).

En la Tabla 4-2, a continuación, se presentan los valores de Tiempos de Concentración determinados con las expresiones anteriores, para cada una de las cuencas estudiadas.

Tabla 4-2. Tiempos de Concentración de las Cuencas de Aporte.

	Cuenca o Subcuenca	k (aprox. 1)	Velocidad estimada (m/seg)	Tiempo de Concentración (min.)					
				Formula Kirpich	Met. Rac. Generalizado	Formula Pilgrim	Bransby Williams	Cartas de Velocidad Promedio	Promedio General Ajustado
Exter.	C1	1.00	1.00	26.2	29.9	18.8	28.4	6.8	22.0 20.9
Inter.	C2	1.00	1.00	16.6	19.8	13.7	17.3	3.8	14.3 13.4

Para adoptar el tiempo de concentración de cada cuenca se ha computado un promedio ponderado en función de la aplicabilidad de las fórmulas al caso de estudio. De acuerdo a lo observado en las estimaciones, el tiempo de concentración resulta variable en función de la cuenca de aporte considerada. Además se determinó el tiempo de retardo de cada cuenca, el cual se obtuvo del S.C.S (Soil Conservation Service), como:

$$T_r = 0,60 T_c$$

En la Tabla 4-3 se puede observar los valores de Tc en horas adoptados para cada cuenca, como así también los valores de Tr.

Tabla 4-3. Tc y Tr adoptados para cada Cuenca de Aporte.

Tc		Tr	
(min.)	(hs.)	(min.)	(hs.)
25.8	0.43	15.5	0.26
10.4	0.17	6.2	0.10

Para el sistema estudiado la duración de la lluvia de diseño se adoptó en 60 minutos, debido a que es la que mayores caudales picos generaba a la salida del sistema y es de probabilidad de ocurrencia elevada. Sin embargo, fueron analizadas otras duraciones de tormenta a los efectos de evaluar el comportamiento ante otros escenarios meteorológicos.

4.2.3 Lámina total precipitada

La lámina precipitada se ha obtenido a partir de las curvas i-d-f Marcos Juárez (Figura 4-21) desarrolladas por el CRSA para Zona Este. De ellas se deducen las intensidades de lluvia (i) y láminas totales precipitadas (P), para los distintos períodos de recurrencia (TR) y las duraciones de tormentas (d) que interesan, según se detallan en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4. Relaciones intensidad (mm/h) y lámina (mm) – duración – recurrencia de estación Marcos Juárez.

T [años]	Intensidades medias máximas [mm/h] estimadas para distintas duraciones [min]									
	5'	10'	15'	30'	60'	120'	180'	360'	720'	1440'
2	130,73	104,6	87,793	60,431	38,522	23,312	17,112	9,928	5,693	3,245
4	154,28	123,44	103,61	71,319	45,463	27,512	20,195	11,72	6,719	3,829
5	162,73	130,21	109,29	75,225	47,953	29,019	21,301	12,36	7,087	4,039
8	182,08	145,68	122,28	84,168	53,651	32,469	23,833	13,83	7,929	4,519
10	192,05	153,66	128,98	88,779	56,593	34,248	25,139	14,59	8,363	4,767
15	211,59	169,3	142,1	97,813	62,352	37,733	27,697	16,07	9,214	5,252
20	226,65	181,35	152,22	104,77	66,789	40,418	29,668	17,321	9,87	5,626
25	239,07	191,29	160,55	110,51	70,448	42,632	31,293	18,16	10,41	5,934
30	249,72	199,8	167,71	115,44	73,586	44,531	32,687	18,96	10,87	6,198
40	267,49	214,03	179,64	123,65	78,823	47,701	35,014	20,31	11,65	6,639
50	282,14	225,75	189,48	130,43	83,141	50,314	36,932	21,43	12,29	7,003
60	294,71	235,8	197,92	136,24	86,844	52,554	38,577	22,38	12,83	7,315
70	305,77	244,65	205,35	141,35	90,103	54,527	40,024	23,22	13,32	7,589
80	315,68	252,59	212,01	145,93	93,025	56,295	41,322	23,97	13,75	7,835
90	324,7	259,8	218,06	150,1	95,681	57,902	42,502	24,66	14,14	8,059
100	332,98	266,42	223,62	153,93	98,121	59,379	43,586	25,29	14,5	8,265
120	347,81	278,29	233,58	160,78	102,49	62,023	45,527	26,41	15,15	8,633
130	354,53	283,67	238,09	163,89	104,47	63,221	46,406	26,92	15,44	8,8
150	366,86	293,53	246,38	169,59	108,11	65,421	48,021	27,86	15,98	9,106
200	392,97	314,43	263,91	181,66	115,08	70,077	51,439	29,84	17,11	9,754

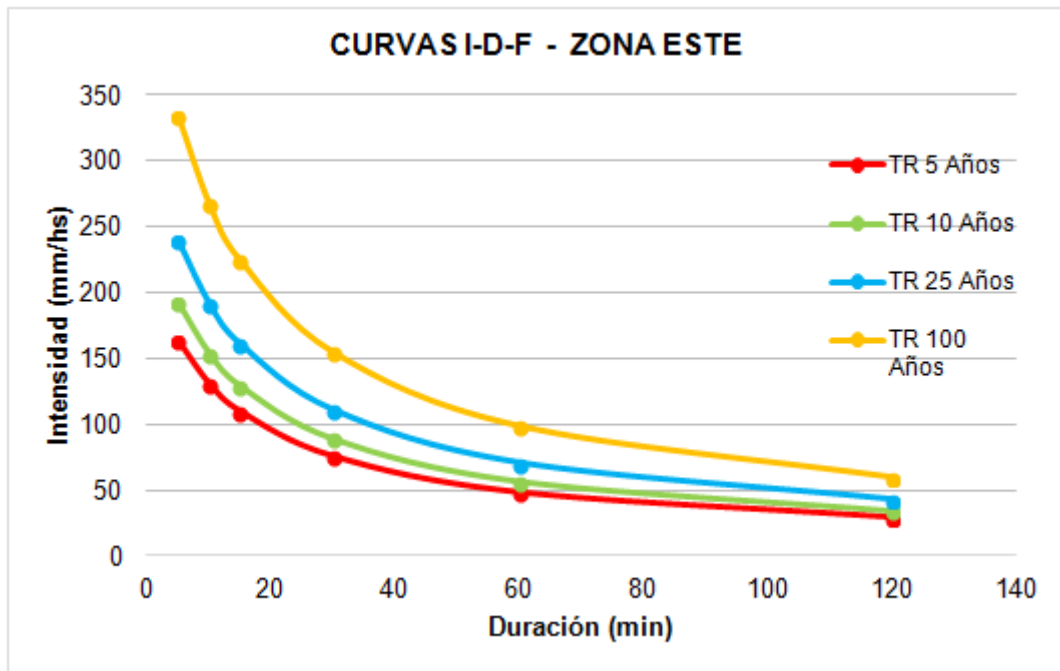


Figura 4-21. Curvas I-D-F estación Marcos Juárez, Zona Este.

Luego, los factores i-d-f de cada estación, con los cuales se pueden vincular ambas estaciones resultaron como se muestran en Tabla 4-5, y fueron obtenidos por distribución Lognormal, la cual está demostrado que es la función óptima de extremos para las series de láminas e intensidades máximas de distintas duraciones (Caamaño Nelli, 1998):

Tabla 4-5. Factores i-d-f de estaciones Marcos Juárez y Alicia.

Puesto N°	Nombre	Media Máx D	2 años	5 años	10 años	20 años	25 años	30 años	50 años	100 años
6082	Alicia	79	72,5	104	125,7	147	153,8	159,4	175,2	197
7390	Marcos Juárez	94	88,3	121,3	143,3	164,4	171	176,5	191,8	212,6

Se calcula el Factor de Escala como el cociente entre la lámina máxima diaria de la estación Alicia y la respectiva al puesto base Marcos Juárez, para un período de retorno de 10 años:

$$F = \frac{125,7}{143,3} = 0,878$$

Por lo tanto, aplicando el producto de los valores i-d-f de Marcos Juárez por F, obtendremos las i-d-f para la estación Alicia.

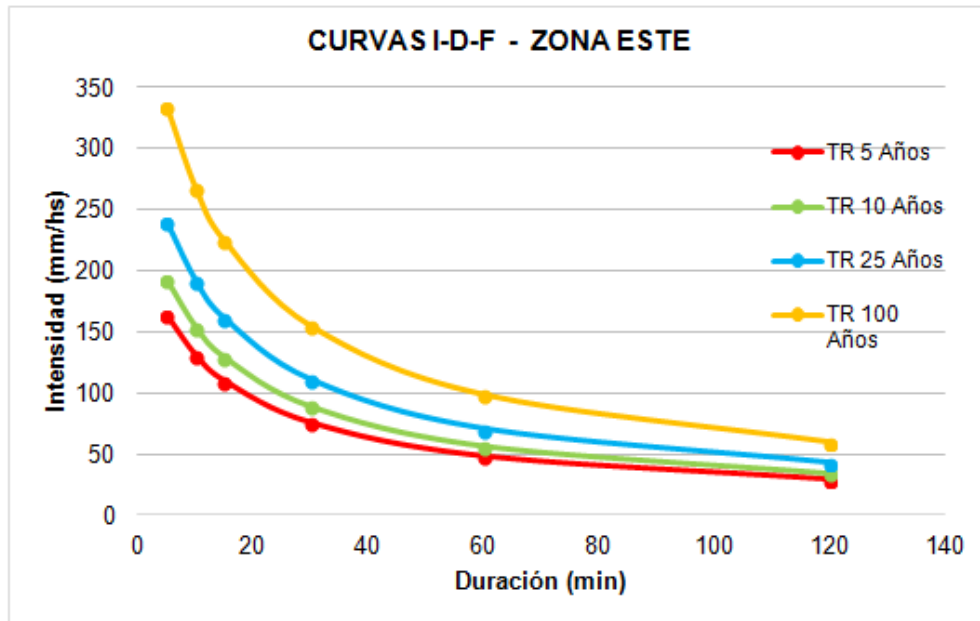


Figura 4-22. Curvas I-D-F estación Alicia, Zona Este.

De estas curvas, para periodos de recurrencia (TR) 5, 10, 25 y 100 años y duración de tormenta (d) de 60 minutos, se deducen las intensidades de lluvia (i) y láminas totales precipitadas (P), detalladas en la Tabla 4-6.

Tabla 4-6. Intensidad y Precipitación para diferentes recurrencias, Zona Centro.

d = 60min		
TR(años)	i(mm/hs)	P(mm)
2	18,26	18,26
5	22,74	22,74
10	26,83	26,83
25	33,4	33,4
100	46,52	46,52

4.2.3.1 Distribución temporal

La distribución temporal es el fraccionamiento en el tiempo de la lámina total precipitada (P). Existen diversos métodos para estimar la distribución temporal de la tormenta de proyecto. Para el presente trabajo fue adoptado el criterio de patrones probables por periodos del mismo estudio, mencionado precedentemente.

En dicho análisis se establecen los porcentajes de lámina precipitada dividiendo la duración de la tormenta en 6 intervalos, de los cuales uno contiene el pico (de mayor

intensidad) y los restantes decrecen en forma progresiva. Según la bibliografía consultada, para la Zona Este, cuando las lluvias son de corta duración, esto es lluvias de duración igual o menor a dos horas, existe mayor probabilidad que el pico se ubique en el primer sextil. En el caso de lluvias de larga duración, ocurre lo mismo, siendo mayor la probabilidad.

De esta forma el patrón adoptado se puede observar en la Figura 4.23.

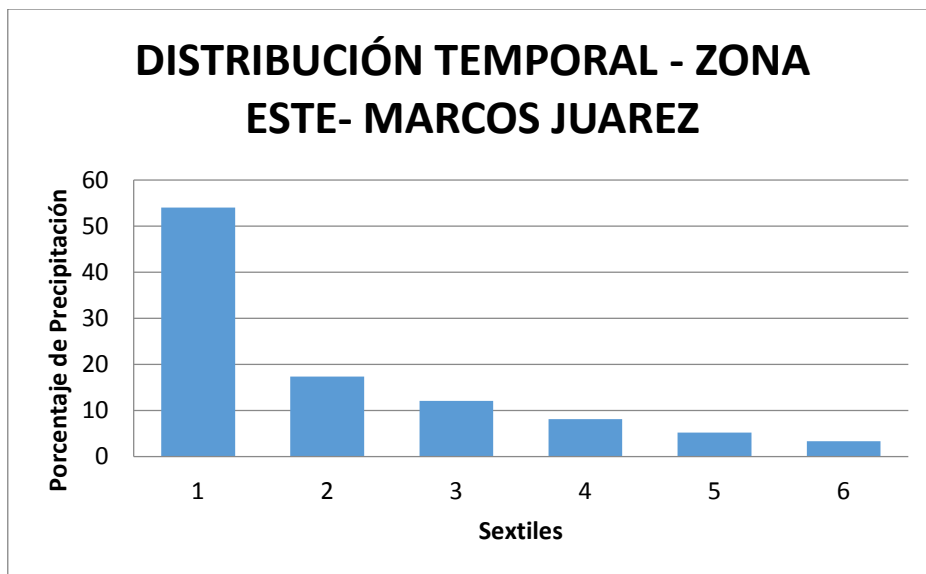


Figura 4-23. Distribución Temporal adoptada

4.2.3.2 Distribución espacial

La lámina obtenida de la función i-d-f es una lámina local que representa un área en torno al pluviómetro que varía entre 2.5 y 25 Km² según características climáticas y topográficas de la región.

En lo que se refiere a distribución espacial de la tormenta de diseño, es posible reducir los valores puntuales en función del área considerada, cuando se trate de cuencas intermedias o grandes, entendiéndose como tal a cuencas cuya extensión sea superior a los 25 Km².

Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente y que las cuencas en estudio poseen un área considerablemente inferior, se debe desestimar una reducción de la lámina puntual.

4.2.3.3 Precipitación efectiva. Perdidas

Para la estimación de los hidrogramas de proyecto es necesario considerar que existe una porción de la lluvia precipitada que no contribuye a la formación del escurrimiento superficial inmediato. Esta porción es definida por procesos de intercepción vegetal, almacenamiento superficial e infiltración, entre otros, y es referida como pérdidas al escurrimiento. La diferencia entre la lluvia total precipitada y las pérdidas define la lámina neta o efectiva.

Existen diversos métodos para estimar estas pérdidas a lo largo de una tormenta, en general están basados en índices simplificados (α , Φ , W), relaciones funcionales (Método del Número de Curva – CN del SCS) y ecuaciones de infiltración (Horton, Philip, etc.). En el presente trabajo fue adoptado para la estimación de pérdidas el método del Número de Curva – CN del US Soil Conservation Service. Este método es descrito en un amplio número de bibliografías.

CN es el parámetro básico del método y se encuentra relacionado en forma empírica con el tipo de suelo, la cubierta vegetal y el estado de humedad del mismo. Dicho parámetro varía de 0 a 100 para suelos infinitamente permeables a totalmente impermeables respectivamente, proporcionando una idea de la potencialidad del suelo de generar escurrimiento superficial.

La valoración del parámetro CN para las cuencas y subcuencas analizadas fue realizada en función de los distintos tipos de suelo y su cobertura, tanto para la situación actual, como para la prevista en un futuro, entendiéndose como tal al loteo totalmente urbanizado.

Los valores de CN adoptados, surgieron de recomendaciones establecidas en la bibliografía consultada (Hidrología Aplicada, Ven Te Chow (1994)). Para la determinación del CN de la cuenca C1 (externa), se realizó un promedio de todos los CN obtenidos en cada manzana interviniente en la cuenca. En la Figura 4-24 se muestran en amarillo y en verde las manzanas que forman parte de la cuenca C1.



Figura 4-24. Caracterización de Usos del suelo.

Para obtener los CN de cada manzana se consideró una ponderación de los valores CN dados por la bibliografía, correspondientes a los diferentes tipos de superficies existentes, en función del porcentaje que estas representan del área total de la cuenca. En este sentido se adoptaron los siguientes valores:

- Superficie Impermeable (Amanzanamiento), CN= 80.
- Superficie Permeable (Espacios Verdes), CN= 69.
- Calles, CN=98.
- Vereda, CN= 75

Para la determinación del CN representativo de cada manzana se delimitaron las zonas pintando en color rojo la superficie correspondiente a las calles, en verde la superficie correspondiente a veredas y en color azul a la superficie impermeable (Amanzanamiento). El área restante y sin pintar corresponde a la superficie permeable (Espacios Verdes). En las Figura 4-25, se observan las manzanas mencionadas anteriormente.

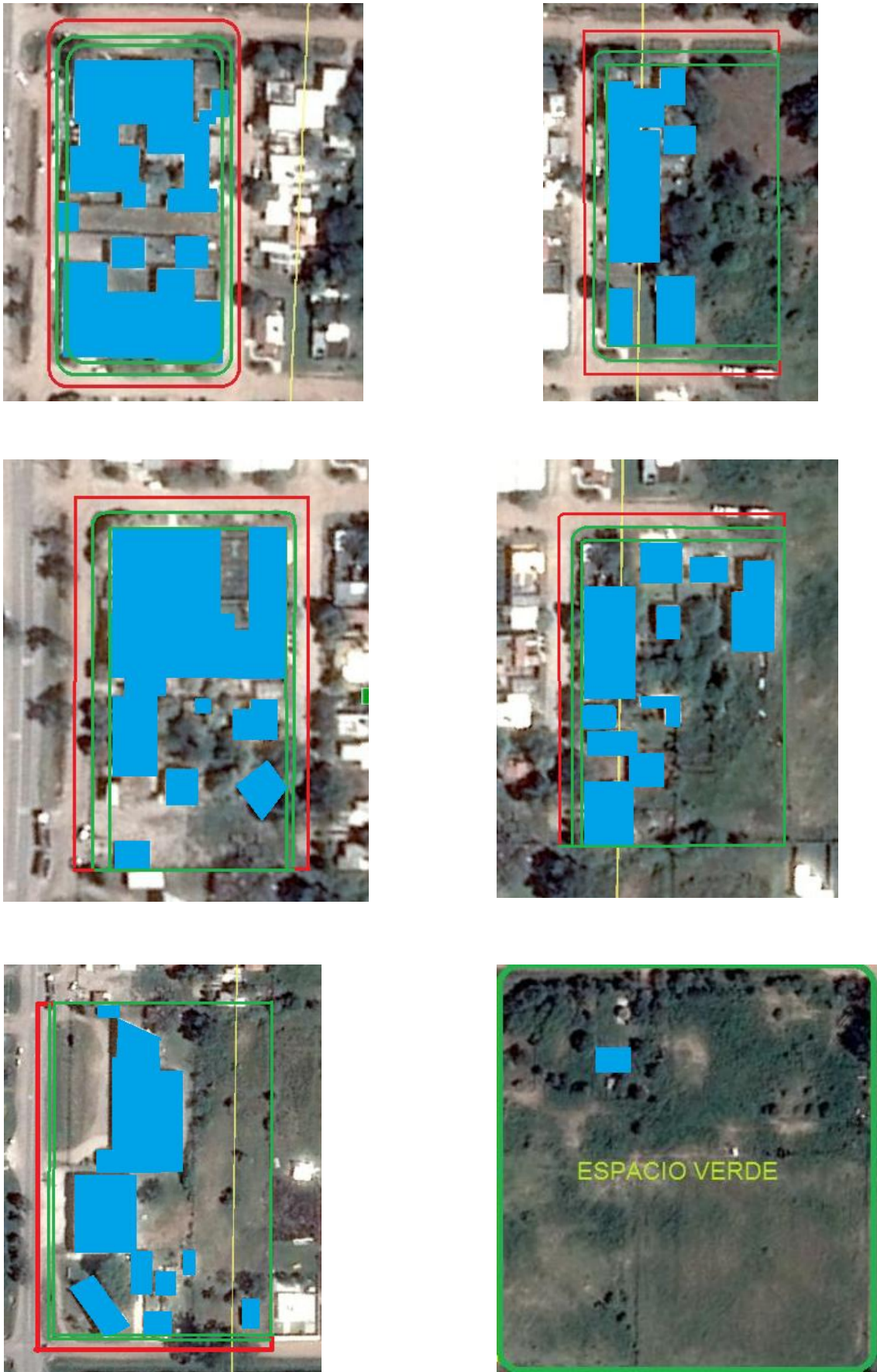


Figura 4-25. Determinación de CN. Cuenca Externa.

En la siguiente tabla se muestra lo anteriormente descrito.

Tabla 4-7. Valores CN para la Cuenca C1.

Manzana	Sup (m2)	Sup. Impermeable (m2)	Sup. Permeable (m2)	Sup. Calle (m2)	Sup. Vereda (m2)	CN	CN Prom
1	6300	3608.1	2692	1204.5	1650	78	74.61
2	6300	1706.67	4593.33	821	1725	75	
3	6300	3015	3284	1204.5	1650	78	
4	6300	1976	4413	602	825	76	
5	19983	5049	14933	372	1360	72	
Espacio Verde	24317.18	505	23812.18	0	0	69	

Se considera que Los valores de CN de la cuenca C1 se mantienen en el futuro, ya que se observa un alto grado de urbanización.

Para la determinación del CN actual y CN futuro en la Cuenca C2 (interna), se siguió el mismo procedimiento. Para ello se tomó una manzana tipo dentro del loteo, indicado en amarillo en la Figura 4-26, y luego se ponderó ese valor para toda la cuenca.



Figura 4-26. Determinación de CN. Cuenca Interna.

En la siguiente tabla se muestran los valores de CN Actual y Futuro obtenidos.

Tabla 4-8. Valores de CN para la Cuenca C2.

CUENCA C2 (Int) Actual						
Manzana	Sup (m2)	Sup. Impermeable (m2)	Sup. Permeable (m2)	Sup. Calle (m2)	Sup. Vereda (m2)	CN
1	5991.7	434	5557.7	2724	1056	78
CUENCA C2 (Int) Futuro						
Manzana	Sup (m2)	Sup. Impermeable (m2)	Sup. Permeable (m2)	Sup. Calle (m2)	Sup. Vereda (m2)	CN
1	5991.7	5991.7	0	2724	1056	84

A continuación se muestra una tabla resumen de los distintos valores de CN para las cuencas C1 y C2.

Tabla 4-9. Resumen de Valores de CN

Cuenca	Situación Actual CN	Situación Futura CN
C1 Externa	75	75
C2 Interna	78	84

Cabe destacar a su vez que resultará necesario en el caso de futuras urbanizaciones, que tengan lugar al norte del loteo, que se regulen los excedentes pluviales generadas en las mismas, de manera tal que el caudal que escurra proveniente de esos loteos, sea el que escurriría si se mantuviese el valor del CN.

4.2.4 Estimación de Caudales

Desde el punto de vista hidrológico el presente trabajo tiene dos objetivos, por un lado cuantificar el impacto de la urbanización en la generación de caudales de la cuenca, y por otro, verificar el correcto funcionamiento del sistema de drenaje existente ante la ocurrencia de eventos extremos.

Para la estimación de caudales fue utilizada la metodología de transformación lluvia-caudal, asumiendo que las tormentas de proyecto y los picos de caudales que éstas generan poseen la misma recurrencia.

En el presente se ha empleado el modelo HEC-HMS. En el Anexo D, se describen en forma breve las principales características de los métodos empleados.

4.2.4.1 Resultados Obtenidos

En las tablas siguientes se resumen los resultados obtenidos de los modelos generados pudiendo observarse para cada uno de los elementos del modelo, los caudales y volúmenes generados para recurrencias de 5, 10, 25 y 100 años y duración de lluvia de 60 minutos, tanto para la Situación Actual como Futura. Para este último escenario, se encuentran remarcados los valores de los caudales que aumentan respecto del escenario actual, correspondientes a las cuencas internas del loteo, en la que tendrá lugar la impermeabilización del terreno.

Como consecuencia del proyecto de urbanización los caudales se ven incrementados. Se puede observar que no hay aumento sustancial de los caudales, analizando un tiempo de recurrencia de 25 años y una duración de tormenta de 60 min, los caudales actuales y futuros son 0.50 (m³/s) y 0.68 (m³/s) respectivamente. Esto se debe al grado de urbanización con el que el loteo ya cuenta hoy. Por otra parte, las cuencas externas que aportan al proyecto, tienen un consolidado desarrollo que no se va a ver modificado en una situación futura.

Tabla 4-10. Caudales obtenidos Situación Actual. Modelo HEC HMS.

Cuenca	Caudales Actuales (m ³ /s)			
	TR 5 - 60min	TR 10 - 60min	TR 25 - 60min	TR 100 - 60min
C1	0.09	0.13	0.24	0.51
C2	0.13	0.19	0.37	0.81
J1	0.20	0.27	0.50	1.04
	0.20	0.27	0.50	1.04

Tabla 4-11. Volúmenes obtenidos Situación Actual. Modelo HEC HMS.

Cuenca	Volúmenes Actuales (m ³)			
	TR 5 - 60min	TR 10 - 60min	TR 25 - 60min	TR 100 - 60min
C1	223.0	338.0	670.0	1319.0
C2	294.0	420.0	767.0	1412.0
J1	517.0	759.0	1437.0	2731.0
	517.00	759.00	1437.00	2731.00

Tabla 4-12. Caudales obtenidos Situación Futura. Modelo HEC HMS.

Cuenca	Caudales Futuros (m ³ /s)			
	TR 5 - 60min	TR 10 - 60min	TR 25 - 60min	TR 100 - 60min
C1	0.09	0.13	0.24	0.51
C2	0.25	0.38	0.64	1.20
J1	0.27	0.39	0.68	1.34
	0.27	0.39	0.68	1.34

Tabla 4-13. Volúmenes obtenidos Situación Futura. Modelo HEC HMS.

Cuenca	Volúmenes Futuros (m ³)			
	TR 5 - 60min	TR 10 - 60min	TR 25 - 60min	TR 100 - 60min
C1	223.0	338.0	670.0	1319.0
C2	516.0	685.0	1120.0	1880.0
J1	739.0	1024.0	1791.0	3199.0
	739.00	1024.00	1791.00	3199.00

4.2.5 Proyecto de Drenaje

4.2.5.1 Generalidades

Como se mencionó anteriormente, a la hora de proyectar el Loteo no se tuvieron en cuenta los espacios verdes necesarios para la regulación de los excedentes pluviales generados por la impermeabilización del terreno a partir de las construcciones.

La formulación de todo Proyecto de Drenaje se debe asentar en ciertos principios rectores. Según a ASCE (1992) y Tucci (1994), los principios se enumeran de la siguiente manera:

- Ningún usuario urbano debe ampliar la crecida natural: las crecidas naturales no pueden ser aumentadas por los que ocupan la cuenca, sea un simple loteo u otras obras derivadas del ambiente urbano. Esto se aplica al relleno de zonas bajas, a la impermeabilización de las superficie, a la construcción de calles y avenidas, etc.;

- Los impactos hidrológicos de la urbanización no deben ser transferidos: las obras y medidas a implementar no pueden reducir el impacto de un área en detrimento de otra(s). Caso que ello ocurra se deben prever medidas compensatorias;
- Las aguas pluviales requieren espacio: una vez que el agua de lluvia alcanza el suelo la misma escurrirá, exista o no un sistema de drenaje adecuado. Siempre que se elimine el almacenamiento natural sin que se adopten medidas compensatorias, el volumen eliminado será ocupado en otro lugar. Canales y conductos desplazan la necesidad de espacio y deben ser proyectados teniendo presente este hecho. En otras palabras, el problema de drenaje urbano es, esencialmente, un problema de asignación de espacio, por lo que es indispensable preservar áreas o sectores para el manejo de las aguas;
- Las áreas bajas aledañas a los cursos de agua, delineadas por el escurrimiento, son parte de los cursos: toda ocupación que se realice en estas áreas originará posteriormente la adopción de medidas compensatorias onerosas. La preservación de estas áreas de inundación natural es invariablemente la solución más barata para los problemas de inundación. Adicionalmente ofrece otras ventajas colaterales dentro del espacio urbano como creación de áreas verdes, oportunidades de recreación, preservación de los ecosistemas, etc.;
- La solución de los problemas debe involucrar la adopción de medidas estructurales y no estructurales: las medidas estructurales implican la alteración del medio físico a través de obras de conducción y regulación. Las medidas no estructurales presuponen una convivencia razonable de la población con los problemas;
- El subsistema de drenaje es parte de un ambiente urbano complejo: el subsistema de drenaje no debe ser un fin en sí mismo, sino un medio que posibilite la mejora del ambiente urbano de forma más amplia. Debe ser articulado con los otros subsistemas urbanos;
- Calidad y cantidad del agua constituyen variables del mismo problema: deben ser consideradas en conjunto;
- Todo estudio de drenaje urbano debe ser analizado en el contexto integral de las cuencas hidrográficas involucradas: es necesario eliminar las barreras existentes entre el estudio de los problemas del drenaje urbano (a cargo de las municipalidades) y el análisis del drenaje regional (a cargo de organismos provinciales o nacionales);

- Se deben privilegiar los mecanismos naturales de escurrimiento: preservando los canales y cuerpos naturales de agua;
- Los costos de las medidas estructurales deben ser transferidos a los propietarios de los lotes: en forma proporcional a la superficie impermeable que posean, ya que ella es la generadora del aumento del escurrimiento.
- Se debe priorizar el control del escurrimiento pluvial en la fuente;
- Los medios de implantación del control de crecidas son el Plan Director de Drenaje Urbano, las legislaciones municipal y provincial y el Manual de Drenaje. El primero establece las líneas generales, las legislaciones controlan y el Manual orienta;
- El control de inundaciones es un proceso permanente: Establecer planes y ordenanzas no es suficiente; es preciso el control permanente para verificar posibles violaciones y para adaptar la legislación a nuevas situaciones;
- Se debe incluir un proceso de formación y esclarecimiento a tomadores de decisión (municipal, provincial y federal), a profesionales y a la población en general;

La interpretación de lo anterior es fundamental a la hora de elaborar un Plan de Drenaje.

Nos encontramos en una posición en la que no se han contemplado dichos principios. Se ha eliminado el sistema de almacenamiento natural en la que se encontraba el terreno antes del proyecto y no se previeron los espacios necesarios para el control de los excedentes pluviales. Esto implica que todas las obras que se encuentran aguas abajo, vean incrementados sus volúmenes y caudales con una magnitud igual a la calculada anteriormente.

Estudiaremos la posibilidad de dirigir los excedentes hacia el Canal Central, examinando si el incremento de los volúmenes y caudales mencionados pueden considerarse que no son un problema aguas abajo.

4.2.5.2 Estudio del Canal Central

El Canal Central es una de las obras principales del drenaje urbano de la ciudad. Según vimos en el estudio de las cuencas, le llegan parte los excesos pluviales de las cuencas B, E y F, y luego de atravesar la Ruta Provincial N° 13, los de las cuencas B y C.



Figura 4-27. Canal Central Las Varillas (vista desde RP N°13).

Analizaremos en principio la capacidad actual del Canal Central. Para ello utilizamos las medidas relevadas en campo y el software HCanales. A continuación se muestran los resultados.

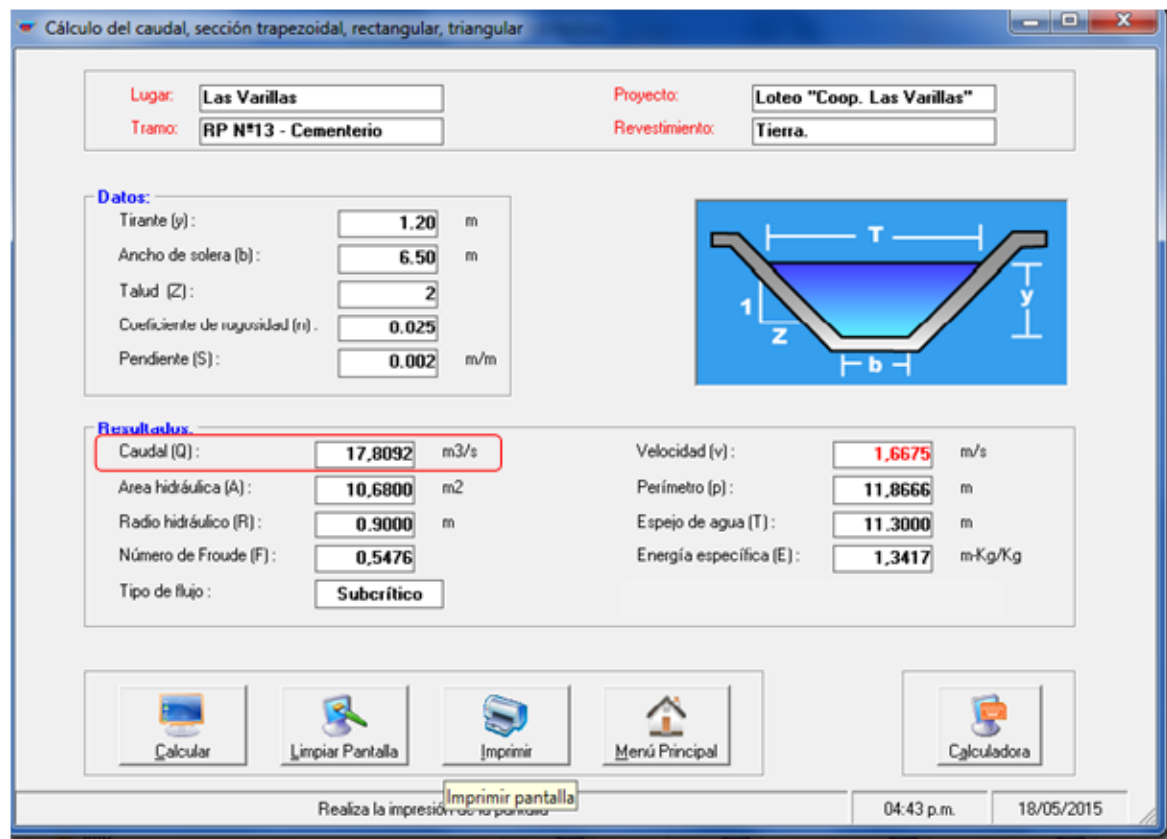


Figura 4-28. Modelación del Canal Central. Software HCanales.

Vemos que el caudal admisible es de 18 m³/s. Analicemos ahora el caudal que debe llevar el canal, estos son los de la cuencas B y C, y parte de las F y E. (Ver 4.2).

Del Estudio "Plan de Escurrimiento Interno y Externo Las Varillas", realizado por el Ministerio de Agua, Ambiente y Servicios Públicos, en 2014, obtenemos los siguientes caudales:

Tabla 4-14. Caudales Pico de salida de los elementos hidrológicos para lluvia td=6hs.

Elemento Hidrológico	Recurrencia (td =6hs)					
	2	5	10	25	50	100
Alc. Canal Central	1.1	1.4	1.9	3.2	4.6	5.7
Canal Central (cruce RP N° 13)	1	1.3	1.7	3.1	5.3	6.9

En donde la Alcantarilla Canal Central, comprende los caudales correspondientes a las cuencas B, y parte de las F y E; mientras que el Canal Central (cruce RP N° 13), es decir, aguas debajo de la alcantarilla Canal Central, comprende los caudales de la cuenca C y los provenientes de la cuenca B (Alcantarilla Güemes y Alcantarilla Cura Brochero), que son recogidos por el canal secundario y son luego vertidos en el Canal Central aguas abajo del loteo. Lo anterior se observa en la Figura 4-29.

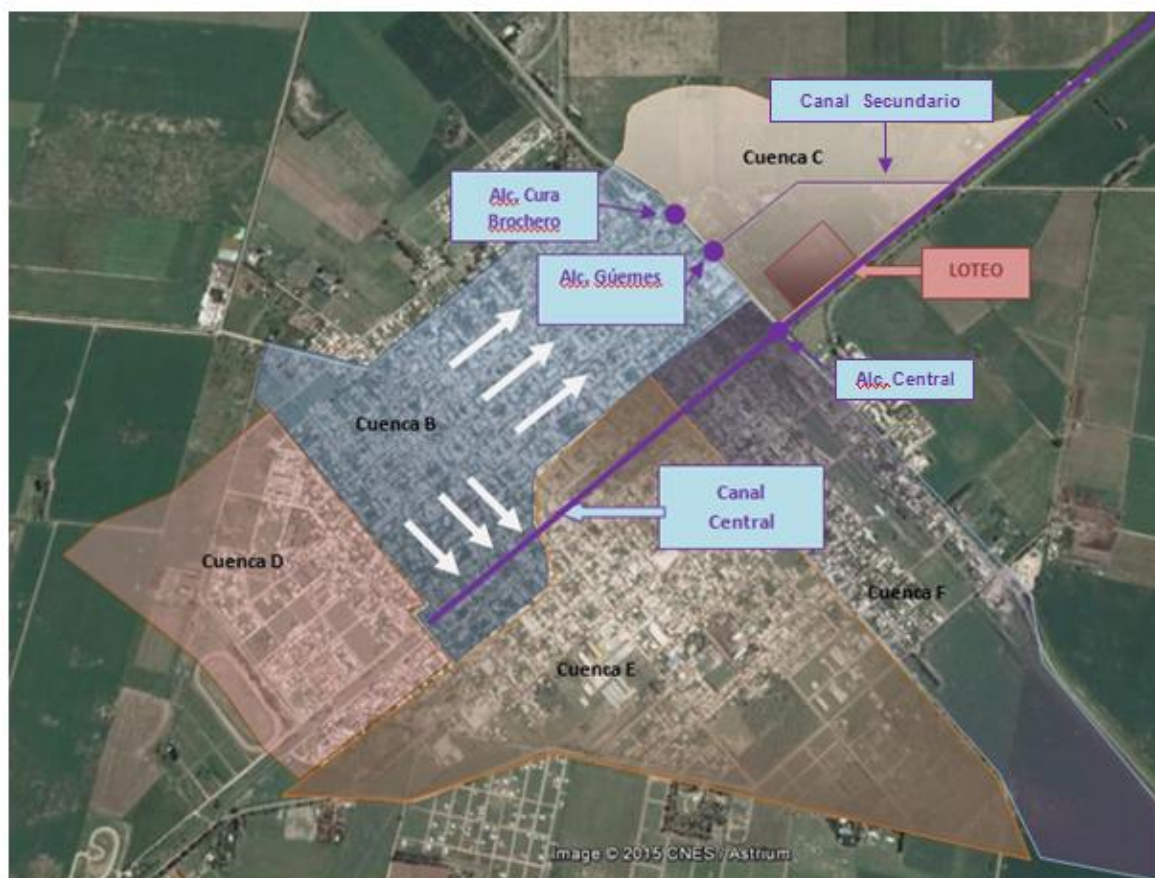


Figura 4-29. Cuencas que aportan al Canal Central.

Vemos que el total de caudal que llega al Canal Central, con un tiempo de recurrencia de 25 años es de 6,3 m³/s. A esto se le suma el caudal proveniente de las napas freáticas, que se drenan debido a la condición de superficialidad que éstas tienen. A continuación se muestran los caudales, según los datos proporcionados por EMAV (Empresa Municipal de Aguas Varillenses).

Tabla 4-15. Caudales provenientes del drenaje de las napas.

BOMBA	UBICACIÓN	CAUDAL (m ³ /s)
1	Centro Cívico. Sobre Canal Central	0.0278
2	Calle Maipú, próximo Canal Central	0.0278
3	Calle Córdoba, Esq. Avellaneda	0.0278
TOTAL		0.0833

Luego, el caudal total que debe llevar el Canal Central viene de la suma de los anteriores, 6,3 m³/s de excedentes pluviales urbanos y, 0.083 m³/s del drenaje de las napas, esto nos da aproximadamente 6,38 m³/s.

Es de notar que el caudal total es inferior al admisible por el Canal Central (18 m³/s). Veamos ahora cuánto influye el caudal proveniente del loteo, producto de la impermeabilización del suelo. (Ver apartado 4.2.4.1). Para ello modelamos en el Software HCanales para obtener los tirantes en cada caso y poder así comparar.

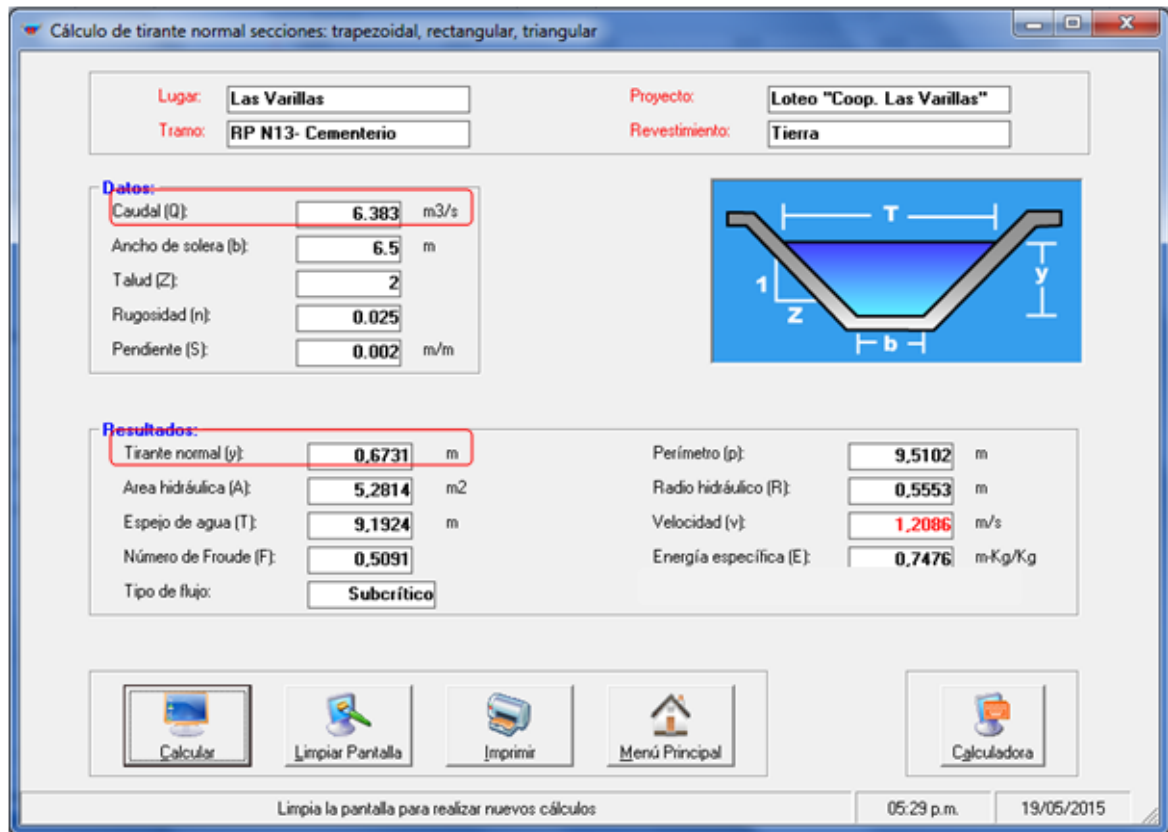


Figura 4-30. HCanales. Tirante Normal del Canal Central.

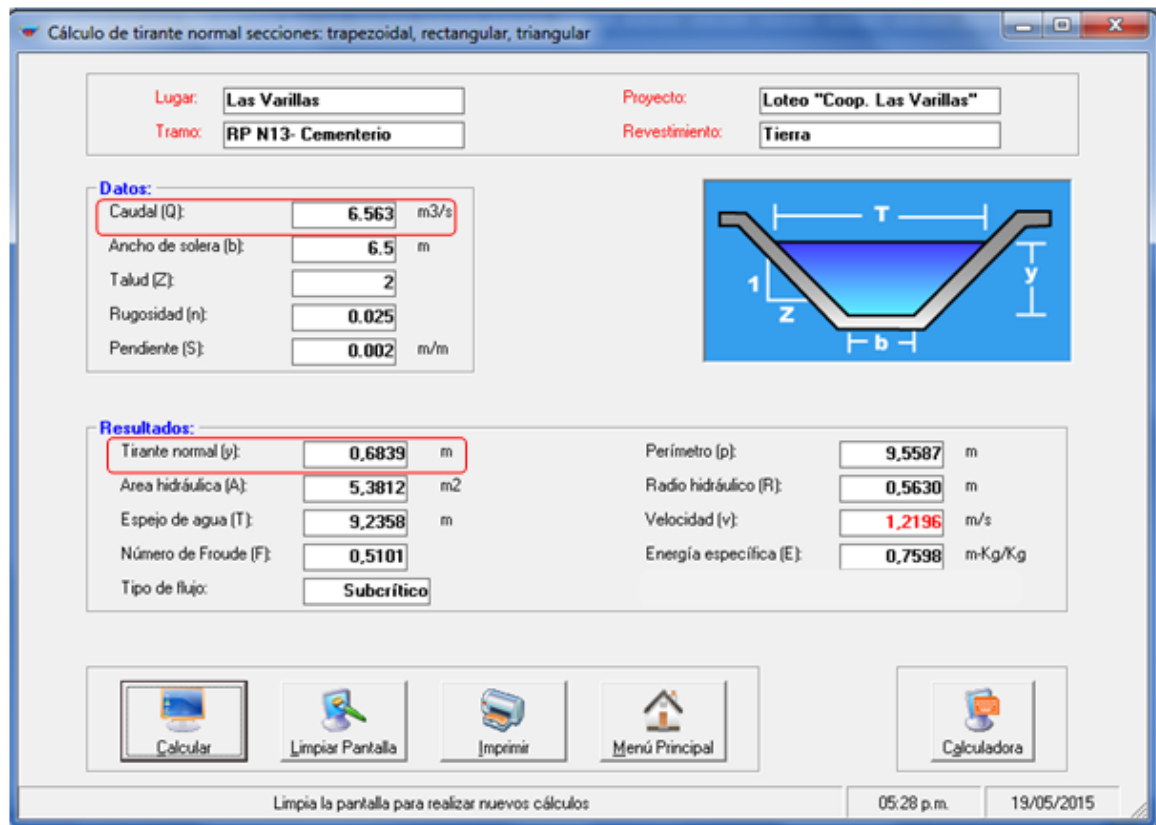


Figura 4-31. HCanales. Tirante Normal del Canal Central, incluyendo el Caudal proveniente del Loteo.

Como observamos, la diferencia de tirantes antes y después de verter los excedentes pluviales del Loteo al Canal Central es de 1,08 cm. Esto representa un incremento del 1,6%.

Es por eso que se diseña la vialidad interna para conducir los caudales hacia el Canal Central, entendiendo que no hay un incremento sustancial del tirante debido a la conducción de los excedentes pluviales hacia el mismo.

En síntesis no aumentan significativamente los caudales por la impermeabilización del Loteo.

5 CAPÍTULO 5: PROYECTO DE VIALIDAD INTERNA

5.1 GENERALIDADES

Todo Proyecto Vial está directamente relacionado con el Proyecto de Drenaje, puesto que resulta necesario realizar una nivelación y perfilado de las calles a modo de orientar y conducir superficialmente los excedentes pluviales generados en el loteo hacia las obras hidráulicas que componen el sistema de drenaje.

5.2 VIALIDAD INTERNA

Es importante mencionar que la planimetría de las calles, dimensiones y disposición de las mismas, fueron establecidas previamente por el comitente en el Máster Plan del loteo y ya se encuentran realizadas. De acuerdo a esto, el Proyecto Vial se limitó al diseño altimétrico de las calles, adecuación del diseño del perfil tipo, tanto geométrico como estructural, y al diseño de las bocacalles.

Las etapas del proyecto desarrollado, se pueden dividir en tres:

- 1) Recopilación de antecedentes.
- 2) Anteproyecto.
- 3) Proyecto Ejecutivo.

La primera etapa, consistió en la recopilación de toda información ya existente que sirva de base para el posterior diseño altimétrico. Ante los antecedentes recopilados, los más importantes resultan el relevamiento topográfico realizado, el Proyecto de Drenaje previsto y el Máster Plan del loteo brindado previamente por el comitente.

La segunda etapa, se puede entender como el estudio a escala adecuada y consiguiente evaluación de las mejores soluciones al problema planteado, de modo que pueda concretarse una solución óptima. Consistió en el desarrollo de diferentes alternativas altimétricas para cada una de las calles previstas, teniendo en cuenta las condiciones actuales de las calles.

Para concluir con el proyecto, se lleva a cabo la tercer y última etapa, en donde se realizó un estudio de alternativas que permitió seleccionar la más adecuada. Se efectuó el trazado definitivo de la planialtimetría de las calles, la elección del perfil tipo geométrico y diseño estructural del mismo, y el diseño de las intersecciones. El Proyecto Ejecutivo concluye luego con la elaboración de los planos.

En la Figura 5-1 se presenta la planimetría general del loteo, donde se observa la disposición de las calles que constituyen al mismo. El emprendimiento implica la construcción de 1000 m de calle, con tipología de calle adoptada netamente urbana, de calzada de material granular, cordón cuneta de hormigón y vereda a ambos lados y ancho de 16m.

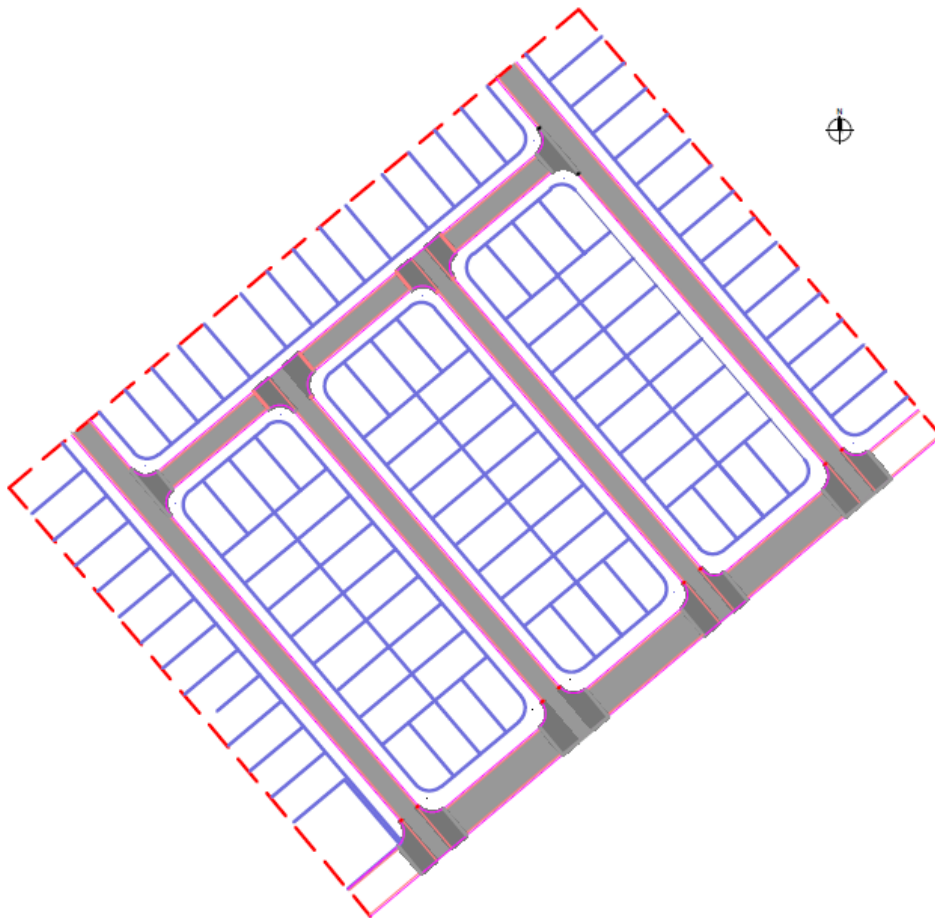


Figura 5-1. Planimetría General del loteo.

5.2.1 Diseño Altimétrico de Calles

El diseño de las rasantes, consiste en la definición del perfil longitudinal del eje de las calzadas y el sentido y la forma de escurrimiento de las aguas. Se deben analizar las distintas soluciones que permitan vencer resistencias y superar los condicionantes. Estas resistencias pueden ser identificadas según su carácter en funcionales, físicas, económicas, ecológicas y tecnológicas.

El alineamiento vertical, también denominado rasante, es la configuración de un camino o coronamiento formado de tangentes y curvas parabólicas que acuerdan diferentes pendientes rectas.

El diseño altimétrico del proyecto contempla la definición de la rasante de cada una de las calles previstas para el loteo.

En la determinación de las rasantes se debieron considerar las siguientes especificaciones que se orientan exclusivamente al aspecto del drenaje.

- Pendiente longitudinal mínima: la pendiente mínima permisible para asegurar un adecuado drenaje es de 0,30%. En aquellos casos donde la topografía no permita alcanzar dicho valor, se aceptará un mínimo del 0,25%.
- Pendiente transversal mínima: se recomienda que no sea inferior a una pendiente de 2%.

Además, entre otros aspectos que se tuvieron que considerar, fue los desagües hacia las calzadas de las viviendas que ya se encuentran construidas a la fecha, y la compatibilidad de altura entre las calles que confluyen en las diferentes intersecciones que se presentan. Para la verificación de los umbrales de las viviendas, se hizo necesario el trazado de dos rasantes, la del eje proyectado y una auxiliar correspondiente al borde de calzada externo, la cual se encuentra más bajo debido al bombeo del perfil transversal de la calzada.

En lo que respecta a las curvas verticales, los trazados urbanos difieren en parte de los rurales, con excepción de una mayor preocupación por mantener distancias de visibilidad suficientemente amplias para permitir la detección del vehículo. Sin embargo en este proyecto este factor no fue condicionante en ningún momento del diseño en alzado, dada la topografía plana del lugar.

5.2.2 Diseño del Perfil Tipo

Definido el perfil longitudinal y propuesta la solución al drenaje, corresponde ahora complementarlos mediante la elección de los perfiles transversales que tendrán las distintas calles, de acuerdo a sus características funcionales.

Las secciones transversales tipo del proyecto, se mantuvieron constantes para todas las calles del loteo.

Se proyectó un perfil tipo, correspondientes al ancho de calle ya existente.

- **Diseño Geométrico.**

A continuación se analizan los elementos constitutivos del perfil tipo.

- a) **Calzada.**

Es la zona asignada al desplazamiento de vehículos, y transitoriamente a peatones en el cruce entre veredas. El ancho asignado a la misma, está relacionado directamente con la jerarquía de la vía, velocidad y vehículo de diseño.

En el presente se adoptó un perfil de calle coincidente con el previsto por el comitente:

- Calle 16 m, perfil compuesto por calzada bidireccional de 8,00 m de ancho.

En todos los casos se adoptó un gradiente transversal de la calzada de 2,5% para garantizar el escurrimiento del agua de origen pluvial.

- b) **Cordones.**

Las funciones previstas para los mismos, son definir y delimitar los planos destinados a la circulación vehicular, brindando seguridad a los peatones que circulan por las veredas laterales, además, formar una cuneta que permita canalizar el escurrimiento superficial de los excedentes pluviales.

Se adoptó para el perfil tipo un cordón cuneta de 0,15 m de alto, a ambos lados.

- c) **Vereda.**

Esta debe cumplir las funciones de desplazamiento peatonal exclusivo, acceso vehicular a las propiedades, lugar de espera en las esquinas, entre otras.

En el diseño de las mismas deben considerarse su ancho, pendiente longitudinal y transversal.

En lo que respecta al ancho, se adoptó veredas de 4 m de ancho a ambos lados. La pendiente longitudinal acompaña a la rasante o eje longitudinal de la calzada y al fondo de cuneta. En cuanto a la pendiente transversal se adoptó un gradiente de 3,5% para todos los anchos de calle de manera tal de garantizar la rápida evacuación del agua de lluvia caída sobre la vereda hacia la calzada.

- **Diseño Estructural.**

Se adopta un paquete estructural que se compone de una base granular de 15 cm de espesor, asentada sobre una sub-base granular de 20 cm de espesor, asentada sobre una sub-rasante compactada.

Los cordones proyectados se construirán en hormigón y de acuerdo a las dimensiones dispuestas anteriormente.

5.2.3 Diseño de Bocacalles

Se conoce como bocacalle, denominada también intersección, al lugar donde confluyen dos o más vías para posibilitar el cambio de trayectoria en el plano, que asegure poder ir al destino deseado.

Además, incluye todos los elementos que facilitan los diversos movimientos vehiculares y peatonales en la misma. Cada vía que nace de una intersección es una rama de la misma.

En el presente proyecto, hay varias intersecciones entre las calles del loteo, que se analizan a continuación.

Las diferentes intersecciones se proyectaron considerando como vehículo tipo al vehículo liviano puesto que la frecuencia de circulación del mismo será elevada, siendo mínima o nula la circulación de vehículos pesados.

En la Figura 5-2 se presentan los diferentes radios de giro para vehículos livianos según la normativa ASSHTO. Según ésta, para giros a 90°, que son los que tendrán lugar en el loteo, el radio interno es 4,20 m y el radio mínimo de diseño 7,30 m.

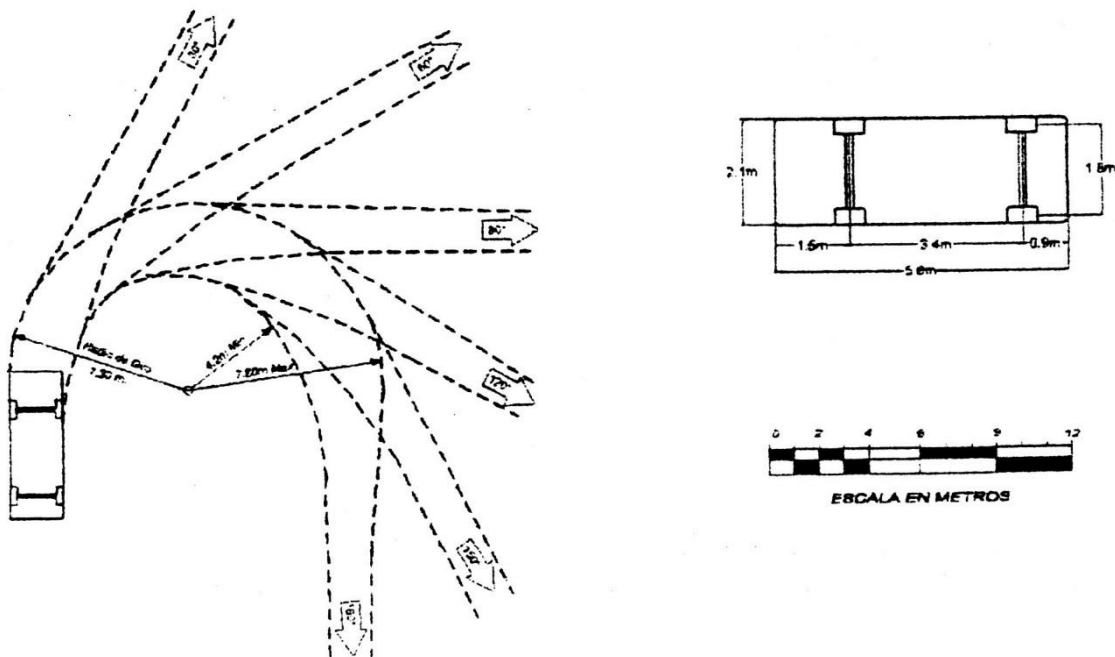


Figura 5-2. Radio de Giro para Vehículos Livianos. Normativa ASSHTO.

El radio de giro empleado para el diseño de las mismas es de 9,00 m, mayor al radio de giro mínimo propuesto para vehículos livianos.

Además se llevó a cabo el diseño de los badenes de hormigón previstos en cada una de las bocacalles, teniendo en cuenta el sentido de escurrimiento de los excedentes pluviales, definido previamente en el diseño planialtimétrico de las calles. Esto consistió en acotar a una serie de puntos de manera tal de lograr una pendiente adecuada, que permita el correcto escurrimiento de los excedentes pluviales, verificando que siempre sea mayor a la pendiente mínima exigida.

En la Figura 5-3 se puede observar un esquema de una intersección donde se indican con flechas celestes el sentido de escurrimiento de los excedentes pluviales. A su vez, se indican en rojo los puntos que resulta necesario acotar, para la correcta ejecución de los badenes, delineados en color rojo.

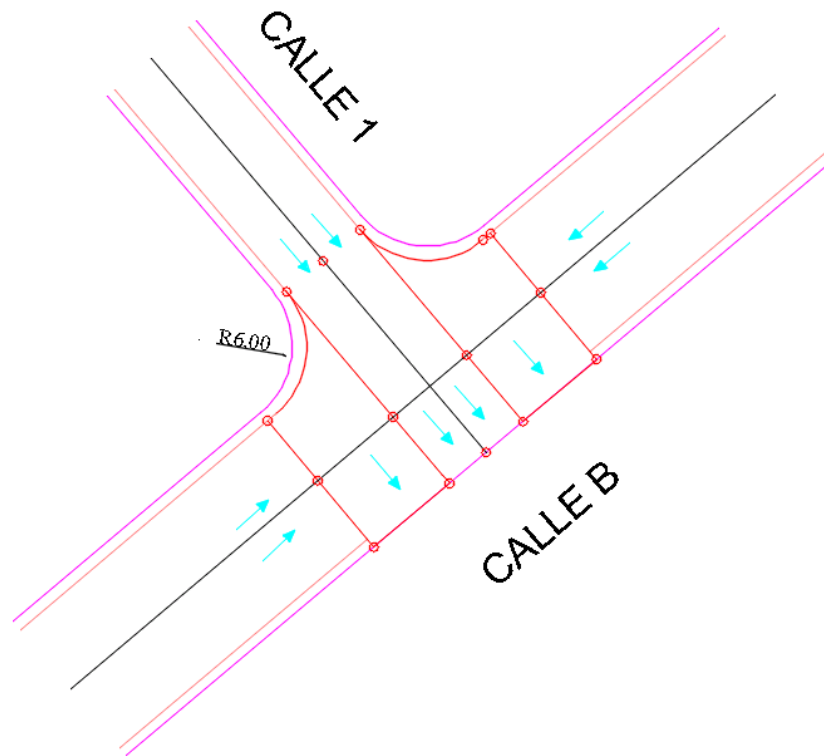


Figura 5-3. Esquema de Bocacalle.

6 CAPÍTULO 6: PROYECTO DE RED DE AGUA POTABLE

6.1 GENERALIDADES

Un sistema de abastecimiento de agua potable para una población es el conjunto de obras, equipos y servicios destinados al suministro de agua potable para consumo doméstico, industrial, servicios públicos y otros usos.

En el presente Loteo ya se encuentra realizada la Red de Agua Potable, por lo que veremos los lineamientos generales que se deben tener en cuenta a la hora de elaborar un proyecto, y que son enunciados por el Ente Nacional de Obras Hídricas y Saneamiento (ENOHSa) en su Guía para la presentación de proyectos de Agua Potable, Criterios Básicos; a fin de realizar la verificación del mismo para constatar el correcto funcionamiento o no de la red.

6.2 ESTUDIOS NECESARIOS PARA UN PROYECTO DE RED DE AGUA POTABLE

6.2.1 Recopilación de Antecedentes

La recopilación de antecedentes provee elementos básicos para la elaboración de un proyecto, en dicha etapa se deberá obtener información de los organismos oficiales, los que además deberán ser confirmados por los estudios de campo correspondientes. En este caso como es un análisis de un proyecto existente se simplifica mucha información que sería indispensable en la realización de un proyecto, sin embargo se explican a continuación.

- a) Aspectos Físicos
 - Topográficos
 - Edafológicos
 - Geotécnicos
- b) Aspectos Socio – Económicos Y Demográficos

Tipo de población e importancia de los establecimientos industriales, comerciales y oficinas públicas, etc., que se encuentren en el loteo.

d) Infraestructura Urbana

Toda información sobre el desarrollo urbano actual y futuro del área a abastecer será indispensable. Datos sobre proyectos o estudios urbanísticos sectoriales existentes en el área de ejecución del proyecto; tipos de viviendas y su distribución espacial; planos de proyectos y conformes a obra de pavimentos y cordones cunetas, etc.

e) Abastecimiento actual de Agua Potable

Es necesario conocer la calidad del agua para consumo humano; planos de la red de agua potable con ubicación planialtimétrica de las tuberías acotadas respecto a la línea municipal y posibilidades de ampliación; identificación de grandes consumidores de agua potable con el objeto de determinar la ubicación de los grandes consumos comerciales y/o industriales.

Además las características del organismo que presta el servicio de abastecimiento de agua, analizando aspectos institucionales, comerciales y operativos.

6.2.2 Antecedentes

6.2.2.1 Red de Agua Potable Existente

De acuerdo a la información recogida, antecedentes y estudios que se realizaron, el proyecto que se encuadra dentro de la Ciudad de Las Varillas, está en una zona de la Provincia de Córdoba donde en general las aguas subterráneas no son aptas para el consumo humano. Representan un recurso natural inapreciable, pues la notable escasez de las de superficie y las condiciones climáticas desfavorables de extensas áreas, las convierte en algunos casos en el único recurso local de utilización. Debido a esta situación que abarca también a la Ciudad de San Francisco, hace más de 40 años se construyó el primer acueducto Villa María – San Francisco que pasa por la Ciudad de Las Varillas y que por lo tanto abastece a la misma del vital recurso AGUA POTABLE.

Aunque se ha construido el segundo acueducto Villa María – San Francisco, Las Varillas recibe en general agua del primer acueducto. Éste tiene su origen en la Ciudad de Villa María, sobre el Río Calamuchita (Río Tercero) con una toma mediante galerías filtrantes. A su vez se ha conectado al segundo acueducto, suministrando en el caso de ser necesario a partir de este sistema de complementación.

En la Ciudad de Las Varillas la derivación desde el sistema de acueductos alimenta una cisterna semienterrada de 150 m³ de capacidad. Desde la cisterna se

bombea agua a un tanque elevado de 300 m³ de capacidad y 20 metros de altura sobre la cota de nivel de terreno del establecimiento (134.33 m).

La calidad del agua del acueducto se controla mediante análisis que realiza una empresa concesionaria, en el Laboratorio de Ceprocór en la Ciudad de Córdoba.

El agua se distribuye a toda la ciudad desde el tanque de establecimiento mediante una red de distribución que originalmente se construyó con cañería de asbesto cemento de diámetro 75 a 200 mm y luego se fue ampliando con cañería de PVC de diámetro 90 a 160 mm. Actualmente aproximadamente la mitad de la red es de asbesto cemento y la mitad de PVC.

El servicio originalmente a cargo de Obras Sanitarias de la Nación, pasa en el año 1981 a la Provincia de Córdoba donde a lo largo de los diferentes períodos fue atendido por la Dirección General de Obras Sanitarias de la Provincia (EPOS), luego Dirección Provincial de Agua y Saneamiento (DIPAS), luego Dirección de Agua y Saneamiento (DAS); para finalmente en el año 1997 pasar al área de la Municipalidad de Las Varillas como Obras Sanitarias Municipal, actual concesionario del sistema.

A partir de la actual EMVA (Empresa Municipal de Obras Varillenses) se ha podido recabar información relacionada con el sistema de distribución actualizado y los caudales de gasto durante los diferentes períodos del año, estos últimos detallados en el punto correspondiente a consumos.

En la Figura 6.1 se observa plano con red de agua, indicando diámetros de las conducciones.

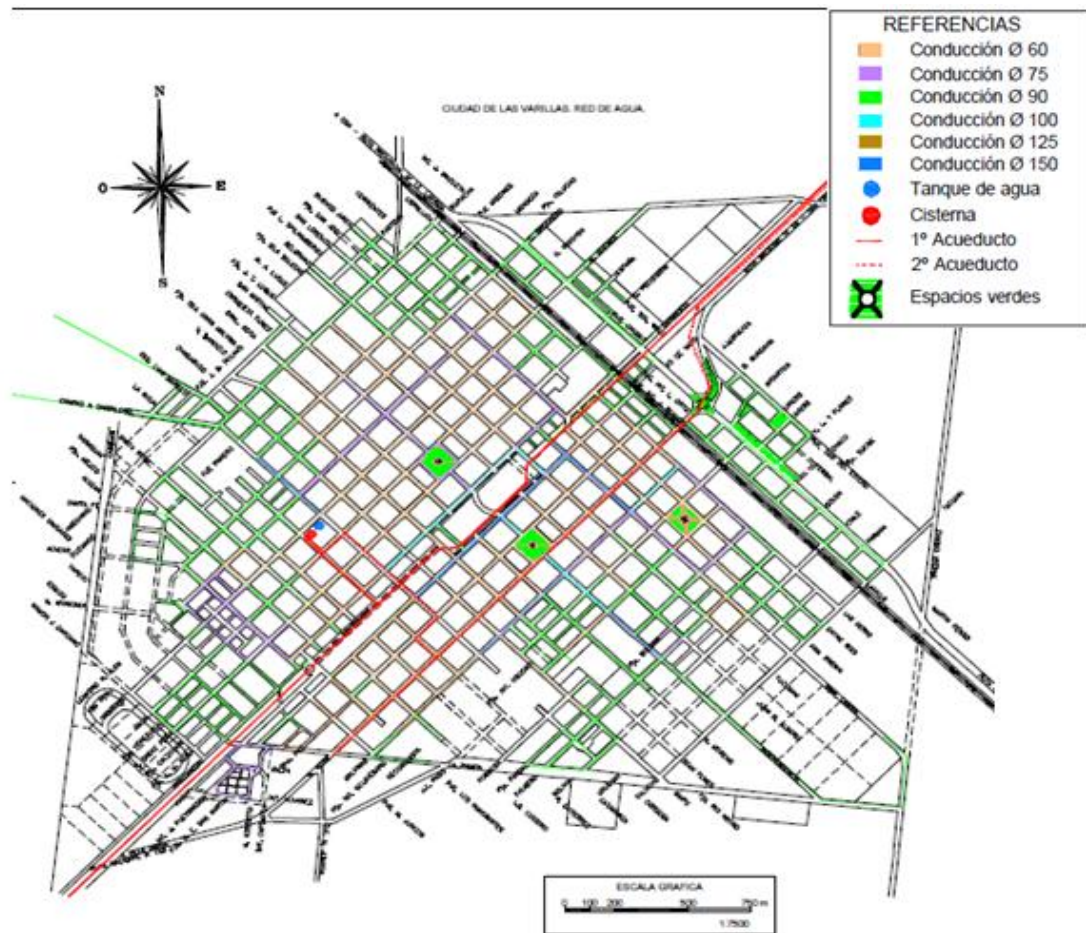


Figura 6-1. Red de Agua Potable

6.2.2.2 Red de Agua Potable Existente en el Loteo

La red proyectada y construida en el loteo cuenta con cañería de PVC de diámetro 90 mm en toda su extensión. Ésta comienza con el punto de conexión (3), que se encuentra a 120 m aproximadamente al sudoeste del Loteo sobre la calle Int. José Irazusta y la calle Domingo F. Sarmiento, donde allí también hay una válvula exclusiva que permite cortar el suministro en caso de reparación. Además la red cuenta con un hidrante (2) sobre la calle Dr. Donato Nannini. Se previeron tapones de cierre (4) donde se espera seguir con la red, tanto en la calle mencionada anteriormente, como en la calle Abraham Salamanca y Domingo F. Sarmiento.

Toda la cañería colocada es de 90 mm de diámetro.

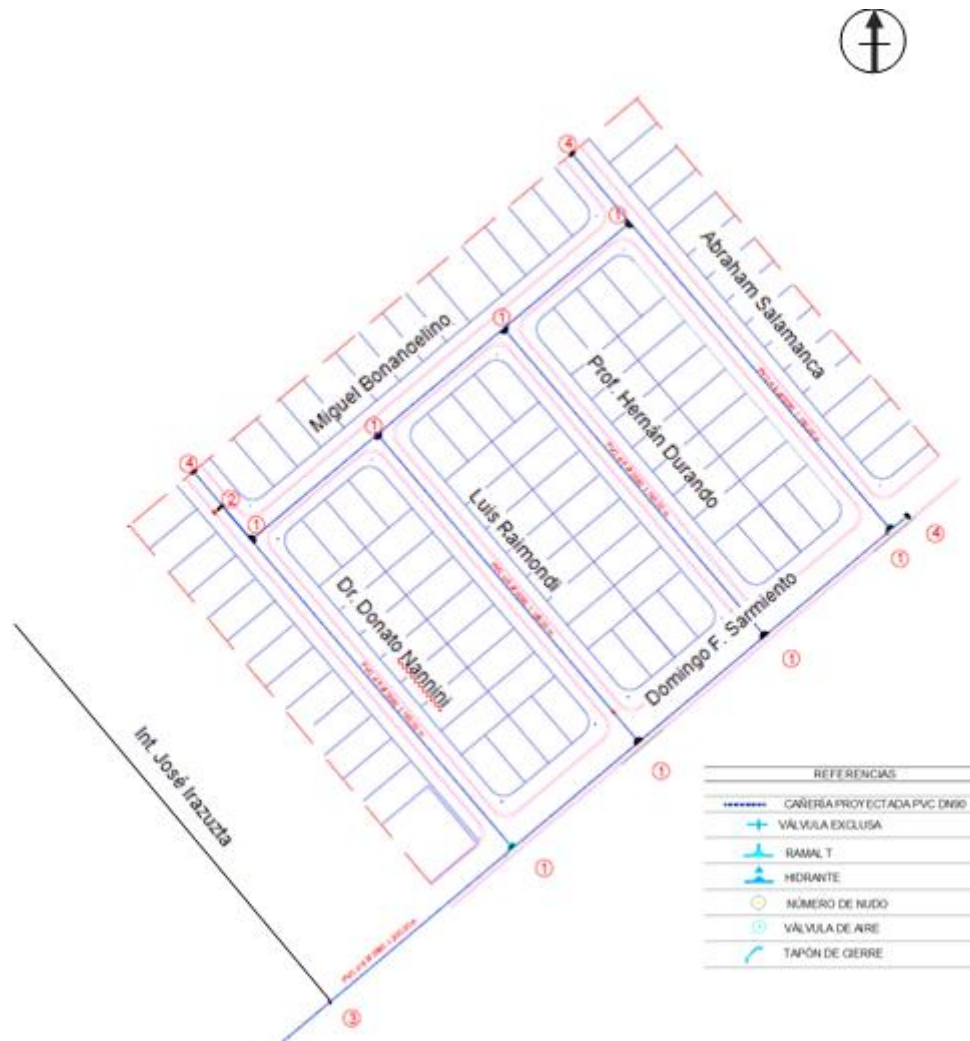


Figura 6-2. Red de Agua Potable Loteo.

6.2.3 Marco Regulatorio

El proyecto de Red de Agua Potable del Loteo, se enmarca dentro de las normas del ENOHSa (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento), cuya misión es organizar, administrar y ejecutar Programas de Infraestructura que deriven de las políticas nacionales del sector Agua Potable y Saneamiento básico, en toda la extensión del territorio País.

6.2.4 Sistema de Distribución

Es el sistema integrado por una serie de tuberías generalmente enterradas y sus piezas de unión y accesorios necesarios para operarla, cuya función principal es conducir en forma continua agua para la prestación del servicio a los consumidores en cantidad y con la presión adecuada.

Está formada por cañerías maestras o principales, distribuidoras o secundarias y subsidiarias y sus válvulas y piezas especiales.

6.2.5 Parámetros de Diseño

- Caudal

El caudal de diseño debe ser el correspondiente al consumo máximo horario, de la población de diseño, más el agua no contabilizada.

Para determinarlo se debe afectar al consumo medio diario establecido en base a la dotación y población futuras de tres coeficientes:

1. $\alpha 1$ que permite pasar del consumo medio diario al consumo máximo diario. Es siempre mayor que uno (1) y lo multiplica.
2. $\alpha 2$ que permite pasar del consumo máximo diario al consumo máximo horario. Es siempre mayor que uno (1) y lo multiplica.
3. η rendimiento de la red = $\frac{1 - \text{Agua no Contabilizada}}{100}$

100

η es siempre menor que uno (1) y lo divide.

El caudal de diseño debe ser entonces: $\frac{\alpha 1 \alpha 2 \text{ consumo medio diario}}{\eta}$

η

El proyectista debe someter en todos los casos a consideración del ENOHSA, las razones que lo llevan a fijar valores para los coeficientes $\alpha 1$, $\alpha 2$ y η .

- Velocidades

Se establecen como velocidades usuales las siguientes:

Tabla 6-1. Velocidades máximas. ENOHSA 2007.

DN de la tubería mm	Velocidad m/s
Menor o igual a 200	0,30 a 0,90
250 a 500	0,60 a 1,30
Mayor de 600	0,80 a 2,00

Valores mayores o menores deben ser adecuadamente justificados.

La velocidad máxima no debe superar 3,00 m/s.

- Diámetros

El diámetro a utilizar para las cañerías que forman las mallas o conforman las cañerías principales, debe resultar del respectivo cálculo de la red. El diámetro mínimo debe ser de 60 mm.

Las cañerías secundarias y subsidiarias se podrán proyectar con el diámetro mínimo antes indicado, salvo en zonas de elevada densidad demográfica donde debe justificarse en cada casa el diámetro a adoptar.

No se acepta la instalación de conexiones domiciliarias sobre cañerías de diámetro 300 mm o superior. De presentarse esta situación deben proyectarse las correspondientes cañerías subsidiarias.

- Presión de Servicio

Las presiones deben ser tales que no excedan las máximas de trabajo de acuerdo al tipo y clase de cañerías utilizada, tanto para la red de distribución como para las conexiones domiciliarias.

Presión Mínima: La presión dinámica no debe ser inferior a 12 m. de columna de agua, medida sobre nivel de vereda en los puntos más desfavorables de la red, los más alejados del tanque o los más altos.

Se aceptan que en puntos aislados la presión dinámica mínima sea 8 m.c.a., la que debe ser debidamente justificada y su aprobación queda sujeta al solo juicio del ENOHSa.

Presión Máxima: Se establece como máxima presión estática de servicio 30 m.c.a.

6.2.6 Diseño de la Red de Distribución

En todos los casos la red debe sectorizarse y debe procurarse proyectar mallas cerradas; la forma de las mismas y la longitud de las cañerías principales que las integran deben ceñirse a las características topográficas del lugar de emplazamiento y a la situación relativa de la densidad de población por abastecer. Se debe contemplar el desarrollo futuro de la localidad a fin de prever las posibilidades de ampliación.

La sectorización debe realizarse considerando una zonificación por zona de presión de manera que no se excedan la presión máxima establecida. En lo posible los sectores no deben exceder los 2.000 usuarios domiciliarios.

a) Métodos de Cálculos

En primer lugar se debe definir, en base a los antecedentes reunidos, la proyección estimada y el crecimiento previsto de la población, el “radio a servir” futuro, para el que se proyecta la red.

Utilizando los datos anteriores y la densidad de población, topografía del lugar y ubicación de las reservas o alimentaciones a la red, se deben definir las mallas de cañerías principales y atribuir las secundarias.

En caso de proyectarse el enlace a la red de edificios de importancia donde el consumo puede ser elevado (industrias, hospitales, etc.) podrá considerarse en el cálculo de la red el gasto concentrado y no incluirse la correspondiente demanda en la estimación del gasto hectométrico, el gasto superficial o el gasto por vivienda. En nuestro caso, dado que los lotes se destinan sólo a la construcción de viviendas unifamiliares, no tenemos en cuenta lo anterior.

Los diámetros, pérdidas de carga y velocidades se deben establecer por cualquiera de los métodos usuales para el cálculo de redes pudiendo utilizarse programas de software reconocidos.

En todos los casos se debe acompañar una memoria técnica con la descripción del procedimiento seguido para la determinación del gasto hectométrico, el gasto superficial o el gasto por vivienda, el método de cálculo y/o el software utilizado, etc.

Dados los errores inherentes a los métodos e hipótesis de cálculo, se considerar aceptable un error de cierre en cada malla que no exceda de 1 m para aquellos que utilicen los denominados puntos de equilibrio total o parcial. Para los cálculos efectuados por modelos matemáticos resueltos por computación se admite un error máximo del 1% (uno por ciento) en la determinación de los caudales.

b) Detalles Constructivos.

- Ubicación:

Las cañerías de la red de distribución podrán colocarse por vereda o por calzada estableciéndose en 1,00 m. la distancia mínima, en horizontal, a las cañerías de cloacas o pluviales paralelas, debiendo éstas estar a mayor profundidad.

Cuando no se pueda cumplir con las separaciones mínimas o sea necesario pasar por debajo de desagües, se deben tomar todas las precauciones de impermeabilidad y soporte que el caso requiera, instalaciones que deben estar detalladamente indicadas en los planos de proyecto.

Hasta el diámetro DN 300 mm podrán colocarse indistintamente por vereda o calzada.

Los diámetros iguales o superiores a DN 400 mm se deben colocar únicamente por calzada.

En avenidas, rutas, calles pavimentadas o calles de gran ancho podrá proyectarse la colocación de cañerías de distribución a cada lado de la calle en lugar de realizar las denominadas conexiones largas. En cada caso la conveniencia de esta solución debe demostrarse mediante el correspondiente estudio económico.

- Pendientes:

Las cañerías de DN 300 mm o mayores deben ser colocadas con una pendiente del 2% cuando la tubería aumenta su cota en el sentido de escurrimiento del agua y del 3% cuando la tubería disminuye su cota en el sentido de escurrimiento del agua.

- Prueba del Mandrilado:

Se debe realizar una prueba de mandrilado sobre todos los caños después de tapar y compactar la zanja, pero antes de colocarse el pavimento o terminación superficial definitiva y antes de que se efectúe la prueba para determinar pérdidas. Se debe pasar a mano un mandril cilíndrico rígido cuyo diámetro debe ser por lo menos el 97 % del diámetro interno de diseño para las tuberías de PVC, PRFV, PEAD y acero. La longitud del mandril debe ser igual al diámetro de diseño del caño.

Si el mandril se atasca dentro del caño en cualquier punto, debe retirarse y reemplazarse el caño.

- Materiales:

Se recomienda, a fin de facilitar las tareas de mantenimiento y reparaciones y evitar la existencia en el depósito de materiales de distintas clases, proyectar las redes y sus ampliaciones tratando, en lo posible de uniformar los materiales, diámetros y piezas especiales a utilizar.

c) Válvulas y accesorios.

- Válvulas de Cierre:

Se deben proyectar con el fin de dividir la red en secciones, para poder aislar posibles fallas o trabajos complementarios, sin interrumpir el servicio en el resto de la población.

Debe estudiarse muy cuidadosamente el número de válvulas a colocar, debiendo prevalecer un criterio de economía combinado con la funcionalidad normal del servicio. No se admite el empleo de válvulas de cierre para regular caudales.

- Válvulas de Aire:

En las tuberías principales de diámetro igual o superior a DN 100 mm sin conexiones domiciliarias se deben colocar válvulas de aire en los puntos altos de quiebre así como en la tuberías de DN 300 mm o superior.

Deben ser del tipo denominado tres funciones:

- 1) Salida de aire a gran caudal durante el llenado.
- 2) Salida de aire a caudal reducido bajo presión.
- 3) Entrada de aire a gran caudal durante el vaciado.

Deben ir alojadas en cámaras y luego del ramal de conexión debe preverse una válvula esclusa de cierre del mismo diámetro que la válvula de aire.

- Hidrantes:

Se deben conectar sobre las tuberías de DN 75 mm o superior, en vereda, cercanos a las esquinas y con una distancia máxima de 200 m entre ellos.

Luego del ramal de conexión debe preverse una válvula esclusa de cierre del mismo diámetro que el del hidrante.

- Cámara de Limpieza:

Permiten la descarga de los sedimentos acumulados en el sistema. Se deben colocar en puntos bajos y consisten en derivaciones de la tubería provistas de una válvula de cierre y los elementos para alejar el líquido contenido en la red.

Los puntos bajos deben seleccionarse en forma tal que las cámaras de limpieza respectivas puedan drenar y limpiar toda la red.

6.3 PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

6.3.1 Período de Revisión o Diseño

Se considera período de diseño al tiempo entre la puesta en servicio del sistema que se está proyectando (o parte del mismo) y el momento en que por agotamiento de materiales o por falta de capacidad para prestar eficientemente el servicio, se agota la vida útil no cumpliéndose las condiciones ideales de funcionamiento.

Los períodos de diseño de las distintas obras dependen de:

- La vida útil de las estructuras y equipos del proyecto
- Facilidad o dificultad para realizar ampliaciones
- El crecimiento demográfico, comercial e industrial
- Tasas de interés sobre el capital a invertir y posibilidad de amortizar las obras.

El manual del Ente Nacional de Obras Hídricas y Saneamiento brinda al proyectista una tabla (Tabla 6-2), como guía para establecer el período de diseño de cada unidad componente del sistema.

Tabla 6-2. Períodos de diseño. Sistema de agua potable.

Sector	Período de diseño en años
• Sistemas de Captación	
➢ Superficiales	20
➢ Pozos	10
• Líneas de impulsión ^a	15
• Plantas de Potabilización	
➢ Obras Civiles Básicas	20
➢ Obras Civiles Módulo de Tratamiento Primera Etapa	10
➢ Instalaciones electromecánicas	10
• Tanques y Cisternas de Almacenamiento ^b	10
• Redes de Distribución	15
• Estaciones de Bombeo	
➢ Obras Civiles	20
➢ Instalaciones electromecánicas	10
• Medidores domiciliarios	5 a 8

En el presente trabajo, para la etapa de proyecto, se adopta como período de diseño 20 años, en función de las obras e instalaciones previstas. El mismo se mide a partir de la fecha efectiva de iniciación de las operaciones del sistema, el cual fue el año 2014. Esto implica que la población a servir deberá contar con agua potable en calidad y cantidad, según las dotaciones adoptadas hasta el año 2034, final del período.

6.3.2 Población

Las obras de saneamiento poseen una vida útil, por lo que hay que diseñarlas, proyectarlas y dimensionarlas para que presten un servicio eficiente hasta el fin de ese período. Por ello la correcta proyección de la población futura, es fundamental para la estimación de los caudales de diseño de cualquier obra de Ingeniería Sanitaria.

En nuestro caso, la población futura está dada en función de la ocupación de personas que tenga cada lote, 4 personas según los datos censales de la Hoja Provincia de Córdoba. Teniendo en cuenta esto y la cantidad de lotes (106), tendremos la población futura.

Tabla 6-3. Población Estimada.

Loteo	N° Lotes	Población
		[hab]
Cooperativa Las Varillas	106	424

El desarrollo del Loteo se prevé en 20 años, en función de lo cual se estimaron los porcentajes de ocupación en tres etapas:

Tabla 6-4. Porcentaje de Ocupación.

Año	% Ocupación	Población
		[hab]
5	35%	149
10	85%	360
20	100%	424

6.3.3 Dotación de Diseño

a) Dotación media anual efectiva

Es la cantidad de agua promedio consumida en un determinado año n por cada habitante servido por día y se expresa:

$$D_n \left(\frac{\text{litros}}{\text{hab} * \text{día}} \right) = \frac{\text{Consumo total residencial durante el año } n}{365 \text{ días} * \text{población total servida al año } n} = \frac{V_{cresn}}{365 \text{ días} * P_{sn}}$$

Donde:

D_n [litros/hab.día]: Dotación efectiva (en el año n)

V_{cresn} [litros]: Volumen total consumido por usuarios residenciales durante el año n

P_{sn} [habitantes]: Población servida en el año n

b) Dotación media anual aparente

Es el cociente entre el consumo medio diario total de agua potable del año n, por cualquier concepto (consumos residenciales y no residenciales) y la población total servida exclusivamente.

$$D_{an} \left(\frac{\text{litros}}{\text{hab} * \text{día}} \right) = \frac{V_{cn}}{365 \text{ días} * P_{sn}}$$

Donde:

D_{an} [litros/hab.día]: Dotación aparente (en el año n)

V_{cn} [litros]: Volumen medio consumido total de agua potable en el año n

P_{sn} [habitantes]: Población servida con agua potable en el año n

Esta dotación aparente puede usarse para realizar cálculos estimativos o comparativos.

La dotación de consumo a utilizar como dotación de diseño media anual, debe calcularse para cada caso en base a la capacidad de la fuente, la influencia del clima, las características socio - económicas locales y al tipo de servicio y de usuarios.

A continuación se transcriben valores de dotación efectiva de consumo o de diseño media anual sugeridos por el ENOHSA para las realidades locales, los que deben

ser chequeados al momento de proyectar de acuerdo a las costumbre del lugar de proyecto:

- Surtidores públicos: 40 l/hab.día
- Conexiones domiciliarias con medidor: 150 a 200 l/hab.día con un máximo de 250 l/hab.día cuando hay condiciones de clima semiárido y árido (a)
- Conexiones domiciliarias sin medidor: 150 l/hab.día a 300 l/hab.día (a)
- Conexiones para comercios, los consumos se deben calcular y justificar en función del número de empleados o locales sanitarios.
- Conexiones para industrias que produzcan alimentos destinados al consumo de la población, el consumo se debe determinar en base al tipo de industria y al volumen de producción. Es conveniente individualizarlos e indagar el consumo real requerido.
- Conexiones de industrias o grandes consumidores, se los deberá individualizar e indagar cual es el consumo real requerido.
- Conexiones para escuelas, hospitales y hoteles, se calcula el consumo según (b):
 - Escuelas: 20 a 100 l/alumno. Turno
 - Hospitales y clínicas con internación: 200 a 300 l/cama.día
 - Hoteles: 100 a 250 l/cama.día (otros autores estiman dependiendo del número de huéspedes 1000 l/habitación.día)

Por lo anteriormente expuesto, se adopta una dotación de 200 lts/hab*día.

6.3.4 Caudal

El consumo de una población puede variar a través de intervalos de tiempo: durante las horas del día, de un día respecto a otro o de una estación del año respecto a otra.

Estas fluctuaciones pueden ser fácilmente observadas cuando se cuenta con un aforador o caudalímetro que mida macrométricamente los consumos de la población, de lo contrario se tendrán que estimar por comparación con localidades similares. Dichas fluctuaciones se ven reflejadas en coeficientes de relación que iremos incorporando. La nomenclatura propuesta por el organismo ENOHSA es la siguiente:

Tabla 6-5. Denominación de Caudales (ENOHSA).

Caudal (Q)	Nomenclatura ^(*)
Mínimo horario	Q _A
Mínimo diario	Q _B
Medio diario	Q _C
Máximo diario	Q _D
Máximo horario	Q _E

(*) Q: Caudal

Tabla 6-6. Definición de caudales de diseño (ENOHSA).

	Denominación	Definición
Q _{An}	Caudal mínimo horario del año n	Menor caudal instantáneo del día de menor consumo de agua potable de ese año
Q _{Bn}	Caudal medio mínimo diario del año n	Caudal medio del día de menor consumo de agua potable del año n
Q _{Cn}	Caudal medio diario del año n	Caudal medio diario del año n (en función habitante servido)
Q _{Dn}	Caudal medio máximo diario del año n	Caudal medio del día de mayor consumo de agua potable del año n
Q _{En}	Caudal máximo diario del año n	Mayor caudal instantáneo del día de mayor consumo (Q _{Dn}) del año n. Caudal horario máximo absoluto del año.

N: el subíndice "n" se debe reemplazar por el año del periodo de diseño que corresponda.

En todo proyecto se debe incluir un cuadro en el que se especifiquen los coeficientes adoptados y los valores de caudales definidos en la tabla precedente, para el año inicial del período de diseño (n=0), el intermedio (n=10 años) y el final (n=20 años), tal como se ve en la Tabla 6-7.

Si relacionamos los distintos caudales obtenemos los consiguientes coeficientes de relación que nos serán luego útiles para determinar el caudal de diseño de cada parte de una instalación de suministro de agua potable, pues cada estructura componente del sistema se dimensiona en función de distintos caudales.

Tabla 6-7. Definición de Coeficientes de Caudal.

α_{1n}	Coefficiente máximo diario del año n	$\alpha_{1n} = Q_{Dn} / Q_{Cn}$
α_{2n}	Coefficiente máximo horario del año n	$\alpha_{2n} = Q_{En} / Q_{Dn}$
α_n	Coefficiente total máximo horario del año n	$\alpha_n = Q_{En} / Q_{Cn}$
β_{1n}	Coefficiente mínimo diario del año n	$\beta_{1n} = Q_{Bn} / Q_{Cn}$
β_{2n}	Coefficiente mínimo horario del año n	$\beta_{2n} = Q_{An} / Q_{Bn}$
β_n	Coefficiente total mínimo horario del año n	$\beta_n = Q_{An} / Q_{Cn}$

En los coeficientes n se considera agua no contabilizada ni consumos puntuales concentrados

$$\alpha_{1n} = \frac{\text{caudal medio del día de mayor consumo}}{\text{caudal medio diario anual}} = Q_{Dn} / Q_{Cn}$$

$$\alpha_{2n} = \frac{\text{caudal máximo horario}}{\text{caudal medio del día de mayor consumo}} = Q_{En} / Q_{Dn}$$

$$\alpha_n = \alpha_{1n} \times \alpha_{2n} = \frac{\text{caudal máximo horario}}{\text{caudal medio diario anual}} = Q_{En} / Q_{Cn}$$

$$\beta_{1n} = \frac{\text{caudal medio del día de menor consumo}}{\text{caudal medio anual}} = Q_{Bn} / Q_{Cn}$$

$$\beta_{2n} = \frac{\text{caudal mínimo horario}}{\text{caudal medio del día de menor consumo}} = Q_{An} / Q_{Bn}$$

$$\beta_n = \beta_{1n} \times \beta_{2n} = \frac{\text{caudal mínimo horario}}{\text{caudal medio anual}} = Q_{An} / Q_{Cn}$$

Los valores de estos coeficientes pueden permanecer invariables en el tiempo o variar dependiendo de las condiciones y características del servicio bajo las que se definen.

El caudal medio diario de consumo de agua potable (Q_{Cn}) para el año n, se determina tomando en cuenta:

- Caudales medios diarios consumidos residenciales (Q_{Cres})
- Caudales medios diarios consumidos no residenciales originados por instituciones públicas, privadas, comercios, industrias (Q_{Cnores})
- Caudales medios diarios consumidos por grandes usuarios comerciales o industriales (Q_{Cgun})

$$Q_{Cn} = Q_{Cres} + Q_{Cnores} + Q_{Cgun}$$

Los Q_{Cgun} consumidos por grandes usuarios se deben determinar en base a datos aportados por los mismos, tomando en cuenta el consumo medido de agua potable desde la red pública (cuando se abastezca en esta forma), la producción propia de agua de cada usuario, las características del proceso industrial, los datos que recoja in situ el proyectista y todo otro elemento que pueda ayudar a evaluar los consumos medios y máximos de cada uno y su evolución en el tiempo. Los consumos de grandes usuarios se deben considerar como gastos puntuales cuando el valor máximo horario previsto para los mismos sea igual o mayor a 5 veces el consumo máximo horario de una conexión típica de la localidad. En nuestro caso, sólo contamos con caudales medios diarios consumidos residenciales.

Cuando no existan registros confiables interrumpidos, de al menos los 36 últimos meses de consumos de agua potable, que permitan determinar los coeficientes de caudal, se pueden adoptar los valores que especifica el ENOHSA que se transcriben en Tabla 6-8.

Tabla 6-8. Coeficientes de Caudal (ENOHSA).

Población Servida	α_{1n}	α_{2n}	α_n	β_{1n}	β_{2n}	β_n
500 hab < P < 3000 hab	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3000 hab < P < 15.000 hab	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 hab < P	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

En nuestro caso, para obtener el caudal máximo diario se utilizó un coeficiente de caudal $\alpha_1 = 1,40$ y para el máximo horario el coeficiente $\alpha_2 = 1,90$, resultando los siguientes caudales:

Tabla 6-9. Caudales de Diseño.

Área	Año	Población [N°]	Dotación l/día	Qm (QC)		Qmd(QD)		Qmh(QE)	
				m3/día	L/s	m3/día	L/s	m3/día	L/s
Residencial	5	149	200	29,80	0,34	41,72	0,48	79,27	0,92
	10	360	200	72,00	0,83	100,80	1,17	191,52	2,22
	20	424	200	84,80	0,98	118,72	1,37	225,57	2,61

6.4 RED DE DISTRIBUCIÓN

6.4.1 Características de la Red de Distribución

El trazado de la red de distribución realizada cubre la totalidad de los frentistas del loteo. Se ha adoptado cañería de PVC y sus accesorios del tipo de uniones elásticas

deslizables con aros de goma, clase 6, diámetro 90 mm. Las válvulas esclusas son de fundición de hierro doble enchufe, aptas para intercalar directamente en cañerías de PVC. A efectos del correcto funcionamiento de la red se han proyectado válvulas esclusas e hidrantes.

El caudal de cálculo de la red de distribución debe ser el máximo horario. Para el cálculo hidráulico se ha adoptado que la presión mínima en el punto más alejado de la red de distribución sea de 12 m.c.a. sobre el nivel del terreno natural, por lo que la verificación final de la línea piezométrica de la red ha sido por aproximaciones con el programa EPANET. En el Anexo D, se explican las características de este y luego la modelación de la Red.

6.4.2 Análisis del Modelo

Analizando los valores obtenidos en el modelo se trata de encontrar problemas que puedan tener la red y por los cuales no podría prestar un servicio con normalidad.

El caso de no tener suficiente presión en cada punto de la red, el agua no puede llegar al tanque de cada vivienda, con lo cual el servicio es imposible de brindarlo.

Respecto a esto, la norma ENOHSA exige que la presión sea mayor a 12 m.c.a, para que se garantice una adecuada prestación del mismo. No obstante eso, permite tener una presión como mínimo de 8 m.c.a. por cuestiones eventuales y con una debida justificación.

Como vemos en la simulación, en los puntos mas alejado, la presión no es inferior a los 10 m.c.a. Además, el caudal exigido es de 2,41 l/s, inferior a los 2,70 l/s brindados por la empresa prestadora del servicio. Por lo tanto, considerando que la Red de Agua Potable del Loteo ya está construida, podemos concluir que cumple con las exigencias normativas. Si bien no se llega a los 12 m.c.a exigidos, la presión bastante aproximada y un tanto mayor al mínimo eventual de 8 m.c.a.

Ahora bien, aunque la modelación arrojó resultados positivos en cuanto a la hidráulica del sistema, notamos que faltan varios elementos complementarios a la red que hacen al correcto funcionamiento y a la seguridad del mismo.

Es por eso que se plantea colocar un Hidrante cada 200 m² (2), cumpliendo con la normativa vigente. Además se proyectan válvulas esclusas en todas las calles, a fin de

poder sectorizar la red a la hora de realizar una reparación (1). Se decide además colocar una válvula de aire en la zona más baja de la red (6).

En la Figura 6-3 se observa lo anteriormente descrito.

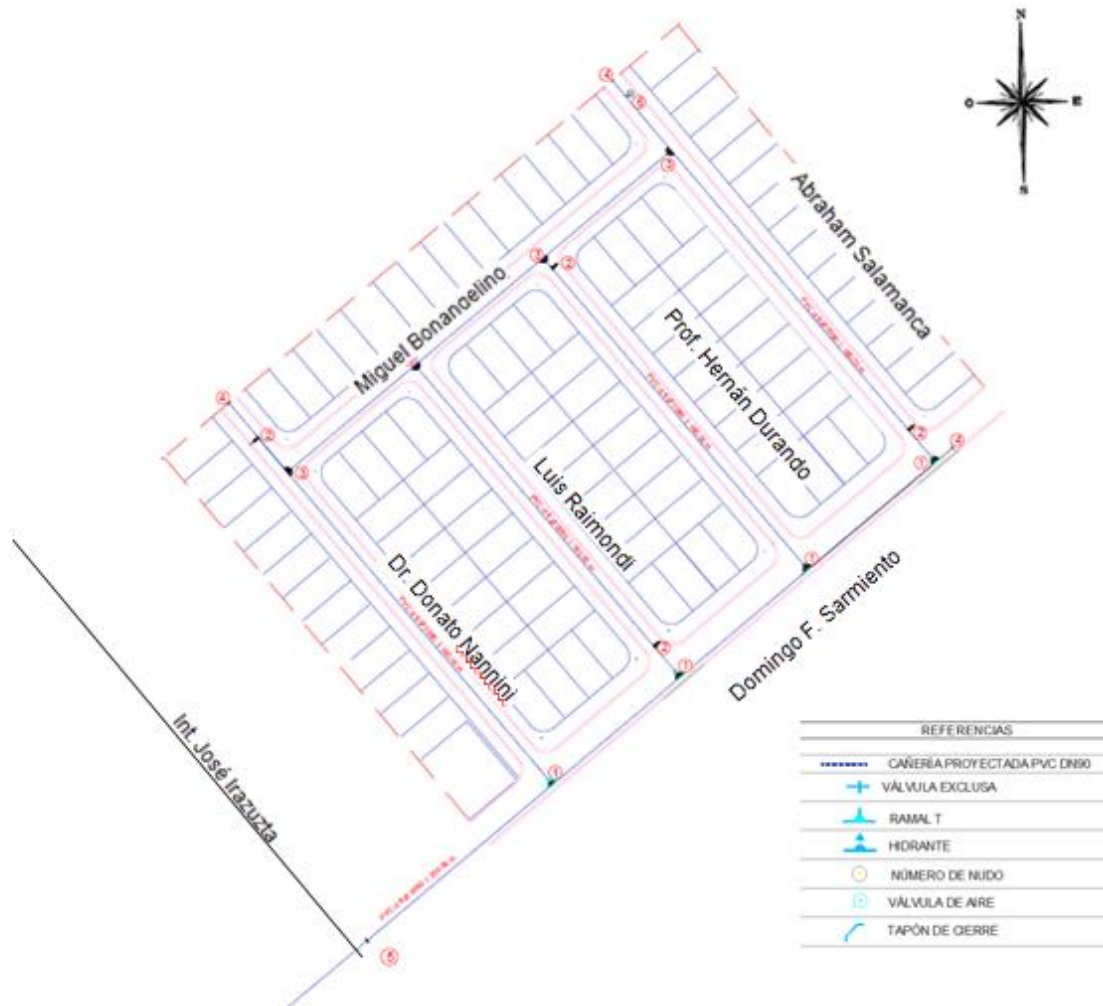


Figura 6-3. Red de Agua Potable Proyectada.

7 CAPÍTULO 7: PROYECTO DE DESECHOS CLOACALES

7.1 GENERALIDADES

En el presente capítulo, en primer lugar se realizarán los estudios correspondientes para el tratamiento y deposición de efluentes cloacales en subsuelo. En segundo lugar, se analizarán todos los aspectos para hacer el diseño de la Red Colectora Cloacal a fin de dejar planteado el proyecto, en el cual, si bien se está desarrollando la primer parte de la Red Colectora de la ciudad, no se prevé que ésta zona cuente con dicho servicio.

7.1.1 Situación Actual

Desde el punto de vista topográfico la ciudad de Las Varillas se implanta sobre un área con mínimas pendientes, lo que determina severas dificultades en cuanto a los drenajes naturales. A esta situación se le ha sumado la transferencia de caudales desde el aporte permanente de los efluentes cloacales que en su totalidad ingresan al subsuelo como consecuencia del tratamiento definido a través de cámaras sépticas y pozos absorbentes.

El crecimiento de la población por un lado, de las actividades productivas por otro y la dificultad marcada de drenaje ha determinado un constante incremento en los niveles freáticos provocando una situación sanitaria potencialmente riesgosa.

Desde hace aproximadamente diez años, la localidad ha debido implementar un sistema de bombeo de la napa freática a los efectos de posibilitar el mantenimiento de la misma en un nivel variable entre 3.00 y 4.00 metros de profundidad y evitar de este modo su ascenso hasta la cota de terreno natural, lo que se mantiene hasta la actualidad. Las bombeadas a partir de distintos puntos de la ciudad, son drenadas por el Canal Central, que nombrásemos anteriormente, y transferidas hacia la zona norte de la localidad, donde finalmente terminan en bajos naturales que de este modo están permanentemente anegados.

Como puede observarse de lo descrito precedentemente la ciudad se encuentra en la actualidad en una condición de elevado riesgo sanitario lo que es imprescindible solucionar, para lo que una de las principales obras a llevar adelante es precisamente el Sistema de Desagües Cloacales, lo que permitirá una gestión sustentable de los recursos

hídricos y con ello el incremento real de la calidad de vida de los habitantes y su preservación desde el punto de vista de la salud poblacional.

A la fecha de hoy, se encuentra en desarrollo la primera fase del proyecto de la Red Colectora Cloacal, la cual se detallará más adelante. Es por eso que hoy se realiza el tratamiento y la deposición de los desechos en el subsuelo, no obstante eso, se deja planteado el proyecto de la Red Colectora Cloacal para un futuro.

7.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS LÍQUIDOS RESIDUALES DOMÉSTICOS

7.2.1 Generalidades

Para poder determinar el mejor o más adecuado método para el tratamiento de un líquido cloacal, es necesario conocer sus características, para ello se hacen análisis físicos, químicos y biológicos que nos permiten caracterizarlo.

7.2.1.1 Líquido Cloacal

El líquido cloacal llamado doméstico para diferenciarlo de aquel que es una mezcla, por recibir aguas residuales de las industrias, contiene:

- Aguas provenientes de la cocina.
- Aguas del baño y lavado de ropas.
- Aguas del lavado de pisos, veredas, etc.
- Orina.

7.2.1.2 Composición

La composición de un líquido cloacal será el resultado de qué tipos de desagües llegan a la red, si se trata de un sistema separado (aguas servidas provenientes exclusivamente de desagües cloacales) encontramos en el líquido desechos provenientes del uso doméstico y si además existen descargas industriales.

7.2.1.3 Concentración

Llamamos concentración o "fuerza" de un líquido cloacal a su potencialidad para causar perjuicios. De tal forma un líquido cloacal será más "fuerte" cuando mayor proporción tenga de compuestos putrescibles.

Una forma de considerar la concentración del Líquido Cloacal es relacionado con la D.B.O. (demanda bioquímica de oxígeno), donde valores de 210 (días mg/l) se asocian a un líquido débil, 350 (días mg/l) mediano y 600 (días mg/l) concentrado.

7.2.1.4 Condición

Constituye la tercera característica importante del líquido cloacal. Esta depende principalmente de la edad, temperatura y, en cierto grado, de la agitación que sufre el líquido cloacal.

La influencia de la temperatura se hace notar en que con su elevación hay una descomposición más rápida del líquido cloacal en los conductos. Consumido el oxígeno disuelto presente en el agua, pasa el líquido a condición anaeróbica, y se tiene así un líquido que presenta gran avidez de oxígeno.

7.2.2 Caracterización del Líquido Cloacal

Para poder caracterizar el líquido cloacal, es decir determinar su composición, concentración y estado se hacen determinaciones físicas, químicas y biológicas, que pasaremos a desarrollar.

7.2.2.1 Determinación Física

- A. *Temperatura*: En general es un poco más elevada que la del agua corriente por el aporte de agua caliente usada para fines domésticos.
- B. *Color*: Cuando el líquido cloacal es fresco, es de color gris característico y al envejecer toma un color negro brillante, en donde se supone que hay una formación de sulfuro de hierro. El color está enormemente influenciado por alguna descarga de agua industrial.
- C. *Olor*: Cuando el líquido cloacal es fresco es apenas ligeramente pútrido, pero por su naturaleza orgánica, entra rápidamente en descomposición originándose la septización y tomando así un fuerte olor pútrido.

7.2.2.2 Determinación Química

Las determinaciones químicas que permiten señalar las características de los líquidos cloacales son:

- A. *Contenido de sólidos*: Los sólidos contenidos en el agua residual están en suspensión y en solución (disueltos) y están compuestos por materias orgánica e inorgánica.
- B. *Determinación de nitrógeno*: Se determina el Nitrógeno Total y luego se diferencia nitrógeno orgánico e inorgánico. Un líquido cloacal fresco tendrá un alto contenido de nitrógeno orgánico, pero cuando éste entra en proceso de putrefacción se

produce una degradación del nitrógeno proteico, que va descomponiéndose en sus aminoácidos hasta llegar finalmente a amoníaco (NH₃), que es inorgánico.

C. *Requerimientos de oxígeno*: Es el necesario para estabilizar el contenido orgánico y oxidar al máximo los compuestos minerales presentes en el líquido. En lo que se refiere a los líquidos contaminantes con relación a sus requerimientos de oxígeno, debe considerarse:

1. Oxígeno disuelto
2. Oxígeno consumido
3. Demanda bioquímica de oxígeno (D.B.O.)
4. Demanda de cloro

D. *Otras Características*:

1. pH
2. Alcalinidad
3. Cloruros
4. Sulfuros totales
5. Gases
6. Grasas y aceites

7.2.2.3 Determinaciones Biológicas

El análisis biológico puede comprender el examen microscópico directo y el examen o análisis microbiológico.

El análisis microscópico directo permite descubrir la presencia de algunos zooparásitos o sus huevos y además, en algunos casos permite saber si a un desagüe cloacal llega alguna descarga industrial.

En cuanto al análisis microbiológico habitualmente no se efectúa, pero puede interesar en algunos estudios de contaminación, para fijar la intensidad y extensión de la misma.

7.3 PROYECTO DE TRATAMIENTO Y DEPOSICIÓN DE EFLUENTES CLOACALES EN SUBSUELO

7.3.1 Generalidades

El problema de la eliminación de los desperdicios en regiones que no cuentan con alcantarillados municipales, como es el caso de Las Varillas, se ha resuelto mediante la instalación de sistemas individuales en cada vivienda, para la eliminación de las aguas negras. Estas instalaciones desempeñan una función vital en el saneamiento del medio

ambiente, en particular, en regiones rurales semi desarrolladas como así también en varios tipos de establecimientos, tales como escuelas, pequeñas instituciones, hoteles rurales, etc., es decir, donde se manejan mayores volúmenes de aguas negras que los descargados por una vivienda particular.

El tratamiento de líquidos cloacales para este caso conviene realizarlo a través de una Cámara Séptica para luego disponerlo en Pozos Absorbentes o en Zanjas de Absorción según sea la permeabilidad del terreno. Tal como se observa en el esquema de la Figura 7-1.

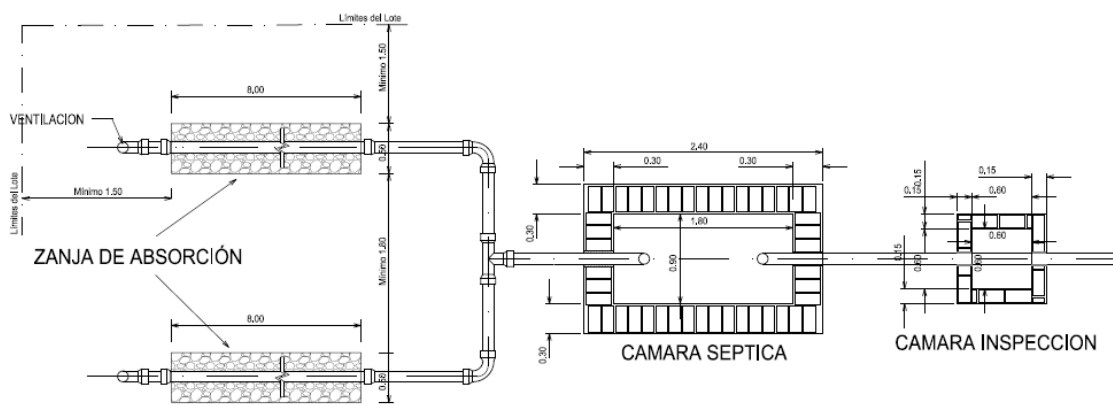


Figura 7-1. Esquema de Sistema de Tratamiento y Deposición de Líquidos Cloacales.

Las dimensiones de cada uno de los elementos constitutivos de este sistema dependen de los caudales de efluente producidos. El caudal generado para las necesidades básicas por cada lote o conexión, cuyo uso es de vivienda, ha sido estimado en $1 \text{ m}^3/\text{día}$.

7.3.2 Tratamiento del Efluente Cloacal. Cámara Séptica

La cámara séptica recibe el aporte de los efluentes cloacales de inodoros, lavatorios, etc. y bajo ningún concepto se deberán enviar desagües pluviales a la cámara. En esta unidad se produce la separación de las fases líquidas y sólidas del efluente, convirtiéndose la primera en el efluente de la cámara y la segunda sedimenta formando depósitos o flota transformándose en costra o espuma superficial. La función principal de la cámara séptica es la disgregación y decantación del efluente, realizando solamente un tratamiento primario.

Los barros sedimentados (cienos) se digieren anaeróbicamente, lo mismo sucede con la espuma (nata), además de la acción degradante de los hongos. Ambas acciones provocan la transformación de la materia orgánica del efluente.

La espuma que ocupa la superficie del líquido de la cámara séptica, está constituida por grasas y sólidos reflatados por los gases ascendentes, provenientes de la digestión anaeróbica de los barros.

La cámara séptica debe diseñarse con la capacidad para cumplir con las siguientes funciones:

- Intercepción de sólidos
- Digestión de los sólidos sedimentados
- Almacenamiento de los sólidos digeridos
- Almacenamiento y degradación de la espuma

7.3.2.1 Eficiencia Promedio

A los fines del diseño, se adoptarán las siguientes eficiencias promedios, expresadas como porcentaje de remoción del contaminante:

- DBO550%
- DQO.....45%
- Sólidos Totales.....45%
- Sólidos Disueltos.....90%
- Sólidos Suspendedos.....60%
- Carbono Orgánico Total.....45%
- Nitrógeno Total (como N).....5%
- Grasas y Aceites.....80%

7.3.2.2 Localización

Se establecen las siguientes distancias mínimas a objetos, obstáculos o hechos en superficie, a las cuales deberán colocarse las cámaras sépticas.

- Edificaciones.....1,50 m
- Límites de propiedad.....1,50 m
- Pozos o Perforaciones de Agua.....10,00 m (*)
- Cañerías de aguas.....3,00 m

- Caminos, Senderos.....1,50 m
- Árboles Importantes.....3,00 m

(*) 30,00 m para suelos arenosos o gravas.

Cuando explícitamente no se puedan lograr las distancias, deberán colocarse protecciones acordes, en especial en cuanto a las perforaciones.

7.3.2.3 Características del diseño

- Número de aportantes por lotes: 4
- Cámara de un compartimiento
- Cubierta de tierra de 0,40 m.
- Dos bocas de acceso con tapa de H° A° o hierro fundido.
- Entrada: dispositivo en tee.
- Salida: pantalla de material.
- Diámetro de los conductos de 110 mm.

7.3.2.4 Fórmulas utilizadas

A continuación se presentan las fórmulas necesarias para el dimensionamiento de la Cámara Séptica.

- Volumen Total de la cámara:

$$VT = Vh + Va + Vd$$

- Período de retención hidráulica:

$$PR = 1.5 - 0.3 \times \log(P \times Q)$$

P = población aportante; Q = caudal diario en l/hab.día por aportante

- Volumen de la zona de sedimentación (Vh):

$$Vh = 0.001 \times P \times Q \times PR$$

- Volumen de almacenamiento de barros (Va)

$$Va = 40 \times 0.001 \times P \times N$$

- N = n° de años entre limpieza.
- Volumen de almacenamiento de barros (VD)

$$Vd = 0.001 \times Pd \times Bf \times P$$

Pd = permanencia en la zona de digestión en días; Bf = aporte de barro fresco

7.3.2.5 Dimensionado de la Cámara Séptica

En la tabla 7.1 se presentan los valores del dimensionado de la Cámara Séptica, para los cuales se han utilizado las fórmulas mencionadas anteriormente.

Tabla 7-1. Dimensionado de Cámara Séptica.

CAMARA SEPTICA		
Habitantes por vivienda	(P)	4 hab
Aporte por habitante	(Q)	250 lts/dia.hab
Intervalo de limpieza	(N)	2 años
Aporte de barro fresco	(Bf)	1 lts/dia.hab
Permanencia mínima de barros	(Pd)	75 días
Período de Retención Hidráulica	(PR)	0.60 días
Período de Retención Hidráulica Adoptado	(PR)	1.00 días
Volumen Requerido para Sedimentación	(Vh)	1.00 m3
Volumen de Almacenamiento de Barros	(Va)	0.32 m3
Volumen en Zona de Digestión	(Vd)	0.30 m3
Volumen Total	(VT)	1.62 m3
Profundidad de la cámara	(H)	1.20 m
Revancha	(H')	0.30 m
Profundidad de la Cámara Total	(Ht)	1.50 m
Area de la Cámara	(A)	1.35 m2
Ancho de la Cámara Adoptado	(a)	0.90 m
Largo de la Cámara Adoptado	(l)	1.80 m
Area Final de la Cámara	(A)	1.62 m2
Volumen Final de la Cámara	(V)	1.94 m3

7.3.2.6 Dimensionado adoptadas

A continuación se muestran las dimensiones finales de la cámara séptica. Tal como se detallan en la Figura 7-2.

- Profundidad Útil: 1,20 m
- Revancha: 0,30 m
- Profundidad Total: 1,50 m
- Ancho : 0,90 m
- Largo: 1,80 m

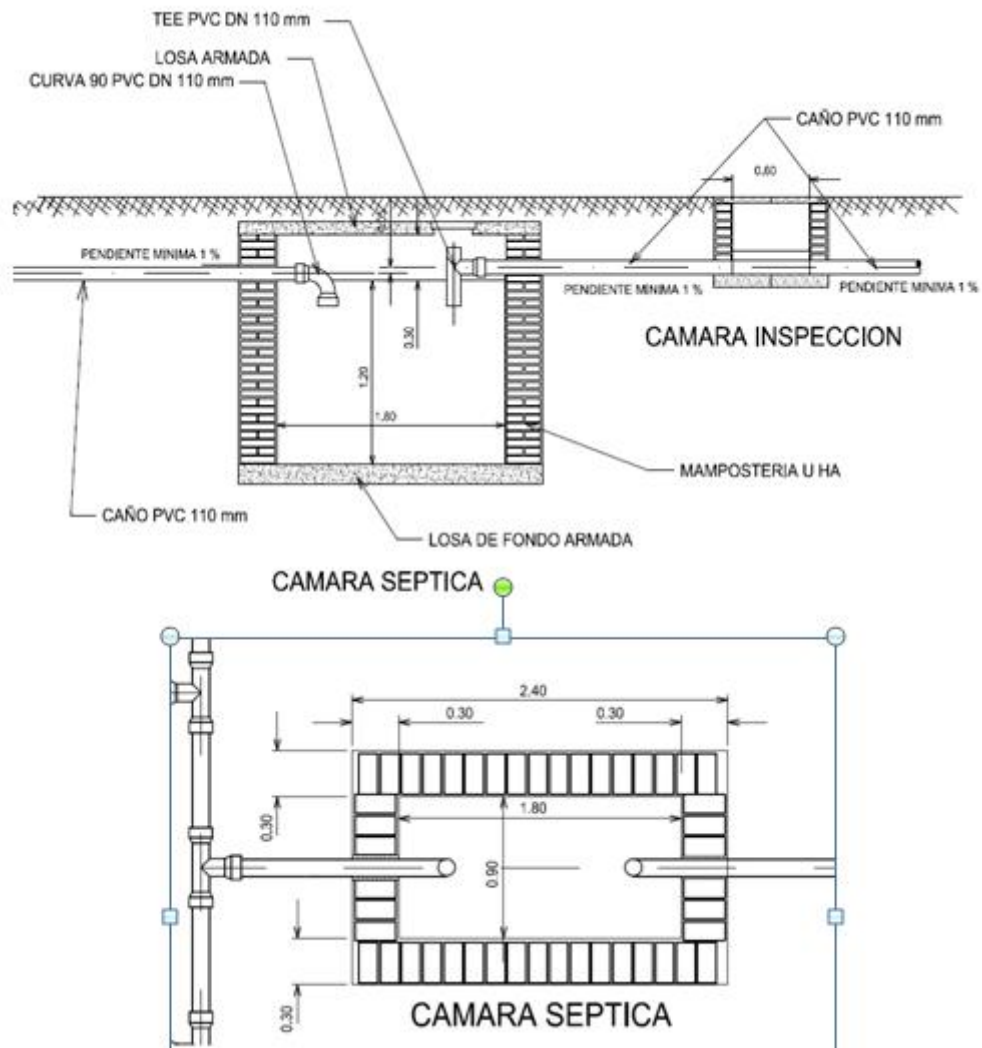


Figura 7-2. Dimensiones de la Cámara Séptica.

7.3.2.7 Mantenimiento

El período de tiempo entre limpiezas en una Cámara Séptica depende del número de personas a que dé servicio, de la cantidad y calidad de las aguas negras descargadas en ellas y de otras condiciones, lo que hace que no sea posible establecer un número de días que sea aplicable a todas las cámaras. Este período puede ser un año o más, bajo

condiciones normales y si no se arrojan a la fosa desperdicios de cocina y siempre que se hayan usado las dimensiones recomendadas. No es necesario ni conveniente quitar todo el lodo en cada limpieza de la cámara, pero deben sacarse las arenillas y los materiales no digeribles.

La limpieza se ha de realizar si, el fondo de la capa de natas está a unos 8cm del borde inferior del dispositivo de descarga o, si entre el lodo y la parte inferior del dispositivo de descarga, haya menos de 30cm.

La cámara séptica, en general, es dragada bombeando el contenido dentro de un camión cisterna. Luego, no se deben lavar ni desinfectarse después de que se haya realizado el bombeo. Un pequeño residuo de lodo debe dejarse en la cámara para propósitos de inoculación.

7.3.3 Deposición del Efluente Cloacal. Zanjas de Absorción

Al líquido efluente de la Cámara Séptica, que contiene un número elevado de microorganismos, lo disponemos en distintos sistemas de eliminación de aguas negras, de acuerdo a la capacidad de absorción del suelo.

El primer paso en el diseño de sistemas superficiales y subterráneos de eliminación de aguas negras es determinar si el suelo es apropiado para la absorción del efluente de la Cámara Séptica y en caso positivo, cual es el área requerida. El suelo debe tener una velocidad de filtración aceptable, sin interferencias del agua freática o de estratos impermeables bajo el nivel del sistema de absorción.

Es por esto que se realizaron los ensayos correspondientes de infiltración.

7.3.3.1 Pruebas de Infiltración

La selección del sistema adecuado de disposición depende fundamentalmente de criterios técnicos apoyados en ensayos empíricos, normalizados por distintas reglamentaciones. Diversos factores deben ser considerados como la permeabilidad, pendiente del terreno, profundidad del nivel freático, etc.

Según el estudio geológico "Estudio de las Condiciones de Absorción del Subsuelo", realizado por "Geol. Carlos Bustos & Asociados" se ha concluido que el diseño de zanjas de absorción resultan adecuadas como sistema de disposición final de líquidos cloacales tratados para ser adoptado en la totalidad del predio. Los ensayos de sondeos arrojaron un caudal específico de absorción del orden de 0.257 m³/hora/metro,

en donde se deduce que se está en presencia de materiales con baja permeabilidad, infiriendo un valor de 40 l/día x m² (s/norma NB).

7.3.3.2 Consideraciones Generales

Un campo de absorción o un sistema subsuperficial de absorción, está compuesto por un conjunto de líneas de tubos, perforados convenientemente y tendidos en una forma tal que el escurrimiento de la Cámara Séptica se distribuya con razonable uniformidad en el suelo natural.

Las líneas de tubos no deben exceder de 18m, con una longitud máxima permisible de 30m y una pendiente del 1,5 al 3 %0. La profundidad de las zanjas ha de ser, cuando menos, de 45 a 60cm, pero pueden necesitarse excavaciones mayores debido a las pendientes del terreno.

En líneas generales se tienden los tubos sobre una capa de grava de 15cm de espesor y debe sobrepasar al tubo por unos 5cm aproximadamente.

La distancia entre las líneas de tubo puede variar entre 1,80m a 2,30m. La corona de la zanja debe terminarse unos 10 a 15cm por encima del nivel del suelo, a fin de evitar asentamientos que formen depresiones y acumulen agua de lluvia que produzca una saturación de la misma.

Lo anterior se observa en la Figura 7-3.

7.3.3.3 Dimensionado de la Zanja de Absorción

A continuación, en la Tabla 7-2, se presentan los cálculos correspondientes al dimensionado de la zanja.

Tabla 7-2. Dimensionado de Zanja de Absorción.

ZANJA DE ABSORCIÓN

Habitantes por vivienda	(P)	4 hab
Aporte por habitante	(Q)	250 lts/dia.hab
Coefficiente de Infiltración	(p)	40 l/dia.m ²
Superficie de Infiltración Necesaria	(S)	25.00 m ²
Altura Útil de Zanja Adoptada	(D)	0.80 m
Largo de Zanja Adoptado	(L)	8 M
Superficie Final de Infiltración	(S)	16.00 m²
Número de Zanjas adoptado	(N)	2

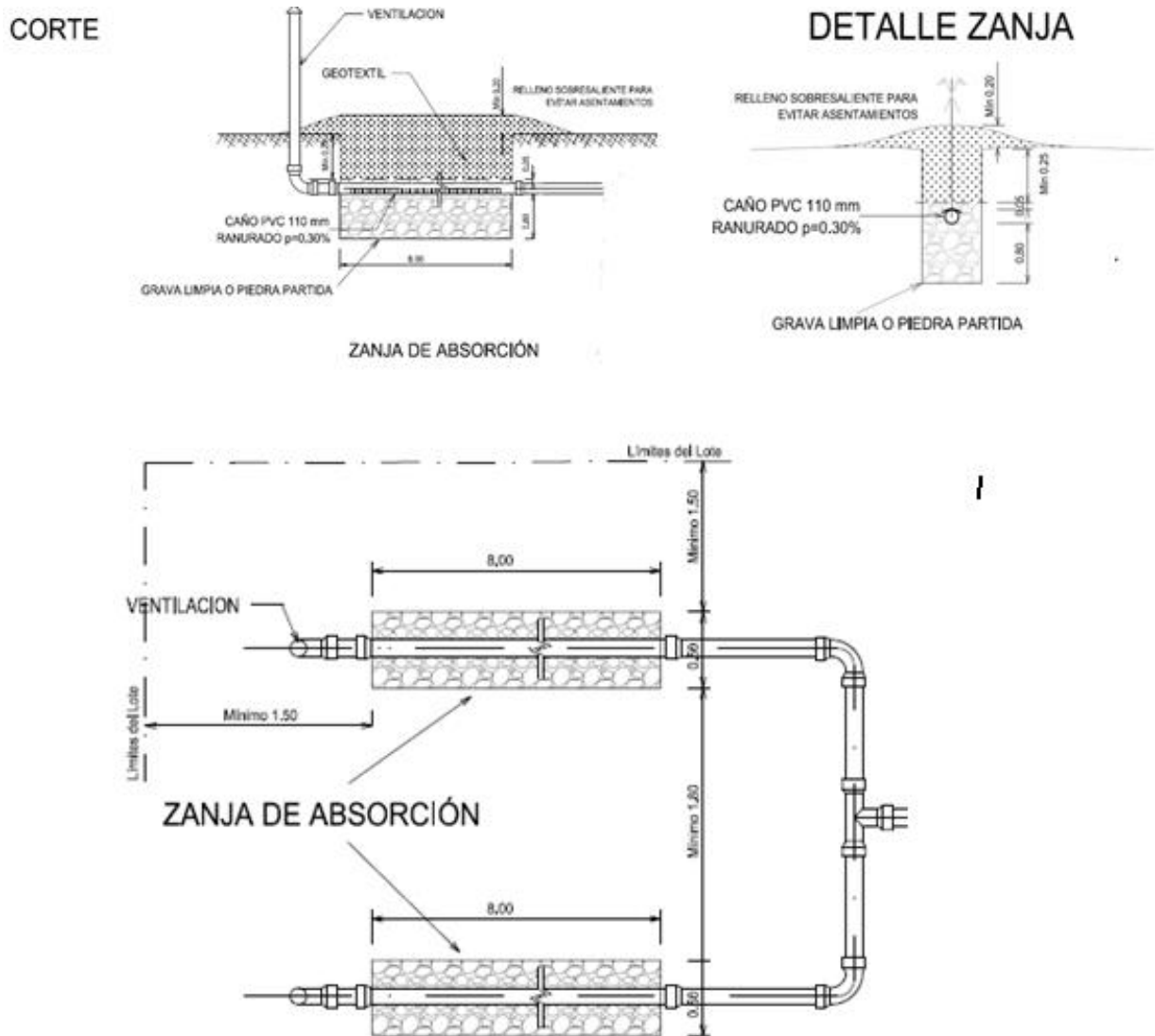


Figura 7-3. Dimensiones de la Zanja de Absorción.

7.4 PROYECTO DE RED COLECTORA CLOACAL

7.4.1 Generalidades

- Tal como se mencionó anteriormente, la continua deposición de los desechos cloacales en subsuelo genera un impacto ambiental con consecuencias para el ecosistema en donde está inmersa la Ciudad. Si bien el tratamiento que les provee el sistema Cámara Séptica – Zanja de Absorción es un atenuante, no en todas las viviendas se puede considerar que el líquido sale con las características vistas de manera satisfactoria, y lo mismo para las industrias. Además, el hecho de que el nivel de las napas freáticas esté próximo a la superficie, genera que el riesgo sanitario sea elevado.

- Es por eso que la Ciudad, desde hace varios años, está tratando de concretar el proyecto de la Red Colectora Cloacal sin avances alguno hasta los últimos 4 años, en donde el mismo ha tomado impulso y se ha podido construir la primera etapa, aunque a la fecha no se encuentre en funcionamiento todavía.

7.4.2 Red Colectora Cloacal Las Varillas

El proyecto llevado adelante consiste de red colectora, estaciones de bombeo, cloaca máxima y planta de tratamiento, lo que contempla para su diseño una población de 19.500 habitantes para el año 2027.

La red colectora planteada sobre la base de conducciones con una profundidad máxima del orden de los 3.00m, se ha determinado en diferentes cuencas las que son drenadas hacia estaciones de bombeo para su posterior tratamiento. De este modo la diagramación define ocho cuencas, con una estación de bombeo centralizada, que concentrará todo el efluente y permitirá su conducción a través de una cloaca máxima hasta la planta de tratamiento. Figura 7-4.

La red calculada para toda la localidad, posee conducciones de diámetros variables, entre 160 mm y 500mm y tiene prevista su ejecución en PVC. Con una longitud total aproximada de 105 km, poseerá 687 bocas de registro, concentrando el desarrollo en diámetro 160mm en la mayor parte de su recorrido.

La cloaca máxima en diámetro 355mm, posee una longitud de 2300 m aproximadamente, será de PVC, y se extenderá desde la Estación de Bombeo 1 hasta la planta de tratamiento, a lo largo de un camino vecinal existente, lo que evitará la ocupación de suelos destinados a otros usos.

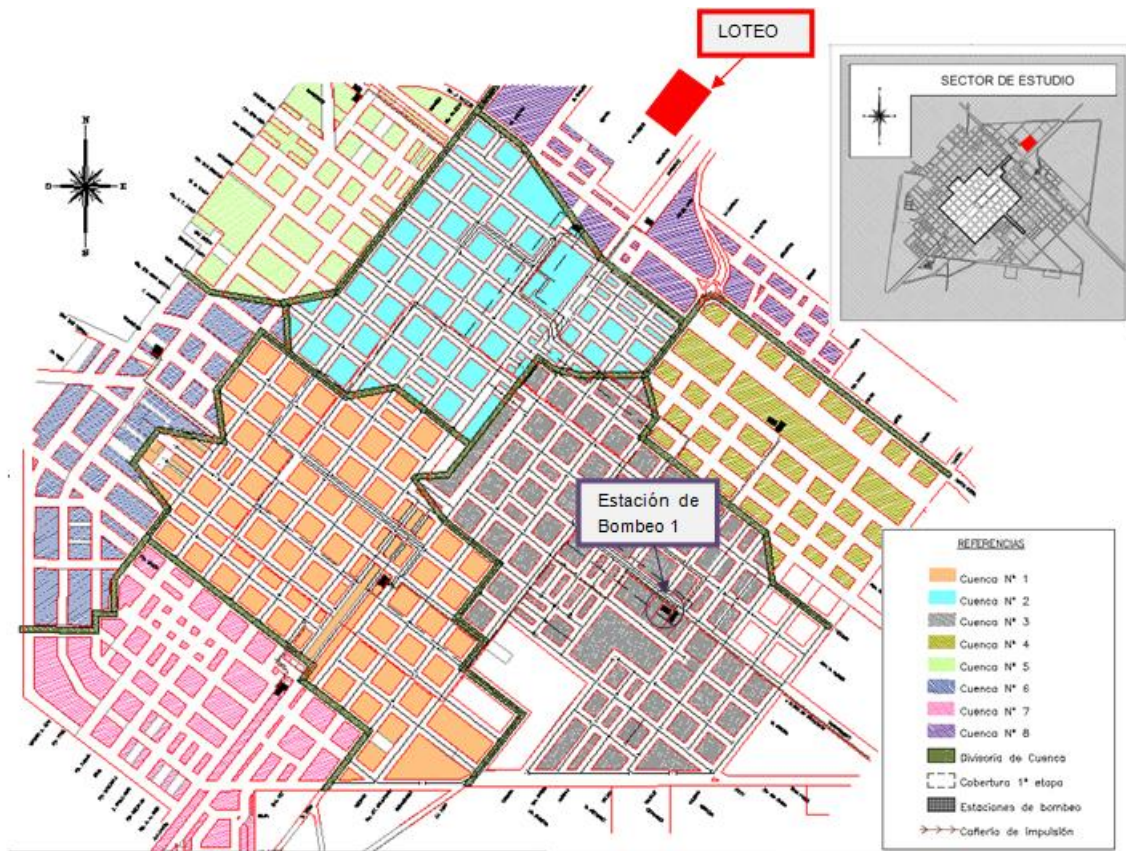


Figura 7-4. Proyecto de Red Cloacal. Delimitación de Cuencas.

Las Estaciones de Bombeo, en un número de ocho, permitirán la impulsión de los Efluentes a partir de cada una de las cuencas definidas hacia el sistema principal constituido por la Estación de Bombeo 1. Todas las instalaciones están previstas con sistemas de pozos de bombeo y bombas en un número tal que asegure la impulsión de los caudales para los primeros diez años y su posterior recambio para cumplimentar el período de vida útil del sistema. En relación con los puntos de volcamiento de las impulsiones, están en cada caso de acuerdo a la cuenca, en otra estación de bombeo o bien en una boca de registro.

En cuanto al sistema de tratamiento de los efluentes está previsto el diseño de lagunas, que se caractericen por presentar condiciones naturales que preserven la calidad ambiental. Su ubicación responde a la topografía del lugar, para seguir una línea de máxima pendiente desde la Estación de Bombeo 1. Además se tuvieron en cuenta los vientos. Figura 7-5.

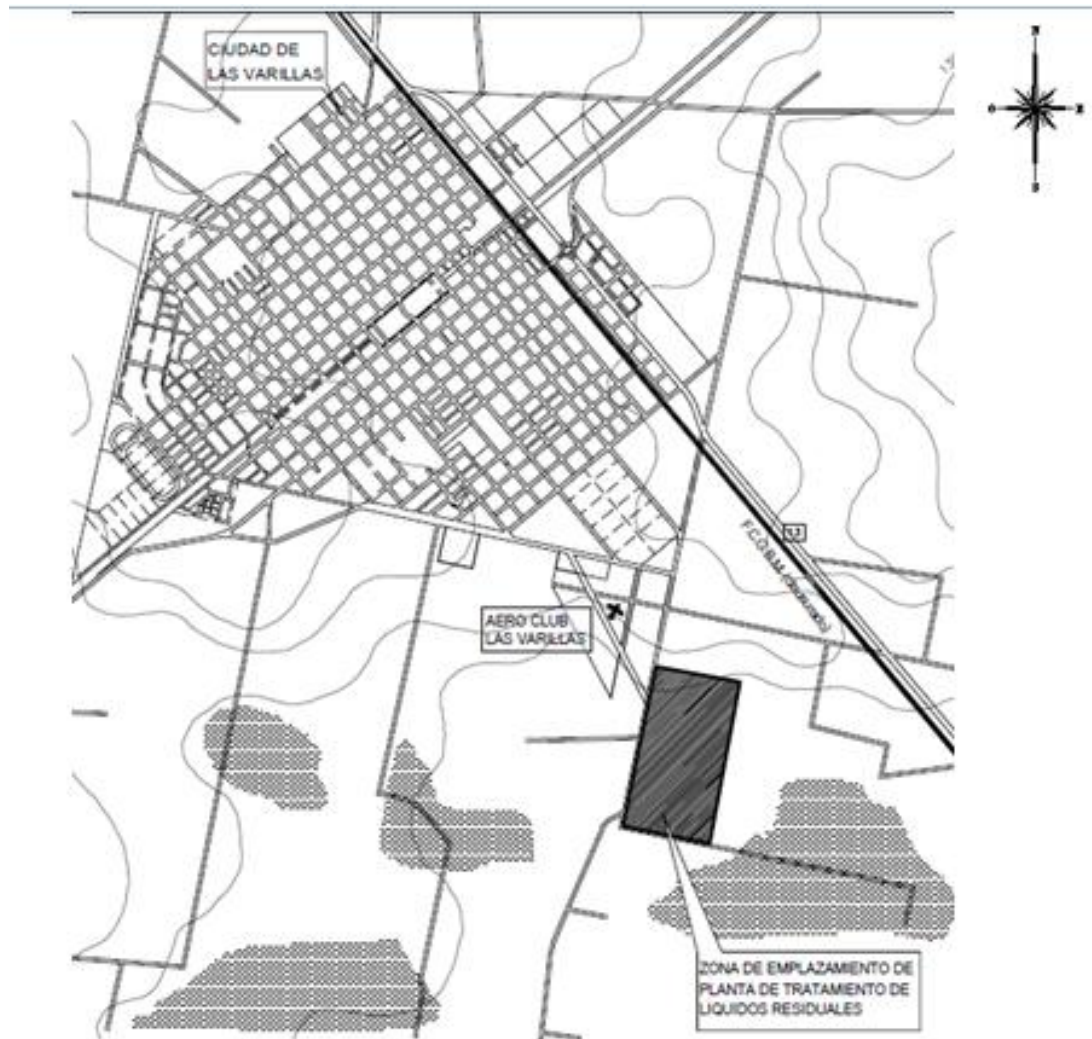


Figura 7-5. Ubicación de la Planta de Tratamiento de Líquidos Cloacales.

Si bien el proyecto ha sido desarrollado en su totalidad, abarcando la población prevista para el año 2027, la construcción se llevará adelante por etapas, de modo tal que el ordenamiento previsto es el siguiente:

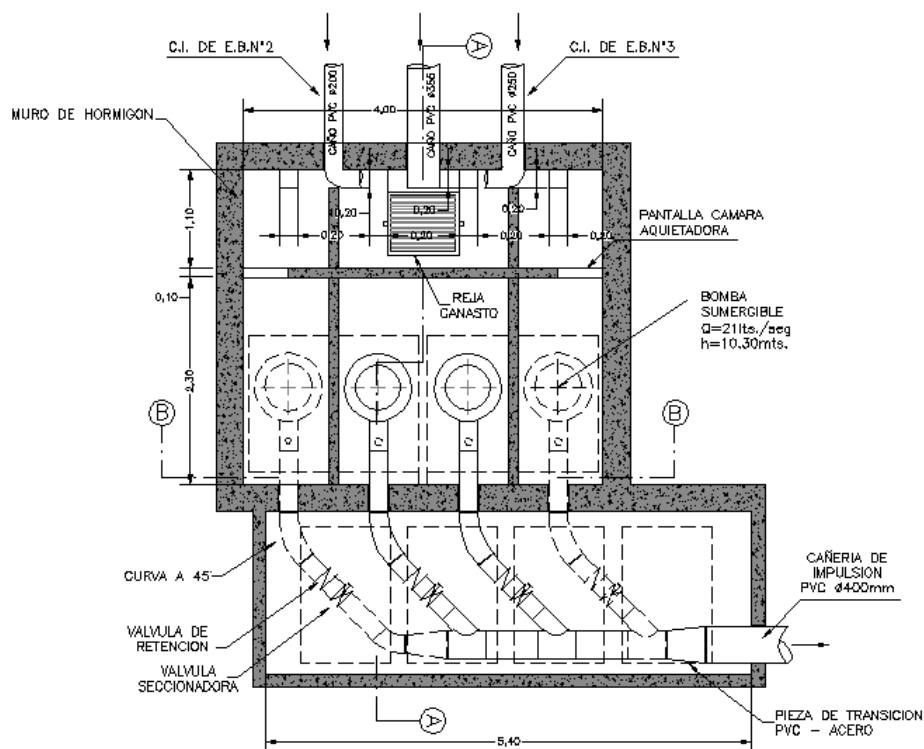
Primera Etapa: a partir de la misma se concentrará el primer módulo de lagunas de tratamiento, lo que permite definir el número de conexiones de primera etapa, el que aproximadamente estará en el orden de las 900 unidades. Por lo tanto se concretarán redes dentro de las principales cuencas definidas para el proyecto y se completarán como Estaciones de Bombeo la 1, 2 y la 3, procediéndose a la interconexión de la estación 2 y 3 a través de sistemas de impulsión que conducirán el efluente entre la planta y bocas de registro específicas de cada sectorización.

Etapas Subsiguientes: a partir de la finalización de la primera etapa, se irán programando las etapas subsiguientes, las que sin lugar a dudas estarán limitadas al avance del sistema de tratamiento.

7.4.2.1 Estaciones de Bombeo

La instalación de las Estaciones de Bombeo responde a que la topografía del lugar no permite la evacuación total de los líquidos cloacales mediante gravedad.

De acuerdo a las dimensiones que se obtuvieron de cálculo, las excavaciones se realizan por debajo de la napa freática; por lo tanto se hace necesario deprimir la misma. Además, las estaciones de bombeo se diseñan a cámara húmeda, con la utilización de bombas sumergibles, las cuales admiten la instalación semipermanente sobre un pedestal fijo y pueden ser elevadas mediante dos barras guías, lo cual hace posible poder extraerla para el mantenimiento o sustitución, sin necesidad de vaciarlo. Se ha planteado para cada una de las estaciones un sistema de multibombas con conexión en paralelo, descargando cada una de ellas a una tubería presurizada común. Figura 7-6 y Figura 7-7.



PLANTA Esc.: 1:50
Figura 7-6. Estación de Bombeo 1. Planta.

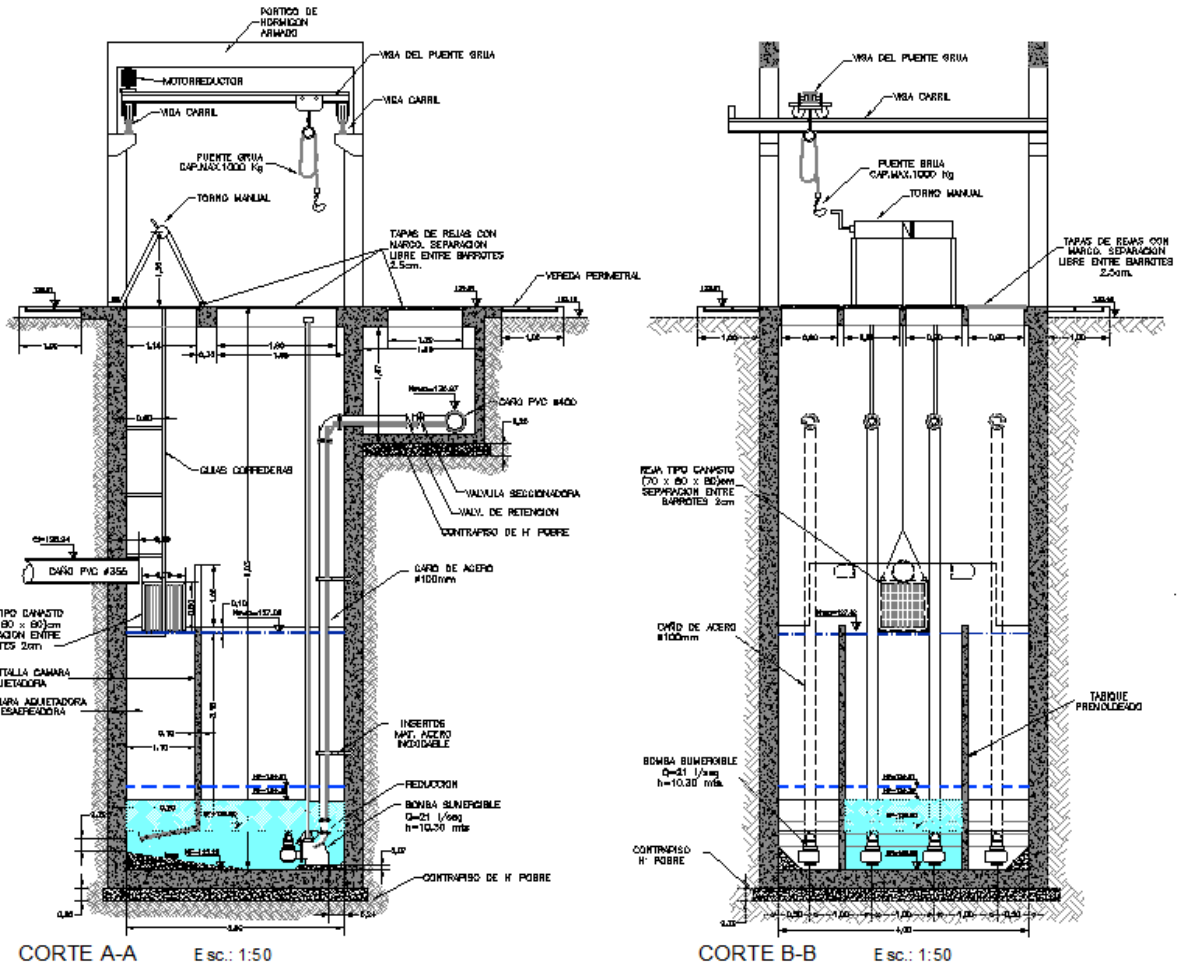


Figura 7-7. Estación de Bombeo N°1. Cortes.

7.4.2.2 Planta de Tratamiento

El predio se ubicó siguiendo la línea de máxima pendiente de la localidad, a partir de la Estación de Bombeo N°1, para disminuir al mínimo las excavaciones en general de las conducciones. En cuanto a los desagües, la zona seleccionada es la misma que actualmente se utiliza para gran parte de los desagües pluviales a donde se anexaran el efluente tratado, esta es el Canal Florentino hacia el sur de la ciudad. Sin embargo, en la primera etapa del proyecto, dado el bajo caudal que se tiene, se utilizará el efluente tratado para el riego del predio.

El sistema de tratamiento seleccionado considera un sistema de tipo Biológico, basado en la autodepuración por procesos naturales, es decir un conjunto de Lagunas de Estabilización. El esquema básico de la planta consiste en una estructura de ingreso, un tratamiento primario de extracción de sólidos (rejas), sistema de distribución de caudal, seguido de un sistemas de lagunas, conformadas por lagunas anaeróbicas, facultativas y

de maduración, con el doble objeto de reducir la DB05 y el número de coliformes totales; completando el conjunto con estructuras de medición de los caudales afluente y estructuras de transferencia entre las unidades mencionadas. Figura 7-8.

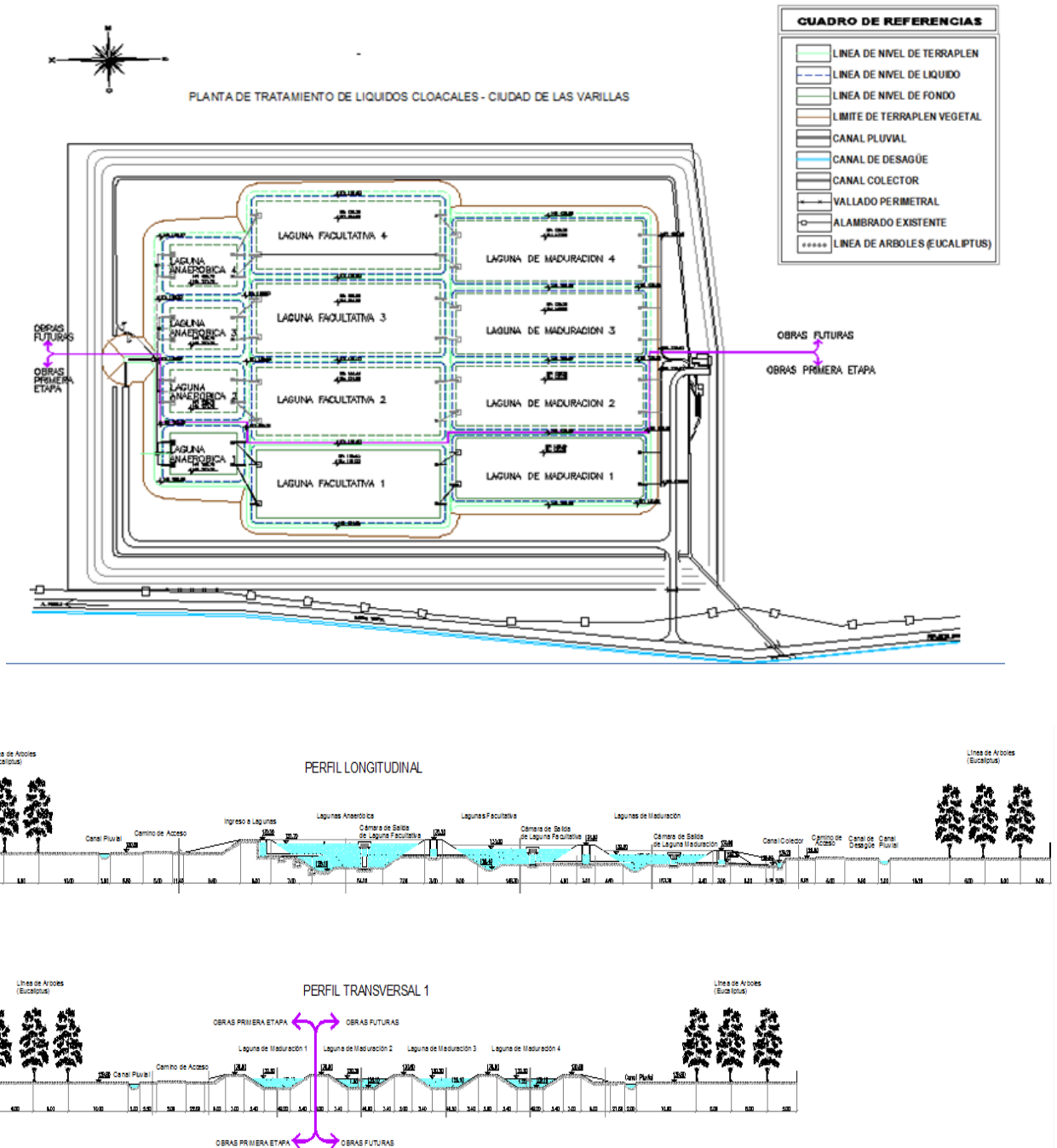


Figura 7-8. Planta de Tratamiento.

7.4.2.3 Situación del Loteo

Como vemos en la Figura 7-4, el Loteo no se encuentra dentro de ninguna de las 8 cuencas delimitadas en el proyecto. No obstante eso, se realiza el proyecto de la Red Cloacal para el mismo.

7.4.3 Red Colectora Cloacal Loteo

El diseño del sistema previsto representa una de las alternativas posibles considerando factores topográficos, económicos y funcionales. En este caso se trató de seguir la pendiente natural del terreno, utilizando la pendiente mínima admisible para cada uno de los conductos, evitando el uso de estaciones de bombeo.

Para el diseño de la red, debido a los condicionantes existentes y considerando la normativa vigente se adoptó una tapada mínima de 1.20 m, teniendo en cuenta que el tendido de las cañerías se efectuará por calzada. Para los conductos se optó por la utilización de conductos de PVC diámetro comercial mínimo 160 mm.

Se consideró la pendiente mínima recomendada por la normativa vigente de 3‰ (3 por mil) para conductos de 160 mm de diámetro.

Se adoptó una velocidad mínima de 0.60m/s para asegurar la auto limpieza de los conductos.

Las bocas de registro se ubicaron en las intersecciones de cañerías y en los puntos de cambio de dirección teniendo en cuenta una distancia máxima entre ellas de 120m. Las mismas se encontrarán en centro de calzada.

En lo que respecta al diseño hidráulico del sistema, el mismo responde a criterios de dimensionamiento y verificación de las condiciones de escurrimiento variables. En la determinación del diámetro y pendiente de los conductos se utilizó el caudal máximo horario correspondiente al desarrollo total del loteo.

La traza de la red cloacal se proyectó en un único circuito, cuya salida se encuentra en sentido sudoeste y hacia el centro, para el futuro empalme con la red colectora cloacal. Figura 7-9.

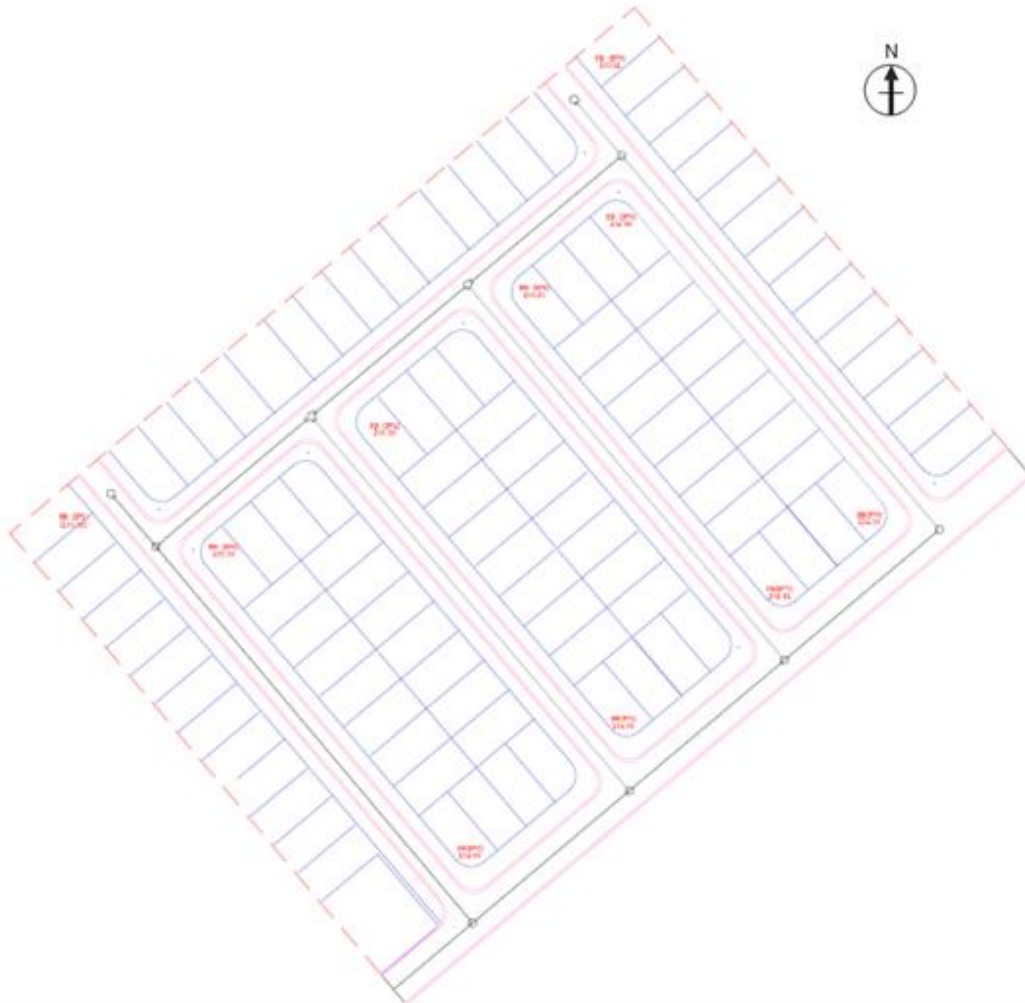


Figura 7-9. Red Colectora de Líquidos Cloacales. Loteo.

7.4.3.1 Población de servicio

La población de servicio resultante es de 424 habitantes, considerando 106 lotes y una ocupación de 4 personas por lote.

Para determinar los caudales de diseño se adoptó el porcentaje de ocupación que se muestra en la Tabla 7-3.

Tabla 7-3. Desarrollo del loteo.

Año	% Ocupación	Nº habitantes
0	45	191
10	75	318
20	100	424

7.4.3.2 Dotación

La dotación es la cantidad media de agua utilizada diariamente por un habitante, expresada generalmente en litros; en ella están involucrados los consumos para uso doméstico, industrial, municipal, pérdidas, etc.

Para este proyecto la dotación adoptada en función de la normativa del ENHOSA, para el cálculo del caudal de diseño es de 200 L/hab.día.

7.4.3.3 Caudales

A continuación se resumen los cálculos de los caudales.

Para la aplicación de las normas del ENOHSa se necesita la determinación de una serie de valores correspondientes a caudales, Tabla 7-4, cada uno de los cuales se utiliza para calcular los distintos elementos del sistema según corresponda.

De acuerdo a las especificaciones todo proyecto debe incluir un cuadro en el que se indiquen los coeficientes adoptados y los valores de los caudales de diseño, para año inicial del período de diseño (0), el intermedio (10) y el final (20).

Tabla 7-4. Caudales a considerar según normativa.

PERÍODO	CAUDALES DE DISEÑO				
	Mínimo del día de menor consumo	Mínimo diario anual	Medio diario anual	Máximo diario anual	Máximo del día de mayor consumo
	QA	QB	QC	QD	QE
INICIAL (0)	Verificaciones especiales optativas.	Verificación de estación de bombeo. Verificación de plantas. Verificación de autolimpieza de colectoras.	Costos operativos. Verificación de colectoras.		Verificación de estación de bombeo.
10 AÑOS (10)	Verificaciones especiales optativas.	Verificación de estación de bombeo.	Costos operativos. Primera etapa. Plantas con lagunas.	Primera etapa. Plantas de tratamiento (Salvo lagunas)	Verificación de colectoras. Estación de bombeo (primera etapa)
20 AÑOS (20)	Verificaciones especiales optativas.	Verificación de estación de bombeo.	Costos operativos. Plantas con lagunas.	Plantas de tratamiento (Salvo lagunas) Estación de bombeo. Verificación de algunas unidades de tratamiento.	Capacidad de colectoras. Estación de bombeo. Verificación de algunas unidades de tratamiento.

Teniendo en cuenta las normas del ENOHSa, los caudales a considerar son:

1. Caudal Medio Diario Anual

Se define como caudal medio diario del año n al promedio anual de los caudales diarios volcados a la cloaca durante el año n.

El caudal medio diario QCn para el período de diseño (20 años) se determina teniendo en cuenta los siguientes aportes:

- ✓ Caudales originados en el vuelco de los usuarios domésticos y de pequeños comercios e Industrias.
- ✓ Caudales debidos a la infiltración en las cañerías y cámaras.
- ✓ Caudales volcados por grandes usuarios (descargas concentradas).

$$Q_{cn} = Q_{cn}' + I_n + \sum Q_{scn}$$

Dónde:

Q_{cn}' : caudal medio diario para el año n, debido exclusivamente a usuarios domésticos y pequeños comercios, oficinas, edificios públicos, etc. [$m^3/día$]

I_n : caudal aportado por la infiltración para el año n. [$m^3/día$]

$\sum Q_{scn}$: sumatoria de los caudales medios diarios aportados por los grandes usuarios. [$m^3/día$]

Cabe aclarar que al utilizar cañería de P.V.C. se considera que no habrá infiltraciones en la red. Además no se consideran en este loteo la existencia de establecimientos fabriles ni otro tipo de grandes usuarios, lo que hace que sea predominante el consumo domiciliario. De esta manera para el caudal medio diario se utilizará la siguiente expresión:

$$QCn = Q'Cn$$

2. Caudal Medio Diario Doméstico

$$Q_{cn}' = P_{sn} \times q_{sn} = P_{sn} \times \emptyset \times \delta_{cn}$$

P_{sn} : población a servir con cloacas al final del año n incluyendo la población equivalente debida a pequeños comercios, oficinas e industrias y al uso de sanitarios en edificios públicos. [Hab.]

qsn : vuelco medio diario per cápita para el año n.

\emptyset : Coeficiente de retorno de agua al sistema cloacal.

El coeficiente de vuelco o retorno de agua, representa la relación entre el vuelco medio diario (litros / habitante-día) y la dotación media de agua potable (litros / habitante-día). Se adoptó un coeficiente de vuelco igual a $\emptyset=0.8$.

δ_{cn} : dotación media de agua para el año n. [m3/hab.día]

En base a estas consideraciones el cálculo del Caudal Medio Diario Doméstico se muestra en la Tabla 7-5.

Tabla 7-5. Caudal Medio Diario Doméstico.

Caudal Medio Diario Doméstico	m3/día	L/s
Q'co	30,5	0,35
Q'c10	50,9	0,59
Q'c20	67,8	0,79

3. Coeficientes de Caudal

Para determinar el resto de los caudales que especifica la norma se parte del caudal medio diario anual y se aplican una serie de coeficientes.

Estos coeficientes tienen en cuenta las fluctuaciones del caudal medio diario y horario, para así obtener el caudal máximo diario y horario del día de máximo consumo.

Para el diseño del sistema de desagües cloacales previsto se adoptaron los valores especificados en la Tabla 7-6.

Tabla 7-6. Coeficientes de Caudal.

Población servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
500 hab. ≤ Ps ≤ 3000 hab.	1.40	1.90	2.66	0.60	0.50	0.30
3000 hab. ≤ Ps ≤ 15000 hab.	1.40	1.70	2.38	0.70	0.50	0.35
15000 hab. ≤ Ps ≤ 30000 hab.	1.30	1.50	1.95	0.70	0.60	0.42

4. Caudal Mínimo del Día de Menor Consumo

Se define de éste modo al menor caudal instantáneo del día de menor vuelco del año n. Caudal horario mínimo absoluto de ese año.

$$Q_{An} = \beta \times Q_{cn} + I_n + \Sigma Q_{SA n}$$

$$\beta = 0.30$$

Tabla 7-7. Caudal Mínimo del día de menor consumo.

Caudal Mínimo del día de Menor Consumo	m3/día	L/s
Q'Ao	9,2	0,11
Q'A10	15,3	0,18
Q'A20	20,4	0,24

5. Caudal Máximo Diario Anual

Es el caudal medio del día de mayor vuelco a cloacas del año n.

$$Q_{D20} = Q_{c20} \times \alpha_1$$

Tabla 7-8. Caudal Máximo Diario Anual.

Caudal Máximo Diario anual	m3/día	L/s
Q'D0	42,74	0,49
Q'D10	71,23	0,82
Q'D20	94,98	1,10

6. Caudal Máximo Horario Anual

El mayor caudal instantáneo del día de mayor vuelco (QDn) del año n. Caudal horario máximo absoluto del año.

$$Q_{E20} = Q_{c20} \times \alpha$$

Tabla 7-9. Caudal Máximo Horario Anual.

Caudal Máximo Horario Anual	m3/día	L/s
Q'E0	81,20	0,94
Q'E10	135,34	1,57
Q'E20	180,45	2,09

7. Caudal de Diseño

El caudal para el cálculo de la red será:

$$Q_d \text{ [lts/seg]} = \frac{\text{Pobl} \times \text{Dot} \times \phi \times a1 \times a2}{86400} = \frac{424 \text{ hab} \times 200\text{lts/hab.día} \times 0,8 \times 1,4 \times 1,9}{86400}$$

$$Q_d \text{ [lts/seg]} = 2.09 \text{ L/s}$$

A continuación, en la Tabla se muestra un resumen de los caudales:

Tabla 7-10. Resumen de Caudales.

Caudales[L/s]	Año 0	Año 10	Año 20
QAN	0,11	0,18	0,24
QBN	0,21	0,35	0,47
QEN	0,94	1,57	2,09
QDO	0,49	0,82	1,10
QCO	0,35	0,59	0,79

7.4.3.4 Diseño de la Red

1. Cálculo de los diámetros de la red

Los conductos se calcularon como canales de sección llena. La circulación de aguas residuales responde a las leyes de la hidráulica por lo que se utilizó la fórmula de Chezy, la cual controla el escurrimiento en régimen permanente uniforme:

$$V = C \times (R \times i)^{1/2}$$

Dónde:

V: Velocidad media (m/seg).

R: Radio hidráulico (m), $R = A/P$

P: Perímetro mojado (m),

I: Pendiente hidráulica que coincide con la pendiente de fondo de la cañería, porque el flujo es uniforme (m/m).

C: Coeficiente de gasto que depende del tipo de material, viscosidad del fluido y radio hidráulico.

A: Área del conducto (m²)

Para encontrar el coeficiente "C" se utilizó la fórmula de Manir:

$$C = R^{1/6} / n$$

Donde "n" es el coeficiente de rugosidad de Manning, que depende del tipo de material y de viscosidad del fluido, para el cual se adoptó un valor 0,010 (PVC) de acuerdo a la normativa vigente.

Para encontrar el diámetro, se reemplaza el valor de C en la ecuación de Chezy:

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

Calculando el Caudal Q por continuidad se tiene:

$$Q = V \times A \quad A = \text{Sección mojada}$$

$$Q = ((R^{2/3} \times i^{1/2}) / n) \times A$$

Reemplazando:

Para sección circular y llena, $A = \pi \times \varnothing^2 / 4$ y $P = \pi \times \varnothing$; $\varnothing = \text{Diám. Interno}$.

$$1/n \times (1/4)^{2/3} \times \pi/4 = 31169$$

$$Q = 31169 \times \varnothing^{8/3} \times i^{1/2} \text{ (litros/seg)}$$

$$\varnothing = ((Q \text{ acumulado} / (31169 \times i^{1/2}))^{3/8})$$

2. Velocidad de Auto limpieza

Se denomina "velocidad de auto limpieza" a la velocidad mínima de escurrimiento tal que no permita la sedimentación.

De esta manera los conductos deben proyectarse no solo de manera que permitan erogar el caudal de diseño, sino que además deben transportar las sustancias sólidas, sin que estas tengan oportunidad de depositarse.

La verificación hidráulica se realizó atendiendo el criterio de velocidad mínima de auto limpieza, para lo cual se respetó en todos los casos la condición de que la $V > 0,60 \text{ m/s}$ para el caudal a sección llena que corresponda al diámetro y la pendiente seleccionada.

3. Velocidad Máxima

Debido a que la acción erosiva de la materia en suspensión depende no solamente de la velocidad a que es arrastrada a lo largo del conducto sino también de su naturaleza se adopta una velocidad máxima de escurrimiento de $3,6 \text{ m/s}$.

4. Tablas de Cálculo

Dado a que el cálculo del diámetro (\emptyset), el caudal (Q), y la pendiente (i) de los conductos es sistemático se dispuso para su determinación el uso de una planilla de cálculo, que se ajusta al formato de tablas pedidas por las Normas para la presentación y diseño de sistemas y obras hidráulicas por el Ministerio de Agua, Ambiente y Energía de la provincia de Córdoba.

Tabla 7.11: Cálculo de Red Cloacal

Tramo	Cota Terreno		Cota Intrados		Longitud	i		Tapada		Verificación		Qtot	Qmax	Verificación		V calc	Vmin adm.	Vmax adm.	Verificación de Velocidades
	Entrada	Salida	Entrada	Salida		Terreno	Cañería	Entrada	Salida	Entrada	Salida			de Caudales	Com.				
	m	m	m	m	m	m/m	m/m	m	m	m	m	l/s	l/s	mm	mm	m/s	m/s	m/s	
01-02	155.380	155.300	154.180	154.098	19.00	0.004	0.004	1.20	1.20	Verifica	Verifica	0.040	15.37	160	160	0.83	0.6	3.6	Verifica
04-02	155.320	155.300	154.120	153.940	60.00	0.000	0.003	1.20	1.36	Verifica	Verifica	0.125	12.84	160	160	0.69	0.6	3.6	Verifica
02-03	155.300	154.600	153.940	153.355	150.00	0.005	0.004	1.36	1.25	Verifica	Verifica	0.478	14.63	160	160	0.79	0.6	3.6	Verifica
08-09	155.120	154.980	153.920	153.778	19.00	0.007	0.008	1.20	1.20	Verifica	Verifica	0.040	20.29	160	160	1.10	0.6	3.6	Verifica
06-09	155.150	154.980	153.950	153.770	60.00	0.003	0.003	1.20	1.21	Verifica	Verifica	0.125	12.84	160	160	0.69	0.6	3.6	Verifica
09-10	154.980	154.350	153.770	153.140	150.00	0.004	0.004	1.21	1.21	Verifica	Verifica	0.478	15.19	160	160	0.82	0.6	3.6	Verifica
10-07	154.350	154.440	153.140	152.960	60.00	-0.002	0.003	1.21	1.48	Verifica	Verifica	0.604	12.84	160	160	0.69	0.6	3.6	Verifica
04-06	155.320	155.150	154.120	153.790	60.00	0.003	0.006	1.20	1.36	Verifica	Verifica	0.125	17.38	160	160	0.94	0.6	3.6	Verifica
06-07	155.150	154.440	153.790	153.235	150.00	0.005	0.004	1.36	1.21	Verifica	Verifica	0.439	14.25	160	160	0.77	0.6	3.6	Verifica
07-05	154.440	154.560	152.960	152.780	60.00	-0.002	0.003	1.48	1.78	Verifica	Verifica	1.168	12.84	160	160	0.69	0.6	3.6	Verifica
04-05	155.320	154.560	154.120	153.355	150.00	0.005	0.005	1.20	1.20	Verifica	Verifica	0.313	16.74	160	160	0.90	0.6	3.6	Verifica
05-03	154.560	154.600	152.780	152.600	60.00	-0.001	0.003	1.78	2.00	Verifica	Verifica	1.606	12.84	160	160	0.69	0.6	3.6	Verifica
03-MAX	154.600		152.600			-	0.006	2.00	0.00	Verifica	-	2.084	18.15	160	160	0.98	0.6	3.6	Verifica

8 CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES

En función de la problemática planteada y de los objetivos propuestos para la presente Practica Supervisada, se llega a las siguientes conclusiones:

Por un lado el Proyecto de Drenaje, permitirá un eficiente manejo de los excedentes pluviales generados en las áreas de aporte estudiadas. Se logra dar solución mediante el Canal Central de la Ciudad, quien concentra y conduce los mismos sin inconvenientes. .

El diseño planialtimétrico de las calles desarrollado en el Proyecto Vial, como así también la elección del perfil tipo, y el diseño de las bocacalles, permitirá conducir superficialmente los excedentes pluviales hacia el mencionado Canal Central.

Por otro lado, el Proyecto de Agua Potable se ha concretado colocando todos los elementos faltantes en la Red Existente del loteo, verificando además el correcto funcionamiento hidráulico.

También se diseñó el sistema correspondiente al Tratamiento y Disposición en Subsuelo de los Efluentes Cloacales, permitiendo un correcto desempeño a través de la Cámara Séptica y las Zanjas de Absorción. Se realizó además el proyecto de la Red Colectora de Efluentes Cloacales, para en un futuro conectarla con la red de la ciudad.

Finalmente, desde el punto de vista personal, se han cumplido todos los objetivos propuestos, integrando, incrementando y adquiriendo nuevos conocimientos.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aconetani M., Barraud A. (2014): Modelación, Análisis y Proyecto de la Red de Agua Potable de la Ciudad de Salsipuedes. Córdoba, Argentina.
- Agencia Córdoba D.A.C.yT. S.E.M. (Dirección de Ambiente) – INTA, 2003. Los Suelos, Nivel de Reconocimiento 1: 500.000. Córdoba, Argentina.
- Aiassa B. (2014): Proyecto de Drenaje y Vialidad Interna para el Loteo Solares de San Francisco. Córdoba, Argentina.
- Berardo M. G., Baruzzi A., Vanoli G., Freire R., Tartabini M., Dapás O. (2009): Principios de Diseño Geométrico Vial. Tomo I y II. Córdoba, Argentina.
- Bertoni J. C. (2004): Material de capacitación del Curso sobre Gestión de Inundaciones en Áreas Urbanas. GWP-SAMTAC. Córdoba, Argentina.
- Caamaño Nelli G. et. al. (1993): Regionalización de Precipitaciones Máximas para la Provincia de Córdoba. INCYTH. CIHRSA. CONICET. SMN. DPH. CONICOR.
- Caamaño Nelli G. y Dasso C. M. (2003): Lluvias de diseño; Conceptos, técnicas y experiencias. Ed. Científica Universitaria, Córdoba.
- Catalini C. G. y Caamaño Nelli G. (2001): Estructura Espacial a Escala de Cuenca. Apuntes de Clases de la materia Síntesis de Lluvia para Diseño Hidrológico. Maestría en Ciencias de la Ingeniería Civil – Mención en Recursos Hídricos. FCEFyN. UN de Córdoba.
- Catalini C. G., Caamaño Nelli G., García C. M. (2002): Efectos Fisiográficos y Climáticos sobre las Curvas de Reducción Areal de Lluvias de Diseño. XIX Congreso Nacional del Agua, Villa Carlos Paz, Córdoba.
- Chow V. T. (1994): Hidráulica de Canales Abiertos. Ed. McGraw-Hill Interamericana S.A. Santa fe de Bogotá. Colombia.
- Chow V. T., Maidment D. R. y Mays L. W. (1994): Hidrología Aplicada. Ed. McGraw-Hill Interamericana S.A. Santafe de Bogotá. Colombia.
- Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento (COFAPyS) (1993): Normas de estudio, criterios de diseño y presentación de proyectos de desagües cloacales para

- localidades de hasta 30.000 habitantes. Fundamentación de Normas. Vol. II. La Plata, Buenos Aires, Argentina.
- DIPAS (1999): Decreto 415/99 - Normas para la Protección de los Recursos Hídricos Superficiales y Subterráneos. Córdoba, Argentina.
- ENHOSA (1993): Guías para la presentación de proyectos de agua potable. Cap. Criterios de Calidad del Agua.
- García C. M. (2000): Lámina de lluvia puntual para diseño hidrológico. Tesis Maestría en Ciencias de la Ingeniería Civil – Mención en Recursos Hídricos. FCEFyN. UN de Córdoba.
- Hydrologic Engineering Center (2009): HEC-HMS (version 3.4). Flood Hydrograph Package. User Manual. US Army Corps of Engineers.
- Li Gambi J., Alippi J.A., Maza A., Gallo D. (2003): Instalaciones en Edificios: Instalaciones Sanitarias. Ed. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.
- Li Gambi J., Terzariol R., Maza M. y Martínez V. (2004): Diseño y Construcción de Cámara Séptica, Filtros y Pozos Absorbentes para Mitigar Daños. XVII Cong. Arg. Mecánica de Suelos e Ing. Geotécnica (ISBN 987-21767-0-1).
- Ministerio de Agua, Ambiente y Servicios Públicos (2014): Plan de Escurrimiento Interno y Externo. Secretaría de Recursos Hídricos y Coordinación. Gobierno de la Provincia de Córdoba. Córdoba, Argentina.
- Tucci C.E.M. (1994): Enchentes Urbanas no Brasil. Revista da Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 12/Nº 1, 117-136.
- Tucci C.E.M. (2006): Gestión de Inundaciones Urbanas.
- Tucci C.E.M. (ed.) (1993): Hidrologia: Ciência e Aplicação. Coleção ABRH, Brasil, Vol. 4, 943 p.
- UNESCO (1987): Manual on drainage in urbanizing areas. Vol. I. Planning and design of drainage systems. Studies and reports in hydrology. Nº 43.
- Vanoli G. (2007): Vialidad Urbana - Drenaje Urbano. Apuntes de Clase. Maestría en Transporte. Universidad Nacional de Córdoba.

