



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE,
ALCANTARILLADO SANITARIO Y DRENAJE PLUVIAL DEL RESIDENCIAL
PRADERAS DE NUEVO LEÓN TERCERA ETAPA”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Marvin René Jiménez Rodríguez

Br. Otmán Rajiv Jarquín Orozco

Tutor

M. Sc. Ing. José Ángel Baltodano Maldonado

Managua, diciembre 2021

Dedicatoria

Dedicamos este trabajo monográfico a nuestras familias:

“Por el apoyo que nos han dado desde siempre, ustedes son el motor que nos empuja en la vida”

Marvin René Jiménez Rodríguez

&

Otmán Rajiv Jarquín Orozco

Agradecimientos

Agradezco a Dios, por permitirme la oportunidad de culminar este logro personal.

A mis padres, Marvin Jiménez y Sharon Rodríguez, por el apoyo incondicional que han mostrado conmigo durante toda la vida.

A mi hermana, Gretel José Jiménez, por su apoyo y mi ejemplo más cercano de éxito profesional

A mis abuelos, René Jiménez (q.e.p.d), Rosalina García, Otilio Rodríguez y Mélida Orozco, por toda la ayuda durante el ciclo universitario de mi vida.

A mi compañero, amigo y socio Otmán Rajiv Jarquín Orozco, que a pesar de todos los problemas y dificultades logramos concluir este trabajo.

A los Ings. José Ángel Baltodano, Néstor Lanza y Cliford Montalván por el apoyo mostrado durante el desarrollo de este informe.

A mis familiares, y a mis amigos Gerardo, Kelvin, Cristhian y Honey, que me han brindado su apoyo y palabras de ánimo durante el proceso monográfico, además de un agradecimiento especial a una persona que con su constante motivación me ayudó a concluir este informe.

Marvin René Jiménez Rodríguez

Agradecimientos

Agradezco a Dios, primeramente, por darme fortaleza y paciencia para seguir en el camino.

A mis padres Eliott Jarquín y Anelia Orozco, a mi tío Henry Orozco, mis hermanos Keneht y Rennier, mis sobrinos Hanna, Yazid y Elis, a mi novia Sherly Talavera, agradezco a todos ellos por haber permanecido brindándome su apoyo y cariño.

A los docentes Ings. José Ángel Baltodano, Néstor Lanzas y Cliford Montalván que nos brindaron sus conocimientos para poder concluir con este trabajo.

A mi compañero, amigo y socio Marvin Jiménez que con sus conocimientos y apoyo logramos culminar una meta más.

Otman Rajiv Jarquín Orozco

Resumen

El presente trabajo monográfico muestra el diseño de una red de agua potable, sistema de alcantarillado sanitario y sistema de drenaje pluvial de la urbanización “Praderas de Nuevo León”, ubicada en el municipio de León, cabecera del departamento homónimo, en el occidente de Nicaragua, el cual precisa de estos servicios básicos explicando por medio de este informe su metodología, cálculos y resultados de los mismos.

La urbanización cuenta con un área de 38,000 m^2 y un total de 162 lotes, con una población de saturación de 972 habitantes. El sistema de agua potable consistirá en una línea de conducción acoplada desde una tubería de la segunda etapa del proyecto, donde se calcularon las presiones residuales a fin de dar las condiciones básicas requeridas en la red de distribución que abarcará el 100% de las viviendas proyectadas y así distribuir efectivamente los caudales demandados por la población.

Para dar una salida efectiva al servicio de agua utilizado, se diseñó una red de alcantarillado sanitario de tipo convencional separada, que por medio de gravedad dirigirá las aguas hasta una planta de tratamiento ubicada al sur de la urbanización, para lograr esto fue necesario cubrir una longitud de 1558.18 m de tubería PVC SDR 41 de 6” de diámetro conectada entre 19 pozos de visita sanitarios que fueron ubicados en cada cambio de pendiente longitudinal y vertical de estas tuberías, asegurando así los parámetros hidráulicos necesarios como velocidad y pendiente que garanticen el arrastre adecuado de materiales sólidos de las 162 viviendas.

Además, se elaboró el diseño de una red de alcantarillado pluvial que asegura una correcta dirección de la escorrentía superficial hacia los puntos de descarga indicados, logrando así satisfacer la seguridad de los pobladores del proyecto.

La red de alcantarillado pluvial inicia con la construcción de cunetas en ambos costados de todas las vías, que dirigen el flujo hacia los tragantes correctamente ubicados y diseñados en puntos estratégicos que reduzcan el nivel del agua en las cunetas, posteriormente y a través de los pozos de visita pluvial, la escorrentía será

dirigida hacia 2 puntos de descarga ubicados al sur del proyecto donde se propuso 4 pozos de infiltración que permite inducir el agua hacia el suelo, llevando el excedente hacia un lugar seguro para la población.

En el presente documento monográfico se cuenta con una estructura por capítulos donde cada uno describe una parte del diseño de los sistemas.

En el capítulo I se encuentra la introducción, antecedentes, justificación y objetivos de este trabajo monográfico, indicando así los logros propuestos y por qué surge la necesidad del proyecto.

En el capítulo II se detalla la información de la zona de estudio, permitiendo así conocer las características de la población, ubicación, área y clima donde se llevará a cabo todo el proceso constructivo de la obra.

En el capítulo III se encuentra la teoría que sustenta el diseño de los 3 sistemas planteados, información necesaria para un correcto diseño, bases bibliográficas, conceptos y fórmulas que hicieron posible el análisis y resolución de los sistemas indicados.

El capítulo IV y V se describe lo relacionado al proceso del diseño metodológico y detalla los cálculos de las obras respectivamente, en esta sección se encontrarán todos los detalles físicos y matemáticos que validan las dimensiones de los elementos propuestos en los diversos sistemas, tanto de abastecimiento como de descarga.

Para finalizar, se presentan las conclusiones y recomendaciones, así como las referencias bibliográficas y los anexos con los que culmina este trabajo monográfico.

Índice

1. CAPÍTULO I - GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.4. OBJETIVOS	4
1.4.1. <i>Objetivo general</i>	4
1.4.2. <i>Objetivos específicos</i>	4

2. CAPÍTULO II – DESCRIPCIÓN GENERAL

2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	6
2.2. POBLACIÓN	7
2.3. UBICACIÓN.....	7
2.4. ÁREA DEL PROYECTO	9
2.5. CLIMA	9
2.6. SUELOS.....	9
2.6.1. <i>Entisoles</i>	10
2.6.2. <i>Vertisoles</i>	10
2.6.3. <i>Inceptisoles</i>	10

3. CAPÍTULO III-MARCO TEÓRICO

3.1. SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE	12
3.1.1. <i>Agua potable</i>	12
3.1.2. <i>Fuentes de abastecimiento para agua potable</i>	12
3.1.2.1. Aguas atmosféricas	12
3.1.2.2. Aguas superficiales	12
3.1.2.3. Aguas subterráneas.....	13
3.1.3. <i>Captación</i>	13
3.1.4. <i>Línea de conducción</i>	13
3.1.5. <i>Almacenamiento</i>	14
3.1.6. <i>Red de distribución</i>	15
3.1.6.1. Red abastecida por gravedad.....	15
3.1.6.2. Distribución por bombeo	16
3.1.6.3. Configuración de la red de agua potable	18
3.1.7. <i>Diseño de red de agua potable</i>	20
3.1.7.1. Proyección de la población	20
3.1.7.2. Métodos de cálculo	21
3.1.7.3. Consumo de agua potable	21
3.1.7.4. Tipos de consumo	21
3.1.7.5. Variaciones de consumo	24
3.1.7.6. Pérdidas.....	24
3.1.7.7. Vida útil	24
3.1.7.8. Periodos de diseño	25
3.1.8. <i>Golpe de ariete</i>	26
3.2. SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO (S.A.S).....	28
3.2.1. <i>Aguas residuales</i>	28
3.2.2. <i>Alcantarillado</i>	28

3.2.3. Clasificación de los alcantarillados.....	29
3.2.3.1. Alcantarillado sanitario convencional.....	29
3.2.3.2. Alcantarillado pluvial convencional	29
3.2.3.3. Alcantarillado combinado	29
3.2.4. Tipos de aguas residuales.....	30
3.2.4.1. Aguas residuales domésticas	30
3.2.5. Componentes de un sistema alcantarillado convencional.....	30
3.2.5.1. Conexiones domiciliarias	30
3.2.5.2. Red de cajas domiciliarias	30
3.2.5.3. Subcolectores.....	30
3.2.5.4. Colectores	30
3.2.5.5. Interceptor	31
3.2.5.6. Emisor.....	31
3.2.5.7. Pozo de visita	31
3.2.6. Elevaciones topográficas.....	34
3.2.6.1. Elevación de corona	34
3.2.6.2. Elevación del invert.....	34
3.3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL (S.A.P)	34
3.3.1. Componentes de un sistema de alcantarillado pluvial.....	35
3.3.1.1. Estructuras de captación.....	35
3.3.1.2. Tuberías.....	36
3.3.1.3. Estructuras de conexión y mantenimiento	37
3.3.1.4. Pozos de visita pluvial	37
3.3.1.5. Descarga y disposición final	37
3.3.2. Método racional	38
3.3.2.1. Coeficiente de escorrentía	39
3.3.2.2. Área de la cuenca	40
3.3.2.3. Intensidad promedio de la lluvia.....	40
3.3.2.4. Tiempo de concentración	40
3.3.2.5. Periodo de retorno.....	41
3.3.2.6. Frecuencia de lluvia.....	42

4. CAPÍTULO IV - DISEÑO METODOLÓGICO

4.1. SISTEMA DE AGUA POTABLE.....	44
4.1.1. Estudios básicos.....	44
4.1.2. Periodo de diseño	44
4.1.3. Topografía	44
4.1.4. Proyección de población.....	44
4.1.5. Dotaciones de agua para consumo.....	45
4.1.6. Consumo doméstico	45
4.1.7. Consumo público y comercial.....	45
4.1.8. Pérdidas en el sistema	45
4.1.9. Agua para incendios.....	45
4.1.10. Coeficientes de variación de caudales.....	45
4.1.11. Dimensionamiento de la red de distribución de agua potable	46
4.1.12. Parámetros de diseño de la red.....	46
4.1.12.1. Coeficientes de fricción.....	46
4.1.12.2. Velocidades permisibles.....	46
4.1.12.3. Presiones mínimas y máximas	46

4.1.12.4. Diámetro mínimo	47
4.1.12.5. Cobertura sobre tuberías	47
4.1.12.6. Resistencia de la tubería y su material	47
4.1.12.7. Análisis hidráulico de la red	47
4.2. SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO	47
4.2.1. <i>Trazado de la red de alcantarillado</i>	47
4.2.2. <i>Proyección de la población</i>	48
4.2.2.1. Población servida	48
4.2.2.2. Densidad de la población	48
4.2.2.3. Dotaciones para el rango poblacional	48
4.2.2.4. Factor de retorno	49
4.2.3. <i>Cantidades de agua residuales y gastos en la red</i>	49
4.2.3.1. Gasto de infiltración	49
4.2.3.2. Gasto medio	49
4.2.3.3. Gasto mínimo de aguas residuales	49
4.2.3.4. Gasto máximo de aguas residuales	50
4.2.3.5. Gasto o caudal de diseño	50
4.2.4. <i>Períodos de diseño</i>	51
4.2.5. <i>Hidráulica de las alcantarillas</i>	51
4.2.5.1. Velocidad mínima	51
4.2.5.2. Velocidad máxima	51
4.2.5.3. Diámetro mínimo	52
4.2.5.4. Pendiente longitudinal mínima	52
4.2.5.5. Tirante máximo	52
4.2.5.6. Pérdida de carga adicional	52
4.2.5.7. Cambio de diámetro	52
4.2.5.8. Ángulos entre tuberías	53
4.2.5.9. Cobertura sobre tuberías	53
4.2.5.10. Ubicación de las tuberías	53
4.2.5.11. Ubicación de los pozos de visitas sanitarios	53
4.2.5.12. Conexiones domiciliarias	53
4.2.6. <i>Fórmulas para el diseño</i>	54
4.2.6.1. Fórmula de la continuidad	54
4.2.6.2. Fórmula y coeficiente de Manning	54
4.3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	55
4.3.1. <i>Información hidrológica</i>	55
4.3.2. <i>Determinación del área de drenaje de cada colector</i>	56
4.3.3. <i>Caudal de diseño</i>	56
4.3.4. <i>Diseño de cunetas</i>	56
4.3.5. <i>Diseño de tragantes</i>	58
4.3.6. <i>Ubicación de los colectores</i>	59
4.3.7. <i>Velocidad</i>	59
4.3.8. <i>Profundidad mínima de la clave de los colectores</i>	60
4.3.9. <i>Factor de relación de tirante</i>	60
4.3.10. <i>Pendiente longitudinal</i>	60
4.3.11. <i>Diámetro mínimo</i>	61
4.3.12. <i>Borde libre en los colectores</i>	61
4.3.13. <i>Tubería parcialmente llena</i>	61
4.3.14. <i>Determinación de lugares de descarga</i>	61

4.3.15. Permeabilidad del suelo	61
---------------------------------------	----

5. CAPÍTULO V -CÁLCULOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE	64
5.1.1. Población de diseño.....	64
5.1.2. Variaciones de consumo.....	64
5.1.2.1. Consumo doméstico	64
5.1.2.2. Consumo público o institucional.....	64
5.1.2.3. Consumo promedio diario	64
5.1.2.4. Pérdidas en el sistema por fuga	65
5.1.2.5. Consumo de máximo día.....	65
5.1.2.6. Consumo de máxima hora	65
5.1.3. Red de distribución	65
5.1.3.1. Demanda en los nodos.....	66
5.1.3.2. Consumo de máximo día por lote	66
5.1.3.3. Consumo de máxima hora por lote	66
5.1.3.4. Demanda en el nodo 1 (consumo máxima hora).....	66
5.1.4. Análisis hidráulico de la red.....	67
5.1.4.1. Consumo de máxima hora	67
5.1.4.2. Consumo de máximo día más incendio	68
5.1.4.3. Red sin consumo	70
5.1.5. Resultados obtenidos	70
5.2. SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	70
5.2.1. Parámetros de diseño.....	70
5.2.2. Red de alcantarillado.....	71
5.2.2.1. Población	72
5.2.3. Gastos en la red.....	72
5.2.3.1. Caudal medio	72
5.2.3.2. Caudal de infiltración	72
5.2.3.3. Factor de Harmon	72
5.2.3.4. Caudal máximo de aguas residuales	72
5.2.3.5. Caudal de diseño	72
5.2.4. Diseño hidráulico del colector	73
5.2.4.1. Datos	73
5.2.4.2. Pendiente	73
5.2.4.3. Diámetro	73
5.2.4.4. Radio hidráulico	73
5.2.4.5. Área de la sección transversal.....	73
5.2.4.6. Velocidad.....	74
5.2.4.7. Caudal.....	74
5.2.4.8. Relación de tubería parcialmente llena	74
5.2.4.9. Tirante	74
5.2.4.10. Velocidad.....	74
5.2.4.11. Ángulo	74
5.2.4.12. Radio hidráulico	74
5.2.4.13. Tensión tractiva.....	75
5.2.5. Cálculos topográficos	75
5.3. DISEÑO DE ALCANTARILLADO PLUVIAL	79
5.3.1. Método racional	79

5.3.1.1. Coeficiente de escorrentía	79
5.3.1.2. Intensidad de lluvia	79
5.3.2. <i>Cálculo hidrológico</i>	80
5.3.2.1. Datos	80
5.3.2.2. Pendiente del tramo	80
5.3.2.3. Tiempo de concentración	80
5.3.2.4. Caudal de diseño	81
5.3.3. <i>Diseño de cuneta</i>	81
5.3.3.1. Caudal del caite de la cuneta	81
5.3.3.2. Caudal del bombeo en la vía (Qs)	82
5.3.3.3. Caudal total de la cuneta (Qt)	82
5.3.4. <i>Diseño de tragante</i>	82
5.3.4.1. Caudal de tragante (Qtg).....	82
5.3.4.2. Longitud de la gaveta (Lt).....	83
5.3.5. <i>Diseño de tuberías</i>	83
5.3.5.1. Cálculos hidráulicos en condición llena	83
5.3.5.2. Cálculo de tiempos en tuberías.....	84
5.3.5.3. Cálculo de caudal de diseño en tubería	84
5.3.5.4. Cálculos hidráulicos en condición parcialmente lleno	84
5.3.6. <i>Análisis topográfico</i>	85
5.3.6.1. Elevaciones	85
5.3.6.2. Caída.....	85
5.3.7. <i>Diseño de pozos de infiltración</i>	86
5.3.7.1. Pruebas de permeabilidad	86
5.3.7.2. Consumo unitario.....	86
5.3.7.3. Coeficiente de permeabilidad	86
5.3.7.4. Pozo de infiltración	87
5.4. RESUMEN DE LAS OBRAS PROPUESTAS	97
5.4.1. <i>Sistema de agua potable</i>	97
5.4.1.1. Tuberías	97
5.4.1.2. Válvulas	97
5.4.1.3. Accesorios	97
5.4.1.4. Hidrante	98
5.4.2. <i>Alcantarillado sanitario</i>	98
5.4.2.1. Tuberías.....	98
5.4.2.2. Pozos de visita sanitarios	98
5.4.3. <i>Red de alcantarillado pluvial</i>	98
5.4.3.1. Cunetas.....	99
5.4.3.2. Tragantes.....	99
5.4.3.3. Tuberías	99
5.4.3.4. Pozos de visita pluvial	99
5.4.3.5. Pozos de infiltración	99
CONCLUSIONES	101
RECOMENDACIONES	102
BIBLIOGRAFÍA	103
ANEXOS.....	104

Lista de figuras

<i>Figura 1.</i>	<i>Macro localización del proyecto</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.</i>	<i>Micro localización de la III etapa del proyecto.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 3.</i>	<i>Elementos de un tanque de almacenamiento.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 4.</i>	<i>Representación de una red abastecida por gravedad</i>	<i>16</i>
<i>Figura 5.</i>	<i>Representación bombeo contra tanque.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 6.</i>	<i>Representación de bombeo contra la red</i>	<i>17</i>
<i>Figura 7.</i>	<i>Configuración de una red abierta</i>	<i>18</i>
<i>Figura 8.</i>	<i>Esquema de una red cerrada</i>	<i>19</i>
<i>Figura 9.</i>	<i>Formación de un golpe de ariete.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 10.</i>	<i>Ejemplo de red de alcantarillado convencional.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 11.</i>	<i>Pozo común en corte</i>	<i>32</i>
<i>Figura 12.</i>	<i>Pozos caja con colector e interceptor.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 13.</i>	<i>Pozo caja de deflexión</i>	<i>33</i>
<i>Figura 14.</i>	<i>Sección transversal de una cuneta</i>	<i>35</i>
<i>Figura 15.</i>	<i>Sección transversal de la cuneta</i>	<i>57</i>
<i>Figura 16.</i>	<i>Tramo de alcantarillado del PVS-1 al PVS-2.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 17.</i>	<i>Área tributaria del tragante TG-1.1</i>	<i>80</i>
<i>Figura 18.</i>	<i>Detalle de la sección trasversal de la cuneta</i>	<i>81</i>

Lista de tablas

Tabla 1.	Dotación de agua potable.....	22
Tabla 2.	Consumo comercial, industrial y público.....	23
Tabla 3.	Caudales contra incendio.....	23
Tabla 4.	Periodo de diseño económico según el tipo de estructura.....	26
Tabla 5.	Coefficiente de escorrentía según el tipo de área.....	39
Tabla 6.	Frecuencia de diseño en función del tipo de zona.....	42
Tabla 7.	Frecuencia de diseño según el área drenada.....	42
Tabla 8.	Coefficiente de capacidad hidráulica.....	46
Tabla 9.	Coefficiente de Manning para diversos materiales.....	55
Tabla 10.	Velocidad máxima según el material de la tubería.....	60
Tabla 11.	Resumen de datos del diseño.....	64
Tabla 12.	Resultados de variaciones de consumo.....	65
Tabla 13.	Consumo por lotes.....	66
Tabla 14.	Consumos por nodos.....	67
Tabla 15.	CMH en nodos a presión máxima.....	67
Tabla 16.	CMH en nodos a presión mínima.....	68
Tabla 17.	Resultado en las tuberías bajo consumo de máxima hora.....	68
Tabla 18.	Resultados de CMD + caudal de incendio en los nodos.....	69
Tabla 19.	Resultado de CMD + Caudal de incendio en tuberías.....	69
Tabla 20.	Resultado de presiones en los nodos en red sin consumo.....	70
Tabla 21.	Parámetros de diseño del sistema de alcantarillado.....	71
Tabla 22.	Caudal de diseño de red de alcantarillado sanitario.....	76
Tabla 23.	Cálculos hidráulicos en la tubería de alcantarillado sanitario.....	77
Tabla 24.	Cálculos topográficos de alcantarillado sanitario.....	78
Tabla 25.	Cálculo del coeficiente de escorrentía.....	79
Tabla 26.	Intensidades en mm/h de la curva IDF de León.....	79
Tabla 27.	Lecturas de campo para cálculo de permeabilidad.....	86
Tabla 28.	Datos del pozo de infiltración.....	87
Tabla 29.	Resultados del pozo de infiltración.....	87
Tabla 30.	Cálculo del caudal de diseño de alcantarillado pluvial.....	88
Tabla 31.	Cálculo de caudales en cunetas de alcantarillado pluvial.....	90
Tabla 32.	Longitud de gaveta en tragantes de alcantarillado pluvial.....	92
Tabla 33.	Cálculos hidrológicos en tuberías de alcantarillado pluvial.....	94
Tabla 34.	Cálculos hidráulicos en tuberías de alcantarillado pluvial.....	95

<i>Tabla 35.</i>	<i>Cálculos topográficos de las tuberías.....</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 36.</i>	<i>Resumen de red de agua potable.....</i>	<i>97</i>

Simbología

°	Grados sexagesimales
"	Pulgadas
∅	Diámetro
A. Ab	Aguas Abajo
A. Ar	Aguas Arriba
<i>arccos</i>	Arco coseno (función inversa del coseno)
<i>cfs</i>	Pies cúbicos por segundo
<i>cmd</i>	Consumo de máximo día
<i>cmh</i>	Consumo de máxima hora
<i>cos</i>	Coseno (función trigonométrica)
<i>cpd</i>	Consumo promedio diario
<i>cpdt</i>	Consumo promedio diario total
<i>d</i>	Diámetro de tubería
<i>ft</i>	Pies (unidad de medida)
<i>g</i>	Galones
<i>gpm</i>	Galones por minuto
<i>ha</i>	Hectáreas
<i>hab</i>	Habitantes
<i>in</i>	pulgadas
<i>kg</i>	Kilogramos
<i>l</i>	Litros
<i>lppd</i>	Litros por persona por día
<i>lps</i>	Litros por segundo
<i>m</i>	Metros
<i>m²</i>	Metros cuadrados
<i>mca</i>	Metros de columna de agua
<i>mm</i>	Milímetros
<i>m/m</i>	Metros sobre metros (pendiente)
<i>m/s</i>	Metros por segundo

<i>msnm</i>	<i>Metros sobre el nivel del mar</i>
<i>Pa</i>	<i>Pascales</i>
<i>PVC</i>	<i>Policloruro de vinilo (material de tubería)</i>
<i>PVP</i>	<i>Pozo de visita pluvial</i>
<i>PVS</i>	<i>Pozo de visita sanitario</i>
<i>S</i>	<i>Pendiente</i>
<i>s²</i>	<i>Segundos cuadrados</i>
<i>seg</i>	<i>Segundos</i>
<i>sen</i>	<i>Seno (función trigonométrica)</i>

Capítulo I

Generalidades

1.1. Introducción

El crecimiento económico y poblacional ocurrido en los últimos años en nuestro país ha provocado consecuentemente, el desarrollo acelerado de proyectos habitacionales, tanto en la capital, como en ciudades departamentales tales como León, Matagalpa, Masaya, entre otras.

El desarrollo de un proyecto habitacional tiene por objeto proveer a sus futuros residentes una vivienda digna y garantizar el acceso a los servicios básicos, entre ellos un sistema de abastecimiento de agua potable, cuya finalidad es entregar a los habitantes agua en cantidad y calidad apropiada. Esto a su vez, tiene como consecuencia la necesidad de proveer al complejo residencial, de una red de alcantarillado sanitario que garantice el retiro de agua una vez utilizada y por ende contaminada.

Ambos sistemas son complementarios en el objetivo de prevenir enfermedades, un correcto diseño de red de agua potable brindara agua de calidad y libre de bacterias perjudiciales y un adecuado diseño de alcantarillado evitará que puedan propagarse enfermedades por el manejo inapropiado del agua residual, y generar un problema sanitario mayor en la sociedad.

Para cubrir una de las demandas básicas de la población actual se ha desarrollado la construcción del residencial “Praderas de Nuevo León”, un proyecto de desarrollo urbanístico ubicado en la cabecera departamental de León, que en la actualidad comprende la construcción de dos etapas, y que consta de más de 800 viviendas, con planes de expansión a la tercera etapa de 162 viviendas y cuyo diseño hidrosanitario abarcará este documento.

Para el desarrollo de este documento se pretende proporcionar el diseño hidráulico de la tercera etapa, del residencial “Praderas de Nuevo León, que contará con las especialidades hidráulicas como son un adecuado sistema de abastecimiento de agua potable, alcantarillado sanitario y drenaje pluvial que satisfaga las necesidades de los futuros habitantes del residencial.

La red de agua potable estará conectada a una red existente que abastece a la primera y segunda etapa del residencial, que cuentan con un pozo y tanque propio, el tanque se construyó con la segunda etapa con una capacidad de $713 m^3$, en cuanto a la red de alcantarillado sanitario, esta conectará con una red principal existente que transporta las aguas residuales hacia el sitio de la planta de tratamiento de agua residual de las primeras etapas del residencial, a su vez el drenaje pluvial será encausado hacia los pozos de infiltración diseñados dentro del mismo proyecto.

1.2. Antecedentes

Nicaragua es uno de los países con mayor déficit habitacional de la región, tanto cualitativo como cuantitativo. Tiene una necesidad de 20.000 viviendas nuevas por año y más de la mitad de las viviendas existentes necesitan servicios básicos o mejoras en la infraestructura (Baltodano, 2021). Anualmente entre el sector público y privado se logra construir alrededor de 10,000 viviendas.

Debido a la poca planificación del crecimiento urbano las ciudades crecen de forma desordenada y muchas de estas no cuentan con los servicios básicos, poniendo en riesgo la salud de sus habitantes.

Las principales ciudades del país como Managua, Estelí, Chinandega, Matagalpa y León presentan un alto déficit de viviendas, debido a esta necesidad han surgido proyectos que se desarrollan a través de la cámara de urbanizadoras de Nicaragua (CADUR) y que cuentan con el apoyo del instituto nicaragüense de vivienda urbana y rural (INVUR), conjuntamente a la ampliación de esta etapa de la urbanización praderas de Nuevo León se desarrollan proyectos similares en la carretera nueva a León, estos proyectos pretenden disminuir este déficit habitacional (Baltodano, 2021).

La tercera etapa del residencial surge de la necesidad de ampliar el estado actual del proyecto de 17.7 manzanas de terreno, que contó con una primera etapa 515 viviendas construidas en el año 2011 y una segunda etapa que consta de 485 viviendas desde el año 2013.

Es así que surge la construcción de la tercera etapa del residencial “Pradera de Nuevo León” que contará con un total de 162 viviendas, abarcando una futura población de 972 habitantes que tendrán los mismos beneficios de las dos ya mencionadas etapas de este proyecto.

1.3. Justificación

El agua es el recurso fundamental para el desarrollo de la vida y es de importancia vital para el propio ser humano, es gracias al agua que nuestro organismo es capaz de cumplir sus funciones básicas, siendo así el elemento que no puede faltar en nuestra vida diaria, sin embargo, en la actualidad un gran número de la población del país, lamentablemente, no tiene acceso al agua potable, ya sea por la zona donde se encuentra o por falta de un sistema capaz de proveer el vital líquido hasta sus hogares, es por ello que, un alto porcentaje de la población se dirige hacia los lugares más densamente poblados, en busca de mejores oportunidades y condiciones de vida que le permitan su desarrollo, es así que en las ciudades se va estableciendo aumento constante de la población, que demanda condiciones básicas de vida y con ello una vivienda, que le garantice toda la seguridad necesaria.

Es por ello que el desarrollo de proyectos sociales de vivienda, como el residencial Praderas de Nuevo León, pretende disminuir el déficit habitacional de una de las ciudades más pobladas de nuestro país y mejorar la calidad de vida de los habitantes.

Para satisfacer una de las mayores necesidades básicas como lo es el abastecimiento de agua potable en el hogar, es necesario el diseño de una red que cumpla con las exigencias de la población a servir, que garantice un suministro adecuado y constante, apta para su bebida y que además permita la realización de labores como lavado de alimentos, ropa y aseo personal.

Por otra parte, el diseño del sistema de alcantarillado sanitario también es importante para la población, actualmente, muchas localidades no cuentan con este sistema que descarga las aguas ya utilizadas de forma segura y que debido a la

inexistencia del mismo provoca condiciones insalubres, contaminación del manto acuífero, y enfermedades como la diarrea en la población.

Finalmente, el objetivo del sistema de alcantarillado pluvial es el manejo, control y conducción de las aguas provenientes de la lluvia, evitando con ello, su acumulación o concentración y drenando la zona a la que sirven, de este modo se mitiga con cierto nivel de seguridad la generación de molestias por inundación y posibles daños materiales y humanos.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable, red de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial, adecuado para la construcción de la tercera etapa del residencial Praderas de Nuevo León.

1.4.2. Objetivos específicos

- Verificar información topográfica existente mediante levantamiento topográfico de campo, para su implementación en el diseño hidrosanitario.
- Diseñar red de abastecimiento de agua potable, tomando en cuenta las normas de diseño de sistemas de abastecimiento y potabilización del agua, elaboradas por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) y análisis hidráulico de la misma, utilizando el software Epanet.
- Realizar diseño hidráulico de la red de alcantarillado sanitario, basándonos en las recomendaciones indicadas en las Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales (INAA).
- Elaborar propuesta de diseño de sistema de drenaje pluvial, para descargar eficientemente la escorrentía superficial del proyecto.

Capítulo II

Descripción General

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño hidráulico de la tercera etapa de la urbanización “Praderas de Nuevo León” que contará con la construcción de 162 viviendas, los lotes de las viviendas tienen un área de promedio de 160 m^2 .

La urbanizadora tiene como fin ofrecer la oportunidad a familias con salarios medios (dentro del rango de los \$500) a obtener su propia casa, las viviendas tendrán un área compartida sala – comedor – cocina, dos habitaciones, un baño compartido, área de lavado y un área que se podrá utilizar como patio o futuro ampliación.

La urbanización contará con todos los servicios básicos (agua potable, drenaje, electricidad, teléfono) el acceso principal y las calles internas del proyecto será mediante calles revestidas de asfalto, áreas verdes y andenes para uso de los habitantes.

Se proponen para el proyecto, un sistema de agua potable cuya línea de conducción se acoplará a la red de la segunda etapa de la urbanización, la línea de distribución será a través de dos anillos conformados por tuberías de PVC de 2” de diámetro, el sistema estará conformado por 162 conexiones domiciliarias de ½”. La población utilizada para el diseño es de 972 habitantes, se contempla un hidrante con fácil acceso y con la ubicación que permite tener un radio de influencia que brinde protección a todas las viviendas en caso de un siniestro.

El proyecto también contará de un alcantarillado sanitario de tipo convencional que drenará por gravedad las aguas hasta una planta de tratamiento. Está conformada por 1558.18 m de tubería de \emptyset 6” PVC SDR – 41, 19 pozos de visita (PVS) convencionales de mampostería ladrillo cuarterón, con tapas de material reciclado y de 162 conexiones domiciliarias.

Para la red de drenaje pluvial, esta se inicia con cunetas a ambos lados de las calles, estas a su vez se dirigen hacia tragantes ubicados en puntos estratégicos disminuyendo el nivel del flujo en las cunetas, a través de estos el agua pluvial es llevada a pozos de visita que dirigen las escorrentías por medio de una tubería de

24" de diámetro, hacia los puntos de descarga ubicados hacia el sur del proyecto donde estarán cuatro pozos de infiltración.

Estos pozos estarán diseñados para lograr una captación de hasta 70% del caudal generado por la tormenta de diseño en un suelo saturado.

2.2. Población

El departamento de León tiene una población actual de 263,189 habitantes, la mayoría de los habitantes del municipio de León se dedican al turismo, esto debido a su historia, cultura y arquitectura es una de las ciudades con más rasgos de carácter colonial aún vigentes en la actualidad en el país, en ella se encuentran hoteles, restaurantes, bares, museos, centros culturales, iglesias coloniales y la Basílica de la Asunción, la catedral más grande de Centroamérica que además es un patrimonio cultural de la humanidad. También cuenta con dos playas muy famosas: PoneLOYA y Las Peñitas situada a 18 km del centro de la ciudad, frente al océano pacífico, es un lugar donde miles de turistas vacacionan en especial en las épocas de Semana Santa.

El municipio también es muy conocido por sus celebraciones en honor a la Virgen María (diciembre) y por las coloridas alfombras de aserrín que adornan sus calles durante la ya mencionada Semana Santa.

2.3. Ubicación

La urbanización Praderas de Nuevo León se encuentra ubicada en el municipio de León, departamento de León a 90 km de la capital, en el pacífico de Nicaragua. En este departamento se ubican cuatro volcanes de la Cordillera de Los Maribios y además se encuentran bellas playas, pueblos históricos y sobre todo iglesias de hermosa arquitectura. La tercera etapa de la urbanización praderas de Nuevo León se encuentra ubicada al sur este de León, de laboratorios divina 2.5 km carretera a Chacaraseca.

Figura 1. Macro localización del proyecto



Fuente: Elaboración propia.

Figura 2. Micro localización de la III etapa del proyecto



Fuente: Google Earth.

2.4. Área del proyecto

La urbanización “Praderas de Nuevo León” tercera etapa cuenta con un área total de 38,200 m^2 , cuenta con 162 lotes de área total de 26,400 m^2 y 11,800 m^2 de andenes, área verde, avenidas y calles.

2.5. Clima

En León el clima es tropical de sabana, en el verano el cielo se encuentra despejado y con vientos, la temporada de invierno es nublada, la temperatura oscila entre los 23° C a 35° C, la sensación térmica es muy caliente y opresiva durante todo el año.

León se encuentra a 94 metros sobre el nivel del mar, la dirección predominante del viento es en la dirección este durante todo el año con una velocidad promedio de 14.2 kilómetros por hora. La humedad relativa promedio es de 77 %, siendo la máxima el mes de septiembre (100%) y la mínima el mes de enero (70%). (Alcaldía de León, 2021).

2.6. Suelos

Los suelos en León han sido utilizados de diferentes formas, en su mayoría los suelos inceptisoles se han utilizado para monocultivos de algodón y maní, León

posee variedad de suelos, están clasificados dentro de los siguientes órdenes:

2.6.1. Entisoles

Son suelos de reciente formación, muy superficiales y se distribuyen en las laderas y pie de monte de la Cordillera Volcánica.

Estos suelos no son recomendables para cultivos agrícolas, su uso adecuado es Forestal o vegetación natural, variedades de pastos adaptables a las condiciones y conservación de la flora y la fauna.

2.6.2. Vertisoles

Son suelos arcillosos que presentan grietas profundas durante la estación seca, se distribuyen en las Planicies de la Depresión Nicaragüense y en las superficies depresionales costeras de la Planicie Occidental.

Debido a las limitaciones texturales y de drenaje interno estos suelos en su gran mayoría son adecuados, con riego, para cultivos como arroz, caña de azúcar, sorgo y bosques de explotación.

2.6.3. Inceptisoles

Son suelos de formación incipiente de buena fertilidad y se distribuyen en el pie de monte de la Cordillera Volcánica y la Planicie Occidental. Los suelos de la franja central del departamento de León se clasifican con erosión fuerte.

Estos suelos son aptos para un gran número de cultivos como algodón, ajonjolí, cacao, maní, maíz, hortalizas, banano, plátano, piña, café, cítricos.

Capítulo III

Marco teórico

3.1. Sistema de distribución de agua potable

3.1.1. Agua potable

El agua potable es el tipo de agua apta para consumo humano, es decir, el agua que puede beberse directamente o usarse para lavar y/o preparar alimentos sin riesgo alguno para la salud.

El agua es sumamente abundante en nuestro planeta, y dado que es el solvente universal, a menudo contiene numerosos elementos y sustancias disueltas en ella, que pueden o no ser detectadas a simple vista y modifican o no su sabor, color y olor, representando así un peligro potencial para el cuerpo humano.

Por lo tanto, el agua potable no es tan abundante en el planeta, a pesar de que existen mecanismos de potabilización inventados por el hombre, pues de la calidad del agua de una comunidad o nación depende, en gran medida, su salud pública.

3.1.2. Fuentes de abastecimiento para agua potable

El abastecimiento de agua potable supone la captación del agua y su conducción hasta el punto en el que se consume en condiciones aptas. Para que el agua sea apta para el consumo no solo tiene que cumplir requisitos de tipo sanitario, sino también requisitos relativos a la calidad. Los sistemas de abastecimiento de agua potable se pueden clasificar por la fuente del agua, del que se obtienen.

3.1.2.1. Aguas atmosféricas

Se entiende por aguas atmosféricas a la proporcionada por la atmósfera del planeta pero que aún no ha tocado la corteza terrestre, es decir que se desplaza movida por los vientos o que se encuentra en la fase de precipitación.

3.1.2.2. Aguas superficiales

Las aguas superficiales continentales son todas aquellas quietas o corrientes en la superficie del suelo. Se trata de aguas que discurren por la superficie de las tierras emergidas (plataforma continental) y que, de forma general, proceden de las

precipitaciones de cada cuenca.

3.1.2.3. Aguas subterráneas

El agua subterránea es la que se encuentra bajo la superficie terrestre y ocupa los poros y las fisuras de las rocas más sólidas. A nivel global, representa unas veinte veces más que el total de las aguas superficiales de todos los continentes e islas, de ahí su importancia como reserva de agua dulce.

El agua subterránea es de esencial importancia porque supone la mayor reserva de agua potable. Puede aparecer en la superficie en forma de manantiales, o puede ser extraída mediante pozos. En tiempos de sequía, puede servir para mantener el flujo de agua superficial, pero incluso cuando no hay escasez, es preferible utilizar agua subterránea porque no tiende a estar contaminada por residuos o microorganismos.

3.1.3. Captación

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea, dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento su localización y magnitud.

Las características y tamaño de la infraestructura de captación van a depender de la cantidad o caudal de agua que necesite la comunidad. Hay que recordar que las aguas superficiales pueden presentar cierto grado de contaminación por lo que deben ser objeto de una serie de tratamientos que modifiquen sus características físicas, químicas y microbiológicas y hacerla para el consumo humano.

3.1.4. Línea de conducción

Se denomina línea de conducción a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, estructuras de operación, de protección y accesorios especiales destinados a transportar el agua desde el lugar de la captación hasta el sitio de entrega. Las aguas captadas a ser conducidas y distribuidas a la población se

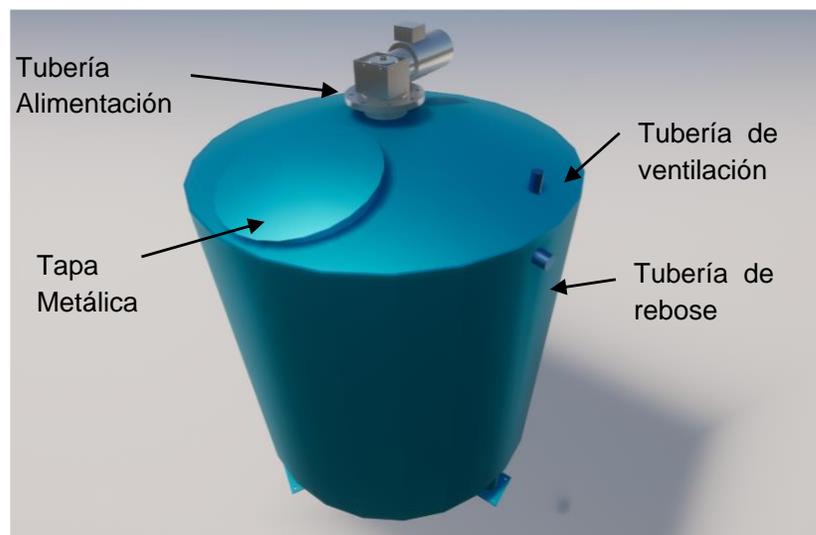
pueden transportar por gravedad o bombeo; a través de canales abiertos o conductores cerrados a presión dependiendo de la topografía del terreno.

3.1.5. Almacenamiento

Las instalaciones de almacenamiento, conocidas como tanques, torres, cisternas o reservorios, es una estructura con que permite almacenar la cantidad suficiente de agua para satisfacer la demanda de una población con fines domésticos y de consumo además de equilibrar las fluctuaciones en la cantidad y calidad del agua es decir regular la presión adecuada en el sistema de distribución dando así un servicio eficiente.

Siempre que sea posible, los tanques de almacenamiento deben estar por arriba de la población para que el agua fluya a través del sistema por gravedad. Cuando esto no es posible, los tanques pueden elevarse, pero esto aumenta su coste, por lo que son generalmente más pequeños. Habitualmente, se encuentran en áreas donde una fuente de agua potable no está cerca de la comunidad, el pozo de la zona es de baja capacidad o el agua subterránea es de baja calidad.

Figura 3. Elementos de un tanque de almacenamiento



Fuente: Elaboración propia.

3.1.6. Red de distribución

Una red o sistema de abastecimiento de agua potable es una obra de ingeniería, que permite llevar el agua potable hasta la vivienda de los habitantes de una ciudad, pueblo o área rural con población relativamente densa.

La finalidad de esta obra es entregar a los habitantes de una localidad, agua en cantidad y calidad adecuada para satisfacer sus necesidades, por esta razón un sistema de abastecimiento de agua potable debe cumplir con normas y regulaciones vigentes para garantizar su correcto funcionamiento.

La red de distribución está formada por una tubería principal, llamada también circuitos tróncales o maestras y por tuberías secundarias o de relleno. Las condiciones primarias o arterias principales forman el esqueleto del sistema de distribución, se sitúa de tal forma que transporta grandes cantidades de agua desde la estación elevada a los depósitos y de estos a las diferentes partes del área establecida. Las conducciones secundarias forman anillos más pequeños dentro de las arterias principales entrelazándolas entre sí, transportando grandes cantidades de agua desde las arterias principales a las diferentes áreas para cubrir el suministro normal y el caudal para la extinción de incendios.

3.1.6.1. Red abastecida por gravedad

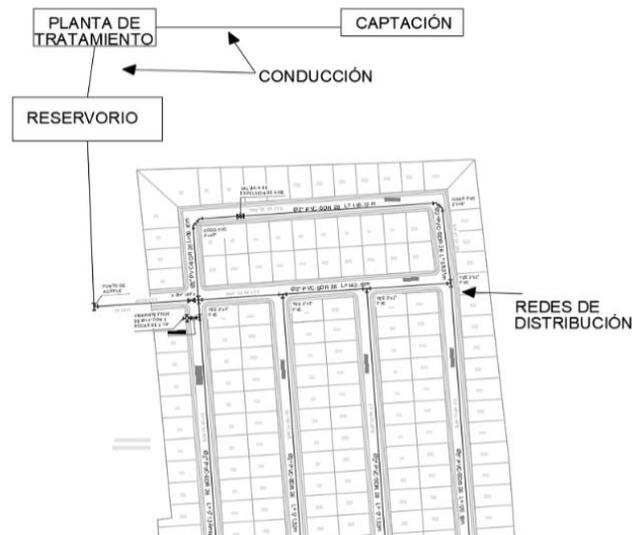
El abastecimiento de agua por gravedad es un tipo de abastecimiento de agua en la que el agua cae por su propio peso desde una fuente elevada hasta los consumidores situados más abajo. La energía utilizada para el desplazamiento es la energía potencial que tiene el agua por su altura.

El diseño de la red de distribución se hace para tres condiciones de operación:

1. Consumo de la máxima hora para el último año del periodo de diseño: en esta condición se asume una distribución razonada de la demanda máxima horaria en todos los tramos y circuitos de la red de distribución, pudiendo el caudal demandado llegar bajo dos condiciones según el caso:

- a. El 100% del caudal demandado llegara por medio de la línea de conducción.
 - b. El caudal demandado llegara por dos puntos, la demanda máxima diaria por la línea de conducción y el resto aportado por el tanque de abastecimiento para completar la demanda máxima horaria.
2. Consumo coincidente: este caudal corresponde a la demanda máxima diaria más la demanda de incendio.
 3. Demanda cero: en esta condición se analizan las máximas presiones en la red.

Figura 4. Representación de una red abastecida por gravedad



Fuente: Elaboración propia.

3.1.6.2. Distribución por bombeo

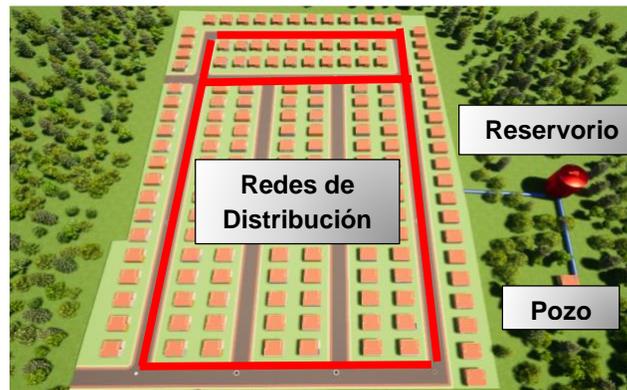
Para el diseño de un sistema por bombeo se tienen dos condiciones de análisis:

1. Sistema de bombeo contra el tanque de almacenamiento y del tanque de almacenamiento a red de distribución por gravedad.

En esta condición el caudal correspondiente al consumo máximo diario es bombeado hacia el tanque de almacenamiento. La red demandará del tanque el consumo de la máxima hora, o la demanda coincidente. El tanque trabajará con

una altura que permita dar las presiones residuales mínimas establecidas en todos los puntos de la red.

Figura 5. Representación bombeo contra tanque



Fuente: Elaboración propia.

2. Sistema de bombeo contra la red de distribución, con tanque de almacenamiento dentro de la red o en el extremo de ella.

En los sistemas de impulsión contra la red, se deberán considerar las soluciones más económicas en cuanto a la distribución, se requiere hacer los análisis que garanticen un servicio a presión, eficiente y continuo.

Figura 6. Representación de bombeo contra la red



Fuente: Elaboración propia.

3.1.6.3. Configuración de la red de agua potable

Se refiere a la forma en la que se enlazan o trazan las tuberías de la red de distribución para abastecer de agua a la toma domiciliaria. Esta puede ser red cerrada, abierta o combinada.

3.1.6.3.1. Red abierta

Se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos. Llamamos circuitos a un conjunto de tuberías conectadas formando un polígono. Este tipo de red se utiliza cuando la planimetría y la topografía dificultan la formación de circuitos, además se caracteriza por contar con una tubería principal de distribución (la de mayor diámetro) desde la cual parten ramales que terminarán en puntos ciegos, es decir sin interconexiones con otras tuberías en la misma red de distribución de agua potable.

Figura 7. Configuración de una red abierta



Fuente: Elaboración propia.

3.1.6.3.2. Red cerrada

Es cuando sus tuberías forman al menos un circuito. En este tipo de red, se logra la conformación de mallas o circuitos a través de la interconexión entre los ramales de la red de distribución de agua potable.

El dimensionamiento de una red cerrada, está en dependencia de los caudales concentrados en los nodos a través del método de las áreas tributarias. Resultará ventajoso hacer divisiones por zonas, tratando de reunir aquellas que presentan características homogéneas o similares, tomando en cuenta la densidad actual y el posible incremento futuro.

Hay que destacar que, con frecuencia es conveniente, y de permitirlo las características del urbanismo, la colocación en la red de tuberías que no alimentarán de manera directa parcela alguna, de forma tal de “forzar” a que se establezcan alternativas de flujo en caso de falla de algunos de los ramales de la red (conformación de mallas).

Por esta razón, en la mayoría de los desarrollos urbanos, la selección será por la conformación de una red de distribución de agua potable del tipo cerrada, pese a que pueda representar la colocación de mayor cantidad de tuberías, con el correspondiente incremento de costos. En estos casos predomina el criterio operativo o de confiabilidad sobre el económico.

Figura 8. Esquema de una red cerrada



Fuente: Elaboración propia.

3.1.7. Diseño de red de agua potable

Los criterios de diseño para la ejecución de proyectos de agua potable constituyen un elemento importante a la hora de tomar la decisión de emprender las obras de ingeniería en el terreno relacionado con la construcción de una red de distribución de agua, esto en vista de que aporta datos útiles para explicar y pronosticar cómo se comportará el sistema hidráulico evaluado en función del tiempo y el espacio.

Por cuanto la determinación de estos criterios garantiza la entrega efectiva del agua, y el desarrollo normal de la red, sin ocasionar problemas sanitarios serios vinculados con la misma.

Los criterios están definidos en las normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua.

3.1.7.1. Proyección de la población

En el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable es primordial conocer la cantidad de población futura aproximada a la cual se abastecerá con el sistema a diseñar, este dato ayuda a prever en el diseño, las exigencias de redes de distribución, líneas de conducción y futuras extensiones de servicio si fuera el caso.

El uso de buen juicio en la estimación de la población es importante puesto que, si el estimado es muy bajo, el sistema será pronto inadecuada siendo necesario rediseñar, reconstruir y refinanciar. Por otra parte, una sobreestimación de la población resulta en una capacidad excesiva que debe ser financiada por una población menor a un alto costo unitario y que nunca podrá ser usada, como resultado del deterioro o de la obsolescencia tecnológica.

Según la normativa nicaragüense para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua NTON 09003 – 99, es necesario predecir la población futura para un número de años, que será fijada por los períodos económicos del diseño.

3.1.7.2. Métodos de cálculo

La normativa nicaragüense para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable NTON 09003 – 99, expone varios métodos para el cálculo de la población futura los cuales no tienen limitantes.

3.1.7.2.1. Método por porcentaje de saturación

Este método trata de determinar la población de saturación para un lugar determinado, luego de conocer sus tasas de crecimiento para varios períodos de tiempos anteriores. Conociendo esa población de saturación, se determinan los porcentajes correspondientes de saturación, basado en las poblaciones de los censos anteriores.

3.1.7.3. Consumo de agua potable

Se conoce como consumo a la parte del suministro de agua potable que se utiliza sin considerar las pérdidas. Se expresa en normalmente en litros por segundo (l/s).

Al determinar el consumo, es necesario conocer las dotaciones y demanda de agua, Para establecer las cantidades de agua que se requiere para satisfacer las condiciones inmediatas y futuras de las ciudades o poblaciones proyectadas, se recomienda usar los valores de consumo medio diario contenido en la norma NTON 09003 – 99 para el diseño del sistema de agua potable.

3.1.7.4. Tipos de consumo

Existen diferentes tipos de consumo de acuerdo al uso que se le dará al agua y a la ubicación de destino de la misma, estos consumos se especifican en el capítulo II de la norma NTON 09003 – 99 “Dotaciones y demanda de agua para consumo”.

3.1.7.4.1. Consumo doméstico

Consumo familiar dentro del cual se contempla agua para descarga del Inodoro, aseo corporal, cocina, bebida, lavado de ropa, riego de jardines y patios, limpieza en general, lavado de automóviles, aire acondicionado, etc. El uso varía con el nivel

económico de los consumidores y este generalmente con el consumo predominante del diseño. La dotación de este consumo varia en dependencia de la ubicación geográfica del proyecto, para la ciudad de León se tiene la tabla 1.

Tabla 1. Dotación de agua potable

Rango de población	Dotación	
	g/hab/día	L/hab/día
0 – 5,000	20	75
5,000 – 10,000	25	95
10,000 – 15,000	30	113
15,000 – 20,000	35	132
20,000 – 30,000	40	151
30,000 – 50,000	45	170
50,000 – 100,000 y más	50	189

Fuente: NTON 09 003-99.

3.1.7.4.2. Consumo comercial industrial y público

En la norma de diseño nicaragüense NTON 09003 – 99 se presentan los porcentajes correspondientes divididos según la ubicación, ya sea en el departamento de Managua o el resto de los departamentos.

Este tipo de consumo corresponde al suministro de agua para sectores comerciales de toda índole como restaurantes, hoteles, bares, etc.; industriales tales como empresas, industrias y fábricas, también abarca el riego de jardines, parques, fuentes y bebederos, limpieza de vías públicas, red de alcantarillado sanitario y de galería de aguas pluviales, edificios públicos.

La cantidad de agua requerida para propósitos industriales y comerciales se ha relacionado con factores como unidades producidas, número de personas empleadas o áreas del establecimiento. Tales factores deben ser obtenidos localmente o verificados mediante la comparación de consumos registrados.

Para la ciudad de León se utiliza la tabla 2.

Tabla 2. Consumo comercial, industrial y público

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o Institucional	7
Industrial	2

Fuente: NTON 09 003-99.

3.1.7.4.3. Consumo para incendio

La cantidad de agua que todo acueducto debe tener disponible para combatir la eventualidad del incendio, estará adecuada a la capacidad del sistema y al rango de la población proyectada.

Cuando en las localidades consideradas existan o estén en proyectos la instalación de: industrias, fábricas, centros comerciales, etc., a estos se les deberá diseñar su propio sistema de protección contra incendios, contando cada uno de ellos con: tanques de almacenamiento, equipos de bombeo, redes internas de protección, etc. Independientes al sistema de distribución de agua potable de la ciudad.

La tabla 3 presenta los caudales contra incendio en dependencia de la población de diseño.

Tabla 3. Caudales contra incendio

Rango de población		Caudales		Caudales por toma
De	A	Gpm (L/s)	Gpm (L/s)	Gpm (L/s)
0	5,000	No se considera		
5,000	10,000	80 (5)	200 (13)	1 toma de 150 (9)
10,000	15,000	200 (13)	550(35)	1 toma de 250 (16)
15,000	20,000	350 (22)	550 (35)	2 tomas de 250 c/u (16)
20,000	30,000	550 (35)	1,000 (63)	3 tomas de 250 c/u (16)
30,000	50,000	1,000 (63)	1,500 (95)	2 tomas de 500 c/u (31)
50,000	100,000 y más	1,500 y más		3 tomas de 500 c/u (31) de acuerdo a la importancia del lugar

Fuente: NTON 09 003-99.

3.1.7.5. Variaciones de consumo

Los requerimientos de agua, no son constantes, durante el día, ni durante el año. Estas variaciones del consumo estarán expresadas en porcentajes de la demanda promedio diario de la manera siguiente:

3.1.7.5.1. Consumo promedio diario

Es el agua que un usuario necesita en un día de consumo promedio.

3.1.7.5.2. Consumo máximo diario

Será igual al 130% de la demanda promedio diaria para la ciudad de Managua. Para las otras localidades del país, este parámetro estará entre el 130% a 150%. Representa el día de mayor consumo en el año. Este caudal es el que debe de aportar como mínimo la fuente de abastecimiento.

3.1.7.5.3. Consumo de máxima hora

Es la hora de máximo consumo del día, Para la ciudad de Managua el factor será igual al 150% de la demanda del día promedio, y para las localidades del resto del país, será igual al 250% del mismo día.

3.1.7.6. Pérdidas

Corresponde al agua que no es asignada a un usuario en específico. Esta agua es atribuida a errores en las lecturas de los medidores, conexiones sin autorización y fugas en los sistemas de distribución. Las pérdidas y los desperdicios pueden reducirse significativamente mediante el mantenimiento cuidadoso del sistema y un programa regular de calibración y reemplazo de medidores.

3.1.7.7. Vida útil

Es el tiempo que se espera que la obra sirva para los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados. Este período está determinado por la duración misma de los materiales de los que estén hechos los componentes, por lo que es de esperar que este lapso sea mayor que el período de diseño.

Otros factores que determinan la vida útil de las obras de agua potable es la calidad del agua a manejar y la operación y mantenimiento del sistema. Se deben tomar en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema de agua potable.

La vida útil de las obras depende de los siguientes factores:

1. Calidad de la construcción y de los materiales utilizados
2. Calidad de los equipos
3. Diseño del sistema
4. Calidad del agua
5. Operación y mantenimiento
6. Condiciones ambientales

En la selección de la vida útil, es conveniente considerar que generalmente la obra civil tiene una duración superior a la obra electromecánica y de control, así mismo, las tuberías tienen una vida útil mayor que los equipos, pero no tienen la flexibilidad de éstos, puesto que se encuentran regularmente subterráneas.

3.1.7.8. Periodos de diseño

El periodo de diseño es el tiempo que se estima que los sistemas van a funcionar satisfactoriamente antes de que sobrepasen las capacidades de diseño o requieran ampliarse, es decir, es el intervalo de tiempo en que la obra proyectada brindará el servicio para el cual fue diseñada, en este tiempo el sistema operará con los parámetros utilizados para su dimensionamiento (población de proyecto, gasto de diseño, niveles de operación, etcétera).

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos y la vida útil de la infraestructura, siendo necesario considerar los flujos de efectivo del organismo operador que habrá de pagar por las obras y su operación, se debe tomar en cuenta que periodos de diseño muy grandes pueden implicar sobredimensionamiento y por ende sobre costos de inversión y de operación que

pueden afectar el balance financiero.

Cuando se trata de diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta qué punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad; qué partes deben considerarse a construirse en forma inmediata, y cuáles serán las previsiones que deben de tomarse en cuenta para incorporar nuevas construcciones al sistema. Para lograr esto en forma económica, es necesario fijar los períodos de diseño para cada componente del sistema.

En la tabla que sigue se considera el periodo de diseño económico para las estructuras de los sistemas.

Tabla 4. Periodo de diseño económico según el tipo de estructura

Tipo de estructuras	Características especiales	Periodo de diseño / años
Presas, ductos grandes	Difíciles y costosos de agrandar	25 - 50
Pozos, tanques, equipos de bombeo, plantas de potabilización	a) Fáciles de ampliar cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajas. Menor de 3% anual.	20 – 25
	b) Cuando el crecimiento y las tasas de interés son altas. Mayor del 3% anual.	10 -15
Tuberías mayores de 12" de diámetro.	Reemplazar tuberías pequeñas es más costoso a largo plazo.	20 - 25
Laterales y tuberías secundarias menores de 12" de diámetro.	Los requerimientos pueden cambiar rápidamente en áreas limitadas.	Para el desarrollo completo.

Fuente: NTON 09 003-99

Para redes de distribución es conveniente un periodo de diseño que varía entre 20 y 30 años.

3.1.8. Golpe de ariete

Es un fenómeno transitorio que puede ocurrir en la tubería de descarga. Se denomina golpe de ariete al choque violento interno que se produce sobre las paredes de un conducto forzado, cuando el movimiento del líquido es modificado

bruscamente. El caso más importante de golpe de ariete en una línea de descarga de bombas accionadas por motores eléctricos, se verifica luego de una interrupción de energía eléctrica.

En este caso debido a la inercia de las partes rotativas de los conjuntos elevadores, inmediatamente después de la falta de corriente eléctrica, la velocidad de las bombas comienza a disminuir, reduciéndose rápidamente el caudal; la columna líquida continua subiendo por la tubería de descarga, hasta el momento en que la inercia es vencida por la acción de la gravedad; durante este periodo se verifica una descompresión en el interior de la tubería; Enseguida, ocurre la inversión en el sentido del flujo y la columna líquida vuelve a las bombas.

No existiendo válvulas de retención, las bombas comenzarían, entonces, a funcionar como turbinas, girando en sentido contrario. Con excepción de los casos en que la altura de elevación es pequeña, con descarga libre, en las líneas de bombeo son instaladas válvulas de retención o de check, con el objetivo de evitar el retorno del líquido a través de las bombas.

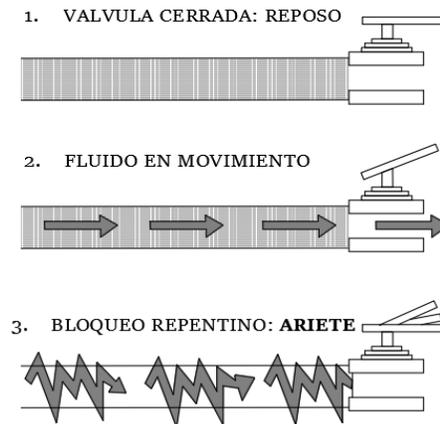
La corriente líquida, al retornar a la bomba, encontrando la válvula de retención cerrada, ocasiona el choque y la compresión del fluido, lo cual da origen a una onda de sobrepresión (Golpe de ariete).

Las medidas para evitar el golpe de ariete son:

1. Limitación de la velocidad en las tuberías.
2. Cierre lento de válvulas y registros, construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
3. Empleo de válvulas y dispositivos mecánicos especiales, válvulas de alivio.
4. Utilización de tuberías que puedan soportar sobrepresiones ocasionadas por el golpe de ariete.
5. Instalación de cámaras de aire comprimidas que proporcionen el

amortiguamiento de los golpes. El mantenimiento de estos dispositivos requiere ciertos cuidados, para que se mantenga el aire comprimido en las cámaras.

Figura 9. Formación de un golpe de ariete



Fuente: Elaboración propia.

3.2. Sistema de Alcantarillado Sanitario (S.A.S.)

3.2.1. Aguas residuales

Las aguas residuales son todas aquellas aguas cuya calidad ha sido afectada de forma negativa por la acción del hombre, la organización de las naciones unidas para la alimentación y la agricultura las define como: “Agua que no tiene valor inmediato para el fin para el que se utilizó ni para el propósito para el que se produjo debido a su calidad, cantidad o al momento en que se dispone de ella. No obstante, las aguas residuales de un usuario pueden servir de suministro para otro usuario en otro lugar.

Las aguas residuales provienen de las actividades cotidianas como la higiene personal, aseo del hogar, procesos industriales, fabricas, usos hospitalarios entre otros.

3.2.2. Alcantarillado

Se denomina alcantarillado al sistema de estructuras y tuberías usadas para la evacuación de aguas residuales es decir llamamos alcantarillado al conjunto de

estructuras e instalaciones destinadas a recoger, evacuar, acondicionar y descargar las aguas usadas provenientes de un sistema de suministro de agua.

3.2.3. Clasificación de los alcantarillados

Los sistemas de alcantarillado se clasifican de acuerdo al tipo de agua que conducen.

3.2.3.1. Alcantarillado sanitario convencional

Es la red generalmente de tuberías, a través de la cual se deben evacuar en forma rápida y segura las aguas residuales municipales (domésticas o de establecimientos comerciales) hacia una planta de tratamiento y finalmente a un sitio de vertido donde no causen daños ni molestias.

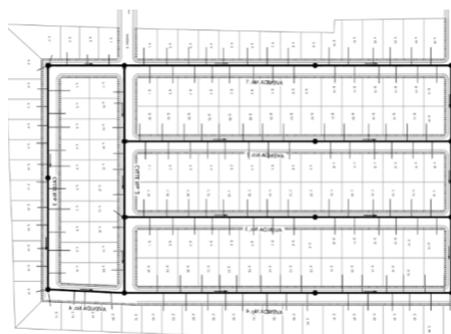
3.2.3.2. Alcantarillado pluvial convencional

Es el sistema que capta y conduce las aguas de lluvia para su disposición final, que puede ser por infiltración, almacenamiento o depósitos y cauces naturales.

3.2.3.3. Alcantarillado combinado

Es el sistema que capta y conduce simultáneamente el 100% de las aguas de los sistemas mencionados anteriormente, pero que dada su disposición dificulta su tratamiento posterior y causa serios problemas de contaminación al verterse a cauces naturales y por las restricciones ambientales se imposibilita su infiltración.

Figura 10. Ejemplo de red de alcantarillado convencional



Fuente: Elaboración propia

3.2.4. Tipos de aguas residuales

Los tipos de aguas residuales se clasifican según el sitio de procedencia.

3.2.4.1. Aguas residuales domésticas

Son las que contienen desechos humanos, animales y caseros. También se incluyen las infiltraciones subterráneas. Estas aguas negras son típicas de las zonas residenciales en las que no se efectúan operaciones industriales, o sólo en muy corta escala.

3.2.5. Componentes de un sistema alcantarillado convencional

3.2.5.1. Conexiones domiciliarias

Se denominan de esta manera a los componentes que recolectan los aportes de aguas residuales de una casa o edificio y la conducen a la red principal.

3.2.5.2. Red de cajas domiciliarias

La red de cajas domiciliarias tiene por objeto recolectar y transportar las descargas de aguas residuales domésticas, comerciales e industriales, para conducir los caudales acumulados hacia los colectores, interceptores o emisores. Esta red está constituida por un conjunto de tuberías por las que circulan las aguas residuales.

3.2.5.3. Subcolectores

Es la tubería que recibe las aguas negras de las cajas domiciliarias para después conectarse a un colector. poseen un diámetro mayor y sirven también como líneas auxiliares de las colectoras.

3.2.5.4. Colectores

Es la tubería que recoge las aguas negras de los subcolectores. Puede terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. No es admisible conectar las tuberías domiciliarias directamente a un colector; en estos casos el diseño debe prever de cajas domiciliarias paralelas a los colectores.

3.2.5.5. Interceptor

Son las tuberías que interceptan las aportaciones de aguas negras de dos o más colectores y terminan en un emisor o en la planta de tratamiento.

3.2.5.6. Emisor

Es el conducto que recibe las aguas de uno o más colectores o interceptores, no recibe ninguna aportación adicional (descargas domiciliarias) en su trayecto y su función es conducir las aguas negras a la planta de tratamiento.

También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la planta de tratamiento al sitio de descarga. Por razones de economía, los colectores, interceptores y emisores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en condiciones muy particulares donde se requiere el bombeo.

3.2.5.7. Pozo de visita

Son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de alcantarillado. Se utilizan generalmente en la unión de varias tuberías y en todos los cambios de diámetro, dirección y pendiente.

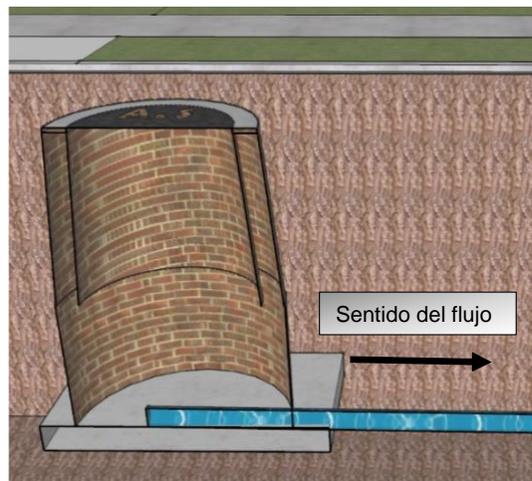
La profundidad de los pozos varía dependiendo de las pendientes con la que se vino trabajando en la alcantarilla por lo mismo sabemos que para una circulación de las aguas sanitarias necesitamos un pendiente que las haga circular con facilidad y según el diseño. Mientras más extenso sea el diseño de alcantarillado, pueden irse profundizando los pozos, ya que el diseño es netamente por gravedad situación en la cual necesita la pendiente del terreno. La profundidad se determina con las elevaciones de la cota del terreno menos la elevación del invert de la alcantarilla.

Los materiales utilizados para la construcción de los pozos de visita deben asegurar la hermeticidad de la estructura y la conexión con la tubería. Pueden ser construidos en el lugar o prefabricados, su elección dependerá de un análisis económico. Los pozos de visita construidos en el lugar se clasifican en:

3.2.5.7.1. Pozos comunes

Los pozos de visita comunes están formados por una chimenea de ladrillos de barro, de forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. La cimentación de estos pozos puede ser de mampostería o de concreto. En terrenos suaves se construye de concreto armado, aunque la chimenea sea de ladrillos.

Figura 11. Pozo común en corte

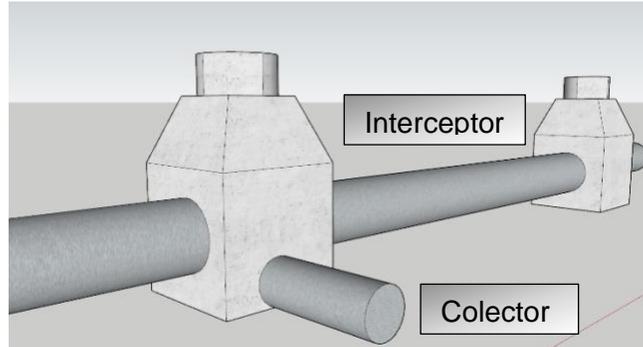


Fuente: Elaboración propia

3.2.5.7.2. Pozos caja

Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de ladrillos similar a la de los pozos comunes. Su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular. Sus muros, así como el piso y el techo son de concreto reforzado, arrancando de este último la chimenea que, al nivel de la superficie del terreno, termina con un brocal y su tapa, ambos de hierro dúctil. Generalmente a los pozos cuya sección horizontal es rectangular, se les llama simplemente pozos caja. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías.

Figura 12. Pozos caja con colector e interceptor



Fuente: Elaboración propia.

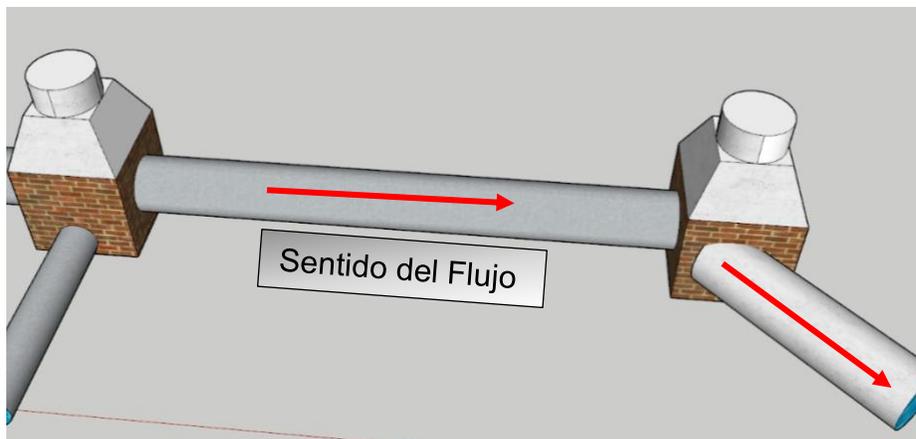
3.2.5.7.3. Pozos caja de unión

Se les denomina así a los pozos caja de sección horizontal en forma de polígono irregulares. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías. Existen dos tipos de pozos caja unión: el tipo 1, se utiliza en tuberías de hasta 1.52 m de diámetro con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.22 m de diámetro; y el tipo 2, el cual se usa en diámetros de hasta 2.13 m con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.52 m de diámetro.

3.2.5.7.4. Pozos caja de deflexión

Se les nombra de esta forma a los pozos caja a los que concurre una tubería de entrada y tienen sólo una de salida con un ángulo de 45 grados como máximo.

Figura 13. Pozo caja de deflexión



Fuente: Elaboración Propia

3.2.6. Elevaciones topográficas

3.2.6.1. Elevación de corona

La elevación de corona es la altura del alcantarillado por la parte exterior restándole la elevación inicial de la curva de nivel en que se encuentra el pozo.

Para calcular las elevaciones de corona de tramos continuos se usa la elevación de corona del tramo anterior, para de esta manera restarle la caída de alcantarilla por la longitud del tramo y obtener el siguiente dato de elevación.

3.2.6.2. Elevación del invert

El invert es la parte inferior por dentro de la tubería, pero para ser llamado elevación debemos restar la elevación de la corona, menos el espesor de tubería con el que estamos trabajando y el diámetro de la misma para obtener un valor, es a través de la elevación del invert de una tubería que se dará la libre circulación de las aguas.

Cuando se cuenta con pozos de visitas en que un sentido sea cabecero, debemos contar que la elevación del invert sea mayor que la elevación de invert con la única salida de agua, ya que en dicho caso la elevación no sea mayor las aguas no podrán circular de la manera que nosotros deseamos, manejando un más diseño y circulación de las aguas.

3.3. Sistema de Alcantarillado Pluvial (S.A.P.)

Un sistema de alcantarillado pluvial es un conjunto de tuberías, colectores e instalaciones complementarias que recolectan agua de escorrentía de precipitaciones pluviales que permite su recolección para su vertido y así, evitar daños, como posibles inundaciones en zonas urbanas. Son especialmente importantes en zonas en donde hay altas precipitaciones y en aquellas superficies con poca permeabilidad, por ejemplo, aquellas de concreto o pavimento.

El sistema de drenaje pluvial funciona por gravedad, desde las alcantarillas que recogen las aguas pluviales hasta las tuberías descendentes.

3.3.1. Componentes de un sistema de alcantarillado pluvial

Para cumplir su cometido tiene que partir de ciertos componentes:

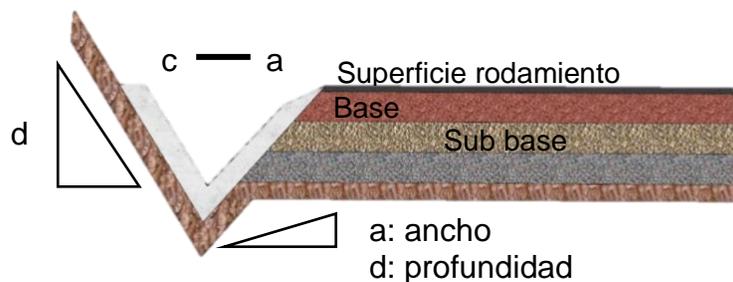
3.3.1.1. Estructuras de captación

Son las encargadas de recolectar las aguas pluviales evitando que el agua circule de manera descontrolada. Entre ellas están:

3.3.1.1.1. Cunetas y contracunetas

Las cunetas son las depresiones en los extremos de las vías, calles o calzadas que recogen el escurrimiento pluvial que drena a éstas, con una capacidad mínima para llevar las aguas lluvias de las mismas, su pendiente longitudinal mínima será de 0.5%.

Figura 14. Sección transversal de una cuneta



Fuente: Elaboración propia.

3.3.1.1.2. Tragantes o cajas de captación

Los tragantes son elementos que pueden tener o no una capacidad establecida para interceptar el caudal pluvial que corre por la cuneta, para enseguida, conducirlo al sistema de drenaje pluvial. Son también frecuentemente llamadas bocas de tormenta. Un tragante ubicado en un punto bajo de una cuneta, puede captar eventualmente toda el agua que alcance

Los tragantes pueden ser de varios tipos y su selección está determinada por las características topográficas, el grado de eficiencia del tragante, la importancia de la

vía y la posibilidad de acumulación y arrastre de sedimentos en el sector. En general se clasifican en:

1. Tragantes de acuerdo a la estructura de la abertura o entrada.
 - a. Simples laterales o de ventana.
 - b. Enrejados en cunetas
 - c. Combinados o mixtos
 - d. Enrejados en calzada
 - e. Especiales

2. Tragantes de acuerdo a la localización a lo largo de las cunetas
 - a. Intermedios
 - b. De cruces o boca calles
 - c. De puntos bajos

3. Tragantes de acuerdo al funcionamiento
 - a. Libres
 - b. Ahogados o saturados
 - c. Estructuras de conducción

En estas estructuras se transportan las aguas captadas y recolectadas a través de conductos con pendiente (facilitando la evacuación y limpieza) hasta las estructuras de descargas.

3.3.1.2. Tuberías

Son los elementos de sección circular que se instalan bajo tierra y por los cuales fluye el agua de un punto a otro. El diámetro de la tubería que evacua el agua de un pozo de visita, en ningún caso podrá ser menor que el de la tubería de mayor diámetro que descarga en dicho pozo de visita. El invert de la tubería que evacua el agua de un pozo de visita, en ningún caso deberá estar a un nivel superior que la corona de la tubería que descarga en dicho pozo.

3.3.1.3. Estructuras de conexión y mantenimiento

Son las que permiten la conexión de tuberías de conducción facilitando el espacio en las cámaras verticales para el acceso del personal de mantenimiento.

3.3.1.4. Pozos de visita pluvial

Los pozos de visita son estructuras que se utilizan en sistemas de drenaje para interconectar las líneas de tubería y permitir su inspección y mantenimiento; los pozos de visita se colocarán en todo cambio de alineación, pendiente, diámetro y elevación, también en los arranques y en las intersecciones con otras alcantarillas.

3.3.1.5. Descarga y disposición final

Son las estructuras que permiten que el vertido de las aguas captadas no genere daños en la parte final del alcantarillado, controlando los riesgos de inundación, erosión y sedimentación de los cauces, en el caso de las aguas pluviales no requieren de tratamiento antes de su vertido en cauces o fines agrícolas, debido a la baja concentración de contaminantes.

3.3.1.5.1. Pozos de infiltración

En construcción de obras nuevas de urbanización es requerido la construcción de Pozos de Infiltración, debido a lo desastroso que puede resultar para una ciudad una insuficiente captación de las aguas lluvias mediante las redes de drenaje, por ello se exige y se han desarrollado sistemas alternativos de captación de aguas lluvias entre los cuales están los pozos de infiltración.

Los pozos de infiltración consisten en excavaciones cilíndricas o rectangulares de profundidad variable y permiten filtrar el agua de lluvia directamente al suelo en espacios reducidos, reduciendo el caudal máximo, disminuyendo el volumen escurrido y recargando la napa de agua subterránea.

Esta técnica tiene la ventaja de poder ser aplicada en zonas donde el estrato superior del suelo es poco permeable, como ocurre en zonas urbanizadas, pero que tienen capacidades importantes de infiltración en las capas profundas del suelo.

Desde el punto de vista de la forma en que se evacuan el agua se denomina pozo de infiltración cuando el agua sale del pozo a través de estratos no saturados del suelo, es decir cuando la superficie de agua subterránea se ubica bajo la base del pozo, de manera que las aguas lluvias se filtran en el suelo antes de llegar al nivel del agua subterránea. Si la capa de agua subterránea se ubica sobre el nivel del fondo del pozo, de manera que la evacuación de las aguas lluvias se realiza directamente al agua subterránea se llama pozo de inyección.

3.3.2. Método racional

Para determinar la cantidad de agua de escurrimiento de lluvia se puede hacer uso del llamado método racional, esto por el tamaño de la cuenca.

Este método fue presentado por Emil Kuichling en 1889 y mejorado posteriormente por otros autores, este se basa en considerar que sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un cierto tiempo, de manera que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga. Este procedimiento permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, suponiendo que esto se alcanza cuando la intensidad de lluvia es aproximadamente constante durante una cierta duración, que se considera es igual al tiempo de concentración de la cuenca.

El método racional puede usarse en lugares donde no se posee información para calibrarse y es adecuado a utilizarse para áreas hasta 1,000 acres, o sea, 405 hectáreas y áreas no mayores de 5 km^2 .

La fórmula racional se plantea como:

$$Q = 0.27788 C * I * A$$

Donde:

Q : Caudal superficial

C : Coeficiente de escorrentía (adimensional).

I : Intensidad promedio de la lluvia

A: área de la cuenca

3.3.2.1. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía depende del suelo, la superficie y el uso de la cuenca. En general el volumen de agua que se precipita nunca es igual al que escurre en la cuenca.

Para el cálculo de este coeficiente y en el caso de existir diferentes usos del suelo dentro de una cuenca tributaria se deberá tomar un coeficiente de la tabla mostrada.

Tabla 5. Coeficiente de escorrentía según el tipo de área

Componente del área	Coeficiente de escorrentía
Centro de la ciudad capital Managua (API-N)	0.70 – 0.80
Zona de producción de industria liviana (PI-1)	0.50 – 0.70
Zona de Producción de industria pesada (PI-2)	0.30 – 0.50
Zona de Producción mixta y de vivienda (PM-1)	0.75- 0.85
Zona de producción mixta de industria y comercio (PM-a)	0.75 – 0.85
Zona de equipamiento de transporte aéreo (ET-1)	0.60 – 0.80
Zona de equipamiento de transporte Lacustre (ET-2)	0.50 – 0.70
Zona de equipamiento de transporte terrestre y mercadeo (ET-3)	0.70 – 0.85
Zona de equipo institucional especializado (E.I.E)	0.60 – 0.80
Zona de reserva natural de parques nacionales (RN-1)	0.05 0.20
Zona de reserva natural de la costa del lago (RN-2)	0.10 – 0.25
Zona de reserva natural de protección del suelo (RN-3)	0.05 – 0.20
Zona de reserva natural de parques urbanos (RN-3)	0.05 – 0.20
Zona de reserva natural de parques urbanos (RN-4)	0.35 – 0.40
Zona de reserva natural de cementerios (RN-5)	0.25 – 0.35
Zona de reserva natural de minas (RN-6)	0.05 – 0.20
Zona urbana regional, terrenos planos	0.10 – 0.15
Zona urbana regional, terrenos ondulados	0.15 – 0.20
Zona rural de producción agropecuaria	0.05 – 0.20
Zona de vivienda de densidad alta (V-1)	0.50 – 0.60
Zona de vivienda de densidad media alta (V-2)	0.40 – 0.50
Zona de vivienda de densidad media baja (v-3)	0.35 – 0.40
Zona de vivienda de densidad baja (v-4)	0.30 – 0.35
Techos y calles de asfalto y concreto	0.90 – 0.95
Áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes no mayores del 5%	0.10 – 0.20
Áreas con gramas y pastos o cultivos con pendientes del 5% al 10%	0.12 – 0.20
Áreas boscosas (depende de pendientes tipo de suelo o cobertura superficial)	0.05 – 0.20

Fuente: Reglamento de drenaje pluvial ALMA.

3.3.2.2. Área de la cuenca

Se tomarán en cuenta las características morfológicas de la cuenca, tales como área, perímetro, características del relieve o pendiente y forma de la cuenca. Otros factores importantes son el tipo y uso o zonificación del suelo; ya que estos influyen en el comportamiento de la escorrentía superficial.

El trazado de la parte agua se inicia a partir de la estructura propuesta, el procedimiento del dibujo es opuesto al de la red hídrica, la línea de parte agua se traza siguiendo el medio de la forma convexa de las curvas de nivel cuando se aumenta de elevación y en el medio de las formas cóncavas de las curvas, cuando se baja de altura.

3.3.2.3. Intensidad promedio de la lluvia

La intensidad de lluvia y la duración son dos conceptos asociados entre sí. La intensidad se expresa como el promedio de la lluvia en mm/hora para un periodo de retorno determinado y una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

La intensidad de la precipitación de la lluvia puede ser tomada directamente de la curva Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la o las estaciones meteorológicas representativas ubicadas cerca de la cuenca del proyecto y calculadas para diferentes periodos de retorno.

3.3.2.4. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se calcula como el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de cierre de la misma.

El tiempo de concentración está formado por dos componentes: el tiempo de entrada (t), o sea el tiempo requerido para que la escorrentía superficial llegue al tragante y el tiempo de recorrido (t_r) dentro de las alcantarillas.

Para la determinación del tiempo de entrada (t) se tendrá en cuenta la rugosidad de

las superficies, el almacenamiento de aguas en su recorrido, la pendiente media del área drenada, la distancia media hasta el tragante de entrada a la alcantarilla, el grado de drenaje directo desde los techos y cubiertas, la distancia y colocación de los tragantes y la superficie de alta impermeabilidad que reduzca considerablemente el tiempo de entrada.

El tiempo recorrido de un tramo de alcantarillado se obtendrá dividiendo la longitud del tramo por la velocidad máxima del agua calculada al 90% del diámetro del tubo.

También es posible calcularlo mediante la fórmula deducida para el área de Centroamérica por el Ing. Basso:

$$T_c = 0.0041 * \left(\frac{3.28Lc}{\sqrt{Sc}} \right)^{0.77}$$

Donde:

T_c: Tiempo de concentración (min).

L_c: Longitud del cauce (km).

Sc: Pendiente del cauce.

3.3.2.5. Periodo de retorno

Se define como periodo de retorno TR de eventos hidrológicos máximos en obras de drenaje vial, el tiempo promedio expresado en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez. Cuando se analizan registros históricos de un fenómeno, se les asigna un periodo de retorno de acuerdo a la frecuencia de cada evento.

Para calcularlo, es común suponer que la frecuencia o intervalo de recurrencia de cada evento del grupo es similar a la observada. La ecuación más usual para determinar el periodo de retorno es la fórmula de Weibull, la cual se define como:

$$T_R = \frac{1 + n}{m}$$

Donde:

T_R : Período de retorno

m : Número de orden en una lista

n : Número de datos de la muestra

3.3.2.6. Frecuencia de lluvia

En general, las frecuencias utilizadas varían entre 3 años como mínimo, hasta el orden de 100 años. La escorrentía de un valor dependerá de varios criterios tales como la importancia relativa de la zona y el área que se está drenando.

Tabla 6. Frecuencia de diseño en función del tipo de zona

Descripción de la zona	Frecuencia (años)
Zona residencial	3 - 10
Zona comercial e industrial	10 - 50
Colectores principales	10 - 100

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados.

Tabla 7. Frecuencia de diseño según el área drenada

Descripción de la zona	Frecuencia (años)
Menor de 3 Ha	3
Entre 3 y 10 Ha	5
Mayor de 10 Ha	10

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados.

Capítulo IV

Diseño metodológico

4.1. Sistema de agua potable

4.1.1. Estudios básicos

El sistema propuesto de agua potable está conformado por una red que abarca toda la zona del proyecto con una tubería que se conecta a la existente de la segunda etapa del residencial Praderas de Nuevo León, para esto se evaluó el caudal y la presión residual en esta tubería, a fin de establecer el cumplimiento de los criterios requeridos para satisfacer las demandas de la nueva población de la tercera etapa del proyecto.

En la elaboración del diseño metodológico del sistema de agua potable, así como el dimensionamiento de los elementos del sistema se tomaron en cuenta los criterios establecidos por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillado (INAA) mediante las normas diseño de abastecimiento de agua potable y potabilización de las aguas. y la información obtenida de los estudios del sitio.

4.1.2. Periodo de diseño

El sistema de tubería de agua potable tiene como finalidad entregar un servicio de calidad permanente, así como satisfacer la demanda de la población futura del residencial, para ello se tomó de referencia un período de diseño de 20 años con base a la vida útil de los elementos que conforman el sistema.

4.1.3. Topografía

Se realizaron levantamientos topográficos de las calles del sitio, así como de las parcelas y demás áreas que conforman la tercera etapa del proyecto

4.1.4. Proyección de población

La urbanización está compuesta por 162 lotes en los cuales la dimensión promedio es de 10.80 m x 14.90 m. según la encuesta de medición del nivel de vida realizada por el INIDE en el 2014, 3 de cada 10 familias nicaragüenses, viven en condiciones inadecuadas: hacinamiento, mala calidad de la vivienda y servicios insuficientes, por tanto, se eligió la cantidad de 6 personas por lote (INIDE, 2014). Para determinar la población a servir se calculó por el método de saturación, multiplicando la

cantidad de lotes por el hacinamiento.

$$\text{Porcentaje de Saturación} = \text{número de lotes} * \text{Hacinamiento}$$

4.1.5. Dotaciones de agua para consumo

Se asignó una dotación de 189 lppd la cual es la recomendada por la norma técnica del INAA para un rango de población mínimo de 50000 personas en las ciudades del resto del país (fuera de Managua).

4.1.6. Consumo doméstico

Se determinó con la fórmula:

$$\text{Consumo Doméstico} = \frac{\text{Población (p)} \times \text{dotación(lppd)}}{86400 \left(\frac{s}{d}\right)} = \left(\frac{l}{s}\right)$$

4.1.7. Consumo público y comercial

Para el consumo comercial y público se asignó un valor de 7% con base en la tabla 2 de este documento.

4.1.8. Pérdidas en el sistema

Se consideró una pérdida del 20% del consumo promedio diario.

$$hf = 20\% * CPD$$

Donde:

hf: Pérdidas en el sistema.

CPD: Consumo promedio diario.

4.1.9. Agua para incendios

Se asignó un toma de 150 galones por minuto.

4.1.10. Coeficientes de variación de caudales

Se consideró un incremento de 150% del consumo promedio diario para obtener el valor del consumo de máximo día y 250% del consumo promedio diario para el

cálculo del consumo de máxima hora.

4.1.11. Dimensionamiento de la red de distribución de agua potable

Para determinar la medida de los diámetros, velocidad y presiones que cumplan las especificaciones de la norma antes mencionadas se usó el software EPANET en las condiciones más desfavorables de la red, esto a fin de garantizar el correcto funcionamiento del sistema dentro del periodo de diseño.

4.1.12. Parámetros de diseño de la red

En estos se incluyen los factores específicos tales como coeficientes de flujo, velocidades permisibles, presiones mínimas y máximas, diámetro mínimo, cobertura sobre tubería y resistencia de las tuberías.

4.1.12.1. Coeficientes de fricción

Para el cálculo hidráulico de la tubería se utiliza el coeficiente de capacidad hidráulica “C” de Hazen Williams, que depende del material a utilizar.

Tabla 8. Coeficiente de capacidad hidráulica

Material del conducto	Edad	
	Nuevos C	Inciertos C
Cloruro de Polivinilo	150	130
Asbesto Cemento	140	130
Hierro fundido corriente (interior y exteriormente)	130	100
Hierro fundido revestido de cemento o esmalte o bituminoso	130	100
Hierro “dúctil”	130	100
Tuberías de Hormigón	130	120
Duelos de madera	120	120

Fuente: NTON 09 003-99.

4.1.12.2. Velocidades permisibles

Se permitirán velocidades de flujo de 0.6 m/s a 2.00 m/s.

4.1.12.3. Presiones mínimas y máximas

La presión mínima en la red principal será de 14 m mientras que la carga estática

máxima será de 50.00 m.

4.1.12.4. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de la red de distribución será de 2 pulgadas (50 mm) siempre y cuando se demuestre que su capacidad sea satisfactoria para atender la demanda máxima.

4.1.12.5. Cobertura sobre tuberías

En el diseño de tuberías colocadas en calles de tránsito vehicular se mantendrá una cobertura mínima de 1.20 m, sobre la corona del conducto en toda su longitud y en calles peatonales esta cobertura mínima será 0.70 m.

4.1.12.6. Resistencia de la tubería y su material

Las tuberías deberán resistir las presiones internas estáticas, dinámicas, de golpe de ariete y las presiones externas de rellenos y cargas vivas debido al tráfico.

4.1.12.7. Análisis hidráulico de la red

Los conductos y anillos o circuitos de la red de distribución se diseñarán de acuerdo al sistema de abastecimiento estudiado considerando que es un sistema que opera por gravedad.

4.2. Sistema de alcantarillado sanitario

4.2.1. Trazado de la red de alcantarillado

El trazado de la red de alcantarillado sanitario se elaboró con base a la topografía del terreno, con el fin de respetar las pendientes existentes, definiendo así el colector principal, subcolectores, pozos de visitas además de realizar el análisis hidráulico en una hoja programada de Excel.

Cabe destacar que este sistema es independiente del sistema pluvial, es decir, está diseñado únicamente para el transporte de aguas residuales domésticas, no se considera la descarga de aguas pluviales, a su vez funciona como un sistema

convencional que abarca la totalidad de los lotes de la urbanización, descargando los residuos en una planta de tratamiento existente en las afueras de la localidad.

El sistema de alcantarillado sanitario cuenta con una colectora principal y una serie de subcolectoras que se conectan a través de pozos de visita ubicados a lo largo de las intersecciones, el sistema cubre el 100% de la población del residencial.

4.2.2. Proyección de la población

La determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad es fundamental para el proyecto de instalaciones de recolección, bombeo, tratamiento y evacuación y futuras extensiones del servicio. Por consiguiente, es necesario predecir la población para un número de años, que será fijado por los períodos económicos del diseño. Cada ingeniero proyectista está en libertad de seleccionar la tasa de crecimiento y el método de proyección a ser usado, sustentando sus escogencias ante el organismo que apruebe el proyecto.

4.2.2.1. Población servida

Realizados los cálculos de la población de diseño y su respectiva dotación de agua potable se identificaron los aportes y caudales de aguas residuales, además se efectuó el cálculo del área acumulada, densidad poblacional, población servida y caudal de diseño.

4.2.2.2. Densidad de la población

Para el cálculo de la densidad poblacional se realizó el cociente del número de habitantes entre la longitud de la tubería.

$$Densidad\ poblacional = \frac{Número\ de\ habitantes}{Longitud\ de\ tubería}$$

4.2.2.3. Dotaciones para el rango poblacional

Para una población de 962 habitantes la dotación es de 189 lppd, según el criterio de la guía técnica para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales. (NTON 09 003-99, 2006)

4.2.2.4. Factor de retorno

Se consideró un factor de retorno del 80% para la relación entre el volumen del agua suministrada y el volumen de desagüe, rango establecido en las normas técnicas de INAA.

4.2.3. Cantidades de agua residuales y gastos en la red

En esta sección el proyectista debe revisar las estadísticas operativas del sistema de agua potable, determinar el consumo doméstico, consumo comercial o público de la localidad en estudio para determinar las dotaciones y con ello la cantidad de agua residual, justificando su selección.

Los gastos o caudales de aguas residuales que se consideran en el proyecto de son: gasto de infiltración, el gasto medio, mínimo, máximo instantáneo, máximo extraordinario y el gasto de diseño.

4.2.3.1. Gasto de infiltración

1. Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.
2. Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día.
3. Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

4.2.3.2. Gasto medio

El gasto medio de aguas residuales domésticas se estimó igual al 80% de la dotación del consumo de agua.

4.2.3.3. Gasto mínimo de aguas residuales

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se calculó una quinta parte del caudal medio.

$$Q_{min} = \frac{1}{5} Q_m$$

Donde:

Q_{min} : Gasto mínimo de aguas residuales.

Q_m : Gasto medio de aguas residuales domésticas.

4.2.3.4. Gasto máximo de aguas residuales

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se determinó utilizando el factor de relación de Harmon.

$$Q_{max} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{\frac{1}{2}}} \right] Q_m = (l/s)$$

Donde:

Q_{max} : Gasto máximo de aguas residuales domésticas.

P : Población servida en miles de habitantes.

Q_m : Gasto medio de aguas residuales domésticas.

El factor de relación debe tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00

4.2.3.5. Gasto o caudal de diseño

Si el área a servir tuviera más de uno de los usos antes señalados, los caudales de aguas residuales se deberán estimar como la suma de las contribuciones parciales por uso, debiéndose efectuar el diseño de los tramos de alcantarillado en base del aporte calculado para cada uso, y no usando el valor promedio por área unitaria.

El gasto de diseño hidráulico del sistema de alcantarillas calculó de la forma siguiente:

$$Q_d = Q_{max} + Q_{inf} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{int}$$

Donde:

Q_{max} : Gasto máximo

Q_{inf} : Gasto infiltración

Q_{com} : Gasto comercial

Q_{ind} : Gasto industrial

Q_{int} : Gasto institucional o público

4.2.4. Períodos de diseño

Cuando se trata de diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema, es por ello que, con base en la Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales del INAA se estableció un periodo de diseño de 20 años, que garantiza el funcionamiento de todos los elementos del sistema.

4.2.5. Hidráulica de las alcantarillas

Tener en cuenta los siguientes parámetros en las tuberías de alcantarillado sanitario.

4.2.5.1. Velocidad mínima

La velocidad mínima se considera aquella con la cual no se permite depósito de sólidos en las atarjeas que provoquen azolves y taponamientos. La velocidad mínima permisible es de 0.6 m/s, considerando el gasto mínimo calculado. Cuando el tirante es inferior a la mitad de la altura (diámetro), la velocidad será menor de 0.6 m/s, mientras que, para tirantes superiores a la mitad de la altura, la velocidad estará ligeramente por encima de 0.6 m/s.

4.2.5.2. Velocidad máxima

La velocidad máxima es el límite superior de diseño con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de las tuberías y estructuras. La velocidad máxima permisible de flujo deberá ser de 3 m/s.

4.2.5.3. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de las tuberías es de 150 mm., el diámetro de la tubería de salida en todos los casos se consideró igual o mayor que el diámetro de entrada.

4.2.5.4. Pendiente longitudinal mínima

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre, según la siguiente ecuación:

$$f = W * R * S$$

En la cual:

$$f = \text{Tensión de arrastre (Pa)}$$

$$W = \text{Peso específico del líquido (N/m}^3\text{)}$$

$$R = \text{Radio hidráulico a gasto mínimo (m)}$$

$$S = \text{Pendiente mínima (m/m)}$$

Se recomienda un valor mínimo de $f = 1 \text{ Pa}$

4.2.5.5. Tirante máximo

La altura máxima del tirante será de 75% para tuberías de 150 mm y mayores.

4.2.5.6. Pérdida de carga adicional

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25 \frac{V m^2}{2g}$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3cm.

4.2.5.7. Cambio de diámetro

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

4.2.5.8. Ángulos entre tuberías

En todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida deberá tener un valor mínimo de 90° y máximo de 270° medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

4.2.5.9. Cobertura sobre tuberías

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras.

Para todas las tuberías en el diseño, se utilizó una cobertura mínima de 1.2 m desde el terreno hasta la corona.

4.2.5.10. Ubicación de las tuberías

En las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste, las tuberías se deberán ubicar al Norte de la línea central de la vía. En las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur, las tuberías se deberán ubicar al Oeste de la línea central de la vía.

En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 m.

4.2.5.11. Ubicación de los pozos de visitas sanitarios

Se ubicaron en cada cambio horizontal y vertical de la tubería con una separación máxima de 100 m, según el criterio técnico de las normas de INAA.

4.2.5.12. Conexiones domiciliarias

Todas las conexiones serán de PVC de 100 mm (4") de diámetro, comenzando en la caja de registro de cada vivienda y luego acoplándose a la alcantarilla de diversos diámetros que pasará por su respectivas calle o avenida.

4.2.6. Fórmulas para el diseño

En las tuberías de la red de alcantarillado solo debe presentarse la condición de flujo a superficie libre. Para simplificar el diseño se consideran condiciones de flujo establecido.

4.2.6.1. Fórmula de la continuidad

La fórmula de continuidad para un escurrimiento continuo permanente es:

$$Q = V * A = (l/s)$$

Donde:

Q: Caudal o Gasto

V: Velocidad

A: Área transversal del flujo

4.2.6.2. Fórmula y coeficiente de Manning

Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se utiliza la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} = (m/s)$$

Donde:

V: Velocidad

rh: Radio hidráulico

S: Pendiente del gradiente hidráulico, adimensional.

n: Coeficiente de fricción.

El radio hidráulico se calcula con la siguiente fórmula:

$$rh = \frac{A}{Pm}$$

Donde:

A: Área transversal del flujo (m²)

P: Perímetro mojado (m)

En la tabla 9 se indican valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, para las tuberías de uso más corriente.

Tabla 9. Coeficiente de Manning para diversos materiales

Material	Coeficiente “n”	Material	Coeficiente “n”
Concreto	0.013	Hierro galvanizado (H°G°)	0.014
Polivinilo (PVC)	0.009	Hierro Fundido (H°F°)	0.012
Polietileno (PE)	0.009	Fibra de Vidrio	0.010
Asbesto – Cemento (AC)	0.010		

Fuente: Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.

4.3. Sistema de alcantarillado pluvial

Para realizar un diseño apropiado del sistema de alcantarillado pluvial, fue necesario contar con un plano topográfico del sitio, lo que permitió determinar el comportamiento de la escorrentía superficial, además de un plano de lotificación detallado, el nivel de terracería, y de rasante que ayudó a conocer el sentido del flujo. Además de estos datos, es necesario determinar ciertos aspectos relacionados a la hidrología y el uso del suelo del lugar, el área de la cuenca, evaluación de la lluvia, su intensidad y duración.

4.3.1. Información hidrológica

Los estudios hidrológicos permiten determinar el caudal de diseño de la estructura, el cual está en correspondencia con el tamaño y características de la cuenca, su cubierta de suelo y la tormenta de diseño. El estudio hidrológico es el cálculo del caudal máximo probable que ocurre en un punto determinado de una cuenca o subcuenca con el fin de diseñar una obra hidráulica.

Para la ciudad de León se obtuvieron los datos de intensidad de lluvia de los años 1985 hasta 2017 por medio de los registros del Instituto nicaragüense de estudios territoriales (INETER).

Posteriormente se ajustaron los datos para obtener la curva IDF que presenta los

datos de 5,10,15,30, 60 y 120 minutos además de los periodos de 2,5,10,25,50 y 100 años.

4.3.2. Determinación del área de drenaje de cada colector

El trazado de la red de alcantarillado pluvial sigue la topografía del terreno y la dirección de las escorrentías, de acuerdo con las curvas de nivel de los planos topográficos de la localidad. La determinación del gasto para el diseño de cada colector se obtiene en función de su área aportadora, construyendo diagonales y bisectrices, determinando así el área.

Para determinar el área correspondiente del proyecto se dividió en microcuencas que no superan las 0.3 ha. Esto haciendo uso de los planos topográficos y de lotificación, para determinar la dirección de la escorrentía superficial, y la correcta tributación de cada zona del residencial.

4.3.3. Caudal de diseño

El cálculo del caudal de diseño “ Qd ” se hizo efectivo el uso del método racional descrito en este documento cuya formula es la siguiente:

$$Qd = 0.27788 C * I * A = \left(\frac{l}{s} \right)$$

Contiguo al proyecto se encuentran las etapas previas del residencial que cuentan con su propio sistema de alcantarillado, por lo que no hay aportación de caudal de áreas aledañas.

4.3.4. Diseño de cunetas

La capacidad de una cuneta depende de su forma, pendiente y rugosidad. Si se conocen las pendientes transversal y longitudinal de la calle, la cuneta puede representarse como un canal abierto de sección triangular y su capacidad hidráulica puede estimarse con la fórmula de Manning de flujo uniforme.

En general las cunetas se construyen con una pendiente transversal del 2%. Cuando el flujo es del orden de 100 l/s es conveniente interceptar el escurrimiento

con un tragante.

Para el cálculo del caudal del caite de la cuneta se utilizan las siguientes formulas:

$$do = Tx * Sx$$

$$d = do + (W * Sw)$$

$$K = \frac{0.56}{n} * So^{0.5}$$

$$Q1 = \frac{K}{Sw} * d^{2.67}$$

$$Q2 = \frac{K}{Sw} * do^{2.67}$$

$$Qw = Q1 - Q2$$

Donde:

do: Diferencia de elevación entre la corona e inicio del caite
d: Profundidad total de la cuneta
Tx: Ancho medio de la calzada de la vía
Sx: Pendiente transversal de la calle
n: Coeficiente de Rugosidad de Manning (adimensional).
w: Ancho del caite de la cuneta, en pie.
Sw: Pendiente del caite de la cuneta
So: Pendiente longitudinal de la calle

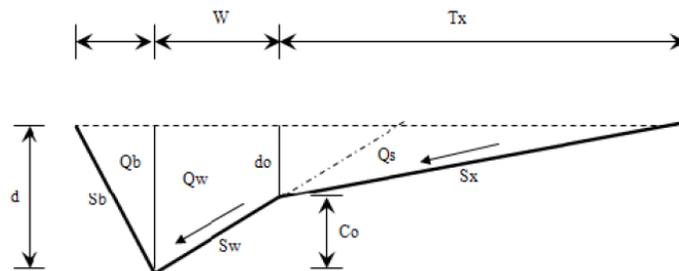
El caudal del bombeo (*Qs*) en la vía se estima por:

$$Qs = \frac{K}{Sx} * do^{2.67}$$

El caudal total de la cuneta (*Qt*) está dado por:

$$Qt = Qw + Qs$$

Figura 15. Sección transversal de la cuneta



Fuente: Reglamento de drenaje pluvial ALMA.

Para este proyecto se colocó cunetas en ambos lados de las vías, en todas las

calles y avenidas para garantizar el direccionado de las aguas superficiales.

El cálculo hidráulico de las cunetas y tragantes, del proyecto se realizó mediante la ecuación de Manning modificada, teniendo como referencia los datos viales facilitados en el proyecto.

4.3.5. Diseño de tragantes

Los tragantes deben dimensionarse para que en conjunto puedan captar las aguas de escurrimiento esperadas para el período de retorno de diseño. Como paso inicial en el dimensionamiento de los tragantes colectores, se debe observar que las de punto bajo deben ser dimensionadas con una holgura adicional, considerando la posibilidad de obstrucciones en tragantes situados a aguas arriba, en caso existan, en las cunetas contribuyentes. Aún, si su localización fuese en puntos donde no hubiere cruce de calles la unidad deberá captar obligatoriamente 100% de los caudales afluentes.

La capacidad de una boca de tormenta (tragante), cualquiera sea su tipo, depende de la altura de agua en el tramo de acera aguas arriba del tragante. Si ésta estuviese ubicada en un tramo de pendiente uniforme, la altura de agua en la cuneta dependerá de sus características como conducto libre. Tales características incluyen la sección transversal, la pendiente y la rugosidad de la cuneta y de las superficies del pavimento sobre el cual escurre el agua. En la determinación de la capacidad del tragante, la primera condición es que las características de escurrimiento en conducto libre de la cuneta aguas arriba sean conocidas.

El caudal del tragante (Qtg) es :

$$Qtg = \frac{0.56}{n} * So^{0.5} * Sx^{1.67} * Tx$$

Longitud de la gaveta (Lt) del tragante:

$$Lt = 0.6 * Qtg^{0.42} * So^{0.3} * \left(\frac{1}{n * Se} \right)^{0.6}$$

$$Eo = Qd * Qw$$

$$Se = Sx + (Sw * Eo)$$

Donde:

Eo: Diferencia de elevación entre el pie y caite de cuneta, en pie.

En todos los casos se utilizaron tragantes de gaveta que garanticen la captación del flujo hacia la tubería, los tragantes están ubicados en las intersecciones donde confluye el agua, y en las zonas que no superen los 100 m de longitud de las cunetas.

4.3.6. Ubicación de los colectores

Las tuberías del alcantarillado de aguas de lluvias deben extenderse por el eje de las calzadas. La tubería del acueducto deberá estar siempre por encima de la del alcantarillado y a una distancia vertical mínima de 0.20 m entre la batea de la tubería del acueducto y la clave de la tubería del alcantarillado.

4.3.7. Velocidad

Para el cálculo de la velocidad se determina en condición llena, es decir:

$$A = \pi * \frac{D^2}{4} = (m^2)$$

$$Vll = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} = (m/s)$$

$$Rh = \frac{D}{4} = (m)$$

$$Qll = A * Vll = (l/s)$$

Donde:

A: Área de la sección transversal de la tubería

D: Diámetro de la tubería

π: Coeficiente Pi

Rh: Radio hidráulico a sección llena

Vll: Velocidad en la tubería en condición llena

Qll: Caudal en la tubería a sección llena

La velocidad mínima requerida en los alcantarillados pluviales depende de la norma

exigida para el proyecto. Se recomienda 1 m/s como velocidad mínima admisible.

Para aguas con cantidades no significativas de sedimentos suspendidos, la velocidad máxima está en función del material de la tubería como se indica en la tabla siguiente.

Tabla 10. Velocidad máxima según el material de la tubería

Material de la tubería	Agua con sedimentos coloidales	Agua con fragmentos de arena y grava
Ladrillo común	3.0	2.0
Ladrillo vitrificado y gres	5.0	3.3
Concreto de:		
140 kg/cm^2	3.0	2.0
210 kg/cm^2	5.0	3.3
250 kg/cm^2	6.0	4.0
280 kg/cm^2	6.5	4.3
315 kg/cm^2	7.5	5.0
Concreto reforzado mayor de 280 kg/cm^2 y curado al vapor	10.0	6.6
Cloruro de polivinilo	10.0	10.0

Fuente: Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados.

4.3.8. Profundidad mínima de la clave de los colectores

La red de colectores debe estar diseñada de tal manera que las aguas pluviales puedan drenar por gravedad. En general la profundidad mínima a la clave de la tubería debe ser de 1 m con respecto a la rasante de la calzada. Sin embargo, en sistemas rurales es posible adoptar 0.80 m para los colectores iniciales siempre y cuando el tráfico sea liviano.

4.3.9. Factor de relación de tirante

La relación de tirantes en todos los casos es menor a 75%.

4.3.10. Pendiente longitudinal

La pendiente longitudinal mínima de la tubería pluvial es de 0.5%.

4.3.11. Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de la tubería de conexión entre tragantes de gaveta y pozo de visita será de 21 pulgadas y la pendiente será del 2%.

El diámetro mínimo de la sección de alcantarillas pluviales es de 24" (0.6 m).

4.3.12. Borde libre en los colectores

A diferencia del alcantarillado sanitario, en el cual hay que tener en cuenta el coeficiente de utilización, el colector debe estar en capacidad de evacuar un caudal a tubo lleno igual o mayor que el caudal de diseño.

4.3.13. Tubería parcialmente llena

Para el cálculo de las relaciones hidráulicas entre la sección llena y parcialmente llena se determina mediante la tabla anexos A.

La velocidad en la tubería es:

$$\frac{V_d}{V_{ll}} = \left[1 - \frac{\text{sen}(2 * \cos^{-1}(1 - 2 * \frac{d}{D}))}{2 * \cos^{-1}(1 - 2 * \frac{d}{D})} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

$$\frac{d}{D}: \text{Factor de relación para el tirante}$$

4.3.14. Determinación de lugares de descarga

Para lugares de descarga se propuso dos puntos de salida de caudal a la zona más baja del proyecto, en su costado sur, esto mediante la construcción de cuatro pozos de infiltración que capten como mínimo el 70% del caudal generado, redirigiendo el exceso hacia una cuneta que conecta con la vía principal al oeste de los pozos.

4.3.15. Permeabilidad del suelo

El coeficiente de permeabilidad es decir la velocidad con la que el agua circula a través del suelo se obtuvo de los resultados del estudio del sondeo realizado donde

se saturó el suelo por tiempo de 60 minutos con suministro de agua constante hasta que se estableció un flujo laminar uniforme, posteriormente se tomaron 60 lecturas de consumo de agua a razón de una lectura por minuto y de acuerdo a la profundidad del sondeo se calculó el consumo de agua por metro cuadrado de superficie de suelo.

Para calcular el coeficiente de permeabilidad se utilizó la fórmula de la norma ASTM D 2434:

$$k = \frac{Q * L}{A * t * h}$$

Donde:

Q: Volumen de agua descargada
L: Longitud del estrato permeable
A: Area de contacto del agua con el suelo
t: Tiempo requerido para la descarga
H: profundidad media del estrato

Capítulo V

Cálculos y análisis de resultados

5.1. Red de distribución de agua potable

Tabla 11. Resumen de datos del diseño

Descripción	Cantidad	Unidad	Fórmula / criterio
Número de lotes	162	Lotes	Planos de proyecto
índice de habitantes	6	Hab/viviendas	INIDE 2014
Año	2029	Años	20 años diseño
Dotación	189	lppd	Tabla 2-2 INAA
Consumo comercial (CC)	7	%	Tabla 2-4 INAA
Porcentaje de pérdidas	20	%	Cap. 2.6 NTON 09 0033-99
Factor CMD	1.50	adimensional	Cap. 2.5 NTON 09 0033-99
Factor CMH	2.50	adimensional	Cap. 2.5 NTON 09 0033-99

Fuente: Elaboración propia

5.1.1. Población de diseño

$$P_{dis} = 6 \frac{hab}{lote} * \text{Número de lotes}$$

$$P_{dis} = 6 \frac{hab}{lote} * 162 \text{ lotes} = 972 \text{ hab}$$

5.1.2. Variaciones de consumo

5.1.2.1. Consumo doméstico

$$CD = \frac{\text{Población} \times \text{dotación}}{86400}$$

$$CD = \frac{972 \text{ hab} * 189 \text{ lppd}}{86400} = 2.126 \text{ lps}$$

5.1.2.2. Consumo público o institucional

$$Q_{P-I} = 7\% * CD$$

$$Q_{P-I} = 7\% * 2.126 = 0.149 \text{ lps}$$

5.1.2.3. Consumo promedio diario

$$CPD = CD + Q_{P-I}$$

$$CPD = 2.126 + 0.149 = 2.275 \text{ lps}$$

5.1.2.4. Pérdidas en el sistema por fuga

$$Q_f = 20\% CPD$$

$$Q_f = 0.20 * 2.275 \text{ l/s} = 0.455 \text{ lps}$$

5.1.2.5. Consumo de máximo día

$$CMD = 1.5 * CPD + Q_f$$

$$CMD = (1.5 * 2.275 \text{ l/s}) + 0.455 \text{ l/s} = 3.867 \text{ lps}$$

5.1.2.6. Consumo de máxima hora

$$CMH = 2.5 * CPD + Q_f$$

$$CMH = (2.5 * 2.275 \text{ l/s}) + 0.455 \text{ l/s} = 6.1425 \text{ l/s}$$

Tabla 12. Resultados de variaciones de consumo

Descripción	Cant.	Unidad	Fórmula / criterio
Población	972	Hab	Método de saturación
Consumo Doméstico (CD)	2.126	l/s	CD= Población * dotación / 86400
Consumo público o institucional (Q_{P-I})	0.149	l/s	$Q_{P-I} = 7\% * CD$
Consumo promedio diario (CPD)	2.275	l/s	$CPD = CD + Q_{P-I}$
Pérdidas en el sistema	0.455	l/s	$Q_f = 20\% CPD$
Consumo Máximo Día (CMD)	3.867	l/s	$CMD = 1.5 * CPD + Q_f$
Consumo de máxima hora (CMH)	6.142	l/s	$CMH = 2.5 * CPD + Q_f$

Fuente: Elaboración propia.

5.1.3. Red de distribución

Para la simulación de la red se dibujó dos anillos con un total de 823.2 m de tubería PVC SDR – 26 de 50 mm de diámetro (2 pulgadas), distribuida de tal manera que todos los lotes tengan conexión a la red.

5.1.3.1. Demanda en los nodos

Para las condiciones de consumo de máxima hora y consumo de máximo día más incendio, se calculó la demanda de salida en cada nodo mediante la cantidad de lotes que abastecen, a continuación, se realizó el cálculo del gasto unitario de los lotes, la demanda para el nodo 1 y para el resto de los nudos los resultados se resumen en la tabla 14.

5.1.3.2. Consumo de máximo día por lote

$$\text{Lotes} = 162 \text{ lotes}$$

$$\text{CMD por Lote} = \frac{\text{CMD}}{\text{Lotes}} = \frac{3.867 \text{ lps}}{162} = 0.024 \text{ lps/lote}$$

5.1.3.3. Consumo de máxima hora por lote

$$\text{Lotes totales} = 162 \text{ lotes}$$

$$\text{CMH por Lote} = \frac{\text{CMH}}{\text{Lotes}} = \frac{5.74 \text{ lps}}{162} = 0.038 \text{ lps/lote}$$

Tabla 13. Consumo por lotes

Descripción	Cantidad	Unidad	Fórmula / criterio
Consumo Máximo Diario	3.867	l/s	CMD
CMD/ Lote	0.024	l/s	CMD/Lotes
Consumo Máximo Horario	6.142	l/s	CMH
CMH / Lote	0.038	l/s	CPL = CMH/Lotes

Fuente: Elaboración propia.

5.1.3.4. Demanda en el nodo 1 (consumo máxima hora)

$$\text{N}^\circ \text{ Lotes a distribuir} = 34 \text{ lotes}$$

$$\text{Demanda en el nodo 1 (CMH)} = 0.035 \text{ lps} * 34 \text{ lotes} = 1.205 \text{ lps}$$

Tabla 14. Consumos por nodos

Nodo	Nº de lotes	CMD/Lote	CMD/Nodo	CMH/Lote	CMH Nodo
1	34	0.024	0.812	0.038	1.289
2	32	0.024	0.764	0.038	1.213
3	51	0.024	1.217	0.038	1.934
4	17	0.024	0.406	0.038	0.645
5	14	0.024	0.334	0.038	0.531
6	14	0.024	0.334	0.038	0.531
Total	162		3.867		6.142

Fuente: Elaboración propia.

5.1.4. Análisis hidráulico de la red

Se realizó el dibujo y simulación en el software EPANET y los resultados obtenidos se describen a continuación.

5.1.4.1. Consumo de máxima hora

Se evaluó la red en condiciones de consumo de máxima hora, con presión máxima y mínima, los resultados se detallan en las tablas 15, 16 y 17, el trazado en Epanet se encontrará en el anexo B del documento.

Tabla 15. CMH en nodos a presión máxima

Id nodo	Cota	Demanda	Altura	Presión
	m	lps	m	m
N1	135.289	1.289	179.38	44.09
N2	131.634	1.213	176.36	44.73
N3	130.299	1.934	176.11	45.81
N4	133.861	0.645	177.93	44.07
N5	134.669	0.531	178.01	43.34
N6	135.636	0.531	178.81	43.17
EMB1	179.42	6.14	179.67	0

Fuente: Elaboración propia, salida de EPANET.

Tabla 16. CMH en nodos a presión mínima

Id nodo	Cota	Demanda	Altura	Presión
	m	lps	m	m
N1	135.289	1.289	160.39	25.1
N2	131.634	1.213	157.37	25.74
N3	130.299	1.934	157.12	26.82
N4	133.861	0.645	158.94	25.08
N5	134.669	0.531	159.02	24.35
N6	135.636	0.531	159.82	24.18
EMB1	160.43	6.14	160.43	

Fuente: Elaboración propia, salida de EPANET

Tabla 17. Resultado en las tuberías bajo consumo de máxima hora

Id línea	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida unitaria
	m	mm	C	lps	m/s	m/km
Tub1	49.450	100	150	6.14	0.78	5.93
Tub2	171.360	50	150	1.78	0.91	17.58
Tub3	118.230	50	150	0.57	0.29	2.13
Tub4	170.180	50	150	1.36	0.69	10.67
Tub5	39.310	50	150	0.55	0.28	1.97
Tub6	116.170	50	150	1.08	0.55	6.92
Tub7	39.100	50	150	1.61	0.82	14.52
Tub8	119.400	50	150	1.46	0.74	12.13

Fuente: Elaboración propia, salida de EPANET

En la tabla 17 se puede observar caudales entre 0.57 lps a 6.14 lps caudal que circula en el nodo de inicio del sistema, que garantiza la cantidad de agua suficiente para satisfacer las necesidades, además se presentan velocidades mínimas de 0.29 m/s a máximas de hasta 0.91 m/s aceptable dentro del rango establecido en los criterios de diseño, también se observan pérdidas entre 1.97 m/km a 17.58 m/km.

En las tablas 15 y 16 se observan las demandas en lps de cada uno de los nodos establecidos y presión en metros cuyos valores no exceden los 50 m, ni disminuyen los 14 m que especifica la norma técnica.

5.1.4.2. Consumo de máximo día más incendio

Para el segundo caso se evaluó la simulación de consumo de máximo día más un caudal de incendio en el nodo 1 con dotación de 9 lps, según lo especificado en la

sección 4.1.9 y presión promedio en la red. Los resultados de Epanet se encuentran en el anexo B

Tabla 18. Resultados de CMD + caudal de incendio en los nodos

Id nodo	Cota	Demanda	Altura	Presión
	m	Lps	m	m
N1	135.289	9.81	171.98	36.69
N2	131.634	0.76	170.69	39.06
N3	130.299	1.22	170.59	40.29
N4	133.861	0.41	171.36	37.5
N5	134.669	0.31	171.40	36.73
N6	135.636	0.31	171.74	36.1
EMB1	172.88	12.82	173.13	

Fuente: Elaboración propia, salida de EPANET.

Tabla 19. Resultado de CMD + Caudal de incendio en tuberías

Id línea	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Perdida unitaria
	m	mm	C	Lps	m/s	m/km
Tub1	49.450	100	150	12.87	1.64	22.47
Tub2	171.360	50	150	1.12	0.57	6.58
Tub3	118.230	50	150	0.36	0.18	0.8
Tub4	170.180	50	150	0.86	0.44	4
Tub5	39.310	50	150	0.34	0.18	0.74
Tub6	116.170	50	150	0.68	0.35	2.59
Tub7	39.100	50	150	1.01	0.52	5.43
Tub8	119.400	50	150	0.92	0.47	4.54

Fuente: Elaboración propia, salida de EPANET.

En la tabla 18 se observa la una demanda de 9.81 lps muy superior a las establecidas en los otros nodos debido al hidrante proyectado en esa ubicación, la presión mínima tiene el valor de 36.1 en el nodo 6 y la presión máxima alcanza los 40.29 m en el nodo 3. Lo que cumple con el criterio de las normas técnicas entre los 14 y 50 m como valores mínimos y máximos.

En la tabla 19 se observa una velocidad máxima de 1.64 m/s en la tubería inicial que contiene el nodo del hidrante la cual es menor a los 2 m/s y mayor a los 0.6 m/s como lo indica la norma, aunque algunas tuberías no alcanzan la velocidad de 0.6 m/s se considera que cumplen las normas de presiones y se consideran aceptables.

5.1.4.3. Red sin consumo

En este tercer caso de evaluación se dispuso en todos los nodos una demanda de cero con presión máxima, y los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 20. Resultado de presiones en los nodos en red sin consumo

Id nudo	Cota	Demanda	Altura	Presión
	m	lps	m	m
N1	135.289	0.00	179.67	44.38
N2	131.634	0.00	179.67	48.04
N3	130.299	0.00	179.67	49.37
N4	133.861	0.00	179.67	45.81
N5	134.669	0.00	179.67	45
N6	135.636	0.00	179.67	44.03
EMB1	179.42	0.00	179.39	

Fuente: Elaboración propia, salida de EPANET.

En la condición de red con consumo cero se presentan las mayores presiones estáticas, En este análisis la presión máxima es de 49.37 m en el nodo 3, que está dentro del rango especificado por las normas del INAA.

5.1.5. Resultados obtenidos

Realizado el análisis en EPANET y especificado los resultados en cada uno de los 3 casos de análisis se resume que la velocidad mínima calculada fue de 0.18 m/s y la máxima de 1.64 m/s, la presión mínima residual en la red principal fue de 24.18 m; la carga estática máxima de 49.37 m además el diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución utilizado fue de 2" (50 mm).

5.2. Sistema de alcantarillado sanitario

5.2.1. Parámetros de diseño

$$P_{dis} = 972 \text{ hab}$$

$$Dotación = 189 \text{ lppd}$$

$$Long. \text{ tuberías} = 1122.77 \text{ m}$$

$$\text{Densidad poblacional} = \frac{972 \text{ hab}}{1122.77 \text{ m}} = 0.866 \text{ hab/m}$$

$$\text{Infiltración} = 2 \text{ l/hora/100 m}$$

$$\text{Área del proyecto} = 3.87 \text{ ha}$$

$$\text{Factor de retorno} = 80\%$$

Tabla 21. Parámetros de diseño del sistema de alcantarillado

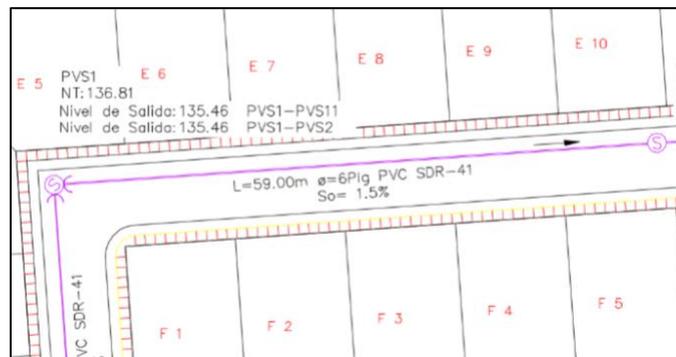
Parámetros		
Descripción	Cantidad	Unidad
Número de lotes	162	Lotes
Habitantes por lote	6	Hab/lote
Población a servir	972	Hab
Dotación	189	l/Hab/día
Longitud del proyecto	1122.77	m
Densidad población	0.866	Hab/m
Norma de Infiltración	2	l/hora/100m
Área de proyecto	3.870	ha
Factor de retorno	0.8	ad

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2. Red de alcantarillado

Para este análisis de cálculo se consideró el tramo del PVS-1 al PVS-2, el cual es una cabeza de atarjea, es decir no recibe aportaciones tributarias de otros tramos.

Figura 16. Tramo de alcantarillado del PVS-1 al PVS-2



Fuente: Elaboración Propia.

5.2.2.1. Población

$$\text{Long. del tramo} = 59 \text{ m}$$

$$\text{Población} = \text{Long. del tramo} * \text{Densidad poblacional}$$

$$\text{Población} = 59 \text{ m} * 0.866 \frac{\text{hab}}{\text{m}} = 51 \text{ hab}$$

La población acumulada es igual a la población del tramo

$$P \text{ Acum} = 51 \text{ hab}$$

5.2.3. Gastos en la red

5.2.3.1. Caudal medio

$$Q_m = \frac{189 * 0.80 * 51}{86400} = 0.089 \text{ lps}$$

5.2.3.2. Caudal de infiltración

$$Q_{inf} = \frac{2 \text{ l/hora}/100 \text{ m}}{3600} * \frac{150 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} * 59 \text{ m} = 0.002 \text{ lps}$$

5.2.3.3. Factor de Harmon

$$F_h = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{51}{100}}} = 4.313$$

Se asumió un F_h de 3 en lugar de 4.313

5.2.3.4. Caudal máximo de aguas residuales

$$Q_{max} = 3 * 0.089 = 0.268 \text{ lps}$$

5.2.3.5. Caudal de diseño

$$Q_{dis} = 0.268 \text{ lps} + 0.002 \text{ lps} = 0.27 \text{ lps}$$

En los tramos que el caudal sea inferior a 1.5 lps, se utilizará como caudal mínimo

de diseño el caudal que produce la descarga de un inodoro (1.5 lps), este análisis se debe de realizar por cada tramo y este caudal de 1.5 lps no afectará el aporte total de la urbanización.

$$Q_{dis} PVS1 - PVS2 = 1.5 \text{ lps}$$

En la tabla 22 se presenta el cálculo del gasto para cada tramo del alcantarillado sanitario.

5.2.4. Diseño hidráulico del colector

5.2.4.1. Datos

$$\text{Longitud: } 59 \text{ m}$$

$$\text{Elevación del terreno PVS 1} = 136.81 \text{ msnm}$$

$$\text{Elevación del terreno PVS 2} = 136.68 \text{ msnm}$$

5.2.4.2. Pendiente

$$S = \frac{136.81 - 136.68}{59 \text{ m}} = 0.0022 \text{ m/m}$$

5.2.4.3. Diámetro

El diámetro mínimo propuesto en las tuberías fue de 150 mm (6").

5.2.4.4. Radio hidráulico

$$R_{hu} = \frac{D}{4} = \frac{0.15 \text{ m}}{4} = 0.0375 \text{ m}$$

5.2.4.5. Área de la sección transversal

$$A_{ll} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.15 \text{ m})^2}{4} = 0.018 \text{ m}^2$$

5.2.4.6. Velocidad

$$V_{ll} = \frac{1}{0.009} * 0.0375^{\frac{2}{3}} * 0.0022^{\frac{1}{2}} = 1.525 \text{ m/s}$$

5.2.4.7. Caudal

$$Q_{ll} = 0.018 \text{ m}^2 * 1.525 \text{ m/s} * 1000 = 27.45 \text{ lps}$$

5.2.4.8. Relación de tubería parcialmente llena

$$\frac{Q_d}{Q_{ll}} = \frac{1.5 \text{ lps}}{27.45 \text{ lps}} = 0.055$$

Con el valor de la relación de caudal se encontró la relación de tirante, velocidad y radio hidráulico parcialmente lleno con las tablas de relaciones hidráulicas del anexo A-1, obteniendo:

5.2.4.9. Tirante

$$\frac{y}{D} = 0.159$$

La relación de tirante es menor a 0.8

$$y = \left(\frac{y}{D}\right) * D = 0.159 * 0.15 \text{ m} = 0.024 \text{ m}$$

5.2.4.10. Velocidad

$$V = \left(\frac{V}{V_{ll}}\right) * V_{ll} = 0.536 * 1.525 \text{ m/s} = 0.817 \text{ m/s}$$

5.2.4.11. Ángulo

$$\theta^\circ = 2 \text{ arc cos} \left(1 - \frac{2y}{D}\right) = 2 \text{ arc cos} \left(1 - \frac{2 * 0.024 \text{ m}}{0.15 \text{ m}}\right) = 94^\circ$$

5.2.4.12. Radio hidráulico

$$R_h = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{ sen } \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ}\right) = \frac{0.15 \text{ m}}{4} * \left(1 - \frac{360 \text{ sen } 94^\circ}{2\pi * 94^\circ}\right) = 0.015 \text{ m}$$

5.2.4.13. Tensión tractiva

$$\tau = \rho * g * Rh * S = 1000 \text{ kg/m}^2 * 9.81 \text{ m/s}^2 * 0.015 \text{ m} * 0.015 = 2.207 \text{ Pa}$$

El cálculo hidráulico de todas las colectoras, se presentan en la tabla 23.

5.2.5. Cálculos topográficos

Para el cálculo topográfico se determinó la profundidad de la corona aguas arribas, de 1.2 m dado el criterio que es la profundidad mínima permisible. A continuación, muestra el procedimiento de cálculo para el tramo en estudio y los demás cálculos anexados en la tabla 24.

$$\text{Prof. corona (A. ar)} = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Elev corona (A. ar)} = \text{Cota Terreno (A. ar)} - \text{Prof corona (A. ar)}$$

$$\text{Elev corona (A. ar)} = 136.81 \text{ m} - 1.2 \text{ m} = 135.61 \text{ m}$$

$$\text{Elev corona (A. ab)} = \text{Elev corona (A. ar)} - (\text{Longitud} * \text{pendiente})$$

$$\text{Elev corona (A. ab)} = 135.61 \text{ m} - (59 \text{ m} * 0.015) = 134.73 \text{ m}$$

$$\text{Invert (A. ar)} = \text{Elev corona (A. ar)} - \text{Diámetro}$$

$$\text{Invert (A. ar)} = 135.61 \text{ m} - 0.15 \text{ m} = 135.46 \text{ m}$$

$$\text{Invert (A. ab)} = \text{Elev corona (A. ab)} - \text{Diámetro}$$

$$\text{Invert (A. ab)} = 134.73 \text{ m} - 0.15 \text{ m} = 134.58 \text{ m}$$

$$\text{Prof Exc (A. ar)} = \text{Cota terreno(A. ar)} - \text{Invert(A. ar)}$$

$$\text{Prof Exc (A. ar)} = 136.81 \text{ m} - 135.46 \text{ m} = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Prof Exc (A. ab)} = \text{Cota terreno(A. ab)} - \text{Invert(A. ab)}$$

$$\text{Prof Exc (A. ab)} = 136.68 \text{ m} - 134.58 \text{ m} = 2.1 \text{ m}$$

Tabla 22. Caudal de diseño de red de alcantarillado sanitario

Caudal de diseño de red de alcantarillado sanitario															
Tramo		Cotas del terreno (m)		Longitud (m)		Población		Harmon		Gastos (l/s)					
De	Hacia	Inicial	Final	Propia	Acumulada	Servida	Acum.	Calc.	Ut.	Qmed	Qmin	QMaxInst	Q inf	Qdiseño	Qdiseño R
PVS 1	PVS 2	136.81	136.68	59	59	51	51	4.313	3	0.089	0.018	0.268	0.002	0.270	1.500
PVS 2	PVS 3	136.68	135.91	58.57	117.57	51	102	4.241	3	0.179	0.036	0.536	0.004	0.539	1.500
PVS 3	PVS 4	135.91	135.09	40	157.57	35	136	4.205	3	0.238	0.048	0.714	0.005	0.719	1.500
PVS 10	PVS 12	136.67	135.89	40	40	35	35	4.344	3	0.061	0.012	0.184	0.001	0.185	1.500
PVS 12	PVS 14	135.89	135.47	40	80	35	69	4.284	3	0.121	0.024	0.362	0.003	0.365	1.500
PVS 14	PVS 4	135.47	135.09	40	120	35	104	4.239	3	0.182	0.036	0.546	0.004	0.550	1.500
PVS 4	PVS 5	135.09	133.31	100	377.57	87	327	4.062	3	0.572	0.114	1.717	0.013	1.729	1.729
PVS 5	PVS 6	133.31	132.02	71.3	448.87	62	389	4.028	3	0.681	0.136	2.042	0.015	2.057	2.057
PVS 12	PVS 13	135.89	133.9	100	100	87	87	4.26	3	0.152	0.030	0.457	0.003	0.460	1.500
PVS 13	PVS 8	133.9	131.97	71.3	171.3	62	148	4.193	3	0.259	0.052	0.777	0.006	0.783	1.500
PVS 14	PVS 15	135.47	133.6	100	100	87	87	4.26	3	0.152	0.030	0.457	0.003	0.460	1.500
PVS 15	PVS 7	133.6	131.68	71.3	171.3	62	148	4.193	3	0.259	0.052	0.777	0.006	0.783	1.500
PVS 1	PVS 10	136.81	136.67	40	40	35	35	4.344	3	0.061	0.012	0.184	0.001	0.185	1.500
PVS 10	PVS 11	136.67	134.32	100	140	87	121	4.22	3	0.212	0.042	0.635	0.005	0.640	1.500
PVS 11	PVS 9	134.32	132.86	71.3	211.3	62	183	4.162	3	0.320	0.064	0.961	0.007	0.968	1.500
PVS 9	PVS 8	132.86	131.97	40	251.3	35	218	4.134	3	0.382	0.076	1.145	0.008	1.153	1.500
PVS 8	PVS 7	131.97	131.68	40	462.6	35	400	4.022	3	0.700	0.140	2.100	0.015	2.115	2.115
PVS 7	PVS 6	131.68	132.02	40	673.9	35	583	3.939	3	1.020	0.204	3.061	0.022	3.083	3.083
PVS 6	PVS 16	132.02	129.30	100	1122.77	0	972	3.808	3	1.701	0.340	5.103	0.037	5.140	5.140
PVS 16	PVS 17	129.3	128.24	98.03	1122.77	1	972	3.808	3	1.701	0.340	5.103	0.037	5.140	5.140
PVS 17	PVS 18	128.24	127.43	50.86	1122.77	1	972	3.808	3	1.701	0.340	5.103	0.037	5.140	5.140
PVS 18	PVS 19	127.43	126.77	100	1122.77	1	972	3.808	3	1.701	0.340	5.103	0.037	5.140	5.140
PVS 19	PVS 20	126.77	126.68	86.52	1122.77	1	972	3.808	3	1.701	0.340	5.103	0.037	5.140	5.140

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23. Cálculos hidráulicos en la tubería de alcantarillado sanitario

Cálculos hidráulicos en la tubería de alcantarillado sanitario																
Tramo		∅	Pendiente %		Caudal (lps)		Velocidad (m/s)		Tubería parcialmente llena			h	Θ	R	τ	τ
De	Hacia	mm	Terreno	Tubería	Lleno	Diseño	Lleno	Diseño	d/D	(Pa)	vd/Vtll	(m)	°	(m)	(Pa)	(Pa)
PVS 1	PVS 2	150	0.22	1.50	27.450	1.500	1.525	0.817	0.159	0.055	0.536	0.024	94	0.015	5.518	2.207
PVS 2	PVS 3	150	1.31	1.50	27.450	1.500	1.525	0.817	0.159	0.055	0.536	0.024	94	0.015	5.518	2.207
PVS 3	PVS 4	150	2.05	1.50	27.450	1.500	1.525	0.817	0.159	0.055	0.536	0.024	94	0.015	5.518	2.207
PVS 10	PVS 12	150	1.95	2.50	35.424	1.500	1.968	0.978	0.141	0.042	0.497	0.021	88.221	0.013	9.197	3.188
PVS 12	PVS 14	150	1.05	1.50	27.450	1.500	1.525	0.817	0.159	0.055	0.536	0.024	94	0.015	5.518	2.207
PVS 14	PVS 4	150	0.95	1.50	27.450	1.500	1.525	0.817	0.159	0.055	0.536	0.024	94	0.015	5.518	2.207
PVS 4	PVS 5	150	1.78	1.70	29.214	1.729	1.623	0.893	0.166	0.059	0.550	0.025	96.174	0.015	6.254	2.502
PVS 5	PVS 6	150	1.81	1.80	30.060	2.057	1.670	0.922	0.167	0.068	0.552	0.025	96.482	0.015	6.622	2.649
PVS 12	PVS 13	150	1.99	2.00	31.680	1.500	1.760	0.903	0.148	0.047	0.513	0.022	90.502	0.014	7.358	2.747
PVS 13	PVS 8	150	2.71	2.70	36.810	1.500	2.045	1.004	0.138	0.041	0.491	0.021	87.228	0.013	9.933	3.443
PVS 14	PVS 15	150	1.87	1.90	30.888	1.500	1.716	0.887	0.15	0.049	0.517	0.023	91.146	0.014	6.990	2.609
PVS 15	PVS 7	150	2.69	2.70	36.810	1.500	2.045	1.004	0.138	0.041	0.491	0.021	87.228	0.013	9.933	3.443
PVS 1	PVS 10	150	0.35	2.50	35.424	1.500	1.968	0.978	0.141	0.042	0.497	0.021	88.221	0.013	9.197	3.188
PVS 10	PVS 11	150	2.35	2.10	32.472	1.500	1.804	0.916	0.146	0.046	0.508	0.022	89.855	0.014	7.725	2.884
PVS 11	PVS 9	150	2.05	2.00	31.680	1.500	1.760	0.903	0.148	0.047	0.513	0.022	90.502	0.014	7.358	2.747
PVS 9	PVS 8	150	2.23	2.10	32.472	1.500	1.804	0.916	0.146	0.046	0.508	0.022	89.855	0.014	7.725	2.884
PVS 8	PVS 7	150	0.72	0.75	19.404	2.115	1.078	0.707	0.223	0.109	0.656	0.033	112.716	0.02	2.759	1.472
PVS 7	PVS 6	150	- 0.85	0.50	15.840	3.083	0.880	0.682	0.299	0.195	0.775	0.045	132.593	0.026	1.839	1.275
PVS 6	PVS 16	150	2.72	2.00	31.680	5.140	1.760	1.297	0.273	0.162	0.737	0.041	125.998	0.024	7.358	4.709
PVS 16	PVS 17	150	1.08	1.00	22.410	5.140	1.245	1.011	0.326	0.229	0.812	0.049	139.27	0.027	3.679	2.649
PVS 17	PVS 18	150	1.59	1.00	22.410	5.140	1.245	1.011	0.326	0.229	0.812	0.049	139.27	0.027	3.679	2.649
PVS 18	PVS 19	150	0.66	1.00	22.410	5.140	1.245	1.011	0.326	0.229	0.812	0.049	139.27	0.027	3.679	2.649
PVS 19	PVS 20	150	0.10	1.00	22.410	5.140	1.245	1.011	0.326	0.229	0.812	0.049	139.27	0.027	3.679	2.649

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24. Cálculos topográficos de alcantarillado sanitario

TRAMO		Cotas del Terreno (m)		Long. (m)	Pendiente %		Ø	Elev. de corona		Elev. Invert		Prof. Excav.		Caida
De	Hacia	Inicial	Final	Propia	Terreno	Tubería	mm	A Arr.	A Ab.	A Arr.	A Ab.	A Arr.	A Ab.	m
PVS 1	PVS 2	136.81	136.68	59	0.22	1.50	0.15	135.61	134.73	135.46	134.58	1.35	2.10	0.03
PVS 2	PVS 3	136.68	135.91	58.57	1.31	1.50	0.15	134.70	133.82	134.55	133.67	2.13	2.24	0.03
PVS 3	PVS 4	135.91	135.09	40	2.05	1.50	0.15	133.79	133.19	133.64	133.04	2.27	2.05	0.03
PVS 10	PVS 12	136.67	135.89	40	1.95	2.50	0.15	134.68	133.68	134.53	133.53	2.14	2.36	0.03
PVS 12	PVS 14	135.89	135.47	40	1.05	1.50	0.15	133.65	133.05	133.50	132.90	2.39	2.57	0.03
PVS 14	PVS 4	135.47	135.09	40	0.95	1.50	0.15	133.02	132.42	132.87	132.27	2.60	2.82	0.03
PVS 4	PVS 5	135.09	133.31	100	1.78	1.70	0.15	132.39	130.69	132.24	130.54	2.85	2.77	0.03
PVS 5	PVS 6	133.31	132.02	71.3	1.81	1.80	0.15	130.66	129.38	130.51	129.23	2.80	2.79	0.03
PVS 12	PVS 13	135.89	133.9	100	1.99	2.00	0.15	133.75	131.75	133.60	131.60	2.29	2.30	0.03
PVS 13	PVS 8	133.9	131.97	71.3	2.71	2.70	0.15	131.72	129.79	131.57	129.64	2.33	2.33	0.03
PVS 14	PVS 15	135.47	133.6	100	1.87	1.90	0.15	133.12	131.22	132.97	131.07	2.50	2.53	0.03
PVS 15	PVS 7	133.6	131.68	71.3	2.69	2.70	0.15	131.19	129.26	131.04	129.11	2.56	2.57	0.03
PVS 1	PVS 10	136.81	136.67	40	0.35	2.50	0.15	135.61	134.61	135.46	134.46	1.35	2.21	0.03
PVS 10	PVS 11	136.67	134.32	100	2.35	2.10	0.15	134.58	132.48	134.43	132.33	2.24	1.99	0.03
PVS 11	PVS 9	134.32	132.86	71.3	2.05	2.00	0.15	132.45	131.02	132.30	130.87	2.02	1.99	0.03
PVS 9	PVS 8	132.86	131.97	40	2.23	2.10	0.15	130.99	130.15	130.84	130.00	2.02	1.97	0.03
PVS 8	PVS 7	131.97	131.68	40	0.72	0.75	0.15	129.76	129.46	129.61	129.31	2.36	2.37	0.03
PVS 7	PVS 6	131.68	132.02	40	- 0.85	0.50	0.15	129.23	129.03	129.08	128.88	2.60	3.14	0.03
PVS 6	PVS 16	132.02	129.30	100	2.72	2.00	0.15	129.00	127.00	128.85	126.85	3.17	2.45	0.03
PVS 16	PVS 17	129.3	128.24	98.03	1.08	1.00	0.15	126.97	125.99	126.82	125.84	2.48	2.40	0.03
PVS 17	PVS 18	128.24	127.43	50.86	1.59	1.00	0.15	125.96	125.46	125.81	125.31	2.43	2.12	0.03
PVS 18	PVS 19	127.43	126.77	100	0.66	1.00	0.15	125.43	124.43	125.28	124.28	2.15	2.49	0.03
PVS 19	PVS 20	126.77	126.68	86.52	0.10	1.00	0.15	124.40	123.53	124.25	123.38	2.52	3.30	0.03

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Diseño de alcantarillado pluvial

5.3.1. Método racional

5.3.1.1. Coeficiente de escorrentía

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía se utilizó un valor de $C = 0.60$ que es la ponderación del uso de suelo en cada sector del proyecto, esto haciendo uso de los coeficientes de la tabla 5 de este documento.

Tabla 25. Cálculo del coeficiente de escorrentía

Coeficiente de escorrentía		
Tipo de superficie	Área (m^2)	C
Techos	12960	0.9
Asfalto y concreto	9368.3	0.9
Área verde	16330.3	0.2
Total	38658.644	0.60

Fuente: Elaboración propia.

5.3.1.2. Intensidad de lluvia

El resultado de la curva IDF corresponde a $I = 179.5 \text{ mm/hr}$ el cuál es la intensidad de lluvia dada por un período de retorno de 10 años en un tiempo de concentración de 10 minutos.

La gráfica que se utilizó en el estudio se encuentra en el anexo A-2 de este documento.

Tabla 26. Intensidades en mm/h de la curva IDF de León

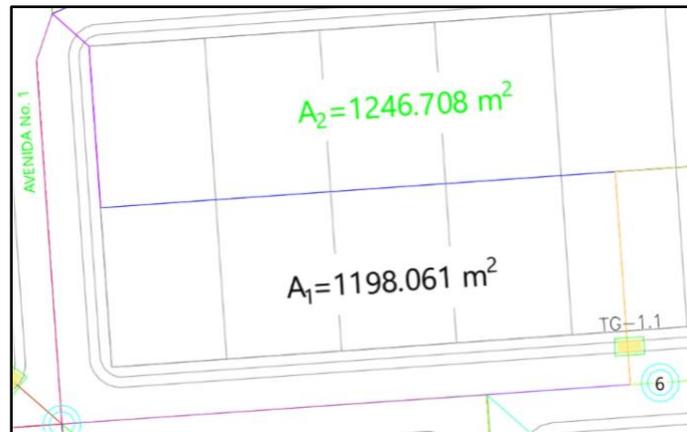
Años	Duración de intensidad de lluvia en minutos					
	5	10	15	30	60	120
2 años	149.4	127.1	110.8	80.7	53.2	32.4
5 años	178.6	156.0	139.1	106.7	75.3	49.7
10 años	217.8	179.5	155.5	116.5	83.7	58.7
25 años	235.5	191.2	165.0	123.8	90.1	64.4
50 años	251.2	205.4	178.1	135.0	99.3	71.8
100 años	269.4	224.4	196.5	151.0	112.3	81.9

Fuente: INETER.

5.3.2. Cálculo hidrológico

Para el análisis del estudio realizado se describe el caudal generado hacia el tragante TG-1.1, para los demás tramos se detalla la tabla 30.

Figura 17. Área tributaria del tragante TG-1.1



Fuente: Elaboración propia.

5.3.2.1. Datos

$$\text{Área} = 1198.061 \text{ m}^2$$

$$\text{Long} = 85 \text{ m}$$

$$\text{Elevación mayor} = 136.851 \text{ m}$$

$$\text{Elevación menor} = 135.566 \text{ m.}$$

5.3.2.2. Pendiente del tramo

$$S = \frac{136.851 - 135.566}{85} = 0.015$$

5.3.2.3. Tiempo de concentración

$$K = 3.28 * \frac{L}{\sqrt{s}} = 3.28 * \frac{85}{\sqrt{0.015}} = 2276.39$$

$$tc = 0.0041 * k^{0.77}$$

$$t_c = 0.0041(2276.39)^{0.77} = 1.58 \text{ min}$$

El tiempo de concentración es menor a 10 min.

5.3.2.4. Caudal de diseño

$$Q_d = 0.0002778 * 0.60 * 171.9 * 1198.061 \text{ m}^2$$

$$Q_d = 34.3 \text{ lps} = 1.21 \text{ cfs}$$

5.3.3. Diseño de cuneta

Los datos de la sección transversal de la cuneta son los siguientes:

$$S_w = 0.155$$

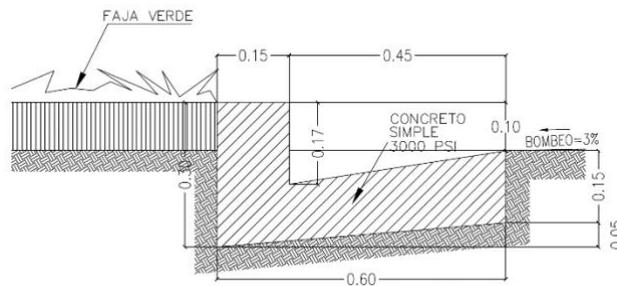
$$S_x = 0.03$$

$$T_x = 4.4 \text{ ft}$$

$$w = 1.48 \text{ ft}$$

$$n = 0.013$$

Figura 18. Detalle de la sección transversal de la cuneta



Fuente: Elaboración propia.

5.3.3.1. Caudal del caite de la cuneta

$$d_o = T_x * S_x$$

$$d_o = 4.4 * 0.03 = 0.13 \text{ ft}$$

$$d = d_o + (W * S_w)$$

$$d = 0.13 + (1.48 * 0.155) = 0.36 \text{ ft}$$

$$K = \frac{0.56}{n} * S_o^{0.5}$$

$$K = \frac{0.56}{0.013} * (0.015)^{0.5} = 5.28$$

$$Q1 = \frac{K}{S_w} * d^{2.67}$$

$$Q1 = \frac{5.28}{0.155} * (0.36)^{2.67} = 2.25 \text{ Cfs}$$

$$Q2 = \frac{K}{S_w} * d_o^{2.67}$$

$$Q2 = \frac{5.28}{0.155} * (0.13)^{2.67} = 0.15 \text{ Cfs}$$

$$Q_w = Q1 - Q2 = 2.25 - 0.15 = 2.1 \text{ Cfs}$$

5.3.3.2. Caudal del bombeo en la vía (Qs)

$$Q_s = \frac{K}{S_x} * d_o^{2.67}$$

$$Q_s = \frac{5.28}{0.03} * (0.13)^{2.67} = 0.79 \text{ Cfs}$$

5.3.3.3. Caudal total de la cuneta (Qt)

$$Q_t = Q_w + Q_s = 2.1 + 0.79 = 2.89 \text{ Cfs}$$

5.3.4. Diseño de tragante

5.3.4.1. Caudal de tragante (Qtg)

$$Q_{tg} = \frac{0.56}{n} * S_o^{0.5} * S_x^{1.67} * T_x$$

$$Q_{tg} = \frac{0.56}{0.013} * (0.015)^{0.5} * 0.03^{1.67} * 4.4 = 0.07 \text{ Cfs}$$

5.3.4.2. Longitud de la gaveta (Lt)

$$Eo = \frac{Qd}{Qw} = \frac{1.21}{2.1} = 0.578$$

$$Se = Sx + (Sw * Eo)$$

$$Se = 0.03 + (0.155 * 0.578) = 0.120$$

$$Lt = 0.6 * Qtg^{0.42} * So^{0.3} \left(\frac{1}{n * Se} \right)^{0.6}$$

$$Lt = 0.6 * 0.07^{0.42} * 0.015^{0.3} \left(\frac{1}{0.013 * 0.120} \right)^{0.6} = 2.64 \text{ ft}$$

2.64 ft equivale a 0.804 m por lo que se propuso colocar un tragante de 1m de longitud de gaveta. Las dimensiones del tragante serán: $Lt = 1 \text{ m}$ $b = 0.75 \text{ m}$ y $h = 1.2 \text{ m}$.

5.3.5. Diseño de tuberías

Para el cálculo de las tuberías se tomó como ejemplo de diseño el tramo comprendido entre el PVS-1 y el PVS-2.

5.3.5.1. Cálculos hidráulicos en condición llena

Se propuso un diámetro de 24" (600 mm) que corresponde al mínimo especificado, con ello se calculó el caudal y velocidad a condición llena.

$$Allena = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$Allena = \frac{\pi * (0.600\text{m})^2}{4} = 0.292 \text{ m}^2$$

$$Rlleno = \frac{D}{4} = \frac{0.600 \text{ m}}{4} = 0.152 \text{ m}$$

$$Vll = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} =$$

$$Vu = \frac{1}{0.013} * 0.152^{\frac{2}{3}} * 0.0175^{\frac{1}{2}} = 2.903 \text{ m/s}$$

$$Qu = A.Vu = 0.292\text{m}^2 * 2.903 \text{ m/s} = 0.847 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.3.5.2. Cálculo de tiempos en tuberías

$$Tc = 0.0041 * \left(3.28 \frac{Lc}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$$

$$Tc = 0.0041 * \left(3.28 \frac{64.8}{(0.004)^{0.5}}\right)^{0.77} = 2.129 \text{ seg}$$

5.3.5.3. Cálculo de caudal de diseño en tubería

El área tributaria correspondiente al PVP-1 es de 0.270 ha

$$Qd = \frac{0.60 * 171.9 * 0.270\text{ha}}{360} = 0.077 \text{ m}^3/\text{s}$$

0.847 m³/s es mayor a 0.077 m³/s es decir el caudal a tubo lleno es mayor que el caudal de diseño.

5.3.5.4. Cálculos hidráulicos en condición parcialmente lleno

$$\frac{Qd}{Qu} = \frac{0.077 \text{ m}^3/\text{s}}{0.847 \text{ m}^3/\text{s}} = 9.14\%$$

Con el valor de relación de caudales se obtienen las demás relaciones hidráulicas a través de la interpolación.

$$\frac{d}{D} = 0.2030 = 20.3\%$$

La relación de tirante es menor a 75%.

$$d = 0.2030 * 0.600 \text{ m} = 0.124 \text{ m}$$

5.3.5.4.1. Velocidad de diseño

$$\frac{Vd}{Vll} = \left[1 - \frac{\text{sen}(2 * \cos^{-1}(1 - 2 * 0.203))}{2 * \cos^{-1}(1 - 2 * 0.203)} \right]^{\frac{2}{3}} = 0.0621 = 62.1\%$$

$$Vd = 0.0621 * 2.903 \text{ m/s} = 1.803 \text{ m/s}$$

La velocidad de diseño cumple con el rango entre 1 y 5 m/s.

5.3.6. Análisis topográfico

5.3.6.1. Elevaciones

$$\text{Elev a corona PVP 1} = 136.75 \text{ m} - 1 \text{ m} = 135.75 \text{ m}$$

$$\text{Elev invert PVP 1} = 135.75 \text{ m} - 0.600 \text{ m} = 135.15 \text{ m}$$

$$\text{Prof. a corona PVP 1} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Prof. de excavacion PVP 1} = 136.75 \text{ m} - 135.15 \text{ m} = 1.60 \text{ m}$$

$$\text{Elev a corona PVP 2} = 135.75 \text{ m} - 0.018 \text{ m} * 51.1 \text{ m} = 134.856 \text{ m}$$

$$\text{Elev invert PVP 2} = 134.856 \text{ m} - 0.600 \text{ m} = 134.256 \text{ m}$$

$$\text{Prof. a corona PVP 2} = 135.958 \text{ m} - 134.856 \text{ m} = 1.102 \text{ m}$$

$$\text{Prof. de excavacion PVP 2} = 1.102 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 1.702 \text{ m}$$

5.3.6.2. Caída

Para el cálculo de la caída se establece un valor mínimo de 0.03 m, si el valor calculado es mayor a 0.03m se utiliza el calculado.

$$\text{Caída} = 0.25 * \frac{v^2}{2g} = 0.25 * \frac{(1.803 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} = 0.04 \text{ m}$$

Se usará un valor de 0.04 de caída para el próximo PVP.

5.3.7. Diseño de pozos de infiltración

5.3.7.1. Pruebas de permeabilidad

Tabla 27. Lecturas de campo para cálculo de permeabilidad

Tiempo	Consumo	Tiempo	Consumo	Tiempo	Consumo
min	ml	min	ml	min	ml
1	1000	21	1000	41	500
2	1000	22	1000	42	500
3	1000	23	1000	43	500
4	1000	24	1000	44	500
5	1000	25	1000	45	500
6	1000	26	1000	46	500
7	1000	27	1000	47	500
8	1000	28	1000	48	500
9	1000	29	1000	49	500
10	1000	30	1000	50	500
11	1000	31	500	51	500
12	1000	32	500	52	500
13	1000	33	500	53	500
14	1000	34	500	54	500
15	1000	35	500	55	500
16	1000	36	500	56	500
17	1000	37	500	57	500
18	1000	38	500	58	500
19	1000	39	500	59	500
20	1000	40	500	60	500

Fuente: Elaboración propia.

Se toma para el cálculo el resultado de 500 *ml/min*.

5.3.7.2. Consumo unitario

El agujero del sondeo tiene 6.35 cm de diámetro, 594 cm de profundidad y un consumo de 500 *ml/min* el consumo se produce por tanto en un área de contacto del agua con el suelo de 11881 *cm²*. Para un metro cuadrado de superficie, el consumo será de 420 *ml/min/m²*.

5.3.7.3. Coeficiente de permeabilidad

Datos:

$$Q = 500 \text{ cm}^3 / \text{min}$$

$$L = 594 \text{ cm}$$

$$A = 11881 \text{ cm}^2$$

$$t = 60 \text{ seg}$$

$$H = 297 \text{ cm}$$

Aplicando la fórmula:

$$k = \frac{Q * L}{A * t * h}$$

$$k = \frac{(500 \text{ cm}^3 / \text{min}) * (594 \text{ cm})}{(11881 \text{ cm}^2) * (1 \text{ min}) * (297 \text{ cm})} = 1.4 \times 10^{-3} \text{ cm/seg}$$

$$k = 50.4 \text{ mm/hr}$$

5.3.7.4. Pozo de infiltración

Tabla 28. Datos del pozo de infiltración

Datos del pozo de infiltración				
Datos	Cantidad	Unidad	Cantidad	Unidad
Caudal de escorrentía (Qe)	203.05	lps	0.2030526	m ³ /s
Coefficiente de infiltración (k)	50.4	mm/h	1.4E-05	m/s
Tiempo de concentración (tc)	10	min	600	seg

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29. Resultados del pozo de infiltración

Resultados del pozo de infiltración			
Datos	Símbolo	Cantidad	Unidad
Diámetro propuesto	d	5	m
Altura propuesta	h	6.5	m
Volumen de entrada	Ve	121.83	m ³
Altura calculada	h	6.20	m ³
Volumen de almacenamiento	Va	127.63	m ³
Área efectiva	A	102.10	m ²
Volumen infiltrado	Vinf	0.86	m ³
Volumen total	Vtot	128.48	m ³
Caudal de infiltración	Q inf	0.0014	m ³ /s
Tiempo de infiltración	tinf	23.68	h

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30. Cálculo del caudal de diseño de alcantarillado pluvial

Cálculo del caudal de diseño de alcantarillado pluvial												
Tragante	Long	Long recorrida	Elev. mayor	Elev. menor	S	K	Tc min	To máx	C	I	Área	Q
	m	m	m	m	m/m		min	min	ad	mm/hr	m ²	m ³ /s
TG-1-1	85	85	136.851	135.566	0.0150	2276.39	1.58	10	0.6	179.5	1141.86	34.16
TG-1-2	62.9	62.9	136.851	136.505	0.0060	2663.48	1.78	10	0.6	179.5	1181.6	35.35
TS-1	59.3	59.3	135.566	134.931	0.0110	1854.52	1.35	10	0.6	179.5	1219.4	36.48
	80.1	80.1	136.505	134.931	0.0200	1857.77	1.35	10	0.6	179.5	1177.06	35.22
TG-2-3	64.8	64.8	136.851	136.605	0.0040	3360.62	2.13	10	0.6	179.5	1389.15	41.56
TG-2-2	96.5	96.5	136.605	135.11	0.0150	2584.37	1.74	10	0.6	179.5	2234.16	66.84
TS-2-1	86.1	86.1	135.11	133.201	0.0220	1903.99	1.37	10	0.6	179.5	1754.75	52.50
TG-2-4	66.1	66.1	133.195	131.794	0.0210	1496.12	1.14	10	0.6	179.5	373.28	11.17
TS-2	74.7	74.7	131.794	131.37	0.0060	3163.14	2.03	10	0.6	179.5	375.79	11.24
	96.8	96.8	133.201	131.37	0.0190	2303.42	1.59	10	0.6	179.5	2115.706	63.30
TG-3-1	114.4	114.4	135.248	133.201	0.0180	2796.81	1.85	10	0.6	179.5	1789.158	53.53
TG-3-2	81.6	81.6	135.248	133.833	0.0170	2052.77	1.46	10	0.6	179.5	1621.341	48.51
TS-3	115	115	133.833	131.74	0.0180	2811.48	1.86	10	0.6	179.5	1787.943	53.49
	81.2	81.2	133.201	131.74	0.0180	1985.15	1.42	10	0.6	179.5	1606.236	48.06
TG-4-1	114.4	114.4	135.672	133.833	0.0160	2966.47	1.93	10	0.6	179.5	1792.943	53.64
TG-4-2	82	82	135.672	134.127	0.0190	1951.24	1.40	10	0.6	179.5	1617.308	48.39
TS-4	114.4	114.4	134.127	131.57	0.0220	2529.81	1.71	10	0.6	179.5	1791.586	53.60
	81.9	81.9	133.833	131.57	0.0280	1605.38	1.21	10	0.6	179.5	1616.479	48.36
TG-5-1	114.4	114.4	136.312	134.127	0.0190	2722.22	1.81	10	0.6	179.5	1792.943	53.64
TG-5-2	81.9	81.9	136.312	134.694	0.0200	1899.52	1.37	10	0.6	179.5	1617.308	48.39
TS-5	114.4	114.4	134.694	131.868	0.0250	2373.18	1.63	10	0.6	179.5	1791.588	53.60
	81.9	81.9	134.127	131.868	0.0280	1605.38	1.21	10	0.6	179.5	1616.478	48.36
TG-6-1	99.4	99.4	136.966	134.694	0.0230	2149.79	1.51	10	0.6	179.5	1727.864	51.70

Cálculo del caudal de diseño de alcantarillado pluvial												
Tragante	Long	Long recorrida	Elev. mayor	Elev. menor	S	K	Tc min	To máx	C	I	Área	Q
	m	m	m	m	m/m		min	min	ad	mm/hr	m ²	m ³ /s
TS-6	22.5	22.5	133.195	133.03	0.0070	882.08	0.76	10	0.6	179.5	119.452	3.57
	81.9	81.9	134.694	133.03	0.0200	1899.52	1.37	10	0.6	179.5	1927.531	57.67
TS-7	17.6	17.6	136.966	136.383	0.0330	317.78	0.35	10	0.6	179.5	94.189	2.82
	39.3	39.3	136.851	136.383	0.0120	1176.73	0.95	10	0.6	179.5	1387.448	41.51

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31. Cálculo de caudales en cunetas de alcantarillado pluvial

Caudales en la cuneta de alcantarillado pluvial																			
Tragantes	Qdiseño		So	Sx	Sw	Tx	W	n	do	d	K	Q1	Q2	Qw	Qs	Qt		Qtg	
	lps	Cfs	m/m	m/m	m/m	ft	ft		ft	ft		cfs	cfs	cfs	cfs	cfs	lps	cps	lps
TG-1-1	34.16	1.21	0.015	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.28	2.25	0.15	2.10	0.79	2.88	81.63	0.07	1.881
TG-1-2	35.35	1.25	0.006	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	3.34	1.42	0.10	1.33	0.50	1.82	51.62	0.04	1.189
TS-1	36.48	1.29	0.011	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	4.52	1.93	0.13	1.79	0.68	2.47	69.90	0.06	1.611
	35.22	1.24	0.02	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	6.09	2.60	0.18	2.42	0.91	3.33	94.25	0.08	2.172
TG-2-3	41.56	1.47	0.004	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	2.72	1.16	0.08	1.08	0.41	1.49	42.15	0.03	0.971
TG-2-2	66.84	2.36	0.015	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.28	2.25	0.15	2.10	0.79	2.88	81.63	0.07	1.881
TS-2-1	52.50	1.85	0.022	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	6.39	2.72	0.18	2.54	0.96	3.49	98.85	0.08	2.278
TG-2-4	11.17	0.39	0.021	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	6.24	2.66	0.18	2.48	0.93	3.41	96.58	0.08	2.225
TS-2	11.24	0.40	0.006	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	3.34	1.42	0.10	1.33	0.50	1.82	51.62	0.04	1.189
	63.30	2.23	0.019	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.94	2.53	0.17	2.36	0.89	3.25	91.87	0.07	2.117
TG-3-1	53.53	1.89	0.018	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.78	2.46	0.17	2.30	0.86	3.16	89.42	0.07	2.06
TG-3-2	48.51	1.71	0.017	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.62	2.39	0.16	2.23	0.84	3.07	86.90	0.07	2.002
TS-3	53.49	1.89	0.018	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.78	2.46	0.17	2.30	0.86	3.16	89.42	0.07	2.06
	48.06	1.70	0.018	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.78	2.46	0.17	2.30	0.86	3.16	89.42	0.07	2.06
TG-4-1	53.64	1.89	0.016	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.45	2.32	0.16	2.16	0.81	2.98	84.30	0.07	1.942
TG-4-2	48.39	1.71	0.019	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.94	2.53	0.17	2.36	0.89	3.25	91.87	0.07	2.117
TS-4	53.60	1.89	0.022	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	6.39	2.72	0.18	2.54	0.96	3.49	98.85	0.08	2.278
	48.36	1.71	0.028	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	7.21	3.07	0.21	2.86	1.08	3.94	111.52	0.09	2.57
TG-5-1	53.64	1.89	0.019	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	5.94	2.53	0.17	2.36	0.89	3.25	91.87	0.07	2.117
TG-5-2	48.39	1.71	0.02	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	6.09	2.60	0.18	2.42	0.91	3.33	94.25	0.08	2.172
TS-5	53.60	1.89	0.025	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	6.81	2.90	0.20	2.70	1.02	3.72	105.38	0.09	2.428
	48.36	1.71	0.028	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	7.21	3.07	0.21	2.86	1.08	3.94	111.52	0.09	2.57
TG-6-1	51.70	1.82	0.023	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	6.53	2.78	0.19	2.59	0.98	3.57	101.07	0.08	2.329

Caudales en la cuneta de alcantarillado pluvial																			
Tragantes	Qdiseño		So	Sx	Sw	Tx	W	n	do	d	K	Q1	Q2	Qw	Qs	Qt		Qtg	
	lps	Cfs	m/m	m/m	m/m	ft	ft		ft	ft		cfs	cfs	cfs	cfs	cfs	lps	cps	lps
TS-6	3.57	0.13	0.007	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	3.60	1.54	0.10	1.43	0.54	1.97	55.76	0.05	1.285
	57.67	2.04	0.02	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	6.09	2.60	0.18	2.42	0.91	3.33	94.25	0.08	2.172
TS-7	2.82	0.10	0.033	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	7.83	3.33	0.23	3.11	1.17	4.28	121.07	0.10	2.79
	41.51	1.47	0.012	0.03	0.155	4.4	1.48	0.013	0.13	0.36	4.72	2.01	0.14	1.87	0.71	2.58	73.01	0.06	1.682

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32. Longitud de gaveta en tragantes de alcantarillado pluvial

Longitud de gaveta en tragantes de alcantarillado pluvial															
Tragantes	Qdiseño		So	Sx	Sw	n	Qw	Qtg		Eo	Se	Lt		Núm. de tragantes	
	lps	Cfs	m/m	m/m	m/m		Cfs	Cps	lps			ft	m	n	Long
TG-1-1	34.16	1.21	0.0150	0.03	0.155	0.013	2.095	0.066	1.881	0.576	0.119	2.64	0.806	1	1
TG-1-2	35.35	1.25	0.0060	0.03	0.155	0.013	1.325	0.042	1.189	0.942	0.176	1.31	0.400	1	1
TS-1	36.48	1.29	0.0110	0.03	0.155	0.013	1.794	0.057	1.611	0.718	0.141	2.04	0.621	1	1
	35.22	1.24	0.0200	0.03	0.155	0.013	2.419	0.077	2.172	0.514	0.110	3.22	0.981	1	1.2
TG-2-3	41.56	1.47	0.0040	0.03	0.155	0.013	1.082	0.034	0.971	0.900	0.170	1.09	0.333	1	1
TG-2-2	66.84	2.36	0.0150	0.03	0.155	0.013	2.095	0.066	1.881	0.950	0.177	2.08	0.635	1	1
TS-2-1	52.50	1.85	0.0220	0.03	0.155	0.013	2.537	0.080	2.278	0.730	0.143	2.88	0.878	1	1
TG-2-4	11.17	0.39	0.0210	0.03	0.155	0.013	2.479	0.079	2.225	0.159	0.055	5.01	1.528	2	0.8
TS-2	11.24	0.40	0.0060	0.03	0.155	0.013	1.325	0.042	1.189	0.300	0.076	2.16	0.659	1	1
	63.30	2.23	0.0190	0.03	0.155	0.013	2.358	0.075	2.117	0.948	0.177	2.35	0.718	1	1
TG-3-1	53.53	1.89	0.0180	0.03	0.155	0.013	2.295	0.073	2.060	0.823	0.158	2.45	0.748	1	1
TG-3-2	48.51	1.71	0.0170	0.03	0.155	0.013	2.231	0.071	2.002	0.768	0.149	2.47	0.751	1	1
TS-3	53.49	1.89	0.0180	0.03	0.155	0.013	2.295	0.073	2.060	0.823	0.158	2.46	0.748	1	1
	48.06	1.70	0.0180	0.03	0.155	0.013	2.295	0.073	2.060	0.739	0.145	2.58	0.788	1	1
TG-4-1	53.64	1.89	0.0160	0.03	0.155	0.013	2.164	0.069	1.942	0.875	0.166	2.24	0.684	1	1
TG-4-2	48.39	1.71	0.0190	0.03	0.155	0.013	2.358	0.075	2.117	0.724	0.142	2.68	0.818	1	1
TS-4	53.60	1.89	0.0220	0.03	0.155	0.013	2.537	0.080	2.278	0.746	0.146	2.85	0.869	1	1
	48.36	1.71	0.0280	0.03	0.155	0.013	2.863	0.091	2.570	0.596	0.122	3.58	1.090	1	1.2
TG-5-1	53.64	1.89	0.0190	0.03	0.155	0.013	2.358	0.075	2.117	0.803	0.154	2.55	0.778	1	1
TG-5-2	48.39	1.71	0.0200	0.03	0.155	0.013	2.419	0.077	2.172	0.706	0.139	2.79	0.850	1	1
TS-5	53.60	1.89	0.0250	0.03	0.155	0.013	2.705	0.086	2.428	0.700	0.138	3.14	0.956	1	1
	48.36	1.71	0.0280	0.03	0.155	0.013	2.863	0.091	2.570	0.596	0.122	3.58	1.090	1	1.2

Longitud de gaveta en tragantes de alcantarillado pluvial															
Tragantes	Qdiseño		So	Sx	Sw	n	Qw	Qtg		Eo	Se	Lt		Núm. de tragantes	
	lps	Cfs	m/m	m/m	m/m		Cfs	Cps	lps			ft	m	n	Long
TG-6-1	51.70	1.82	0.0230	0.03	0.155	0.013	2.594	0.082	2.329	0.703	0.139	3.00	0.914	1	1
TS-6	3.57	0.13	0.0070	0.03	0.155	0.013	1.431	0.045	1.285	0.088	0.044	3.28	0.998	1	1.2
	57.67	2.04	0.0200	0.03	0.155	0.013	2.419	0.077	2.172	0.841	0.160	2.56	0.781	1	1
TS-7	2.82	0.10	0.0330	0.03	0.155	0.013	3.108	0.099	2.790	0.500	0.108	4.21	1.282	2	0.8
	41.51	1.47	0.0120	0.03	0.155	0.013	1.874	0.059	1.682	0.782	0.151	2.05	0.624	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33. Cálculos hidrológicos en tuberías de alcantarillado pluvial

Cálculos hidrológicos en tuberías de alcantarillado pluvial															
Localización de la tubería				Área		LC	Hmax	Hmin	Sc	Tiempo de concentración			Int	Esc	Q Dis
No.	Ubicación	Pozo de visita		Local	Acum					TC Calculado	TC	m/m			
		De	A	Ha	Ha	m									
1	CALLE 3	1	2	0.257	0.257	51.1	136.75	135.958	0.015	2.129	3.181	10	179.5	0.60	0.077
2	AV 4	2	3	0.000	0.257	40.1	135.958	135.164	0.020	0.795	3.976	10	179.5	0.60	0.077
3	CALLE 2	7	6	0.139	0.139	56.1	136.795	135.711	0.019	0.949	1.988	10	179.5	0.60	0.042
4	CALLE 2	6	3	0.114	0.253	63.2	135.711	135.164	0.009	1.551	3.539	10	179.5	0.60	0.076
5	AV 4	3	4	0.463	0.973	85.8	135.164	133.346	0.021	1.391	5.367	10	179.5	0.60	0.291
6	AV4	4	5	0.354	1.327	85.7	133.346	131.515	0.021	1.385	6.752	10	179.5	0.60	0.397
7	AV4	5	DESC	0.589	1.916	50	131.515	131.215	0.006	1.492	8.243	10	179.5	0.60	0.573
8	AV1	11	10	0.335	0.335	85.7	134.839	132.956	0.022	1.509	2.879	10	179.5	0.60	0.100
9	CALLE1	10	9	0.205	0.539	39.9	132.956	131.968	0.025	0.726	3.606	10	179.5	0.60	0.161
10	AV 2	12	9	0.341	0.341	85.7	134.074	131.968	0.025	1.810	3.122	10	179.5	0.60	0.102
11	CALLE 1	9	8	0.377	1.257	39.9	131.968	131.671	0.007	1.154	4.759	10	179.5	0.60	0.376
12	AV3	13	8	0.341	0.341	85.7	133.795	131.671	0.025	1.934	3.242	10	179.5	0.60	0.102
13	CALLE 1	8	DESC	0.341	1.939	50	131.671	131.371	0.006	1.492	6.251	10	179.5	0.60	0.580

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34. Cálculos hidráulicos en tuberías de alcantarillado pluvial

Cálculos hidráulicos en tuberías de alcantarillado pluvial																
Ubicación	PVS		Qdis m3/s	S Terr %	S Dis %	D		A m2	R m	V m/s	Q m3/s	Qdis/QII %	VII %	d/D %	Vd m/s	h m
	DE	A				in	mm									
CALLE 3	1	2	0.077	1.50%	1.75	24	609.6	0.292	0.152	2.903	0.847	9.08	62.1%	20.3%	1.803	0.124
AV 4	2	3	0.077	2.00%	1.75	24	609.6	0.292	0.152	2.903	0.847	9.08	62.1%	20.3%	1.803	0.124
CALLE 2	7	6	0.042	1.90%	2	24	609.6	0.292	0.152	3.104	0.906	4.58	50.8%	14.6%	1.577	0.089
CALLE 2	6	3	0.076	0.90%	1	24	609.6	0.292	0.152	2.195	0.641	11.81	67.1%	23.2%	1.473	0.142
AV 4	3	4	0.291	2.10%	2	24	609.6	0.292	0.152	3.104	0.906	32.14	89.1%	39.0%	2.765	0.238
AV4	4	5	0.397	2.10%	2	24	609.6	0.292	0.152	3.104	0.906	43.84	96.7%	46.3%	3.001	0.282
AV4	5	DES	0.573	0.60%	1	32	812.8	0.519	0.203	2.659	1.380	41.55	95.4%	44.9%	2.536	0.365
AV1	11	10	0.100	2.20%	2.2	24	609.6	0.292	0.152	3.255	0.950	10.53	65.0%	22.0%	2.116	0.134
CALLE1	10	9	0.161	2.50%	2.5	24	609.6	0.292	0.152	3.470	1.013	15.93	73.3%	27.0%	2.544	0.165
AV 2	12	9	0.102	2.50%	2.5	24	609.6	0.292	0.152	3.470	1.013	10.07	64.3%	21.6%	2.231	0.131
CALLE 1	9	8	0.376	0.70%	0.7	32	812.8	0.519	0.203	2.224	1.154	32.58	89.4%	39.2%	1.989	0.319
AV3	13	8	0.102	2.50%	2.5	24	609.6	0.292	0.152	3.470	1.013	10.09	64.3%	21.6%	2.231	0.132
CALLE 1	8	DES	0.580	0.60%	1	32	812.8	0.519	0.203	2.659	1.380	42.05	95.7%	45.2%	2.544	0.368

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35. Cálculos topográficos de las tuberías

Cálculos topográficos																
Ubicación	Pozo de visita		Terr AAR	Terr AAB	Long	S Dis	D	Elev Corona		Elev Invet		Prof Corona		Prof Exc		Caída
	DE	A	m	m	m	%	in	Aar	Aab	Aar	Aab	Aar	Aab	Aar	Aab	m
CALLE 3	1	2	136.75	135.958	51.1	1.75	24	135.750	134.856	135.15	134.256	1.000	1.102	1.60	1.702	0.04
AV 4	2	3	135.958	135.164	40.1	1.75	24	134.816	134.114	134.22	133.514	1.142	1.050	1.74	1.650	0.04
CALLE 2	7	6	136.795	135.711	56.1	2.00	24	135.795	134.673	135.20	134.073	1.000	1.038	1.60	1.638	0.03
CALLE 2 N	6	3	135.711	135.164	63.2	1.00	24	134.643	134.011	134.04	133.411	1.068	1.153	1.67	1.753	0.03
AV 4	3	4	135.164	133.346	85.8	2.00	24	133.981	132.265	133.38	131.665	1.183	1.081	1.78	1.681	0.1
AV4	4	5	133.346	131.515	85.7	2.00	24	132.165	130.451	131.57	129.851	1.181	1.064	1.78	1.664	0.11
AV4	5	DES	131.515	131.215	50	1.00	32	130.341	129.841	129.54	129.041	1.174	1.374	1.97	2.174	0.08
AV1	11	10	134.839	132.956	85.7	2.20	24	133.839	131.954	133.24	131.354	1.000	1.002	1.60	1.602	0.06
CALLE1	10	9	132.956	131.968	39.9	2.50	24	131.894	130.896	131.29	130.2961	1.062	1.072	1.662	1.672	0.08
AV 2	12	9	134.074	131.968	85.7	2.50	24	133.074	130.932	132.47	130.3315	1.000	1.036	1.600	1.636	0.06
CALLE 1	9	8	131.968	131.671	39.9	0.70	32	130.816	130.537	130.02	129.7368	1.152	1.134	1.952	1.934	0.05
AV3	13	8	133.795	131.671	85.7	2.50	24	132.795	130.653	132.20	130.0525	1.000	1.019	1.600	1.619	0.06
CALLE 1	8	DES	131.671	131.371	50	1.00	32	130.487	129.987	129.69	129.1868	1.184	1.384	1.984	2.184	0.08

Fuente: Elaboración propia.

5.4. Resumen de las obras propuestas

En esta sección se muestra un resumen de las obras propuestas a fin de establecer lo solicitado para cumplir los requerimientos de la población del proyecto.

5.4.1. Sistema de agua potable

5.4.1.1. Tuberías

Las tuberías serán de policloruro de vinilo PVC SDR-26 de diámetro de 4 y 2 pulgadas, según lo mostrado en la tabla 36.

Tabla 36. Resumen de red de agua potable

Resumen de red de agua potable					
Material	Clase	Ø (mm)	Ø (in)	Longitud (m)	Observación
PVC	SDR 26	100	4	49.45	Línea de acople a la red
PVC	SDR 26	50	2	8823.2	Red de distribución principal
PVC	SDR 26	50	2	292.55	Red de distribución secundaria

Fuente: Elaboración propia.

5.4.1.2. Válvulas

Para un mejor funcionamiento de la red de distribución se propuso de elementos que aseguran un desempeño correcto en el sistema, estas son las válvulas que en su función más simple son dispositivos que regulan el flujo en un conducto.

Para el sistema se indicaron las siguientes válvulas:

1. Válvula de expulsión de aire ubicada en la tubería que posee las cotas más altas de la red.
2. Válvula de limpieza que por mejor desempeño se ubicó en las cotas más bajas de la red.
3. Válvula de juntas flexibles para el hidrante propuesto.

5.4.1.3. Accesorios

Fueron necesarios codos PVC de 90° y 45° en los cambios de dirección horizontal

de la tubería, además de elementos TEE de PVC en los puntos donde confluyen dos tuberías.

5.4.1.4. Hidrante

Se propuso un hidrante con dos bocas de 2 ½ del cual ya se hizo análisis previo de comportamiento del flujo en el nodo 1.

La ubicación de válvulas, accesorios e hidrante se encuentra en el detalle de los planos de agua potable en el anexo D del documento.

5.4.2. Alcantarillado sanitario

5.4.2.1. Tuberías

Para la red de alcantarillado sanitario se ocupará Policloruro de vinilo (PVC) clase SDR – 41 con un diámetro de 150 mm en toda la red, para esta red se calculó un total de 1122.77 m que cubre el 100% de las casas, más el tramo de disposición final que conecta a la planta de tratamiento.

5.4.2.2. Pozos de visita sanitarios

En los tramos cabeceros de tubería, cambios de pendiente vertical y los cambios de dirección horizontal se encuentran los 15 PVS del cual está compuesto el sistema de alcantarillado sanitario, además que se dispuso una distancia máxima de 100 m entre ellos.

Para su construcción serán de ladrillo cuarterón rojo (pozo de visita in situ) con una cama de concreto de 15 cm, esta tiene a su vez media caña que dirige el sentido del flujo.

5.4.3. Red de alcantarillado pluvial

La red de alcantarillado pluvial inicia desde la captación de la escorrentía superficial por medio de las cunetas a la cual es conducida el agua mediante el bombeo de la calle, todas las calles presentan cuneta a ambos costados, captando el 100% de la

escorrentía, luego es conducida hacia los diversos tragantes ubicados estratégicamente en los puntos de confluencia de la escorrentía, o en puntos donde la cuneta alcanza grandes longitudes, esto para evitar saturar la capacidad de la misma. Todos los tragantes están conectados a un pozo de visita pluvial por medio de tuberías de 21" para luego ser conducido a los puntos de descarga de la red.

5.4.3.1. Cunetas

En este diseño se propuso una cuneta triangular, cuya sección transversal se encuentra detallada en la sección 4.3.5. Se construirán de concreto con resistencia de 210 kg/cm^2 .

5.4.3.2. Tragantes

Para su ubicación, ver el anexo D, que presenta el plano de alcantarillado pluvial.

5.4.3.3. Tuberías

El diámetro utilizado en las tuberías de drenaje pluvial es de 24" (600 mm) de concreto reforzado, que corresponde al mínimo permitido a excepción de los tramos finales de descarga que se utilizó tubería de 32" (800mm) para garantizar una velocidad adecuada.

5.4.3.4. Pozos de visita pluvial

Su construcción se puede hacer de concreto reforzado o de mampostería, similar a los PVS.

5.4.3.5. Pozos de infiltración

Ver ubicación en el anexo D.

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

1. A través de un levantamiento topográfico se obtuvo información sobre las características del terreno y así determinar el trazado más eficiente para la red de agua potable, se realizó simulación del sistema propuesto mediante el uso del programa EPANET, obteniendo resultados positivos y que cumplen con las velocidades y presiones permitidas por INAA.
2. El levantamiento topográfico también nos brindó los suficientes datos para el trazado de las redes sanitarias y pluviales, el drenaje de ambas redes se realiza por medio de tuberías y pozos de visita que trabajan por gravedad.
3. La red de tubería sanitaria se ajustó lo más próximo a las pendientes encontradas en el terreno, disminuyendo así las obras de excavación y por tanto disminuyendo el costo del sistema. Todas las tuberías y distancias entre los pozos de visita cumplen con las indicadas en las normativas de INAA.
4. En el sistema del drenaje pluvial, en la parte más alta del proyecto se inicia con el uso de cunetas que captan el flujo y es llevado hacia los tragantes, disminuyendo las escorrentías superficiales que circulan por las calles, luego los tragantes son conectados a pozos de visita que encausan el flujo de agua hacia la descarga final que se realiza por medio de cuatro pozos de infiltración ubicados en la parte más baja del terreno.
5. En planos se especifican las pendientes, longitudes y detalles constructivos necesarios para realizar el proyecto y que este funcione de acuerdo a lo diseñado.

Recomendaciones

1. Se recomienda realizar mantenimientos a los sistemas de agua potable, drenaje sanitario y drenaje pluvial, estos mantenimientos consistirán en realizar revisiones de presiones en las tuberías de agua potable y así verificar que no existen fugas.
2. En el drenaje sanitario se deberá realizar limpiezas de los pozos de visita y en su defecto a las tuberías que los conforman, evitando así obstrucciones en el sistema. De la misma manera para el drenaje pluvial se recomienda la continua limpieza de cunetas y tragantes.
3. Capacitar y educar a los futuros habitantes del proyecto para que no arrojen basura o cualquier objeto que obstaculice o dificulte el correcto funcionamiento del sistema.
4. Al momento de la construcción se debe de supervisar que todos los trabajos se realicen conforme al diseño planteado, cumpliendo con las pendientes, longitudes y detalles indicados en planos.

Bibliografía

- Alcaldía_de_León. (2021). *Alcaldía de León*. Obtenido de <https://www.municipio.co.ni/municipio-leon.html>
- Alcaldía_de_Managua. (2012). *Reglamento de drenaje pluvial para el área del municipio de Managua, Nicaragua*.
- Baltodano, F. (6 de Junio de 2021). *Camara de Urbanizadores de Nicaragua*. Obtenido de <https://cadur.org.ni/los-desafios-del-sector-urbanistico/>
- Comisión_Nacional_de_Agua_(CONAGUA). (2014). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento de drenaje pluvial urbano*. México.
- Cualla, R. L. (1999). *Diseño de acueductos y alcantarillados*. Alfaomega.
- Elena, B. A. (2012). *Sistema de alcantarillado sanitario*. Managua.
- INAA. (1999). *Normas técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del agua (NTON 09 003-99)*. Managua.
- INAA. (2005). *Guía de criterios técnicos para el diseño de sistemas alcantarillado sanitario condominal*. Managua.
- INAA. (2005). *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*.
- INAA. (2006). *Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua*.
- INIDE. (2014). *Anuario Estadístico 2014. Instituto Nacional de Información de Desarrollo*.
- Nestor, L. M. (2012). *Ingeniería Sanitaria*. Managua.
- Tercero, T. S. (1978). *Manual de diseño de sistemas de agua potable. Departamento nacional de acueductos y alcantarillados (DENACAL)*. Managua.

ANEXOS

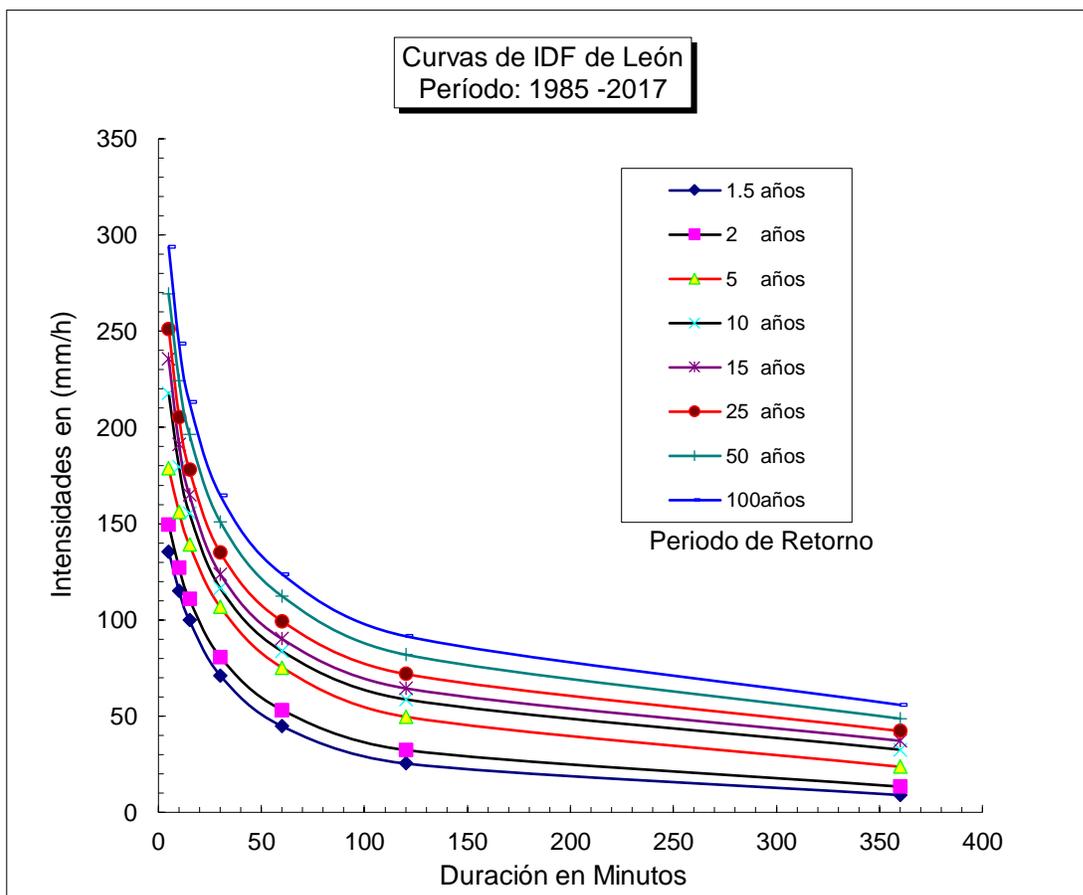
Anexo A

Tablas y gráficos de diseño

Anexo A-1 Tabla de relaciones hidráulicas

Relación	q/Q	0.000	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060	0.700	0.080	0.090
v/v	0.0	0.000	0.326	0.398	0.448	0.488	0.522	0.551	0.576	0.599	0.620
d/D		0.000	0.072	0.099	0.119	0.137	0.152	0.167	0.179	0.191	0.203
rh/Rh		0.000	0.186	0.251	0.300	0.341	0.377	0.409	0.437	0.464	0.488
v/v	0.1	0.641	0.658	0.675	0.690	0.705	0.720	0.733	0.746	0.757	0.770
d/D		0.215	0.224	0.234	0.244	0.253	0.262	0.271	0.279	0.287	0.295
rh/Rh		0.513	0.533	0.565	0.573	0.592	0.611	0.627	0.644	0.659	0.675
v/v	0.2	0.781	0.792	0.802	0.813	0.822	0.831	0.940	0.849	0.858	0.966
d/D		0.303	0.311	0.319	0.326	0.334	0.341	0.348	0.355	0.362	0.369
rh/Rh		0.690	0.704	0.718	0.732	0.745	0.758	0.770	0.783	0.794	0.806
v/v	0.3	0.874	0.882	0.890	0.997	0.904	0.911	0.918	0.925	0.932	0.938
d/D		0.376	0.382	0.389	0.395	0.402	0.408	0.415	0.421	0.428	0.434
rh/Rh		0.817	0.828	0.839	0.850	0.880	0.870	0.880	0.890	0.900	0.908
v/v	0.4	0.944	0.950	0.956	0.962	0.968	0.974	0.979	0.985	0.990	0.995
d/D		0.440	0.446	0.452	0.458	0.484	0.470	0.476	0.482	0.488	0.494
rh/Rh		0.918	0.927	0.935	0.943	0.952	0.961	0.969	0.977	0.985	0.992
v/v	0.5	1.000	1.005	1.010	1.015	1.019	1.024	1.028	1.033	1.037	1.041
d/D		0.500	0.506	0.512	0.518	0.523	0.529	0.535	0.541	0.547	0.552
rh/Rh		1.000	1.007	1.015	1.022	1.029	1.036	1.043	1.049	1.056	1.062
v/v	0.6	1.045	1.049	1.053	1.057	1.061	1.065	1.068	1.072	1.075	1.079
d/D		0.558	0.564	0.570	0.576	0.581	0.587	0.593	0.599	0.605	0.611
rh/Rh		1.068	1.075	1.081	1.087	1.093	1.098	1.104	1.110	1.115	1.120
v/v	0.7	1.082	1.085	1.088	1.092	1.095	1.097	1.100	1.103	1.106	1.108
d/D		0.616	0.622	0.628	0.634	0.640	0.646	0.652	0.658	0.664	0.670
rh/Rh		1.125	1.131	1.135	1.140	1.145	1.150	1.154	1.159	1.163	1.167
v/v	0.8	1.111	1.113	1.116	1.118	1.120	1.123	1.125	1.126	1.128	1.130
d/D		0.677	0.683	0.689	0.695	0.702	0.708	0.715	0.721	0.728	0.735
rh/Rh		1.171	1.175	1.179	1.182	1.186	1.189	1.193	1.196	1.199	1.201
v/v	0.9	1.132	1.133	1.135	1.136	1.137	1.138	1.139	1.139	1.140	1.140
d/D		0.742	0.749	0.756	0.763	0.771	0.778	0.786	0.794	0.802	0.811
rh/Rh		1.204	1.206	1.209	1.211	1.212	1.214	1.215	1.216	1.217	1.217

Anexo A-2 Curva IDF ajustada de la ciudad de León



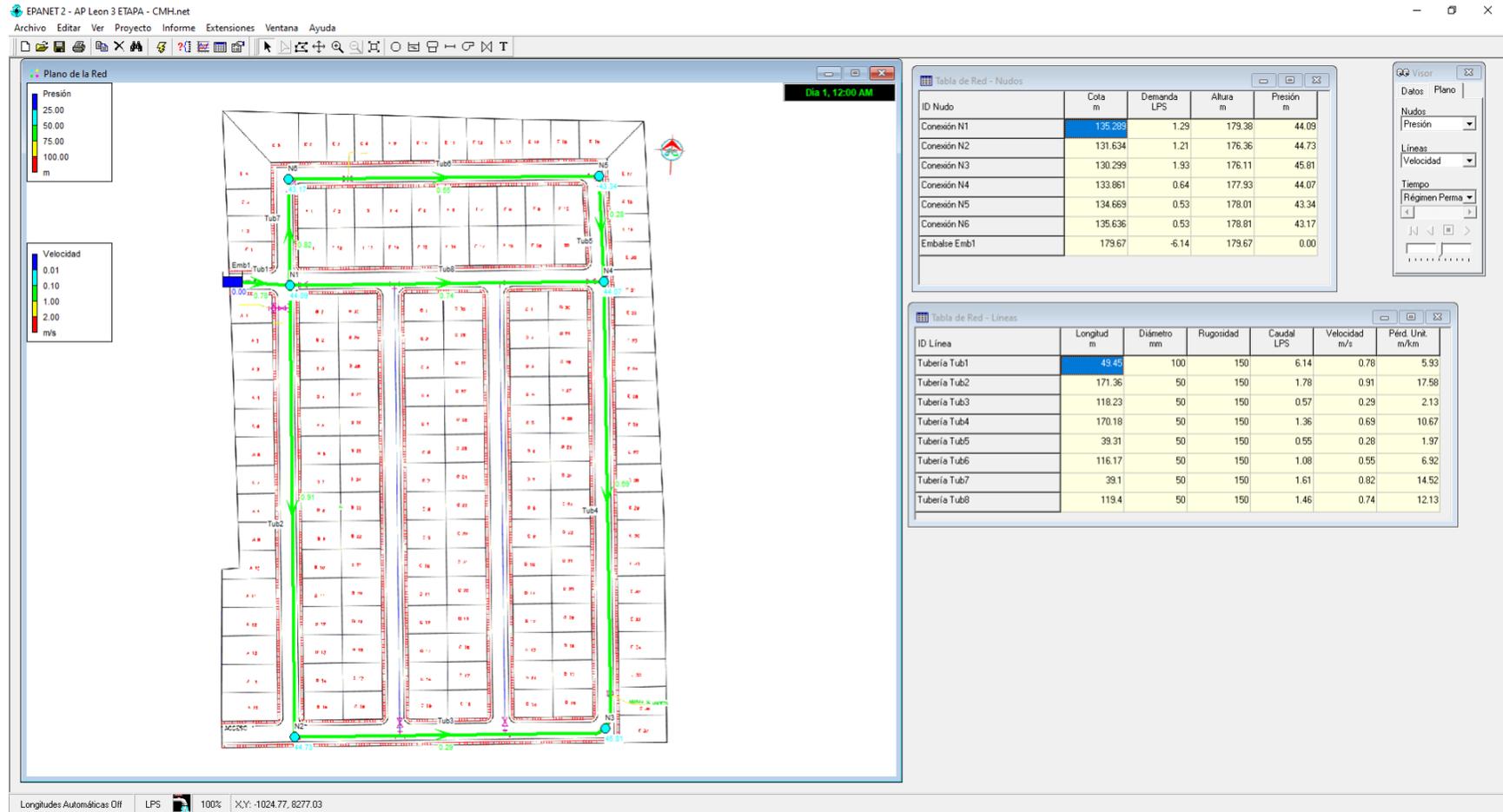
Anexo A-3 Tabla de presiones en acople

Hora	Presión
6:00 a.m	26.3
7:00 a.m	24.2
8:00 a.m	32.8
9:00 a.m	37.1
10:00 a.m	41.9
11:00 a.m	32.2
12:00 m.d	31.8
1:00 p.m	36.2
2:00 p.m	40.4
3:00 p.m	41.3
4:00 p.m	42
5:00 p.m	39.2
6:00 p.m	34.1
7:00 p.m	36.6
8:00 p.m	40.8
9:00 p.m	42.6
10:00 p.m	43.2

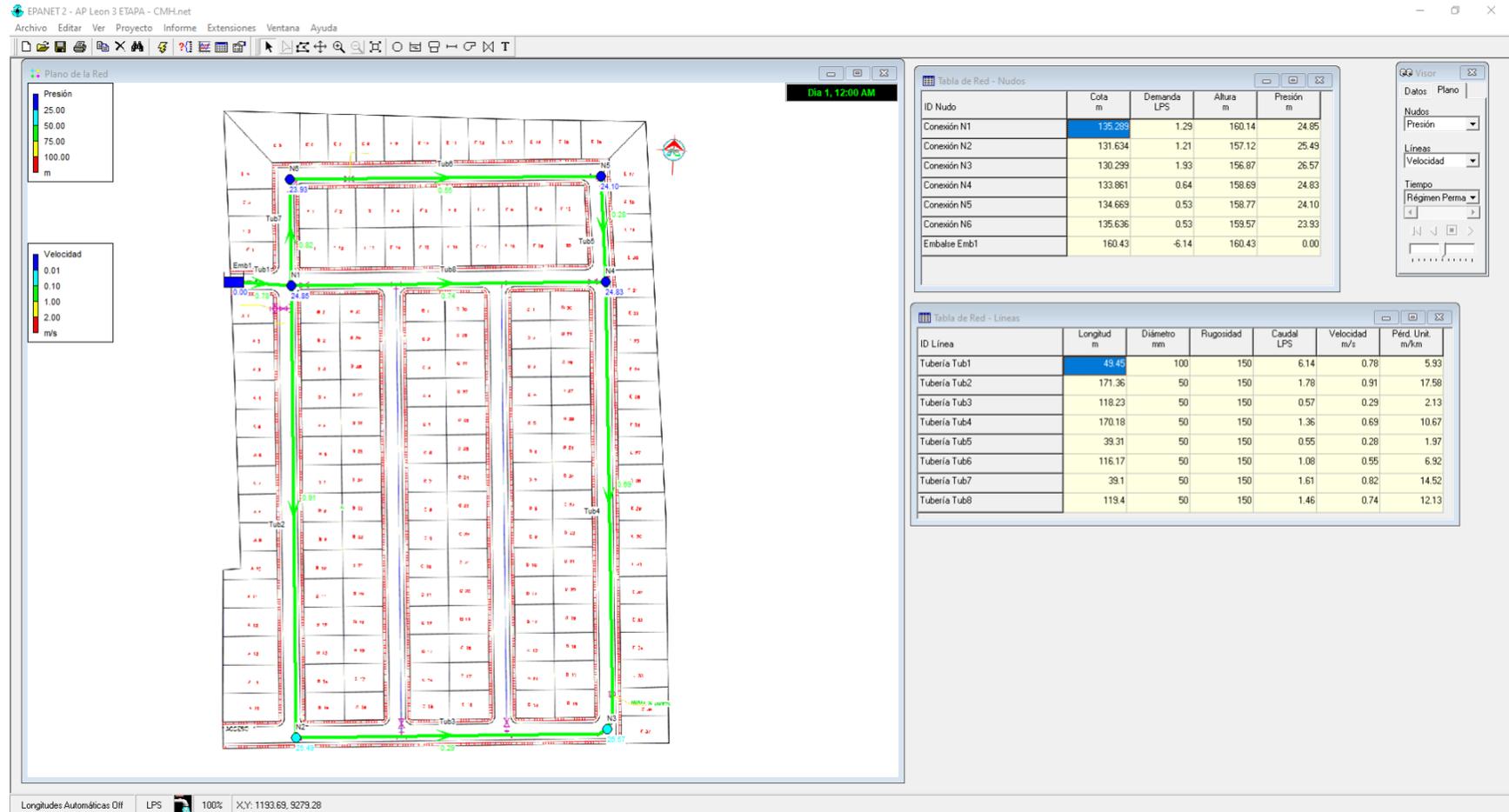
Anexo B

Resultados de EPANET

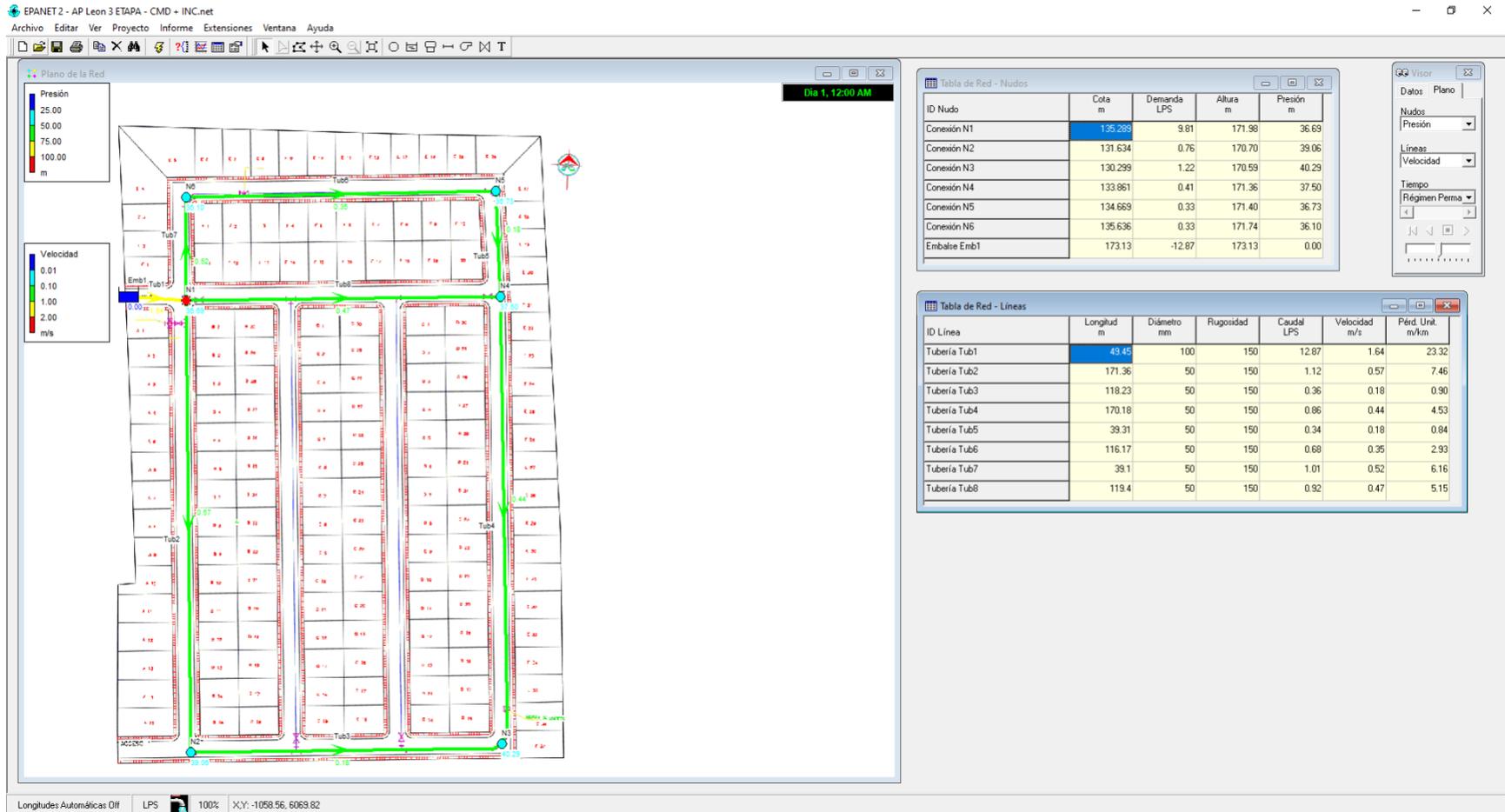
Anexo B-1 Resultados de EPANET CMH a presión máxima



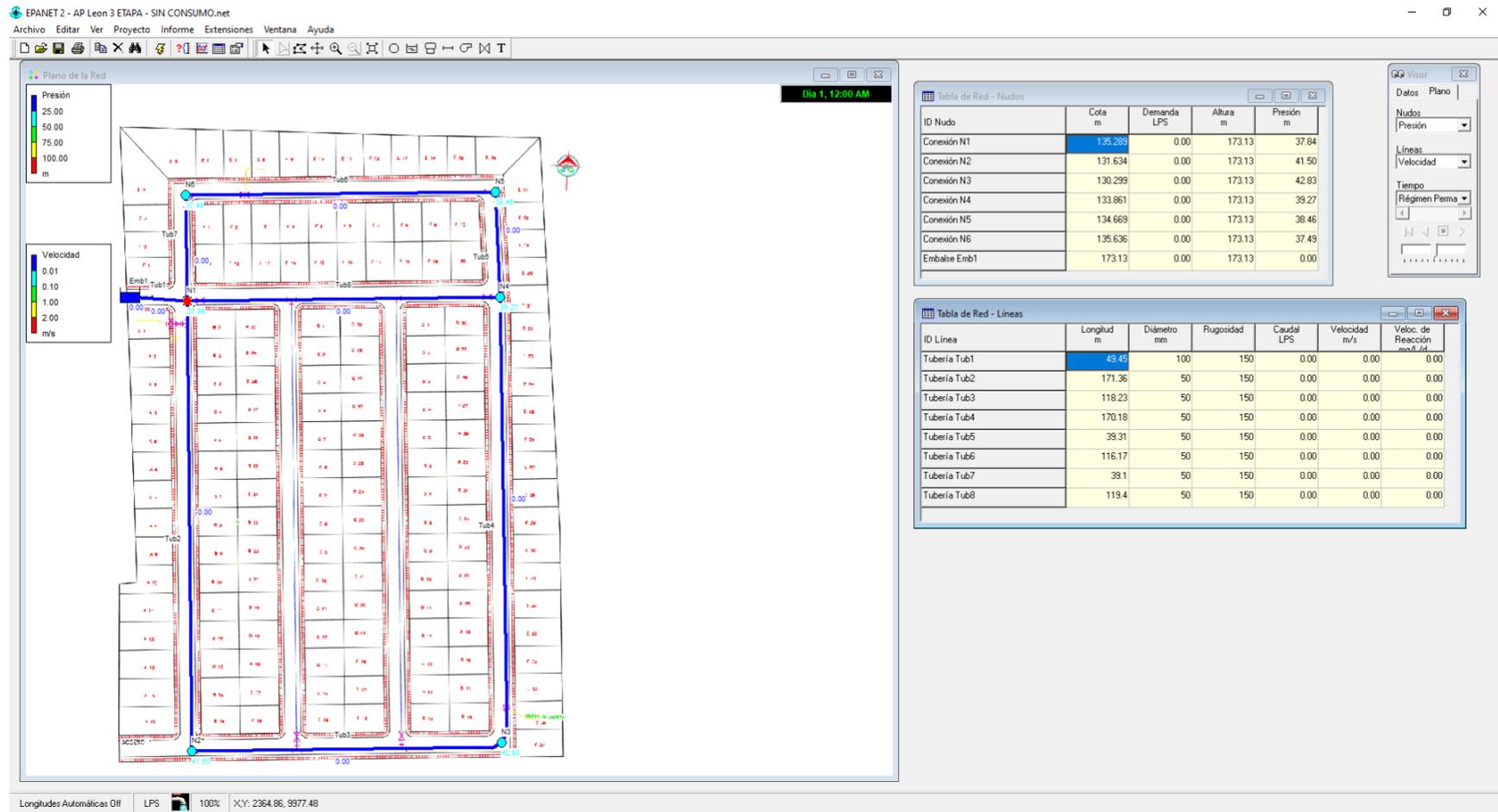
Anexo B-2 Resultados de EPANET CMH a presión mínima



Anexo B-3 Resultados de EPANET CMD + incendio



Anexo B-3 Resultados de EPANET red sin consumo



Anexo C

Imágenes

Anexo C-1 Ilustración de las casas modelo a construir.



Anexo C-2 Ilustración de ubicación de tuberías.



Anexo C-3 Ilustración de la tercera etapa del proyecto.



Anexo C-4 Ilustración de la ubicación de un pozo de visita sanitario.



Anexo D

Planos