

CALCULO HIDROSANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES DOMESTICAS DE LA URBANIZACION VILLA HANNA

PRESENTADO POR:

KATERINE HERRERA LOPEZ
ID: 000155269

DAYRO FERNANDO SERRANO GOMEZ
ID: 000153430

ELVER JAIR PABON AGUILAR
ID: 000097636

UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

CORPORACION UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL
REGIONAL GIRARDOT
2016

1

**CALCULO HIDROSANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES DOMESTICAS DE LA URBANIZACION VILLA HANNA**

PRESENTADO POR:

KATERINE HERRERA LOPEZ

ID: 000155269

DAYRO FERNANDO SERRANO GOMEZ

ID: 000153430

ELVER JAIR PABON AGUILAR

ID: 000097636

DIRECTORA DEL PROGRAMA:

ING LORENA ECHAVEZ

UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

**Trabajo de grado como requisito para optar al título de:
INGENIERO CIVIL**

**CORPORACION UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL
REGIONAL GIRARDOT
2016**

2

AGRADECIMIENTOS

A Dios y mi familia por el apoyo prestado, por la educación dada, los valores y virtudes que van a hacer de mi persona un gran profesional.

A los docentes que me guiaron y apoyaron en mis estudios, especialmente al ING. ANDRES VERA, por su excelente orientación en el área y la motivación para superarnos como persona y como profesionales.

A mis compañeros de carrera por la amistad y ayuda prestada durante la formación académica profesional.



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

Contenido

INTRODUCCIÓN.....	11
1. JUSTIFICACION.....	12
2. OBJETIVOS.....	13
2.1. GENERAL.....	13
2.2. ESPECIFICOS.....	13
3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	14
3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	14
3.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	14
4. MARCO TEORICO.....	15
4.1. EL SISTEMA DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.....	15
4.1.1. Red principal o Matriz.....	15
4.1.2. Red Secundaria.....	15
4.1.3. Red Terciaria o Menor.....	15
4.1.4. Conexión Domiciliaria.....	16
4.1.5. Trazado de la Red.....	16
4.1.6. Zonas de Presiones.....	18
4.1.7. Sectorización de la Red.....	18
4.1.8. Especificaciones de Diseño.....	19
4.1.8.1. Periodo de Diseño.....	19
4.1.8.2. Caudal de Diseño.....	20
4.1.8.3. Presiones Extremas y de Servicio.....	20
4.1.8.4. Diámetros Mínimos.....	21
4.1.8.5. Velocidad de Diseño.....	21
4.1.8.6. Profundidad de las Tuberías.....	21
4.1.8.7. Pendiente de la Tubería.....	21
4.1.8.8. Distancias Mínimas a Ductos de Otros Servicios Públicos.....	22
4.1.8.9. Accesorios.....	23
4.1.8.9.1. Válvulas de Corte.....	23
4.1.8.9.2. Válvulas de Purga.....	24

4.1.8.9.3.	Válvula de Ventosa.....	24
4.1.9.	HIDRANTES	24
4.1.10.	Calidad del Agua en la Red de Distribución.....	25
4.1.10.1.	Transporte en Tuberías	25
4.1.11.	Conexiones Domiciliarias.....	26
4.2.	ALCANTARILLADO	28
4.2.1.	Sistemas de Alcantarillados	29
4.2.2.	Clasificación de las Tuberías	31
4.2.3.	Otros Elementos del Alcantarillado	31
4.2.4.	Unión de Colectores.....	31
4.2.5.	Cámaras de Caída	33
4.2.6.	Normas Generales de Diseño para Alcantarillados.....	36
4.2.6.1.	Localización de las Tuberías.....	36
4.2.6.2.	Profundidad Mínima a la Clave de la Tubería	37
4.2.6.3.	Periodo de Diseño	37
4.2.6.4.	Calculo Hidráulico de la Tubería	37
4.2.6.5.	Ecuación de Calculo	38
4.2.6.6.	Coefficiente de Rugosidad de Manning	39
4.2.6.7.	Caudal de Aguas Residuales Domesticas	40
4.2.6.8.	Coefficiente de Retorno	41
4.2.6.9.	Densidad de Población	41
4.2.6.10.	Caudal de Aguas Residuales Industriales (Q_I)	41
4.2.6.11.	Caudal de Aguas Residuales Comerciales (Q_C).....	42
4.2.6.12.	Caudal de Agua Residual Institucional (Q_{IN}).....	42
4.2.6.13.	Caudal de Infiltración (Q_{INF})	43
4.2.6.14.	Caudal de Conexiones Erradas (Q_{CE})	43
4.3.	SISTEMAS ANAEROBIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	
	43	
4.3.1.	Unidades del Sistema Anaerobio	46
4.3.1.1.	Tanque Imhoff.....	46

4.3.1.2.	Tanque Séptico.....	47
4.3.1.3.	Proceso Anaerobio de Contacto	48
4.3.1.4.	Proceso Ascensional de Manto de Lodos Anaerobio.....	49
4.3.1.5.	Filtro Anaerobio de Flujo en Descenso	49
4.3.1.6.	Reactor Anaerobio de Pantallas	50
4.3.2.	Control y Monitoreo	51
4.3.3.	Ventajas	51
4.3.4.	DESVENTAJAS	52
4.4.	SISTEMAS AEROBIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	52
4.4.1.	Aireación	52
4.4.2.	Equipos de Aireación	53
4.4.3.	Tipos de Sistemas Aerobios de Tratamiento de Aguas Residuales ...	53
4.4.3.1.	Lodos Activados.....	53
4.4.3.1.1.	Sistema Convencional de Lodos Activados.....	54
4.4.3.2.	Control Operativo.....	56
4.4.3.3.	Zanjas de Oxidación	56
4.4.3.4.	Lagunas Aireadas.....	57
4.4.4.	Ventajas	57
4.4.5.	Desventajas	57
4.5.	MARCO GEOGRAFICO	58
4.5.1.	Límites.....	59
4.5.2.	Fisiografía	59
4.5.3.	Climatología	59
4.5.4.	Hidrografía	59
4.5.5.	Pluviometría	60
4.6.	MARCO CONCEPTUAL.....	60
5.	RECURSOS	62
6.	NORMATIVIDAD DE DISEÑO.....	63
7.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	63
7.1.	DISPONIBILIDAD DE LAS REDES DE SERVICIO PÚBLICO.	64

8.	DESARROLLO DE LA PROPUESTA.....	64
8.1.	RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	64
8.1.1.	Determinación del Nivel de Complejidad.....	64
8.1.2.	Determinación de la Dotación Neta por Habitante	65
8.1.3.	Dotación Bruta	66
8.1.4.	Caudal Medio Diario.....	67
8.1.5.	Caudal Máximo Diario	67
8.1.6.	Caudal Máximo Horario.....	68
8.1.7.	Caudal de Incendios.....	68
8.1.8.	Caudal de Diseño de la Red	69
8.1.9.	Modelación Hidráulica de la Red.....	69
8.1.9.1.	Resultados de la Modelación Hidráulica de la Red.....	72
8.2.	RED DE ALCANTARILLADO	81
8.2.1.	Caudal de Aguas Residuales Domesticas (Q_D).....	81
8.2.2.	Caudal Industrial (Q_I).....	82
8.2.3.	Caudal Comercial (Q_C).....	82
8.2.4.	Caudal Institucional (Q_{IN})	82
8.2.5.	Caudal Medio Diario de Aguas Residuales (Q_{MD}).....	82
8.2.6.	Conexiones Erradas (Q_{CE})	83
8.2.7.	Caudal de Infiltración (Q_{INF}).....	83
8.2.8.	Caudal Máximo Horario (Q_{MH}).....	83
8.2.9.	Factor de Mayoración (F)	84
8.2.10.	Caudal de Diseño (Q_{DT})	84
8.2.11.	Calculo Hidráulico de la Red de Alcantarillado Sanitario	84
8.3.	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	91
8.3.1.	Tanque de Igualación.....	91
8.3.2.	Trampa de Grasas	94
8.3.3.	Aireación Extendida	95
8.3.4.	Sedimentador	97
8.3.5.	Filtro	99

8.3.6. COMPOSICIÓN TÍPICA DE AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA.....	100
9. CONCLUSIONES	105
10. RECOMENDACIONES	106
ANEXOS	107

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 - Presiones de Servicio Mínimas del Acueducto, Relativas al Número de Pisos de las Edificaciones Servidas.....	20
Tabla 2 - Diámetros Mínimos en la Red de Distribución.	21
Tabla 3 - Diámetro del Pozo Según el Diámetro de la Tubería de Salida.	32
Tabla 4 - Diámetro de la Cámara de Caída en Función del Diámetro de la Tubería de Entrada.	34
Tabla 5 - Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning.	40
Tabla 6 - Contribución Industrial.	42
Tabla 7 - Contribución Comercial.....	42
Tabla 8 - Contribución Institucional.....	43
Tabla 9 - Aportes por Infiltración en Redes de Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales.....	43
Tabla 10 - Procesos Anaeróbicos de Tratamiento de Aguas Residuales y Biosólidos.....	45
Tabla 11 - Rendimiento Típico de los Procesos Anaerobios.....	45
Tabla 12 - Edades de Lodos para Diseño.....	46
Tabla 13 - Recursos.....	62
Tabla 14 - Asignación del Nivel de Complejidad.....	65
Tabla 15 - Valores de la Dotación Neta Máxima.....	66
Tabla 16 - Coeficiente de Consumo Máximo Diario K1, Según Nivel de Complejidad.....	67
Tabla 17 - Coeficiente de Consumo Máximo Horario K2, Según el Nivel de Complejidad del Sistema y el Tipo de Red de Distribución.....	68
Tabla 18 - Cartera de Nodos.....	70
Tabla 19 - Datos de Cada Tramo de Tubería de la Red.....	71
Tabla 20 - Resultados de la Modelación Hidráulica en los Nodos de la Red de Distribución de Agua Potable.....	79
Tabla 21 - Resultados de la Modelación Hidráulica en los Tramos de Tubería de la Red de Distribución de Agua Potable.	80
Tabla 22 - Coeficiente de Retorno de Aguas Servidas Domésticas.....	81

Tabla 23 - Aportes Máximos Por Drenaje Domiciliario de Aguas Lluvias sin Sistema Pluvial.	83
Tabla 24 - Calculo del Caudal Medio Diario de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado.	85
Tabla 25 - Calculo del Caudal de Diseño de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado.	86
Tabla 26 - Calculo de las Características Geométricas de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado.	87
Tabla 27 - Calculo de las Características Hidráulicas de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado (1).	88
Tabla 28 - Calculo de las Características Hidráulicas de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado (2).	89
Tabla 29 - Calculo del Perfil de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado.	90
Tabla 30 - Principales Constituyentes de las Aguas Residuales a Reducir (Adaptado de Von Sperling y Chernicharo, 2005; Metcalf y Eddy, 2003).	101
Tabla 31 - Características Microbiológicas de las Aguas Residuales (Von Sperling y Chernicharo, 2005).	101

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Reacciones Químicas de Orden Cero, Uno y Dos.	26
Figura 2 – Reacciones del Cloro Durante el Transporte en Tubería.	26
Figura 3 - Acometida Domiciliaria.	28
Figura 4 - Formas Típicas de Pozos de Inspección.	33
Figura 5 - Posibles Formas de Unión en la Cañuela del Pozo de Inspección.	33
Figura 6 - Localización de las Cámaras de Caída.	34
Figura 7 - Cámara de Caída.	35
Figura 8 - Cámara de Caída Escalonada.	36
Figura 9 - Proceso Anaeróbico de Contacto.	48
Figura 10 - Lecho Fijo de Flujo en Descenso.	50
Figura 11 - Reactor Anaerobio de Pantallas.	50
Figura 12 - Proceso Convencional de Lodos Activados.	55
Figura 13 - PTAR de Tipo, Lodos Activados.	55
Figura 14 - Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales con Lagunas Aireadas.	57
Figura 15 - Composición del ARD.	100

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 - (a) Detalle del Hidrante (b) Localización del Hidrante.	25
Ilustración 2 - Planta Urbanística del Condominio Villa Hanna.	64
Ilustración 3 - Esquema de la Red de Distribución de Agua Potable (Modelación Hidráulica en Epanet 2.0, Con Éxito).	72
Ilustración 4 - Velocidades en la Red de Distribución de Agua Potable.	73
Ilustración 5 - Diámetros en la Red de Distribución de Agua Potable.	74
Ilustración 6 - Presiones en la Red de Distribución de Agua Potable.	75
Ilustración 7 - Caudales en la Red de Distribución de Agua Potable.	76
Ilustración 8 - Longitudes en la Red de Distribución de Agua Potable.	77
Ilustración 9 - Perdidas Unitarias en la Red de Distribución de Agua Potable.	78
Ilustración 10 - Tanque de Igualación (Perfil Longitudinal).	93
Ilustración 11 - Tanque de Aireación (Perfil Longitudinal, con Detalle Anclaje de Difusores).....	97
Ilustración 12 - Sedimentador (Perfil Longitudinal).	98
Ilustración 13 - Filtro (Perfil Longitudinal).....	99

UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

INTRODUCCIÓN

Los sistemas básicos y necesarios más importantes en una población, son los sistemas de Alcantarillado de aguas residual, como también el sistema de distribución de agua potable, ya que con estos servicios se pueden evitar en un futuro problemas de salubridad y saneamiento básico, éstos pueden influir en la calidad de vida de las personas que van a vivir en éste sector del municipio. El presente proyecto tiene como fin el diseño del Alcantarillado sanitario, la PTAR y red de distribución de agua potable, para la urbanización VILLA HANNA, ubicada en el municipio de Carmen de Apicala (Tolima). Se diseñara a partir de un análisis geográfico, económico y social de la zona de influencia, para determinar su nivel de complejidad y así, determinar las necesidades del proyecto en su área específica.

Este proyecto se desarrolla con base en cinco capítulos. En el capítulo 1, se evaluó el plano topográfico de la zona del proyecto para la localización de la red de acueducto, alcantarillado y PTAR. El capítulo 2, se presentara el cálculo del diseño de la red de acueducto atreves del programa del Epanet 2.0. El Capítulo 3 se realizó el cálculo de la red de alcantarillado de aguas residuales sanitarias. El Capítulo 4 se realizó el diseño de la PTAR. En el 5 Capitulo se calcularon las cantidades de obra.

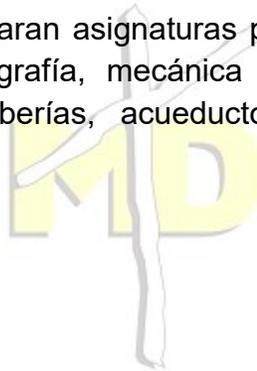
Para el desarrollo integral de este proyecto, se hizo necesario describir los parámetros y especificaciones que deben aplicarse para el diseño del Alcantarillado sanitario, PTAR y red de distribución de agua potable; establecidos en el Reglamento técnico del sector de agua potable y de saneamiento básico RAS 2000. Al igual que la normatividad manejada por el E.O.T (Esquema de ordenamiento territorial), del municipio de Carmen de Apicala (Tolima).

1. JUSTIFICACION

La urbanización VILLA HANNA, ubicada en el municipio de Carmen de Apicala (Tolima). Necesita del sistema de alcantarillado de aguas residuales, su tratamiento así como de la red de distribución de agua potable para la obtención de la licencia de construcción otorgada por la oficina de planeación municipal.

Con el siguiente proyecto de grado, se promueve el diseño del alcantarillado de aguas residuales, como el diseño de la red de distribución de agua potable, el cual se realizó para ayudar a reducir al máximo los riesgos que se puedan presentar en el futuro, como lo son enfermedades o problemas de salubridad que afecten la calidad de vida de los habitantes.

En este proyecto se profundizaran asignaturas pertenecientes a nuestro pensum académico como lo es topografía, mecánica fluidos, hidráulicas de canales, hidrología, hidráulicas de tuberías, acueductos, alcantarillado y plantas de tratamiento.



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

2. OBJETIVOS

2.1. GENERAL

- Plantear las soluciones hidráulicas de agua potable y agua residual para la urbanización VILLA HANNA del municipio de Carmen de Apicala- Tolima. Con el propósito de cumplir con la normatividad vigente acerca de este tipo de diseños hidráulicos y de esta manera alcanzar la obtención de la licencia de construcción.

2.2. ESPECIFICOS

- Evaluar el plano topográfico. Con el propósito de trazar las redes de acueducto y alcantarillado.
- Diseñar la red hidráulica de agua potable, alcantarillado y sistema de tratamiento de agua residual. Con el fin de establecer las condiciones hidráulicas para que estos sistemas cumplan con las exigencias de la normatividad colombiana vigente
- Calcular las cantidades de obra necesarias para la construcción de las redes de alcantarillado, acueducto de la urbanización Villa Hanna del municipio del Carmen de Apicala.

UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Dentro de la problemática del “saneamiento básico” de comunidades, tiene importancia el suministro de agua potable y tratamiento de las aguas residuales. Cualquier población por pequeña que sea, debería contar como mínimo con los servicios de acueducto y alcantarillado, si se espera de ella un desarrollo social y económico y ante todo la reducción de las altas tasas de morbilidad y mortalidad en especial de la población infantil.

La urbanización VILLA HANNA ubicado en el municipio de Carmen de Apicala (Tolima). Es una zona que no está siendo habitada, porque se iba a iniciar la construcción de viviendas unifamiliares, por consiguiente fue necesario perpetrar los respectivos diseños y las construcciones de todos los servicios públicos con los que debe contar una población, sistemas como el de Alcantarillado sanitario y red de distribución de agua potable, que les puedan brindar una mejor calidad de vida.

3.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Con el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, del alcantarillado sanitario y su tratamiento. Se tendrán las bases técnicas y administrativas para la obtención de la licencia urbanística del proyecto VILLA HANNA ubicado en el municipio de Carmen de Apicala (Tolima).?

4. MARCO TEORICO

4.1. EL SISTEMA DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

El sistema de un acueducto está constituido por diversos subsistemas (bocatomas, bombeos, plantas de purificación, tanques de almacenamiento, aducciones y conducciones), el último de los cuales es la “Red de Distribución”. Esta se define como el conjunto de tuberías cuya función es suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad en condiciones de cantidad y calidad aceptables.

La unión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se hace mediante una conducción denominada “línea matriz”, la cual transporta el agua al punto o a los puntos de entrada a la red. Hace parte integral del sistema de la red de distribución, puesto que su diseño depende de las condiciones de operación de la red, tales como trazado, caudal y presiones de servicio, pero por tratarse generalmente de una conducción a presión por gravedad, sus normas y criterios de cálculo.

La red de distribución puede estar conformada por los siguientes tipos de tuberías, según su función y diámetro:

4.1.1. Red principal o Matriz

Es el conjunto de tuberías con diámetro nominal mayor o igual a 12” (300 mm). Es la red encargada de distribuir el agua en las diferentes zonas de la población y sobre ella se deben garantizar los caudales y presiones, según la norma exigida. No debe realizarse ninguna conexión domiciliaria a partir de la red matriz.

4.1.2. Red Secundaria

Se clasifica como red secundaria al conjunto de tuberías con diámetros menores de 12” (300 mm) hasta los mayores o iguales a 4” (100 mm). Se abastecen de las tuberías principales y alimentan a las redes terciarias o menores. No deben realizar ninguna conexión domiciliaria, salvo el caso de grandes consumidores con conexiones superiores a 3” (75 mm).

4.1.3. Red Terciaria o Menor

La red terciaria es alimentada por la red secundaria y es la encargada de realizar las conexiones domiciliarias. Sus diámetros son menores o iguales a 3” (75 mm) y el diámetro mínimo depende del uso del agua (comercial, industrial o institucional), pero nunca deberá ser menor de 1 ½”.

4.1.4. Conexión Domiciliaria

Es la conexión que de la red menor se hace a cada predio. Su diámetro se encuentra entre ½" (12,5 mm) hasta 3" (75 mm), dependiendo del tipo de usuario. El esquema y accesorios necesarios se presentan más adelante.

Los criterios de clasificación anteriores, en función del diámetro de la tubería, pueden cambiar de ciudad a ciudad, de acuerdo con la normatividad establecida.

Generalmente, en poblaciones pequeñas menores de 60.000 habitantes no hay diámetros superiores a 12" (no hay red matriz), por lo que la red secundaria hará las veces de red principal. En este caso, la modelación hidráulica que garantice los caudales y presiones requeridos se hará sobre las tuberías mayores o iguales a 2". Cuando exista red matriz (diámetros mayores o iguales a 12"), a modelación hidráulica se realiza sobre la red secundaria y la red matriz.

Los materiales de las tuberías utilizadas son acero, asbesto-cemento, concreto, hierro, polivinilo de cloruro, poliéster reforzado con fibra de vidrio y polietileno de alta o baja densidad; y los diámetros comerciales dependen de las casas fabricantes, por lo cual hay que consultar los catálogos respectivo. El diámetro empleado en todo cálculo hidráulico deberá corresponder al diámetro interno real.

4.1.5. Trazado de la Red

Para realizar adecuadamente el trazado de la red de distribución, deben conocerse con anterioridad las características topográficas de la población actual y futura en donde se detallen, entre otras, el perímetro urbano, las calles del municipio con toda su infraestructura vial, las áreas de desarrollo futuro, los curso de agua y la localización de otros servicios públicos, como alcantarillados, energía, telefonía y gas.

Igualmente, deben conocerse las características geológicas y del subsuelo que definan zonas de falla, deslizamiento o inundación. Es necesario conocer el nivel de amenaza sísmica y el correspondiente sismo de diseño, que permita seleccionar adecuadamente el material de la tubería y el tipo de unión que resistan los esfuerzos de tensión y corte ocasionados por el sismo.

4.1.5.1. Configuración Hidráulica del Sistema

Hidráulicamente, se pueden establecer redes abiertas, redes cerradas o redes mixtas. A continuación se ilustran algunos trazados típicos de redes.

a. De mayor a menor diámetro:

Este esquema puede utilizarse en poblaciones pequeñas, donde por lo general no existe más de una calle principal. Tiene forma alargada e irregular. El diseño hidráulico de la tubería principal se hace como red abierta.

b. En árbol:

Existe un tronco principal, del cual se desprenden varias ramificaciones. El diseño hidráulico de las tuberías principales corresponde al de una red abierta.

c. En parrilla:

La tubería principal forma una malla en el centro de la población y de ella se desprende varios ramales. Al centro se conforma una red cerrada y perimetralmente se tienen ramales abiertos, es decir que se trata de una red mixta.

d. En mallas:

Es la forma más usual de trazado de redes de distribución. Se conforman varias cuadrículas o mallas alrededor de la red de relleno. Una malla estará compuesta entonces por tres o más tramos principales.

Desde el punto de vista del funcionamiento hidráulico, los primeros dos tipos de redes (de mayor a menor diámetro y en el árbol) se denominan redes abiertas, las redes en mallas son redes cerradas y las redes en parrilla son redes mixtas.

Es preferible la utilización de sistemas de redes cerradas o mallas, debido a la mejor distribución de presiones y caudales en la zona, velocidades menores y una mayor flexibilidad en la operación y mantenimiento del sistema. En zonas rurales o de baja densidad (menores de 30 hab/ha), es conveniente el trazado de redes abiertas por razones físicas y económicas. En general, la mayor parte de redes de distribución son sistemas complejos de redes cerradas y abiertas.

Las tuberías matrices son por lo general longitudinales o abiertas y solo en sistemas de gran tamaño y extensión conforman rdes cerradas o enmalladas. El trazado de la red principal se debe hacer teniendo en cuenta una buena distribución del agua con respecto al área que se esta abastecido. Algunos factores determinantes son:

- **Puntos de mayor consumo:** se deben localizar los posibles puntos de mayor demanda, como por ejemplo industrias, comercios, hospitales y otras demandas institucionales.
- **Centros de masas:** deben ubicarse los puntos donde ha de concretarse la demanda anterior.

En cualquier caso, no debe proyectarse el trazado de la red periféricamente a la población, ya que esto implicaría una distribución de caudales poco eficiente y sería una condición muy costosa. Como un buen criterio empírico, se debe procurar que el área servida internamente por una malla sea aproximadamente igual al área externa correspondiente.

4.1.6. Zonas de Presiones

La definición del nivel máximo en el tanque de almacenamiento es una de las decisiones fundamentales para el adecuado funcionamiento de la red de distribución. Una vez fijada esta cota, las presiones en la red se definen a partir de ella.

En poblaciones con grandes desniveles altimétricos, hay que subdividir la red en varias zonas de presión, de tal manera que en cada una de las zonas se de cumplimiento a las exigencias de presión mínima y máxima, permitiendo que en los puntos altos las presiones no sean muy bajas.

Conocidas las presiones máximas y mínimas, es posible delimitar las elevaciones de los usuarios que pueden ser servidos por cada zona de presión a partir de las relaciones:

4.1.7. Sectorización de la Red

La sectorización de redes es un tema que día tras día ha venido cobrando mayor importancia debido a que cada vez es más urgente el empleo de tecnologías que hagan uso óptimo de los recursos naturales y que minimicen las pérdidas técnicas o comerciales.

La sectorización de redes consiste en el aislamiento de una zona y su abastecimiento a través de un punto de entrada de agua al sector. Dependiendo del tamaño de la población, un sector puede ser subdividido en otro sector y así sucesivamente.

Una red sectorizada permite:

- Evaluar y controlar las pérdidas técnicas y comerciales (índices de pérdidas).
- Facilitar las labores de operación y mantenimiento general del sistema.
- Posibilitar la conformación de diferentes zonas de presión.
- Instalar macromedidores a la entrada y salida (si la hay) de cada sector, con lo que se verifica el correcto funcionamiento de los micromedidores.
- Agilizar el proceso de detección de fugas, conexiones clandestinas y pérdidas, consiguiéndose un ahorro en los costos de operación del sistema del acueducto.

4.1.8. Especificaciones de Diseño

4.1.8.1. Periodo de Diseño

El periodo de diseño de la red de distribución depende de las características de tamaño de población y de capacidad económica del municipio para acometer la construcción de la red, su renovación, optimización o ampliación. Las redes de mayor tamaño deberán cumplir con su función de suministrar un caudal adecuado, a una presión adecuada, por un mayor número de años que una red menor, puesto que su cambio o refuerzo implica grandes inconvenientes técnicos, administrativos y afectación importante del diario vivir de la comunidad.

El crecimiento de la red de distribución debe ser acorde con el plan de desarrollo de la comunidad, por lo que tiene que hacerse un planeamiento de las etapas de desarrollo de la red futura. El periodo de expansión recomendado en cada etapa es de aproximadamente diez años, aunque puede ser menor, dependiendo de las facilidades de contratación de los diseños, licitación, adjudicación y construcción del proyecto.

El periodo de diseño recomendado para los diferentes tipos de redes es:

- **Red Matriz o Principal:** el periodo de diseño final para el cálculo de la red de tuberías con diámetro superior o igual a 12" se encuentra entre 20 y 30 años.

- **Red Secundaria:** corresponde a los diámetros superiores o iguales a 4" y menores de 12", y su periodo de diseño se establece entre 15 y 25 años.
- **Red Terciaria:** el periodo de diseño para las redes terciarias de diámetro inferior o igual a 3" se encuentra comprendido en el rango de 15 a 20 años.

4.1.8.2. Caudal de Diseño

El caudal de diseño de las redes de distribución corresponde al caudal máximo horario, aplicando los factores de mayoración. En algunos casos de ciudades intermedias es necesario diseñar con el máximo valor, resultante de comparar el caudal máximo horario con el caudal de incendios más el caudal medio diario. En este último caso, el caudal de incendio se determina de acuerdo con el número de hidrantes y su caudal unitario establecido.

4.1.8.3. Presiones Extremas y de Servicio

La presión mínima en cualquier punto de la red matriz o red secundaria debe ser superior a diez metros por columna de agua (mca). En ciudades de gran tamaño (>60.000 habitantes) se puede exigir una presión mínima superior a 15 mca. La presión mínima se establece con referencia a la línea piezométrica dinámica en condiciones de nivel mínimo en el tanque de almacenamiento, es decir, cuando se encuentra en circulación el caudal de diseño.

La presión máxima para cualquier tamaño de comunidad es de 60 mca, referida a la línea piezométrica estática en condiciones de nivel máximo en el tanque de almacenamiento. La presión máxima no debe sobrepasar en ningún caso la presión de servicio de la tubería, establecida según su "clase" y material.

Si existen edificaciones de mayor altura, estas deberían disponer de equipos propios para elevar el agua con la presión adecuada.

Tabla 1 - Presiones de Servicio Mínimas del Acueducto, Relativas al Número de Pisos de las Edificaciones Servidas.

NUMERO DE PISOS	PRESION MINIMA (MCA)
1	11
2	15
3	18
4	22
5	25

4.1.8.4. Diámetros Mínimos

Los diámetros de las tuberías se han definido según el tipo de red (matriz, secundaria y terciaria).

A continuación se especifica el diámetro mínimo que puede ser utilizado según el tamaño y capacidad económica de la población, de acuerdo con la norma RAS-2000:

Tabla 2 - Diámetros Mínimos en la Red de Distribución.

NIVEL DE COMPLEJIDAD	DIAMETRO MINIMO		
Bajo	38.1 mm	(1.5 Pulgadas)	
Medio	50.0 mm	(2 Pulgadas)	
Medio Alto	100 mm	(4 Pulgadas)	Zona Comercial e Industrial
	63.5 mm	(2 1/2 Pulgadas)	Zona Residencial
Alto	150 mm	(6 Pulgadas)	Zona Comercial e Industrial
	75 mm	(3 Pulgadas)	Zona Residencial

Fuente: RAS 2000, Título B – Tabla B.7.6.

4.1.8.5. Velocidad de Diseño

Por lo general, se debe diseñar con velocidades que estén comprendidas entre 0,9 y 1,5 m/s. en zonas rurales se es más flexibles y se puede diseñar con velocidades entre 0,4 y 2,5 m/s.

4.1.8.6. Profundidad de las Tuberías

La profundidad mínima de las tuberías en la red de distribución debe ser de 1,0 m, medido desde la rasante hasta la cota externa superior de la tubería. En algunos casos puede reducirse hasta 0,6 m, teniendo en cuenta que si hay tráfico vehicular, es necesario hacer un análisis estructural de la tubería.

La profundidad máxima es normalmente de 1,5 m hasta la cota externa superior de la tubería.

4.1.8.7. Pendiente de la Tubería

La pendiente mínima recomendada es:

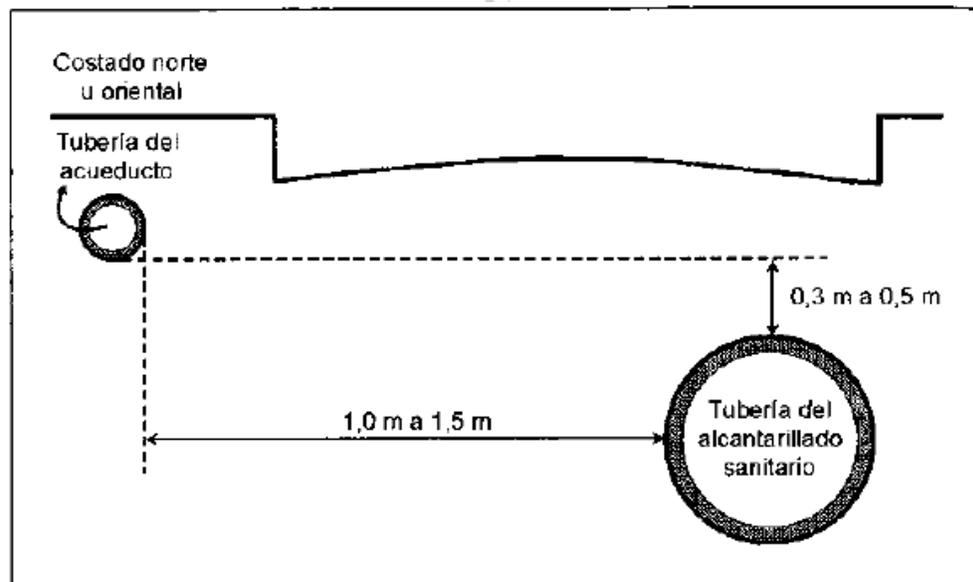
- 0,04%, cuando el aire se desplaza en la misma dirección del agua.
- 0,1%, cuando el aire se desplaza en dirección contraria a la del agua.

4.1.8.8. Distancias Mínimas a Ductos de Otros Servicios Públicos

Establecido el inventario de servicios públicos (alcantarillados sanitarios, pluviales, combinados, energía, teléfonos y gas domiciliarios), así como su localización en planta y perfil, se debe respetar en lo posible una distancia vertical y horizontal mínima que evite la posible contaminación del agua potable e inconvenientes en los otros servicios. La tubería del acueducto deberá estar siempre por encima de los demás ductos.

En general, para poblaciones pequeñas se recomienda una distancia horizontal libre mínima de 1,0 m y vertical de 0,3 m (con excepción de la energía y teléfonos, con 0,2 m verticalmente). Para ciudades grandes, se aconseja 1,2 m mínimo de distancia horizontal libre (con excepción de alcantarillados sanitarios o combinados con 1,5 m horizontalmente) y 0,5 m mínimo de distancia vertical libre.

El caso de los alcantarillados sanitarios es de particular importancia, puesto que la posible contaminación del agua potable con aguas residuales causaría graves problemas de salud en la población. Se recomienda que las tuberías del acueducto se ubiquen sobre el andén norte u oriental de la vía y la tubería del alcantarillado sanitario, en el costado opuesto de la vía.



Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición

Cuando físicamente sea imposible cumplir con las exigencias de distancias mínimas, se debe revestir exteriormente la tubería del acueducto a lo largo de la zona del problema.

4.1.8.9. Accesorios

Los accesorios de una red de distribución incluyen las uniones, codos, té, reducciones, válvulas, anclajes, entre otros.

4.1.8.9.1. Válvulas de Corte

Se deben colocar válvulas de corte (compuerta o mariposa) a lo largo de la red, con el fin de poder aislar sectores en caso de rotura de las tuberías o de incendio, y seguir suministrando el agua al resto de la población.

El criterio general para la distribución de válvulas de corte es colocar el menor número de válvulas, de tal manera que al ser operadas afecten al menor número posible de usuarios. La forma como se dispongan las válvulas dentro de la red no es estándar e influye grandemente en el presupuesto del proyecto, ya que se trata de un gran número de válvulas de un tamaño relativamente grande. El criterio para su colocación depende también del tipo de red (matriz, secundaria o terciaria).

En redes matrices, las válvulas de corte deben colocarse mínimo cada 1.500 m y en todo cambio de diámetro sobre la tubería de diámetro menor.

En las redes menores (mayores números de tuberías y válvulas):

- En poblaciones pequeñas, donde no hay red matriz, se podría pensar en la situación extrema de colocar una sola válvula a la entrada al sistema que aislara toda la red.
- Se debe colocar una válvula en el punto de interconexión con la red principal o matriz.
- En el interior de la red pueden aplicarse diversos criterios, según las restricciones económicas del proyecto:
 - Aislar un máximo de dos tramos mediante el cierre de cuatro válvulas, como máximo.
 - Aislar un sector o zona constituida por un número máximo de seis manzanas.
- Tuberías de diámetro superior o igual a 6" deben tener válvulas mínimo cada 500 m.

- Todo cambio de diámetro debe tener una válvula sobre la tubería de diámetro menor.

4.1.8.9.2. Válvulas de Purga

Se deben colocar válvulas de purga en todos los puntos bajos de la red, descargando al sistema de alcantarillado. En tuberías principales, el diámetro de la purga se determina de acuerdo con el tiempo de vaciado de la tubería especificado por la empresa prestadora del servicio. Por ejemplo, para diámetros superiores o iguales a 48" (1,22 m) debe ser máximo de diez horas. En redes menores, el diámetro de la purga puede estar entre 1/3 y 1/4 del diámetro de la tubería de la red, teniendo como mínimo el valor de 3" (75 mm). Para tuberías menores de 3", el diámetro de la purga es igual al diámetro de la tubería en la red.

4.1.8.9.3. Válvula de Ventosa

Las válvulas de ventosa deben instalarse en todos los puntos altos de la red para permitir la remoción de aire. Pueden ser de acción simple o de doble acción. El diámetro de las válvulas en las redes menores (secundarias y terciarias) es normalmente de 1" (25 mm) a 2" (50 mm).

4.1.9. HIDRANTES

El hidrante es el accesorio utilizado para obtener el caudal de agua a la presión requerida, con el fin de atender un incendio. Cada hidrante lleva una válvula de corte para aislarlo de la red de distribución.

En general, el diámetro mínimo del hidrante es de 3" (75 mm) y la distancia máxima entre hidrantes es de 300 m. En zonas comerciales, industriales o residenciales de alta densidad, el diámetro mínimo es de 4" (100 mm) y su distanciamiento depende del tamaño y capacidad económica de la población, de tal manera que, por ejemplo, zonas de alto valor comercial tienen una distancia máxima de 100 m y en zonas con edificaciones multifamiliares se deben colocar máximo cada 150 m. Debe darse particular importancia en la protección de instituciones como hospitales, escuelas o colegios, así como edificaciones públicas.

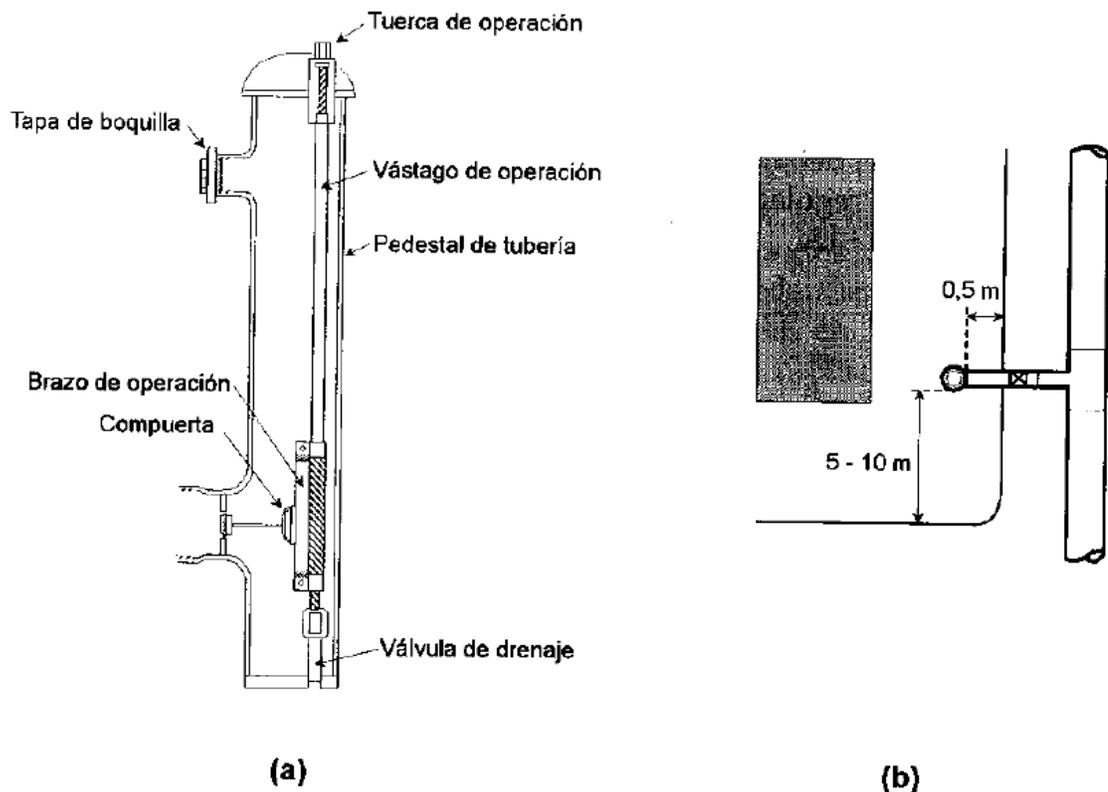


Ilustración 1 - (a) Detalle del Hidrante (b) Localización del Hidrante.
 Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición

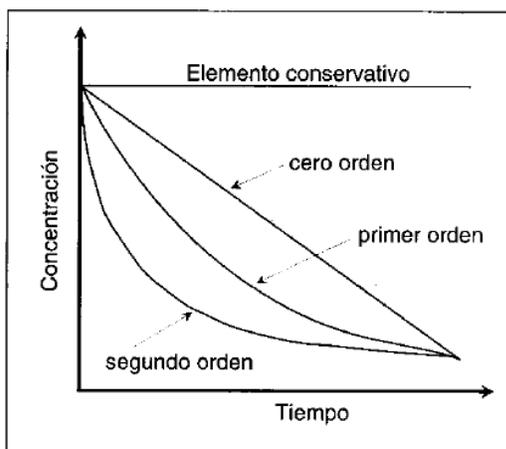
4.1.10. Calidad del Agua en la Red de Distribución

Se puede analizar la concentración de diferentes químicos, hacer el seguimiento de trazas y determinar su decaimiento. Una aplicación muy importante en los sistemas es modelar la concentración de cloro residual en la red, así como el efecto que el tanque y las características de operación hidráulica pueden tener sobre este.

4.1.10.1. Transporte en Tuberías

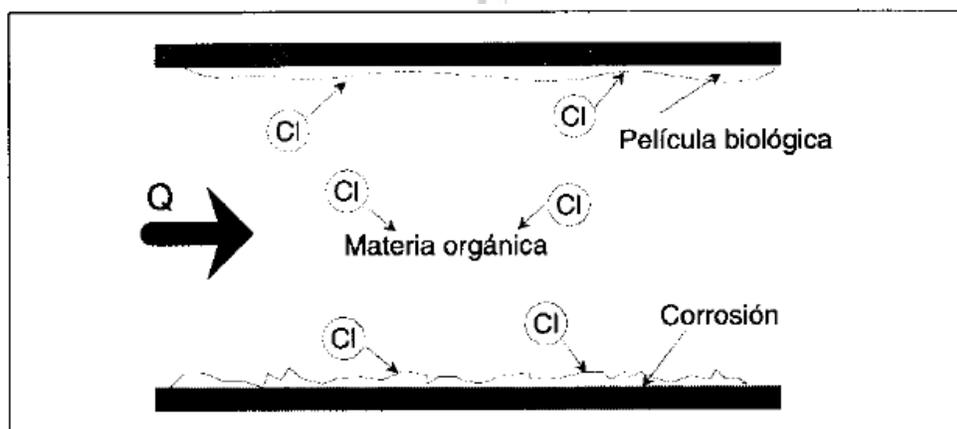
Los desinfectantes son los constituyentes que se modelan más frecuentemente en las redes de distribución. Dichas sustancias son no conservativas, es decir, que su concentración decae con el tiempo. La forma de decaimiento está caracterizada por el orden de la reacción. Las reacciones químicas del cloro se representan por reacciones de primer orden.

Figura 1 - Reacciones Químicas de Orden Cero, Uno y Dos.



Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición
En la figura N°2 se muestran las reacciones que el cloro (elemento más común en nuestro medio para la desinfección) puede tener a lo largo de la tubería. El cloro reacciona en el agua con la materia orgánica presente, en tanto que en las paredes ocurren reacciones de oxidación con la película biológica y con el material propio de la tubería, causando corrosión.

Figura 2 – Reacciones del Cloro Durante el Transporte en Tubería.



Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición
El cambio en la concentración de cloro en una tubería es función de la longitud y del tiempo.

4.1.11. Conexiones Domiciliarias

Las conexiones domiciliarias se hacen a partir de la red terciaria mediante una tubería denominada “acometida”, que puede ser individual o conjunta. Excepcionalmente se puede permitir la conexión de grandes consumidores a partir de la red secundaria. Consiste en una serie de elementos que permiten derivar el

agua dese a red hacia el domicilio hasta la caja en donde se encuentra el medidor. De este punto en adelante, todas las obras son propiedad del dueño del predio.

Las acometidas conjuntas solo se permiten en zonas de baja capacidad económica y para predios unifamiliares con un máximo de 6 m de frente, en donde se puede permitir la acometida conjunta hasta un máximo de cuatro medidores.

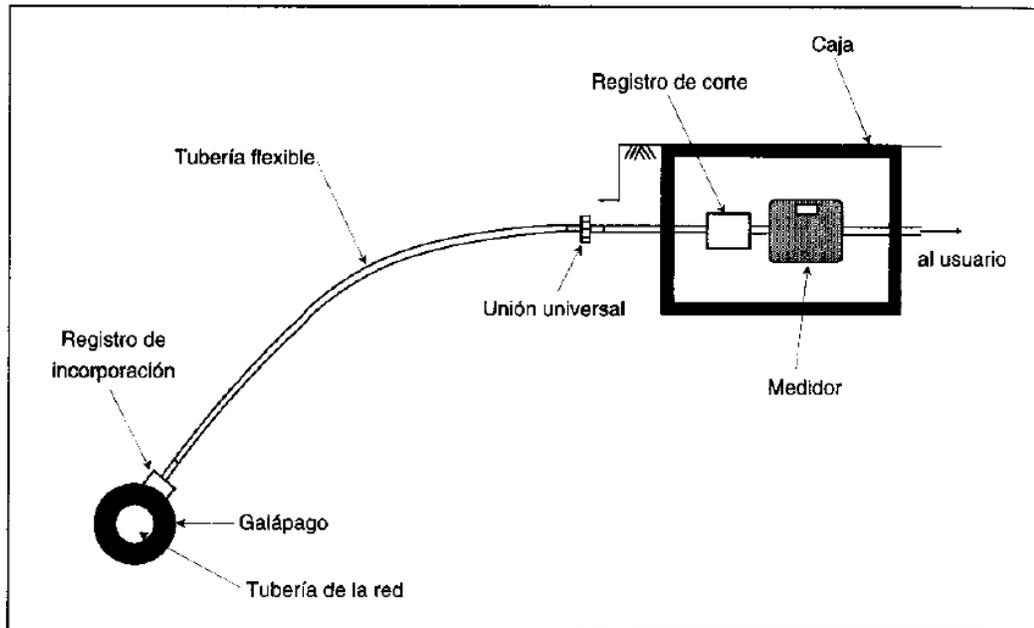
El material de la tubería usado en la acometida debe ser flexible, generalmente de cobre, polietileno de alta o baja densidad, y en acometidas de diámetro mayor o igual a 2" (50 mm) se puede usar en PVC. En todo caso, la tubería debe cumplir los requerimientos de presión del sistema y su diámetro mínimo es de ½" (13 mm).

El sistema indicado en la figura N°3 comienza con un collar de incorporación o galápago montado sobre la tubería de la red; a continuación se encuentra el registro de incorporación necesario para hacer la instalación en tuberías que se encuentran a presión, el cual debe insertarse en la tubería con herramienta especializada. Posteriormente, se encuentra el registro de corte que se utiliza cuando hay necesidad de suspender el servicio por falta de pago. Por último, se encuentra el medidor de agua, que puede ser:

- Medidor mecánico
 - Medidores volumétricos
 - Medidores de velocidad
- Magnético
- Ultrasonido
- De hélice Woltman

Los medidores más comunes son los medidores mecánicos, utilizados para acometidas con diámetros entre ½" (13 mm) y 1½" (38 mm). El medidor de velocidad es de menor sensibilidad que el volumétrico y también de menor costo.

Figura 3 - Acometida Domiciliaria.



Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición
Los medidores magnéticos, de ultrasonido o de hélice Woltman son utilizados en acometidas de diámetros superiores o iguales a 2" (50 mm), en donde se requiere una mayor precisión en la edición desde el rango de caudal mínimo hasta el máximo.

4.2. ALCANTARILLADO

El sistema de alcantarillado consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia. De no existir estas redes de recolección de aguas, se pondría en grave peligro la salud de las personas debido al riesgo de enfermedades epidemiológicas y, además, se causarían importantes pérdidas materiales.

Las aguas residuales pueden tener varios orígenes:

- **Aguas Residuales Domesticas:** son aquellas provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por solidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), solidos sedimentables (principalmente materia orgánica), nutrientes (nitrógeno y fósforo) y organismos patógenos.

- **Aguas Residuales Industriales:** se originan de los desechos de procesos industriales o manufacturados y, debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes citados anteriormente respecto a las aguas domésticas, elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.
- **Aguas Lluvias:** provienen de la precipitación pluvial y, debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos; en zonas de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos.

4.2.1. Sistemas de Alcantarillados

Los sistemas de alcantarillado pueden ser de dos tipos: convencionales o no convencionales. En general, los convencionales han sido ampliamente utilizados, estudiados y estandarizados. Son sistemas con tuberías de grandes diámetros que permiten una gran flexibilidad en la operación del sistema, necesaria debido en muchos casos a la incertidumbre en los parámetros que definen el caudal: densidad de población y su estimación futura, a un sistema de mantenimiento inadecuado o insuficiente, que conlleva una mayor exigencia de las normas y, por tanto, unos costos mayores. Los sistemas no convencionales surgen como respuesta de saneamiento básico de poblaciones con recursos económicos limitados, pero son sistemas poco flexibles que requieren un mayor definición y control de los caudales, de un mantenimiento intensivo y, más importante aunque la parte tecnológica, necesitan una cultura de la comunidad que acepte y controle el sistema dentro de las limitaciones que estos pueden tener.

Los sistemas de alcantarillado convencionales se clasifican así, según el tipo de agua que conduzcan:

- **Alcantarillado Separado:** un sistema de alcantarillado separado es aquel en el cual se independiza la evacuación de las aguas residuales y las lluvias se tiene entonces:
 - **Alcantarillado sanitario:** es el sistema de recolección diseñado para recolectar exclusivamente las aguas residuales domésticas e industriales.
 - **Alcantarillado pluvial:** es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación.

- **Alcantarillado Combinado:** es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales (domesticas e industriales) y las aguas lluvias.

Los sistemas de alcantarillados no convencionales se clasifican según el tipo de tecnología aplicada y en general se limitan a la evacuación de las aguas residuales.

- **Alcantarillado Simplificado:** un sistema de alcantarillado sanitario simplificado se diseña con los mismos lineamientos de un alcantarillado convencional, pero teniendo en cuenta la posibilidad de reducir diámetros y disminuir distancias entre pozos al disponer de mejores equipos de mantenimiento.
- **Alcantarillado Condominiales:** son los alcantarillados que recogen las aguas residuales de un pequeño grupo de viviendas (< 1 hectárea) y las conducen a un sistema de alcantarillado.
- **Alcantarillado sin arrastre de sólidos:** También conocidos como alcantarillados a presión, son sistemas en los cuales se eliminan los sólidos de los efluentes de la vivienda por medio de un tanque interceptor. El agua es transportada luego a una planta de tratamiento o sistema de alcantarillado convencional a través de tuberías de diámetro (por ejemplo, 2") que no tienen que seguir un gradiente de energía uniforme y que, por tanto, pueden trabajar a presión en algunos tramos.

El tipo de alcantarillado que se ha de usar depende de las características de tamaño, topografía y condiciones económicas del proyecto. Por ejemplo, en algunas localidades pequeñas, con determinadas condiciones topográficas, se podría pensar en un sistema de alcantarillado sanitario inicial, dejando correr las aguas lluvias por las calzadas de las calles. La anterior condición permite aplazar la construcción del sistema de alcantarillado pluvial hasta que el problema de las aguas lluvias sea de alguna consideración.

Unir las aguas residuales con las aguas lluvias, es decir, un alcantarillado combinado, es una solución económica inicial desde el punto de vista de la recolección, pero no lo será tanto cuando se piense en la solución global de saneamiento que incluye la planta de tratamiento de aguas residuales, ya que este caudal combinado es muy variable en cantidad y calidad, lo cual genera perjuicios en los procesos, una solución separada al problema de la conducción de aguas residuales y aguas lluvias.

4.2.2. Clasificación de las Tuberías

- **Laterales o Iniciales:** reciben únicamente los desagües provenientes de los domicilios.
- **Secundarios:** reciben el caudal de dos o más tuberías iniciales.
- **Colector Secundario:** recibe el desagüe de dos o más tuberías secundarias.
- **Colector Principal:** capta el caudal de dos o más colectores secundarios.
- **Emisario Final:** conduce todo el caudal de aguas residuales o lluvias a su punto de entrega, que puede ser una planta de tratamiento o un vertimiento a un cuerpo de agua, como un río, un lago o el mar.
- **Interceptor:** es un colector colocado paralelamente a un río o canal.

4.2.3. Otros Elementos del Alcantarillado

La red del alcantarillado, además de los colectores o tuberías, está constituida por otras estructuras hidráulicas diseñadas para permitir el correcto funcionamiento del sistema. Entre otros, se pueden mencionar las siguientes:

- Pozos de inspección
- Cámaras de caída
- Aliviaderos frontales o laterales
- Sifones invertidos
- Sumideros y rejillas
- Conexiones domiciliarias

4.2.4. Unión de Colectores

La unión de tramos de la red del alcantarillado se realiza mediante estructuras denominadas pozos de unión o pozos de inspección, que permiten el cambio de dirección en el alineamiento horizontal o vertical, el cambio de diámetro o sección, y las labores de inspección, limpieza y mantenimiento general del sistema.

La distancia máxima permitida entre pozos depende del tipo de maquinaria utilizada para el mantenimiento del alcantarillado. Si el mantenimiento es manual, la distancia máxima se limita a 100 m o 120 m, mientras que si el mantenimiento se realiza por medios mecánicos o hidráulicos, la distancia máxima permitida es del orden de 200 m. en el emisario final, debido al hecho de que en el trayecto no puede existir adición de caudales, la distancia máxima entre pozos es de 300 m.

Es posible realizar cambios de dirección mediante curvas de gran radio (especialmente en el emisario final), aprovechando la deflexión máxima permitida entre la campana y el espigo de la tubería. En estos casos deberá existir un pozo a la entrada y salida de la curva y los pozos intermedios necesarios, según la distancia máxima permitida entre ellos y el radio de la curva.

El pozo puede construirse en mampostería o concreto, en el sitio o prefabricado, y sus dimensiones están ya estandarizadas, por lo general. Tiene diversas formas geométricas, según se ilustra en la figura XX y consta generalmente de los siguientes elementos:

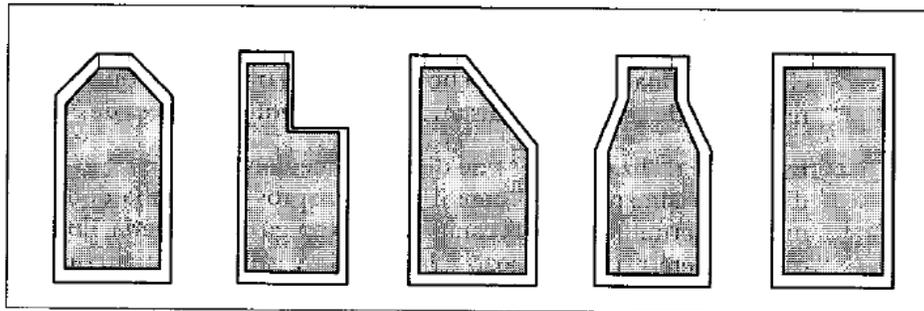
- **Tapa de Acceso:** tiene como fin permitir el acceso para la realización de las labores de limpieza y mantenimiento general de las tuberías, así como proveer al sistema de una adecuada ventilación, para lo cual tiene varios orificios. Su diámetro es generalmente de 60 cm y puede ser en hierro fundido o concreto.
- **Cilindro:** es el cuerpo principal del pozo de una altura variable, según la profundidad un espesor de 20 cm y puede alcanzar profundidades normales de hasta 4 m. El diámetro del cilindro ha de ser mínimo de 1,20 m y depende del diámetro de la tubería de salida, según se indica en la Tabla N°3. Sin embargo, debe comprobarse geoméricamente el empalme de las tuberías y el pozo con el objeto de evitar que se traslape una sobre otra.

Tabla 3 - Diámetro del Pozo Según el Diámetro de la Tubería de Salida.

DIAMETRO DE LA TUBERIA DE SALIDA	DIAMETRO DEL POZO
8" - 24" (200 mm - 600 mm)	1,20 m
26" - 30" (660 mm - 760 mm)	1,50 m
32" - 36" (800 mm - 900 mm)	1,80 m

- **Reducción Cónica:** elemento ubicado entre la tapa y el cilindro, que permite la conexión estructural de estos elementos de diámetro diferente. En la figura N°4 se presentan diversas formas de conexión.

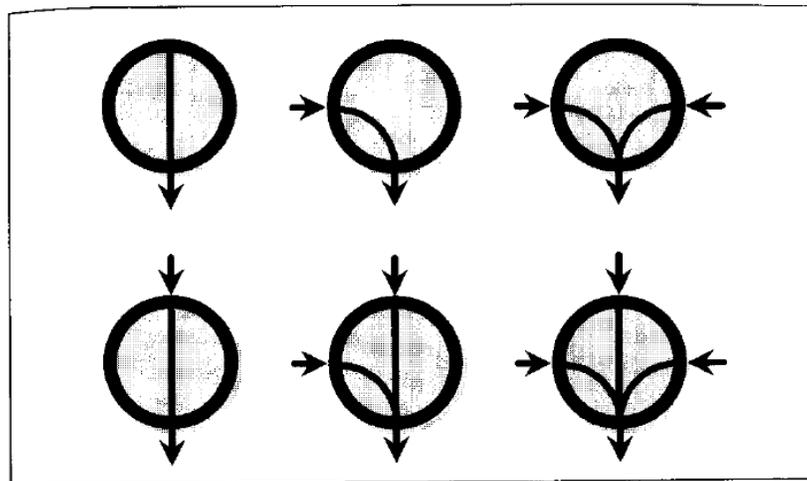
Figura 4 - Formas Típicas de Pozos de Inspección.



Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición

- **Cañuela:** en la base del cilindro se localiza la cañuela, la cual es un canal semicircular en concreto de 3.000 psi, encargado de hacer la transición de flujo entre las tuberías entrantes y el colector saliente, de acuerdo con el régimen de flujo en ellas y las pérdidas de energía ocasionadas por la unión. En la figura N°5 se indican algunas de las posibles uniones que pueden presentarse en la cañuela.

Figura 5 - Posibles Formas de Unión en la Cañuela del Pozo de Inspección.



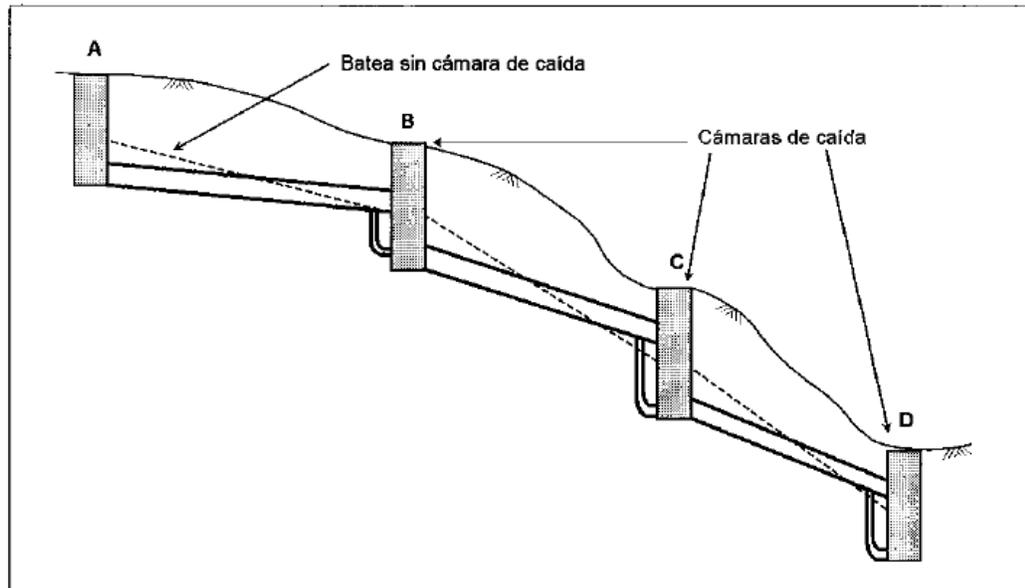
Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición

4.2.5. Cámaras de Caída

Las cámaras de caída son estructuras utilizadas para realizar la unión de colectores en alcantarillados de alta pendiente, con el objeto de evitar velocidades superiores a la máxima permitida y la posible erosión de la tubería. Su aplicación se ilustra en la figura 6, en donde la pendiente es demasiado fuerte e impide así

que los colectores puedan proyectarse paralelamente al terreno, manteniendo profundidades mínimas y cumpliendo con la velocidad máxima.

Figura 6 - Localización de las Cámaras de Caída.



Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición

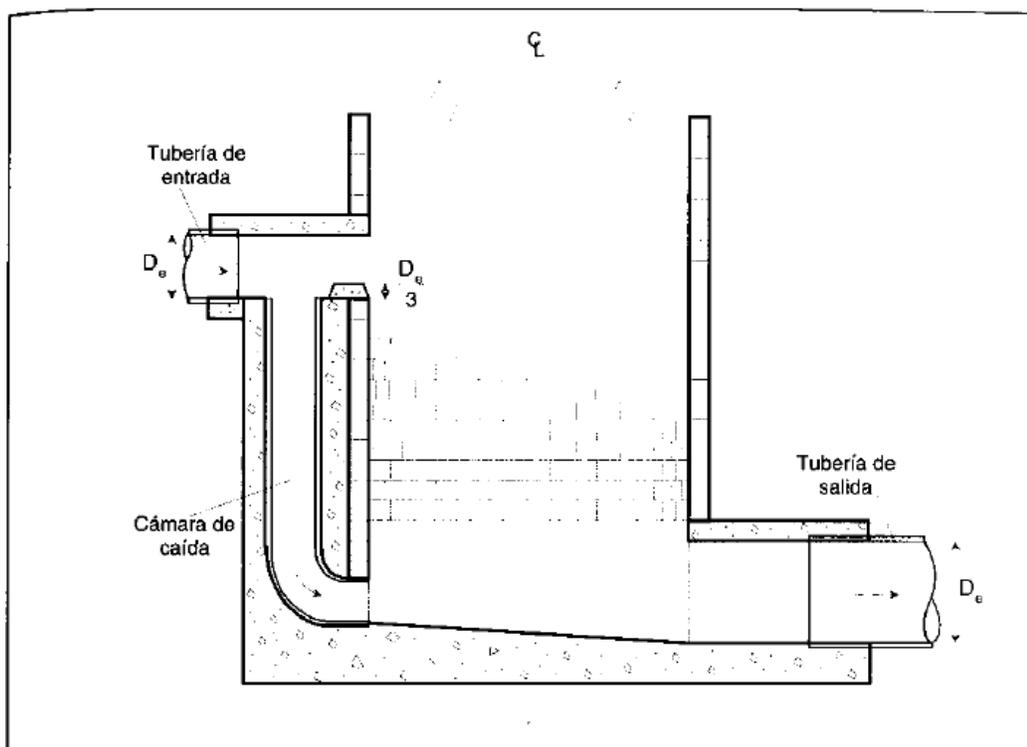
El requerimiento mínimo para el empleo del a cara de caída es que exista una diferencia mayor de 0,75 m entre las cotas de batea de las tuberías entrante y saliente (norma RAS-2000; otras normas indican 1,00 m de diferencia). En este caso, la unión se realiza a través de una bajante ubicada antes de la llegada al cilindro, cuyo diámetro se especifica en la Tabla N°4. Las demás partes constituyentes del pozo de caída son las que ya indicadas se muestra en la Figura N°7.

A dicha cámara pueden concurrir uno o varios colectores y en ella se puede hacer un cambio de dirección.

Tabla 4 - Diámetro de la Cámara de Caída en Función del Diámetro de la Tubería de Entrada.

DIAMETRO DE LA TUBERIA DE ENTRADA	DIAMETRO DEL TUBO DE CAIDA
8" - 12" (200 mm - 300 mm)	8" (200 mm)
14" - 18" (350 mm - 450 mm)	12" (300 mm)
20" - 36" (500 mm - 900 mm)	16" (400 mm)
> 36" (> 900 mm)	Estructura Especial

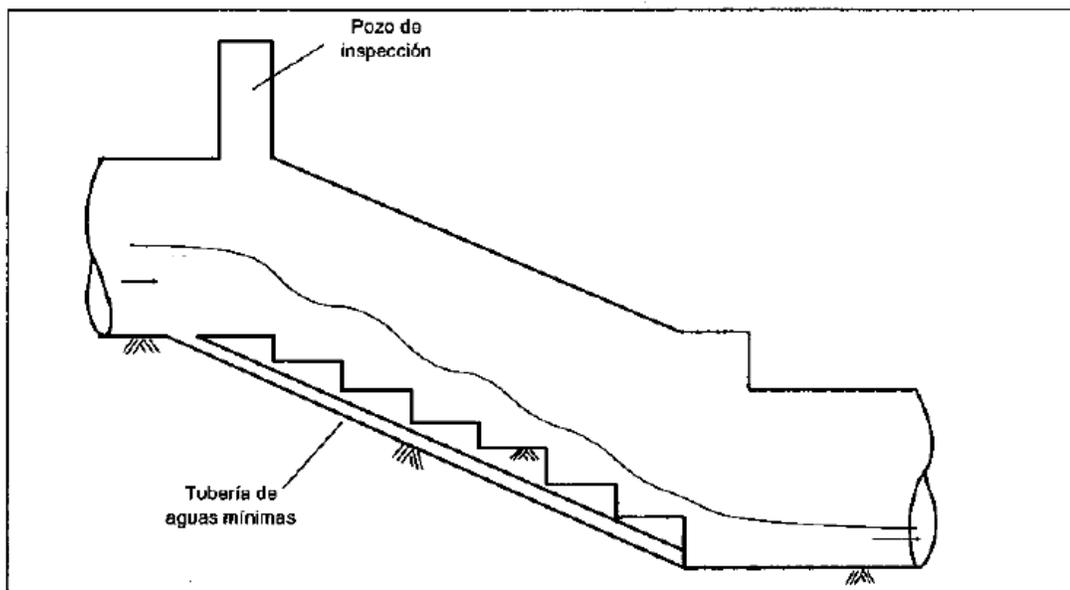
Figura 7 - Cámara de Caída.



Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición

La estructura especial utilizada para los diámetros superiores a 36" (900 mm) puede ser una estructura escalonada o en rampa, como se muestra en la Figura N°8.

Figura 8 - Cámara de Caída Escalonada.



Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª- edición

4.2.6. Normas Generales de Diseño para Alcantarillados

La mayor parte de las normas citadas corresponden al “Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico” (RAS, 2000), expedido por el Ministerio de Desarrollo Económico de la Republica de Colombia y de obligatorio cumplimiento en todo proyecto de saneamiento básico en el territorio nacional. Es posible que algunos proyectos tengan que cumplir exigencias mayores, dependiendo de la naturaleza del mismo y de la norma exigida por la entidad prestadora del servicio.

4.2.6.1. Localización de las Tuberías

- El trazado de la red de colectores debe seguir la disposición topográfica de las calles del municipio. En algunos casos se permite que pueden trazarse por los andenes, especialmente en los alcantarillados de pequeñas agrupaciones de vivienda (alcantarillados Condominiales).
- Se debe dar prioridad a la protección del sistema de acueducto en razón del riesgo de contaminación del agua potable con el agua residual. Las tuberías del alcantarillado sanitario y del acueducto deberán estar localizadas en costados opuestos de la calzada.

- La cota clave de cualquier sistema de alcantarillado debe estar por debajo de la cota de batea de la tubería del acueducto, cumpliéndose con las distancias verticales y horizontales mínimas, que en términos generales son 0,3 m y 1,0 m, respectivamente. El cruce de tuberías debe estudiarse cuidadosamente y, en caso de no poder cumplir con la distancia vertical mínima, se debe dar la protección adecuada a la red del acueducto.
- La profundidad de las tuberías de la red de alcantarillado debe ser tal que permite el desagüe por gravedad de las conexiones domiciliarias. Se deben evaluar las interferencias con otras tuberías de servicios públicos que, en determinados casos, limitan la pendiente de la red del alcantarillado.

4.2.6.2. Profundidad Mínima a la Clave de la Tubería

En general, la profundidad mínima a la clave de la tubería debe ser de 1,2 m con respecto a la rasante de la calzada. Sin embargo, en zonas verdes o de vías peatonales y de tráfico liviano, la profundidad mínima puede reducirse hasta 0,75 m. En terrenos planos, donde existen problemas de drenaje por la poca pendiente, es posible reducir la profundidad mínima teniendo en cuenta la seguridad estructural de la tubería, de acuerdo con el diseño de la zanja.

4.2.6.3. Periodo de Diseño

El periodo de diseño de las redes de tuberías de los alcantarillados sanitarios y pluviales oscila entre 15 y 25 años, dependiendo del tamaño de la población y su capacidad económica. Algunas estructuras del sistema pueden tener periodos de diseño mayores, como por ejemplo los colectores principales y emisarios finales, que deben diseñarse para un periodo mínimo de 25 años, y los canales de aguas lluvias, que pueden diseñarse hasta periodos de cien años.

4.2.6.4. Calculo Hidráulico de la Tubería

Los colectores de cualquier tipo de alcantarillado convencional se diseñan para trabajar a flujo libre por gravedad. Solo en algunos puntos específicos, tales como sifones invertidos, se permite el flujo a presión. Sin embargo, es factible el diseño de alcantarillados no convencionales, que trabajen a presión con ciertas restricciones, como el pretratamiento de las aguas residuales que han de verterse al sistema de alcantarillado.

El flujo en una tubería o canal se determina a partir de las características de desplazamiento y velocidad de una partícula del fluido. Si las características permanecen constantes en el espacio, se presentan flujo uniforme, en tanto que si

permanecen constantes en el tiempo se presenta flujo permanente. Contrariamente, se clasifica el flujo como no uniforme o no permanente.

Para efectos del dimensionamiento de tuberías en alcantarillados, es frecuente asumir el flujo uniforme y permanente. En estas condiciones, la lámina de agua es paralela al fondo de la tubería y la velocidad es constante a lo largo del trayecto, es decir, que la línea de energía es paralela a la lámina de agua. La sección de flujo en tuberías debe corresponder al diámetro interno real, según lo indique el fabricante, de acuerdo con el material y tipo de tubería.

4.2.6.5. Ecuación de Calculo

Los modelos de cálculo para flujo uniforme comúnmente utilizados son el de Chezy o el de Manning. La ecuación de Chezy es:

$$V = C(R * S)^{1/2}$$

Y la ecuación de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

En donde:

- **V** = velocidad media en la sección (m/s)
- **R** = radio hidráulico (m) = (A/P)
- **R** = radio hidráulico para la sección a tubo lleno =

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

- **A** = área de la sesión de flujo (m²)
- **P** = perímetro mojado (m)
- **D** = diámetro de la sección (m)
- **S** = pendiente dela línea de energía (m/m)
- **C** = coeficiente de resistencia al flujo de Chezy
- **n** = coeficiente de rugosidad de Manning

Aunque puede adoptarse cualquier modelo de cálculo, el modelo tradicionalmente utilizado para el diseño de colectores de diámetro pequeño (menor de 24" o 600 mm) es el correspondiente a la ecuación de Manning y por ello se utilizara en el presente texto.

La ecuación de Manning, en términos del caudal y del diámetro de la tubería, es:

$$Q = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} \right)$$

Despejando el diámetro de la tubería, se tiene:

$$D = 1,548 \left(\frac{n Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

4.2.6.6. Coeficiente de Rugosidad de Manning

La selección del coeficiente de rugosidad es una determinación crítica en el dimensionamiento de la tubería. Un valor muy alto resulta en un sobredimensionamiento y en un diseño antieconómico; por el contrario, un valor muy bajo resulta en una tubería con capacidad insuficiente para transportar el caudal de diseño. Adicionalmente, el coeficiente de rugosidad se ve influenciado por diversos factores durante la vida útil de la tubería, tales como:

- **Tipo y Número de Uniones:** dependiendo del material de la tubería, se fabrica en tramos cortos o largos, aumentando el número de uniones en el tramo.
- **Desalineamiento Horizontal del Conducto:** efecto causado por movimiento lateral del suelo o por defecto en la construcción.
- **Desalineamiento Vertical del Conducto:** causado principalmente por asentamientos diferenciales, produciendo el desempate de las juntas y fisuras en la tubería.
- **Sedimentación de Materiales:** sólidos que debido a la baja velocidad se depositan en el fondo de la tubería. Igualmente, se presenta la penetración de raíces a través de las uniones o fisuras de la tubería.
- **Reducción de la Sección de Flujo:** causada por la eventual sedimentación de material, aplastamiento de la tubería o incrustaciones.
- **Material de la Tubería:** cuando las rugosidades son menores que el espesor de la capa laminar, no afectan la resistencia al flujo; en este sentido, las tuberías de concreto, gres, plástico y fibra de vidrio son consideradas de pared lisa.

- **Crecimiento de la Película Biológica Dentro de la Tubería:** después de unos meses de funcionamiento de un alcantarillado sanitario, las paredes de la tubería se revisten de unas capas de biomasa denominada película biológica.

En alcantarillados sanitarios de pequeñas poblaciones en donde el mantenimiento suele ser muy esporádico, al igual que en alcantarillados pluviales, es posible trabajar con coeficiente de rugosidad mayores discriminando el material de la tubería, tal como se presentan en la Tabla N°5:

Tabla 5 - Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning.

MATERIAL	n
CONDUCTOS CERRADOS	
Asbesto - Cemento	0,011 - 0,015
Concreto Prefabricado Interior Liso	0,011 - 0,015
Concreto Prefabricado Interior Rugoso	0,015 - 0,017
Concreto Fundido en Sitio, Formas Lisas	0,012 - 0,015
Concreto Fundido en Sitio, Formas Rugosas	0,015 - 0,017
Gres Vitrificado	0,011 - 0,015
Hierro Dúctil Revestido Interiormente con Cemento	0,011 - 0,015
PVC, Polietileno y Fibra de Vidrio de Interior Liso	0,010 - 0,015
Metal Corrugado	0,022 - 0,026
Colectores de Ladrillo	0,013 - 0,017
CONDUCTOS ABIERTOS	
Canal Revestido en Ladrillo	0,012 - 0,018
Canal Revestido en Concreto	0,011 - 0,020
Canal Excavado	0,018 - 0,050
Canal Revestido Rip-Rap	0,020 - 0,035

FUENTE: RAS 2000, Título D – Tabla D.2.2.

4.2.6.7. Caudal de Aguas Residuales Domesticas

El punto de partida para la cuantificación de este aporte es el caudal medio diario, el cual se define como la contribución durante un periodo de 24 horas, obtenida como el promedio durante un año. Cuando no se dispone de datos de aportes de aguas residuales, lo cual es usual en la mayor parte de los casos, se debe cuantificar este aporte con base en el consumo de agua potable obtenido del diseño del acueducto. El resultado final es un caudal en L/s*ha para la población en general o para cada zona del estudio de planeación de la población.

$$Q = \frac{CR * C * P}{86400}$$

En donde:

Q = caudal medio de aguas residuales domesticas (L/s).

CR = coeficiente de retorno.

C = consumo neto de agua potable (L/hab*d).

D = densidad de población de la zona (hab/ha).

A = área de drenaje de la zona (ha).

P = número de habitantes de la zona.

4.2.6.8. Coeficiente de Retorno

Este coeficiente tiene en cuenta el hecho de que no toda el agua consumida dentro del domicilio es devuelta alcantarillado, en razón de sus múltiples usos como riego, lavado de pisos, cocina y otros. Se puede establecer, entonces, que solo un porcentaje del total de agua consumida se devuelve alcantarillado. Este porcentaje es el llamado “coeficiente de retorno”, el que estadísticamente fluctúa entre 65% y 85%.

4.2.6.9. Densidad de Población

La densidad de población se define como el número de personas que habitan en una extensión de una hectárea. Un estudio de densidad de población debe reflejar su distribución de manera zonificada, la densidad actual y la máxima densidad esperada (densidad de saturación); hay que valorar este último, con el cual se debe diseñar el sistema de alcantarillado, y con la densidad actual verificar el comportamiento hidráulico del sistema.

4.2.6.10. Caudal de Aguas Residuales Industriales (Q_I)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de aguas residuales industriales Q_I deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimativos de ampliaciones y consumos futuros. Para cualquier nivel de complejidad del sistema, es necesario elaborar análisis específicos de aportes industriales de aguas residuales, en particular para zonas netamente industriales e industrias medianas y grandes, ubicadas en zonas residenciales y comerciales. En cada caso, debe considerarse la naturaleza de los residuos industriales, y su aceptación al sistema de alcantarillado estará condicionada por la legislación

vigente con respecto a vertimientos industriales. Es necesario hacer consideraciones de velocidad mínima con base en el tipo de desechos para evitar obstrucciones. Sin embargo, para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales pueden utilizarse los valores mostrados en la Tabla N°6 de caudal por hectárea de área bruta de industria.

Tabla 6 - Contribución Industrial.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	CONTRIBUCION INDUSTRIAL (L/s*ha)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio Alto	0,8
Alto	1,0 - 1,5

FUENTE: RAS 2000, Título D – Tabla 3.3.2.

4.2.6.11. Caudal de Aguas Residuales Comerciales (Qc)

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales QC debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial, utilizando como base los valores de la Tabla N°7.

Tabla 7 - Contribución Comercial.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	CONTRIBUCION COMERCIAL (L/s*ha)
Cualquier	0,4 - 0,5

FUENTE: RAS 2000, Título D – Tabla D.3.3.

4.2.6.12. Caudal de Agua Residual Institucional (QIN)

El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. En consecuencia, los aportes de aguas residuales institucionales QIN deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la Tabla N°8.

Tabla 8 - Contribución Institucional.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	CONTRIBUCION INSTITUCIONAL (L/s*ha)
Cualquier	0,4 - 0,5

4.2.6.13. Caudal de Infiltración (Q_{INF})

El caudal de infiltración es producido por la entrada del agua que se encuentra por debajo del nivel freático del suelo a través de las uniones entre tramos de tuberías, de fisuras en el tubo y en la unión con las estructuras de conexión como los pozos de inspección.

Este aporte adicional se estima con base en las características de permeabilidad del suelo en el que se ha de construir el alcantarillado sanitario. Puede expresarse por metro lineal de tubería o por su equivalente en hectáreas de área drenada. En la Tabla N°9 se presentan algunos valores de infiltración que pueden usarse, siempre y cuando no se disponga de información de campo.

Tabla 9 - Aportes por Infiltración en Redes de Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	INFILTRACION ALTA (L/s*ha)	INFILTRACION MEDIO (L/s*ha)	INFILTRACION BAJA (L/s*ha)
Bajo y Medio	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2
Medio Alto y Alto	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2

4.2.6.14. Caudal de Conexiones Erradas (Q_{CE})

El aporte de caudal por conexiones erradas en un alcantarillado sanitario proviene en especial de las conexiones que equivocadamente se hacen de las aguas lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas.

Existen diversos criterios para estimar el aporte por conexiones erradas. La subestimación de este parámetro puede traer consecuencias sanitarias a la población, debido a que en el momento de presentarse precipitaciones extremas es posible que se sobrepase la capacidad de transporte del colector y las aguas residuales diluidas salgan a la superficie a través de los pozos o de las mismas conexiones domiciliarias.

4.3. SISTEMAS ANAEROBIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El proceso anaerobio o fermentación lo definió Pasteur como la vida sin aire. Es la descomposición u oxidación de compuestos orgánicos, en ausencia de oxígeno

libre, para obtener la energía requerida para el crecimiento y mantenimiento de los organismos anaerobios. El proceso anaerobio es menos eficiente en producción de energía que el aerobio, puesto que la mayoría de la energía liberada en el catabolismo anaerobio proveniente de la sustancia descompuesta aún permanece en los productos finales orgánicos reducidos como el metano, generándose una cantidad de biomasa mucho menor que la producida en el proceso aerobio.

En el tratamiento anaerobio se puede considerar, por tanto, que ocurren los procesos básicos de la descomposición anaerobia, es decir, Desnitrificación de nitratos, respiración de sulfatos, hidrolisis y fermentación acetogénica y metanogénica.

La estabilización o remoción biológica anaerobia de DBO ocurre en la etapa de formación de metano, porque este es poco soluble en el agua y se evapora con el gas que sale del reactor. En términos de DQO, la producción de metano en la digestión anaerobia fue esquematizada por McCarty, según dicho esquema, aproximadamente un 72% del metano formado proviene de la descomposición del acetato por las bacterias acetoclásticas, un 13% del ácido propiónico y un 15% de otros productos intermedios. Según McCarty las condiciones óptimas para un proceso anaerobio eficiente son las siguientes:

- Nutrientes suficientes.
- pH entre 6,5 y 7,6
- Temperatura en el intervalo mesofílico de 30 – 38°C o en el intervalo termofílico de 50 – 60°C
- Ausencia de oxígeno
- Ausencia de sustancias tóxicas

Los usos principales del tratamiento biológico anaerobio son el de remoción de materia orgánica de las aguas residuales y el de oxidación y estabilización de lodos orgánicos o biosólidos producidos en el tratamiento biológico.

Desde 1850 Mours inició el desarrollo del diseño de tanques para separar y retener sólidos. La primera observación de la producción de metano, al licuar sólidos de aguas residuales, la hizo Donald Cameron al construir el primer tanque séptico en Exeter (Inglaterra), en 1895. En 1904 Travis introdujo el primer tanque con cámaras independientes para sedimentación y digestión de lodos, en Hampton (Inglaterra); en este mismo año Karl Imhoff obtuvo la patente para el tanque que lleva su nombre.

Tabla 10 - Procesos Anaeróbicos de Tratamiento de Aguas Residuales y Biosólidos.

TIPO	NOMBRE COMUN	USO
Crecimiento suspendido	Digestión anaerobia: tasa estándar, tasa alta, una y dos etapas. Proceso anaerobio de contacto.	Estabilización, remoción de DBOC, remoción de SSV. Remoción de DBOC.
Hibrido	Lagunas anaerobias.	Remoción de DBOC, remoción de SS.
	Tanque séptico	Tratamiento primario, remoción de grasas, remoción de DBOC, remoción de sólidos suspendidos.
	Proceso de flujo ascensional y manto de lodos anaerobio; PAMLA, RAFA o UASB.	Remoción de DBOC, remoción de SS.
	Tanque Imhoff	Remoción de grasas, remoción de DBOC, remoción de SS y digestión anaerobia de dichos sólidos.
Crecimiento Adherido	Filtro anaerobio	Remoción de DBOC, estabilización
	Procesos de lecho fluidizado	Remoción de DBOC
	Procesos de lecho expandido	Remoción de DBOC

Los procesos de tratamiento anaerobio tienen aplicación principalmente en aguas residuales de concentración alta, con DBO mayor a 1000 mg/L, donde los compuestos orgánicos y el CO₂ se usan como aceptadores finales de electrones, para que las bacterias metanogénicas produzcan metano, el cual tiene un valor calorífico de aproximadamente 36500 kJ/m³. Si la variación de carga o caudal es mayor de cuatro se recomienda proveer un tanque de igualamiento.

Para aguas residuales con contenido de sólidos predominantemente solubles, se considera aceptable suponer una eficiencia de tratamiento como la siguiente:

Tabla 11 - Rendimiento Típico de los Procesos Anaerobios.

PARAMETRO	VALOR
Remoción de DBO (%)	80 - 90
Remoción de DQO (mg/L)	1,5 x DBO removida
Producción de biogás	0,5 m ³ /kg de DQO removida
Producción de metano	0,35 m ³ /kg de DQO removida

Producción de lodo	0,05 - 0,10 kg SSV/g DQO removida
--------------------	--------------------------------------

La edad mínima de lodos requerida en un reactor anaerobio no depende grandemente de la naturaleza del agua residual, a menos que contengan contaminantes tóxicos. En aguas residuales con gran proporción de material orgánico particulado, la hidrólisis de dicho material insoluble puede constituir la etapa limitante del proceso y requerir edades de lodos de cuatro a diez días para el intervalo mesofílico. Para fermentación anaerobia de residuos solubles, con acetato como el principal contaminante orgánico, se requieren edades de lodos de 2,5 a 5 días porque el crecimiento de las bacterias acetotróficas metanogénicas constituye la etapa limitante.

La eficiencia del proceso anaerobio es función de la edad de lodos, por ello se recomiendan los valores siguientes:

Tabla 12 - Edades de Lodos para Diseño.

TEMPERATURA DE OPERACIÓN (°C)	MINIMA (DIAS)	DISEÑO (DIAS)
18	11	28
24	8	20
29	6	14
35	4	10
41	4	10

4.3.1. Unidades del Sistema Anaerobio

4.3.1.1. Tanque Imhoff

El tanque Imhoff es un sistema de tratamiento anaerobio de dos pisos. El tanque consta de un comportamiento inferior para digestión de los sólidos sedimentados y de una cámara superior de sedimentación. Los sólidos sedimentados pasan a través de la abertura del compartimiento superior hacia la zona de digestión. La espuma se acumula en la zona de sedimentación y en las zonas de ventilación adyacentes a las cámaras de sedimentación. El gas producido en el proceso de digestión, en la cámara de lodos, escapa a través de la zona de ventilación. Entre las ventajas del tanque Imhoff se señalan las siguientes:

- Simple de operar

- No requiere personal técnico especializado
- La operación consiste en remover diariamente la espuma y en descargarla sobre la zona de ventilación, así como en extraer periódicamente los lodos hacia los lechos de secado.

La remoción de sólidos suspendidos puede ser de 45 a 70% y la reducción de DBO de 25 a 50%. Sin embargo, la remoción es variable, dependiendo de las características del residuo y de las condiciones de diseño y de operación.

4.3.1.2. Tanque Séptico

El tanque séptico se caracteriza porque en él la sedimentación y la digestión ocurren dentro del mismo tanque; con lo anterior, se evitan los problemas de complejidad de construcción y excavación profunda del tanque Imhoff. La función más utilizada del tanque séptico es la de acondicionar las aguas residuales para disposición subsuperficial en lugares donde no existe un sistema de alcantarillado sanitario. En estos casos sirve para:

- Eliminar sólidos suspendidos y material flotante.
- Realizar el tratamiento anaerobio de los lodos sedimentados.
- Almacenar lodos y material flotante.

La remoción de DBO en un tanque séptico puede ser del 30 – 50%, de grasas y aceites un 70 – 80%, de fósforo un 15% y de un 50 – 70% de SS, para aguas residuales domésticas típicas. Para la localización de un tanque séptico se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios:

- Para proteger las fuentes de agua, el tanque debe localizarse a más de 15 m de cualquier fuente de abastecimiento.
- El tanque debe encontrarse a una distancia mayor de 2 m de cualquier fuente de abastecimiento.
- El tanque debe estar expuesto a inundación y debe disponer de espacio suficiente para la construcción del sistema de disposición o tratamiento posterior a que haya lugar.
- El tanque debe tener acceso apropiado para que su limpieza y mantenimiento sean fáciles.

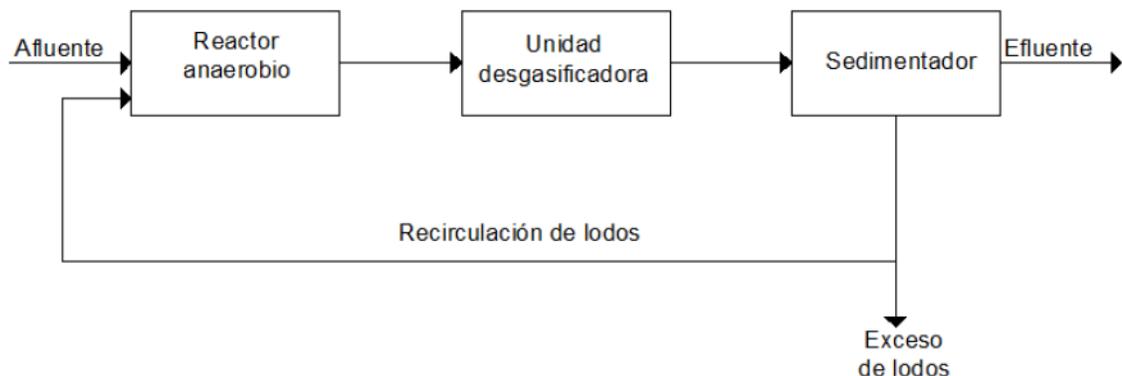
4.3.1.3. Proceso Anaerobio de Contacto

En el proceso anaerobio de contacto se mezclan aguas residuales crudas con lodos recirculados y se digieren en un reactor sellado, sin entrada de aire.

Este proceso fue desarrollado en 1955 por Schroepper y otros, para tratar aguas residuales con tiempos de retención cortos y edades de lodos prolongadas. El proceso es considerado muy sensible y de control difícil, no apropiado para tratar afluentes de concentración muy variable. Se recomienda mantenerlo con carga hidráulica y carga orgánica relativamente constante, para evitar problemas operacionales.

El contenido del reactor se mezcla completamente, por medio de agitadores mecánicos o por la inyección de biogás, y el efluente del mismo se separa en un tanque de sedimentación o de flotación. El sobrenadante del sedimentador se descarga o se trata adicionalmente; el lodo anaerobio sedimentado se recircula al reactor. La existencia de la recirculación de sólidos permite incrementar la edad de lodos, en forma semejante a la de un proceso de lodos activados.

Figura 9 - Proceso Anaeróbico de Contacto.



Fuente: Romero Rojas Jairo- Tratamiento de aguas residuales 3ª- edición

En el proceso anaerobio de contacto pueden presentarse problemas de flotación del lodo, debido a la adherencia de las burbujas de gas formando en los flocs biológicos, haciendo necesario considerar un proceso de flotación como alternativa para separar el efluente. También se ha utilizado un mecanismo de desgasificación: arrastre del gas, agitación o vacío, antes del sedimentador, para mejorar la sedimentabilidad del lodo. En general, la cantidad de lodo disponible es mínima.

4.3.1.4. Proceso Ascensional de Manto de Lodos Anaerobio

El reactor o proceso de flujo ascensional y manto de lodos anaerobio, conocido en inglés como UASB y en español como RAFA o PAMLA, es un proceso en el cual el agua residual se introduce por el fondo del reactor y fluye a través de un manto de lodos conformado por granos biológicos o partículas de microorganismos. El proceso fue desarrollado por Lettinga y otros en 1980, y aplicado en Holanda para el tratamiento de residuos de concentraciones media y alta de origen agrícola, tales como las aguas residuales del azúcar de remolacha.

La estructura de los gránulos depende de la naturaleza del sustrato; entre los microorganismos importantes para formar un buen granulo se considera importante la bacteria acetoclástica *Methanotrix*. El UASB es un reactor económico cuando se forma un lodo de buen asentamiento, lo cual es factible con aguas residuales ricas en carbohidratos como las de las industrias de almidón, azúcar, papa, cervecerías y papel.

En este caso el tiempo de retención hidráulica depende principalmente de la temperatura. Los siguientes son los valores recomendados:

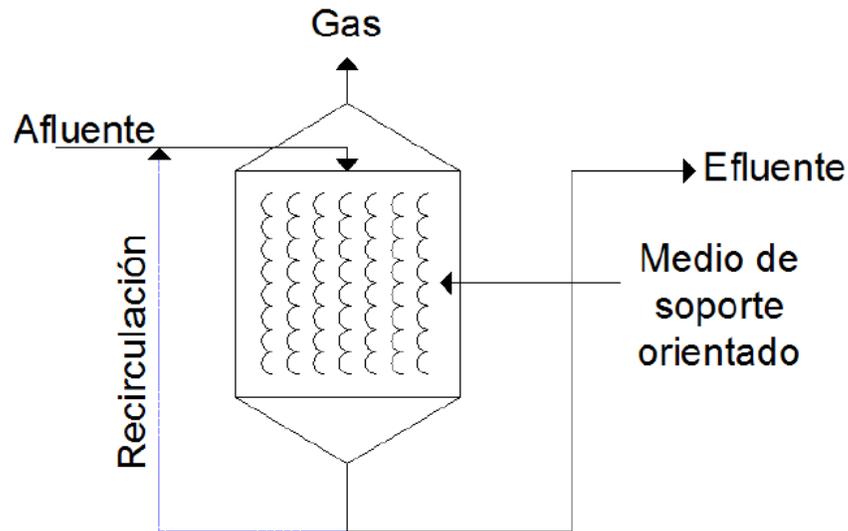
- Para temperaturas de 16 a 19°C (10-14 horas)
- Para temperaturas de 22 a 26°C (7-9 horas)
- Para temperaturas mayores de 26°C (>6 horas)

4.3.1.5. Filtro Anaerobio de Flujo en Descenso

El reactor de película fija y flujo en descenso, anaerobio, fue desarrollado en Canadá. En este reactor las bacterias crecen sobre superficies orientadas verticalmente, con el afluente aplicado por la parte superior del tanque y con el efluente extraído por el fondo. El proceso es semejante al filtro anaerobio de flujo ascendente, pues utiliza medios de arcilla o de poliéster con canales de 1 a 2,5 cm y áreas específicas de 100 a 150 m²/m³ con volumen de vacíos del 60 al 90% del volumen total del reactor.

El flujo descendente y los canales verticales permiten tratar aguas residuales con sólidos suspendidos. Entre sus ventajas se señalan las de soportar cargas volumétricas altas con tiempos hidráulicos de retención bajos y su estabilidad ante cargas choque, mientras que entre las desventajas se tienen las de pérdida posible de sólidos suspendidos en el efluente, medio de soporte de crecimiento biológico costoso y necesidad de recirculación.

Figura 10 - Lecho Fijo de Flujo en Descenso.

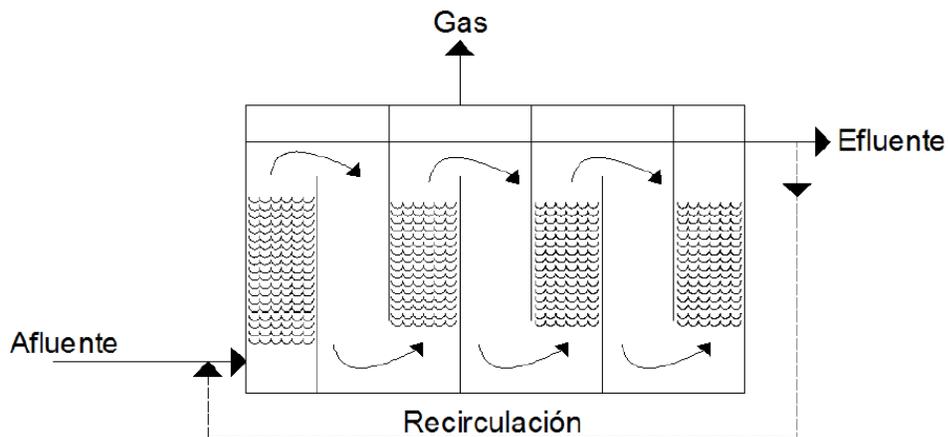


Fuente: Romero Rojas Jairo- Tratamiento de aguas residuales 3^a- edición

4.3.1.6. Reactor Anaerobio de Pantallas

El reactor anaerobio de pantallas, en el cual el agua fluye por encima y por debajo de una serie de pantallas, surgió en 1980 cuando se evaluó el reactor biológico rotatorio de los discos no era necesario. En este reactor, la biomasa sube y cae pero sin movimiento horizontal a través del reactor, para que las bacterias permanezcan dentro del tanque.

Figura 11 - Reactor Anaerobio de Pantallas.



Fuente: Romero Rojas Jairo- Tratamiento de aguas residuales 3^a- edición

El reactor anaerobio de pantallas, en el cual el agua fluye por encima y por debajo de una serie de pantallas, surgió en 1980 cuando se evaluó el reactor biológico

rotatorio de los discos no era necesario. En este reactor, la biomasa sube y cae pero sin movimiento horizontal a través del reactor, para que las bacterias permanezcan dentro del tanque.

El reactor anaerobio de flujo en pistón (RAP) es una modificación del reactor anaerobio de pantallas, abierto al aire, con medio de plástico de porosidad alta para soporte de crecimiento biológico, dotado de pantallas que obligan al efluente a subir y bajar dentro del tanque y de un sedimentador para remover los sólidos suspendidos del efluente.

4.3.2. Control y Monitoreo

Generalmente el proceso anaerobio requiere más control y monitoreo que el proceso aerobio. Para un control apropiado hay que determinar pH, DQO, SSV, alcalinidad, ácidos volátiles y composición del gas. Para determinar ácidos volátiles y composición del gas se necesita un cromatógrafo de gas, puesto que este es factible determinar el contenido de metano y CO₂ del gas.

La operación en el rango termofílico requiere calentamiento y no es recomendable por el alto consumo de energía. Preferiblemente, la temperatura debe ser estable para obtener una operación sin sobresaltos y, en consecuencia, estable.

El arranque o puesta en marcha de un reactor anaerobio toma generalmente un largo periodo debido a la baja tasa de crecimiento de las bacterias metanogénicas, a la necesidad de adaptación al sustrato y a crear un floc o un lodo granulado o película activa en concentración suficiente. El arranque puede requerir varios meses, aun en los casos en que se utilizan semillas importadas de otros reactores con actividades metanogénicas mayores de 0,6 g DQO – CH₄/g SSV.d.

4.3.3. Ventajas

- Tasa baja de síntesis celular y, por consiguiente poca producción de lodos.
- El lodo producido es razonablemente estable y puede secarse y disponerse por métodos convencionales.
- No requiere oxígeno. Por tanto, usa poca energía eléctrica y es especialmente adaptable a aguas residuales de alta concentración orgánica.
- Produce metano, el cual puede ser útil como energético. El metano tiene un valor calorífico de aproximadamente 36500 kJ/m³. El biogás de los digestores contiene aproximadamente un 65% de metano y un valor calorífico de solo 22400 kJ/m³, muy inferior al gas natural, mezcla de metano, propano y butano, con un valor calorífico de 37300 kJ/m³.

- Tiene requerimientos nutricionales bajos.

4.3.4. DESVENTAJAS

- Para obtener grados altos de tratamiento requiere temperaturas altas.
- El medio es corrosivo.
- Tiene riesgos de salud por H₂S.
- Exige un intervalo de operación de pH bastante restringido.
- Requiere concentraciones altas de alcalinidad.
- Es sensible a la contaminación con oxígeno.
- Puede presentar olores desagradables por H₂S, ácidos grasos y amidas.

4.4. SISTEMAS AEROBIOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El proceso aerobio es un proceso de respiración de oxígeno en el cual el oxígeno libre es el único aceptador final de electrones; el oxígeno es reducido y el carbono es oxidado, al igual que la materia orgánica o inorgánica. Todos los organismos que usan oxígeno libre como aceptador de electrones son aerobios.

Usualmente, las bacterias son los organismos más importantes en el tratamiento aerobio de las aguas residuales porque son excelentes oxidadores de la materia orgánica y crecen bien en aguas residuales siendo capaces de formar una capa floculenta gelatinosa de muy buenas características para la remoción de la materia orgánica. Tanto en los procesos de lodos activados como en filtros percoladores son comunes: *Zooglea ramigera*, *Pseudomonas*, *Flavobacterium* y *Alcaligenes*.

4.4.1. Aireación

La aireación es el proceso mediante el cual el agua se pone en contacto íntimo con el aire para modificar las concentraciones de sustancias volátiles contenidas en ella. Su función principal, en el tratamiento de aguas residuales, consiste en proporcionar oxígeno y mezcla en los procesos de tratamiento biológico aerobio. Las funciones más importantes de la aireación, son:

- Transferencia de oxígeno disuelto
- Remoción de sustancia volátiles productoras de olores y sabores
- Remoción de dióxido de carbono
- Remoción de H₂S
- Remoción de hierro y manganeso
- Remoción de metano, cloro y amoníaco
- Remoción de compuestos orgánicos volátiles

Los procesos de tratamiento biológico aerobio, como los procesos de lodos activados, requieren concentraciones de oxígeno disuelto –generalmente de 0,2 a 2,0 mg/L- con el fin de asegurar un suministro apropiado de oxígeno para el consumo de los microorganismos responsables del tratamiento. Sin embargo, los requerimientos de mezcla generalmente determinan la potencia requerida de los equipos de aireación.

4.4.2. Equipos de Aireación

Los equipos de aireación empleados en el tratamiento de aguas residuales son de tres tipos:

- Equipos de aireación difusa o de aire comprimido, en los que el aire se rompe en burbujas y se dispersa a través del tanque.
- Sistemas de turbina, en los cuales se dosifica aire debajo de las paletas de rotación de un impulsor sumergido.
- Sistemas de aireación superficial, en los cuales un equipo colocado en la superficie del agua ejecuta la transferencia de oxígeno mediante turbulencia superficial y aspersion del agua.

La aireación difusa se define como la inyección de gas, aire u oxígeno, bajo presión, por la parte inferior de la superficie libre del fluido. Los difusores lanzan, a través del agua o fluido, burbujas de aire provenientes de toberas o distribuidores colocados en el fondo del tanque de aireación.

La aireación difusa se ha empleado desde comienzos del siglo XX, para tratamiento de aguas residuales, introduciendo el aire a través de tuberías perforadas localizadas en el fondo del tanque de aireación. Desde 1916 se usan difusores de placas porosas en el proceso de lodos activados y sistemas de orificios fijos y burbuja grande.

Los difusores se usan en tanques con profundidades de 2,5 a 5,0 m, ancho entre tres y nueve metros y una relación de ancho/profundidad menor de dos para asegurar una mezcla apropiada. Se colocan a lo largo de una pared del tanque para producir mezcla apropiada.

4.4.3. Tipos de Sistemas Aerobios de Tratamiento de Aguas Residuales

4.4.3.1. Lodos Activados

El proceso de lodos activados fue desarrollado en Inglaterra, en 1914, por Arden y Lockett. Todos los procesos de lodos activados tienen en común el contacto de aguas residuales con floc biológico previamente formado en un tanque de

aireación. El lodo activado consiste en una masa floculenta de microorganismos, materia orgánica muerta y materiales inorgánicos; tiene la propiedad de poseer una superficie altamente activa para la adsorción de materiales coloidales y suspendidos, a la cual debe su nombre de activado.

Las bacterias constituyen el grupo más importante de microorganismos, en el proceso de lodos activados, por su función en la estabilización del material orgánico y en la formación del floc de lodo activo. Se ha encontrado una gran variedad de especies de bacterias en lodos activados, siendo muy comunes la de los géneros Alcaligenes flavobacterium, Bacillus y Pseudomonas. En el proceso de purificación son importantes las bacterias nitrificantes; tales como Nitrosomonas y Nitrobacter, al igual que la Zooglea ramigera, considerada por algunos autores como organismo principal en la formación del lodo activo por su gran habilidad para formar floc biológico, sin que esto indique que es el único organismo capaz de formar floc. Básicamente, la comunidad de los lodos activados puede ser muy variable y depende de:

- Naturaleza del suministro alimenticio
- Concentración del alimento
- Turbulencia
- Temperatura
- Tiempo de aireación
- Concentración de lodos

Las aguas residuales crudas fluyen en el tanque de aireación con su contenido de materia orgánica (DBO) como suministro alimenticio. Las bacterias metabolizan los residuos produciendo nuevas bacterias, utilizando oxígeno disuelto y liberando dióxido de carbono. Los protozoos consumen bacterias para obtener energía y reproducirse.

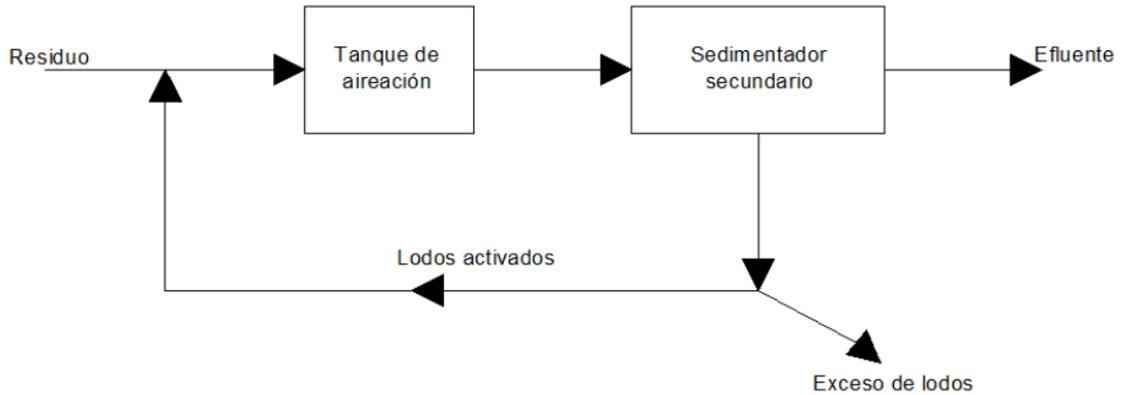
4.4.3.1.1. Sistema Convencional de Lodos Activados

El esquema específico de flujo del proceso biológico convencional de lodos activados (tanque de aireación, sedimentador y recirculación de lodos activados). Los lodos recirculados y el agua residual proveniente del sedimentador primario, si lo hay, entran en el tanque de aireación, donde son aireados y mezclados a medida que la mezcla líquida (lodos + agua residual) fluye a lo largo del tanque.

Los microorganismos estabilizan aeróbicamente la materia orgánica en el tanque de aireación y fluyen al sedimentador secundario donde el floc biológico es separado del agua residual, dejando un efluente claro de bajo contenido orgánico.

Una porción de los lodos es recirculada al tanque de aireación como simiente y, el exceso, enviado al sistema de tratamiento y disposición de lodos.

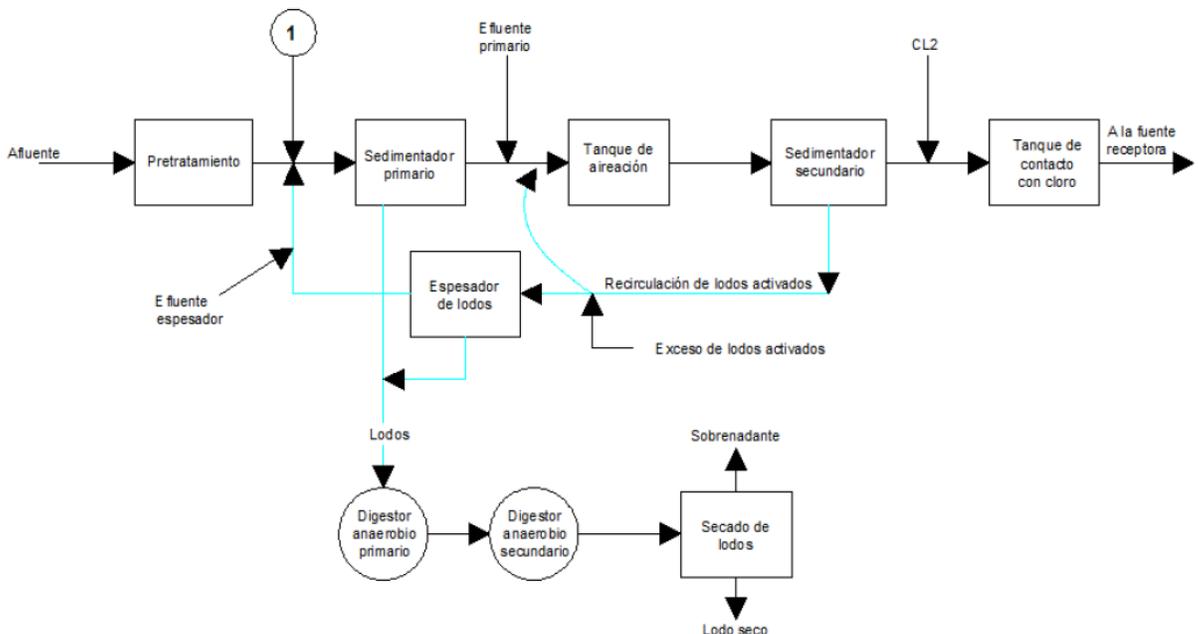
Figura 12 - Proceso Convencional de Lodos Activados.



Fuente: Romero Rojas Jairo- Tratamiento de aguas residuales 3ª- edición

El tamaño del tanque de aireación, en un proceso de lodos activados, debe ser suficiente para permitir que los microorganismos alcancen la fase endógena durante los periodos de caudal máximo y máxima carga orgánica. Si el tanque de aireación no es lo suficientemente grande como para que esto ocurra el efluente se hará turbio, pues se perderán microorganismos.

Figura 13 - PTAR de Tipo, Lodos Activados.



Fuente: Romero Rojas Jairo- Tratamiento de aguas residuales 3ª- edición

4.4.3.2. Control Operativo

El control operativo busca, entre otros, los siguientes efectos:

- Mejorar las características de sedimentabilidad de los lodos.
- Mantener una concentración óptima de biomasa en el reactor biológica.
- Obtener una nitrificación más rápida en el reactor.
- Posibilidad de aplicar cargas hidráulicas más altas al sedimentador sin disminuir su eficiencia.
- Mejorar la eficiencia de tratamiento del proceso.

Los controles operativos más utilizados son:

- Mantener un índice volumétrico de lodos (IVL) menor de 150 mL/g, aunque cada planta tiene un valor específico óptimo de IVL, el cual debe determinarse de acuerdo con la experiencia operativa previa.
- Mantener una relación alimento/microorganismos apropiada.
- Mantener una edad óptima de lodos.
- Identificar los grupos principales de microorganismos de los lodos activados y establecer su abundancia relativa para evaluar la calidad del lodo.

4.4.3.3. Zanjas de Oxidación

El zanjón de oxidación es un proceso de lodos activados, del tipo de aireación prolongada, que usa un canal cerrado, con dos curvas, para la aireación y mezcla. Como equipo de aireación y circulación del licor mezclado usa aireadores mecánicos del tipo cepillos horizontales, de jaula o de discos.

La planta típica de un zanjón de oxidación no incluye sedimentación primaria, utiliza un solo canal concéntrico, un sedimentador secundario y lechos de secado de lodos. Los canales de aireación tienen profundidades entre 1,2 y 1,8 m con paredes laterales a 45°; sin embargo, se construyen también canales más profundos de 3 a 3,6 m. En general el zanjón se reviste de concreto o de otro material apropiado para prevenir la erosión y la infiltración.

El zanjón de oxidación, adecuadamente diseñado y operado, provee remociones promedio de DBO y SS mayores del 85% con aguas residuales municipales; tienen capacidad de efectuar un nivel alto de nitrificación por el tiempo de retención prolongado (24 horas) y contar con edades de lodos mayores de diez días.

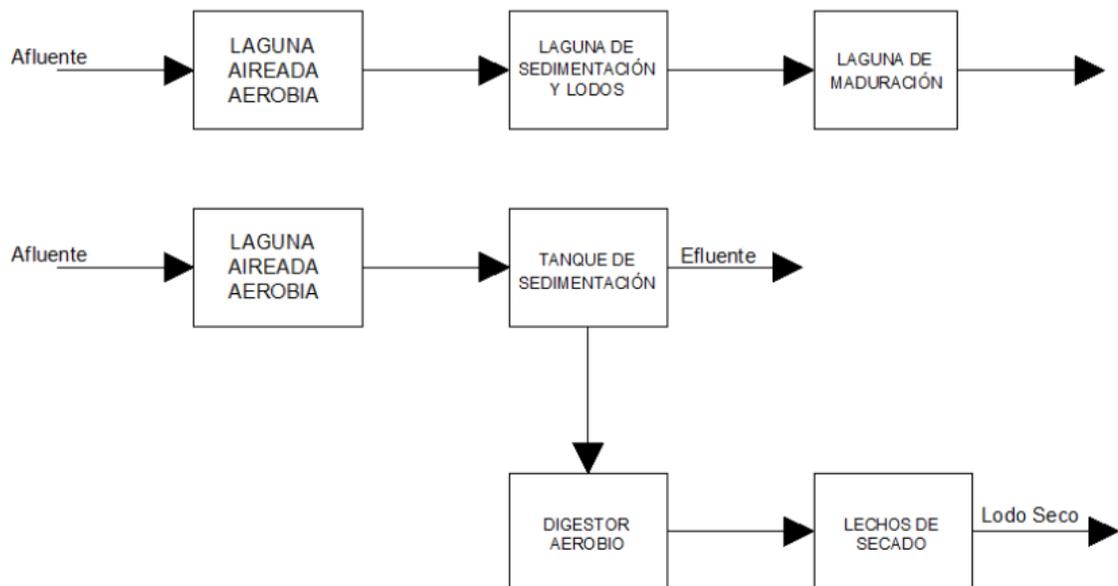
4.4.3.4. Lagunas Aireadas

Una laguna aireada es un estanque de 2 a 5 m de profundidad hecho para el tratamiento biológico de aguas residuales. En el sistema de tratamiento se usa un equipo de aireación mecánica con el objeto de suministrar oxígeno y mezcla.

Las lagunas aireadas facultativas son las más usadas porque producen un buen efluente, los niveles de potencia son inferiores, requieren control mínimo y la remoción de lodos es poco frecuente, cada diez años o más.

Las lagunas aireadas surgieron, alrededor de 1957, como solución a los problemas de malos olores existentes en lagunas naturales de oxidación sobrecargadas excesivamente y para mejorar la calidad de los efluentes. Un sistema de tratamiento de aguas residuales, con lagunas aireadas, permite obtener remociones de DBO mayores del 90% y remociones de coliformes fecales de 90 al 95%, con periodos de aireación de 2 a 6 días.

Figura 14 - Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales con Lagunas Aireadas.



Fuente: Romero Rojas Jairo- Tratamiento de aguas residuales 3ª- edición

4.4.4. Ventajas

- Ausencia de olores.
- Mineralización de todos los compuestos biodegradables.

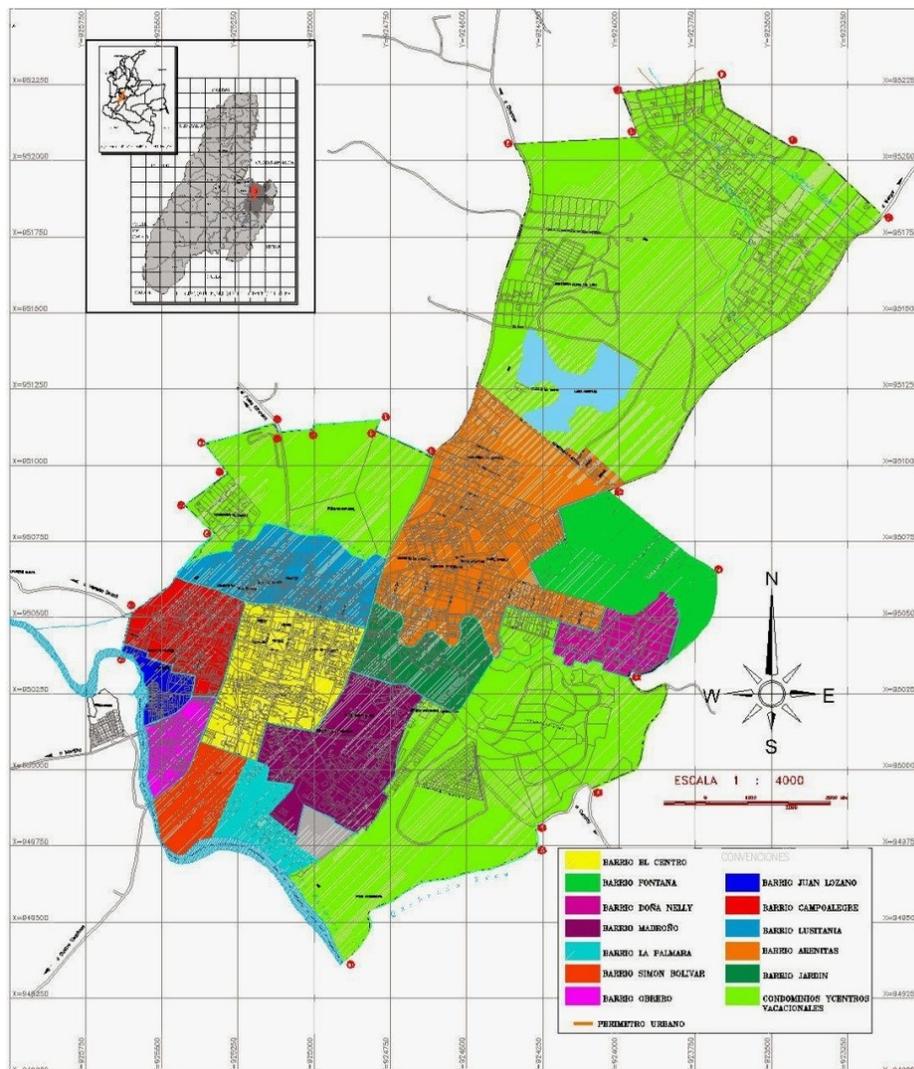
4.4.5. Desventajas

- Tasa alta de síntesis celular y, por consiguiente, alta producción de lodos.

- Requiere mucha energía eléctrica para oxigenación y mezcla.
- Gran proporción de células en los lodos que hace, en algunos casos, necesaria su digestión, antes de secarlos y disponerlos.

4.5. MARCO GEOGRAFICO

El proyecto de VILLA HANNA se encuentra localizado en el país Colombia, en el departamento del Tolima y en el municipio de Carmen de Apicala



La población de Carmen de Apicalá se encuentra ubicada en el territorio que ocupó el grupo Panche durante el Siglo XVI. El municipio fue fundado por los señores FELIX JOSE LIEVANO y JOSE MARIA PABON, en el año de 1827; pero declarado legalmente fundado el 16 de julio de 1828. El nombre de Carmen es en

virtud a la Santísima Virgen Patrona del municipio a quien se le hace honor el 16 de julio de cada año, con la celebración de la fiesta patronal; y Apicalà, por llamarse así la quebrada más grande que nace de sus montañas, baña el municipio de Sur a Norte. Según División Política Administrativa, formó parte de la provincia de Cundinamarca hasta que se constituyó el estado soberano del Tolima, en 1887. Mediante la Ley 17 de 1905, pasó a ser parte nuevamente de la provincia de Cundinamarca; y por medio de la Ley 65 de 1909, fue devuelto al estado soberano del Tolima.

Carmen de Apicala es un Gran municipio colombiano del Departamento de Tolima, situado a unos 12 km de Melgar.

4.5.1. Límites

- **NORTE:** municipio de Melgar y departamento de Cundinamarca
- **ORIENTE:** municipios de Melgar y Cunday
- **OCCIDENTE:** municipio de Suárez
- **SUR:** municipios de Cunday y Suárez

4.5.2. Fisiografía

La mayor parte del territorio es plano o ligeramente ondulado sin alturas mayores de 1.150 metros. Hacia el Sur y Occidente se encuentran las Cuchillas de Palmo y Aguas Claras que lo separan de los municipios de Cunday y Suárez.

4.5.3. Climatología

La superficie es de 183 Km², se distribuye en su totalidad dentro del piso térmico cálido. La temperatura media anual es de 26° C y su cabecera se halla sobre los 328 metros sobre el nivel del mar.

4.5.4. Hidrografía

Bañado por la quebrada La Mona que atraviesa el pueblo de oriente a occidente; las quebradas Agua Negra y La Palmara, de las que se abastece el acueducto, Apicalà, Inalí, Oloche, La Arenosa, La Palmichal y Guarumal, todas ellas lo bañan de Oriente a Occidente, buscando la quebrada de Apicalá que corre de Sur a Norte y desemboca en el río Sumápaz. El Sistema Hidrográfico constituye las cuencas del río Sumapaz, Palmichal, La Chana, Agua Negra.

4.5.5. Pluviometría

“La precipitación media anual alcanza los 1.319 mm; distribuidos en un régimen bimodal, caracterizado por presentar durante un año dos periodos bien definidos de invierno: marzo, abril y mayo; y octubre, noviembre y diciembre. Y verano los meses de enero y febrero para el Semestre A; y junio, julio, agosto y septiembre para el Semestre B”.

4.6. MARCO CONCEPTUAL

Agua cruda: Agua superficial o subterránea en estado natural, es decir, que no ha sido sometida a ningún proceso de tratamiento.

Agua potable: Agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos es apta y aceptable para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua.

Aguas residuales: agua que contiene material disuelto y en suspensión, luego de ser usada por una comunidad o industria.

Alcantarillado: Conjunto de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales y/o de las aguas lluvias.

Calidad del agua: Conjunto de características organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas propias del agua.

Catastro de redes: Inventario de las tuberías y accesorios existentes incluidas su localización, diámetro, profundidad, material y año de instalación.

Caudal específico de distribución: Caudal de distribución medio que se presenta o se estima en un área específica y definido en términos de caudal por unidad de área o caudal por unidad de longitud de tubería de distribución instalada o proyectada en el área de diseño.

Caudal máximo diario: Consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

Caudal máximo horario: Consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

Caudal medio diario: Consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un período de un año.

Consumo: Volumen de agua potable recibido por el usuario en un periodo determinado.

Dotación neta: Cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo en cierto tiempo, expresada en términos de litro por habitante por día o dimensiones equivalentes.

Estación de bombeo de aguas residuales: Componente de un sistema de alcantarillado sanitario o combinado utilizado para evacuar por bombeo las aguas residuales de las zonas bajas de una población. Lo anterior puede también lograrse con estaciones elevadoras de aguas residuales. Una definición similar es aplicable a estaciones de bombeo de aguas lluvias.

Macro medición: Sistema de medición de grandes caudales, destinados a totalizar la cantidad de agua que ha sido tratada en una planta de tratamiento y la que está siendo transportada por la red de distribución en diferentes sectores.

Medición: Sistema destinado a registrar o totalizar la cantidad de agua transportada por un acueducto.

Micro medición: Sistema de medición de volumen de agua, destinado a conocer la cantidad de agua consumida en un determinado período de tiempo por cada suscriptor de un sistema de acueducto.

Marco muestral: Lista de unidades o elementos de muestreo.

PTAR: Planta de tratamiento de aguas residuales.

Perdidas en el sistema: es el agua que se pierde en la aducción, en usos subsidiarios en el tratamiento, evaporación, debido al mal canteo en bombas y contadores, conexiones no autorizadas, fugas en depósitos y conducciones debió al estado de la red de distribución. Este porcentaje de pérdidas es de un 20 a 40% de la dotación bruta.

Población: Grupo o serie de personas que viven en un área específica o que comparten características.

Red de distribución o Red Pública: Conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento o planta de tratamiento hasta los puntos de consumo.

Red local de acueducto: Es el conjunto de tuberías y accesorios que conforman el sistema de suministro del servicio público de acueducto de una comunidad y del cual se derivan las acometidas de las inmuebles

Red local de alcantarillado: Conjunto de tuberías y alcantarillados residuales que conforman el sistema de evacuación de las aguas residuales, pluviales o combinadas de una comunidad, y al cual desembocan las acometidas del alcantarillado de los inmuebles.

Sistema de suministro de agua potable: Conjunto de obras, equipos y materiales utilizados para la captación, aducción, conducción, tratamiento y distribución del agua potable para consumo humano

Tipo de usuario: Diferentes clases de usuarios que pueden existir a saber: residenciales, industriales, comerciales, institucional

Usuario: Persona natural o jurídica que se beneficia con la prestación de un servicio público domiciliario, bien como propietario del inmueble en donde éste se presta, o como receptor directo del servicio. A este último usuario se le conoce también como consumidor. (Ley 142 de 1994).

5. RECURSOS

UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

Tabla 13 - Recursos.

RECURSOS	CONCEPTO
Recursos Institucionales	Alcaldía municipal del Carmen de Apicala
	Universidad minuto de dios-regional Girardot
	Empresa de servicios públicos Daguas s.a
Recursos Humanos	Tutor: Andrés Vera Ingeniero químico
Recursos Financieros	Fotocopias
	Impresiones
	Transportes
	Viáticos
	Internet

6. NORMATIVIDAD DE DISEÑO

La presente memoria de cálculo se basa en las indicaciones dadas en el “Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000”, especialmente en:

- **RAS 2000, Sección I Título A:** “Aspectos Generales de los Sistemas de agua Potable y Saneamiento Básico”.
- **RAS 2000, Sección II Título B:** “Sistemas de Acueducto”.
- **RAS 2000, Sección II Título D:** “Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales”.
- **Resolución 2320 del 27 de Noviembre 2009:** “Por la cual se modifica parcialmente la Resolución No. 1096 de 2000 que adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS ”.
- **Resolución 0668 del 19 de Junio de 2003:** “Por la cual se modifica los artículos 86, 123, 126 y 210 de la resolución No. 1096 de Noviembre 17 de 200 que adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS”.

UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación para todos

7. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

Se trata de un proyecto nuevo de una urbanización habitacional de 151 viviendas de tipo unifamiliar, a ser ejecutadas en predio localizado sobre el costado Norte de la ciudad vía El Paso, en el municipio de Carmen de Apicala, Tolima.



Ilustración 2 - Planta Urbanística del Condominio Villa Hanna.

7.1. DISPONIBILIDAD DE LAS REDES DE SERVICIO PÚBLICO.

Para la proyección de la red de acueducto se toma la cabeza de presión inicial, que es la suministrada por la red principal del sistema de acueducto municipal que surte las viviendas ubicadas en el sector aledaño al proyecto de vivienda. La descarga de aguas servidas se hará hasta la Planta de tratamiento diseñada para dicho proyecto.

8. DESARROLLO DE LA PROPUESTA

8.1. RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

8.1.1. Determinación del Nivel de Complejidad

La norma RAS 2000 establece los siguientes niveles de complejidad:

- Bajo
- Medio
- Medio Alto
- Alto

El nivel obedece a la población del municipio donde está ubicado el proyecto.

La clasificación del proyecto en uno de estos niveles depende del número de habitantes, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de acuerdo con la Tabla 14.

Tabla 14 - Asignación del Nivel de Complejidad.

NIVEL DE COMPLEJIDAD	POBLACION EN LA ZONA URBANA (HABITANTES)	CAPACIDAD ECONOMICA DE LOS USUARIOS
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

FUENTE: RAS 2000, Título A – Tabla A.3.1.

En el caso del presente proyecto de vivienda, se adoptan las siguientes consideraciones:

- Población de la Urbanización VILLA HANNA, constituido por 151 casas, 755 habitantes. Para el proyecto de vivienda la ocupación máxima es de 5 habitantes por solución de vivienda, lo que arroja una población de diseño finita de 755 personas.
- Capacidad económica de los usuarios de nivel baja, si se analizara puntual pero se analiza con la general.
- No se prevén exigencias técnicas especializadas para la operación de los sistemas a diseñar.
- El municipio del Carmen de Apicala en la Zona Urbana cuenta con una población de 6849 habitantes.
- Por lo anterior se asigna al proyecto un nivel de complejidad **MEDIO**.

8.1.2. Determinación de la Dotación Neta por Habitante

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

La dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema y sus valores mínimo y máximo se establecen de acuerdo con tabla 15.

Tabla 15 - Valores de la Dotación Neta Máxima.

NIVEL DE COMPLEJIDAD	DOTACION NETA MAXIMA PARA POBLACIONES CON CLIMA FRIO O TEMPLADO (L/HAB*DIA)	DOTACION NETA MAXIMA PARA POBLACIONES CON CLIMA CALIDO (L/HAB*DIA)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio Alto	125	135
Alto	140	150

"Clima Frio o Templado" - Aquellas Ubicadas a una Altura Superior a 1000 m.s.n.m.

"Clima Cálido" - Aquellas Ubicadas a una Altura Inferior o Igual a 1000 m.s.n.m.

FUENTE: Resolución 2320 del 2009

Para el nivel de complejidad del proyecto y la altura sobre el nivel del mar del municipio del Carmen de Apicala (328 m.s.n.m), se adopta una dotación neta de diseño de es **125 L/Hab*Día**.

8.1.3. Dotación Bruta

Es la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante considerando para su cálculo el porcentaje de pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

La dotación bruta para el diseño de cada uno de los componentes que conforman un sistema de acueducto, indistintamente del nivel de complejidad, se debe calcular conforme a la siguiente ecuación:

$$D_{Bruta} = \frac{D_{neta}}{(1 - \%P)}$$

Donde,

- **D_{bruta}** = dotación bruta
- **D_{neta}** = dotación neta
- **%p** = pérdidas técnicas máximas admisibles

El porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles en la ecuación anterior no deberá superar el 25%".

$$D_{Bruta} = \frac{125 \text{ L/Hab} * \text{Dia}}{(1 - 25\%)}$$

$$D_{Bruta} = 166,66 \text{ L/Hab} * \text{Dia}$$

8.1.4. Caudal Medio Diario

El caudal medio diario (Q_{md}), es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año y se calcula según la ecuación:

$$Q_{md} = \frac{(P)(D_{Bruta})}{86400}$$

Donde,

- **P** = Población del Proyecto
- **D_{Bruta}** = Dotación Bruta

$$Q_{md} = \frac{(755 \text{ Hab})(166,66 \text{ L/Hab} * \text{Dia})}{86400}$$

$$Q_{md} = 1,45 \text{ L/s}$$

8.1.5. Caudal Máximo Diario

El caudal máximo diario (Q_{MD}), corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario k_1 , el cual depende del nivel de complejidad del sistema (Tabla 16).

Tabla 16 - Coeficiente de Consumo Máximo Diario K_1 , Según Nivel de Complejidad.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	COEFICIENTE DE CONSUMO MAXIMO DIARIO - K_1
Bajo	1,30
Medio	1,30
Medio Alto	1,20
Alto	1,20

FUENTE: RAS 2000, Titulo B – Tabla B.2.5.

$$Q_{MD} = (K_1)(Q_{md})$$

$$Q_{MD} = (1,30)(1,45 L/s)$$

$$Q_{MD} = 1,885 L/s$$

8.1.6. Caudal Máximo Horario

El caudal máximo horario, QMH, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario k2, el cual depende del tipo de red y el nivel de complejidad (Tabla 17).

Tabla 17 - Coeficiente de Consumo Máximo Horario K2, Según el Nivel de Complejidad del Sistema y el Tipo de Red de Distribución.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	RED DE MENOR DISTRIBUCION	RED SECUNDARIA	RED MATRIZ
Bajo	1,60	-	-
Medio	1,60	1,50	-
Medio Alto	1,50	1,45	1,40
Alto	1,50	1,45	1,40

FUENTE: RAS 2000 – Título B, Tabla B.2.6.

$$Q_{MH} = (K_2)(Q_{MD})$$

$$Q_{MH} = (1,60)(1,885 L/s)$$

$$Q_{MH} = 3,01 L/s$$

8.1.7. Caudal de Incendios

Para los niveles medio alto y alto de complejidad, en barrios de estratos 3, 4,5 y 6 debe colocarse un hidrante por lo menos cada 200m. En las zonas con bloques multifamiliares debe colocarse un hidrante por lo menos cada 150m.

- a. Los hidrantes se instalarán preferiblemente en las tuberías matrices y descargarán un caudal mínimo de 5 L/s.
- b. Se recomienda una distancia mínima de 200 metros entre los hidrantes. La disposición final de los hidrantes debe ser recomendada por el diseñador de acuerdo con las exigencias de la zonificación urbana.”

8.1.8. Caudal de Diseño de la Red

Según el numeral B.7.4.2 del RAS 2000: “Para los niveles medio y medio alto de complejidad, el caudal de diseño debe ser el caudal máximo horario (Q_{MH}) o el caudal medio diario (Q_{md}) más el caudal de incendio, el que resulte mayor de cualquiera de los dos.”

$$Q_{Diseño} = Q_{MH} = 3,01 \text{ L/s} + 5 \text{ L/s} + 5 \text{ L/s}$$

$$Q_{Diseño} = Q_{MH} = 13,01 \text{ L/s}$$

8.1.9. Modelación Hidráulica de la Red

Se hizo uso del software EPANET 2.0 para la modelación del comportamiento hidráulico de la red propuesta. El esquema del modelo implementado en el software EPANET 2.0 muestra:

- Velocidades del flujo en tuberías (m/s).
- Diámetros de tuberías (mm).
- Presiones en nodos (m.c.a.).
- Caudales (lps).
- Longitudes de tuberías (m).
- Perdidas unitarias (m/km).

Para la visualización de lo anterior ver el Anexo 1, 2, 3, 4, 5.

Con los parámetros de diseño para la modelación, se verifico que la presión en el nudo inicial (N1) debe ser 31m.c.a y el diámetro interno mínimo de la red puede ser hasta de 2 pulgadas (según A.11.1.17.2 RAS 2000).

Tabla 18 - Cartera de Nodos.

NODO	COORDENADAS		
	X	Y	Z
N1	326.6246	635.3061	336.12
N2	309.1164	637.3934	335.76
Hi 1	309.1164	638.3934	335.69
N3	303.0925	639.3975	335.50
N4	274.688	686.8073	332.08
N5	246.2835	735.2171	328.60
N6	301.6548	638.6371	335.44
N7	283.8157	628.2868	335.30
N8	255.999	675.8866	331.81
N9	227.9753	723.8436	324.29
N10	262.7791	615.9192	335.12
N11	234.6677	663.1568	332.00
N12	209.8036	704.9252	329.09
N13	235.2477	627.5962	333.60
N14	226.9029	626.2792	333.12
N15	205.7654	662.1258	331.07
N16	190.7627	687.5686	329.41
N17	200.8251	622.104	331.56
Hi 2	201.3548	622.9514	331.56
N18	184.4438	649.6611	330.09
N19	166.3273	680.1625	328.13
N20	194.6567	617.4922	331.39
N21	177.6049	603.7852	330.61
N22	165.4175	624.5315	328.93
N23	154.5316	643.0622	328.18
N24	145.9917	657.6103	327.28
N25	174.5993	600.3771	330.57
N26	130.1629	572.6945	329.03
N27	117.2363	594.203	328.00
N28	104.9125	614.0598	325.66

Fuente: plano topográfico urbanización villa Hanna

Tabla 19 - Datos de Cada Tramo de Tubería de la Red.

DE - A	TUBERIA	LONGITUD	DIAMETRO	CAUDAL UNIT	Q DISEÑO	3.01
	(ID)	(m)	(Pulg)	(L/s)	Q METRO	0.0036
N1 - N2	1	17.63	6	0.06		
N2-Hi 1	2	1	4	5		
N2-N3	3	6.11	4	0.02		
N3-N4	4	56.13	3	0.20		
N4-N5	5	56.13	2	0.20		
N3-N6	6	1.46	4	0.01		
N6-N7	7	20.62	4	0.07		
N7-N8	8	56.15	3	0.20		
N8-N9	9	55.55	2	0.20		
N7-N10	10	24.4	4	0.09		
N10-N11	11	54.94	3	0.20		
N11-N12	12	48.61	2	0.17		
N10-N13	13	29.92	4	0.11		
N13-N14	14	8.15	4	0.03		
N14-N15	15	41.61	3	0.15		
N15-N16	16	29.64	2	0.11		
N14-N17	17	26.42	4	5		
N17-hi 2	18	1	4	0.00		
N17-N18	19	32.1	3	0.12		
N18-N19	20	35.51	2	0.13		
N17-N20	21	7.64	4	0.03		
N20-N21	22	21.88	3	0.08		
N21-N22	23	24.12	2	0.09		
N22-N23	24	21.49	2	0.08		
N23- N24	25	16.87	2	0.06		
N21-N25	26	4.53	3	0.02		
N25-N26	27	52.35	3	0.19		
N22-N27	28	56.93	2	0.20		
N23-N28	28	27.49	2	0.10		

8.1.9.1. Resultados de la Modelación Hidráulica de la Red

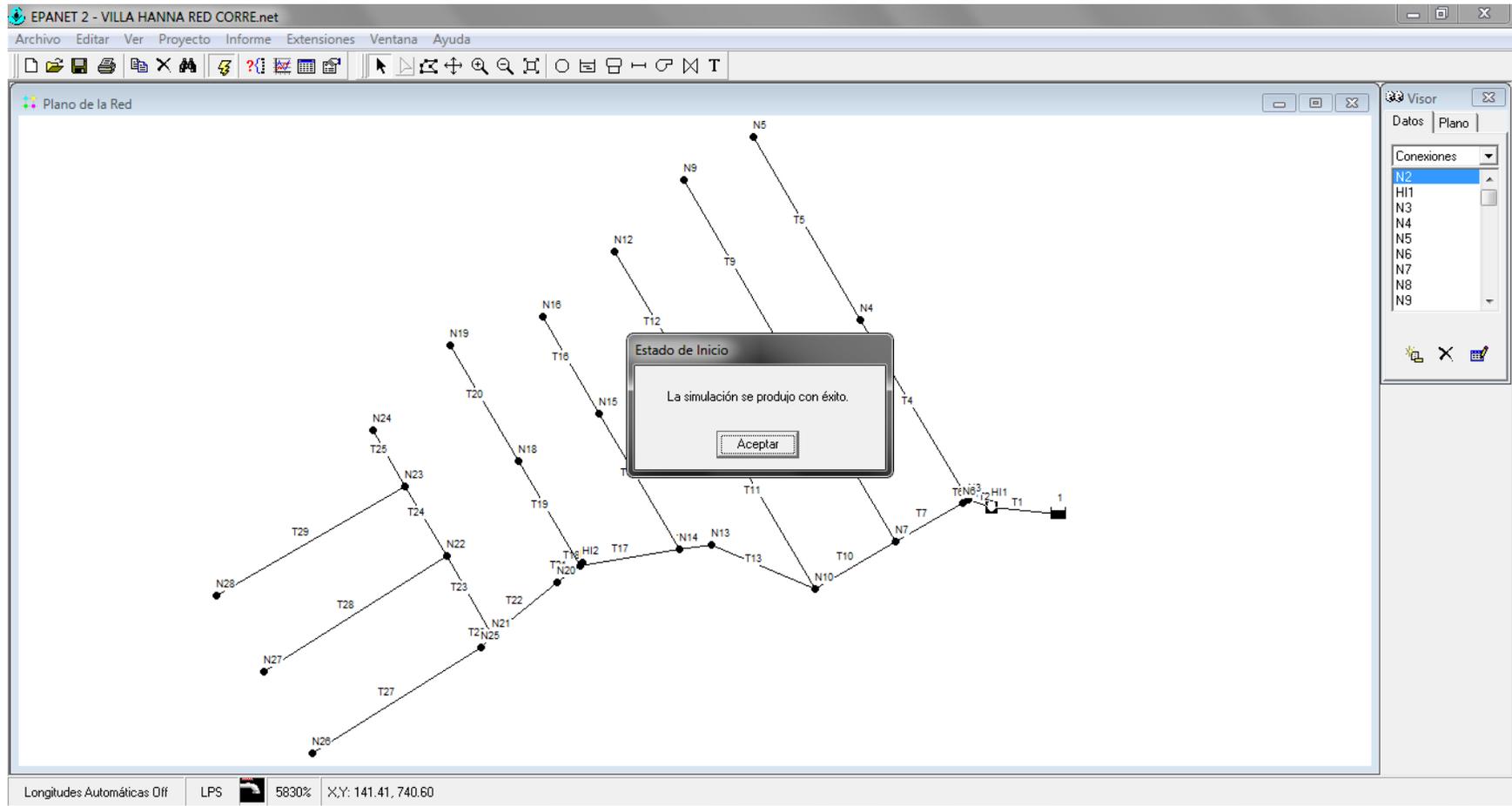


Ilustración 3 - Esquema de la Red de Distribución de Agua Potable (Modelación Hidráulica en Epanet 2.0, Con Éxito).



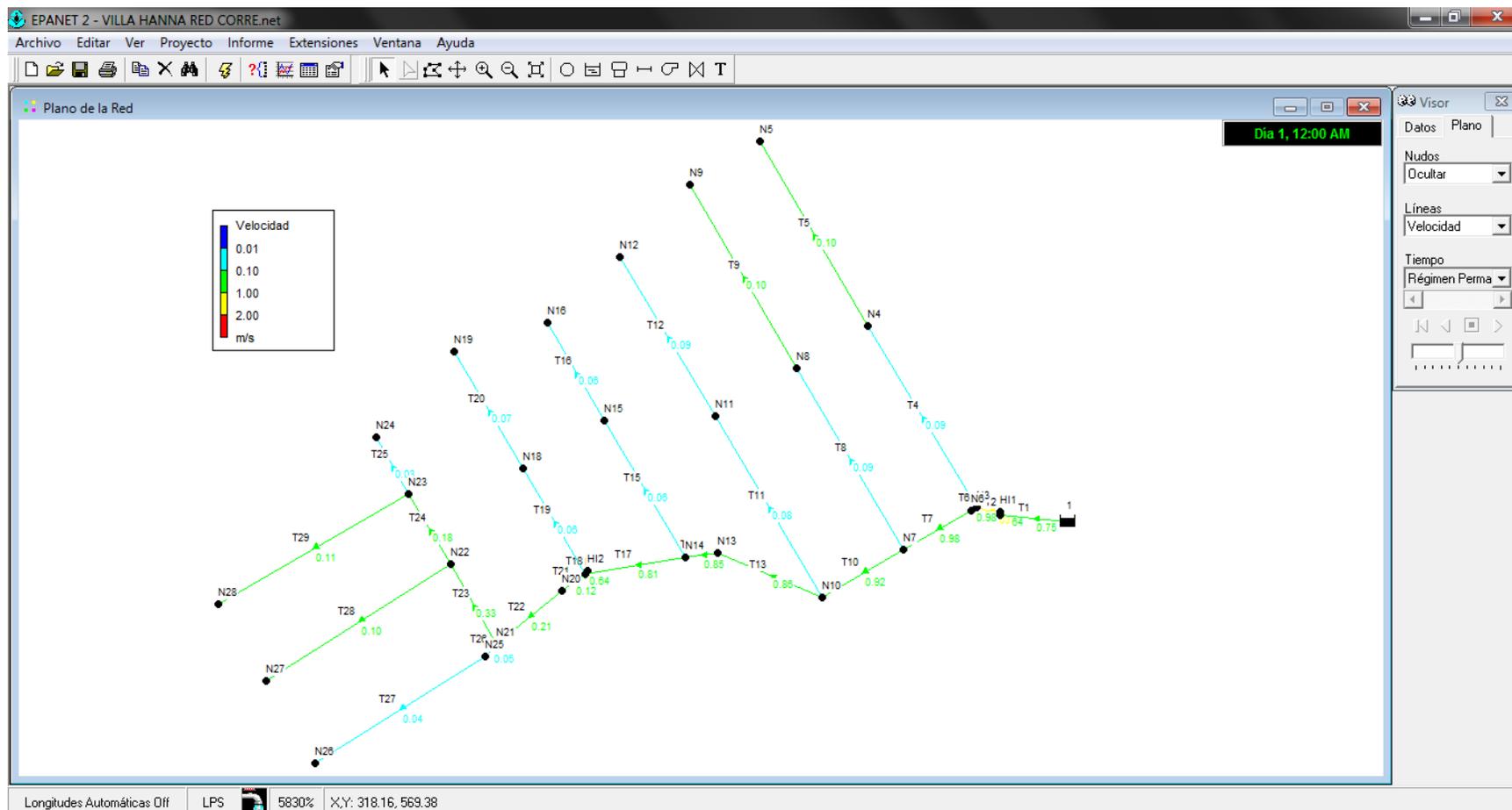


Ilustración 4 - Velocidades en la Red de Distribución de Agua Potable.



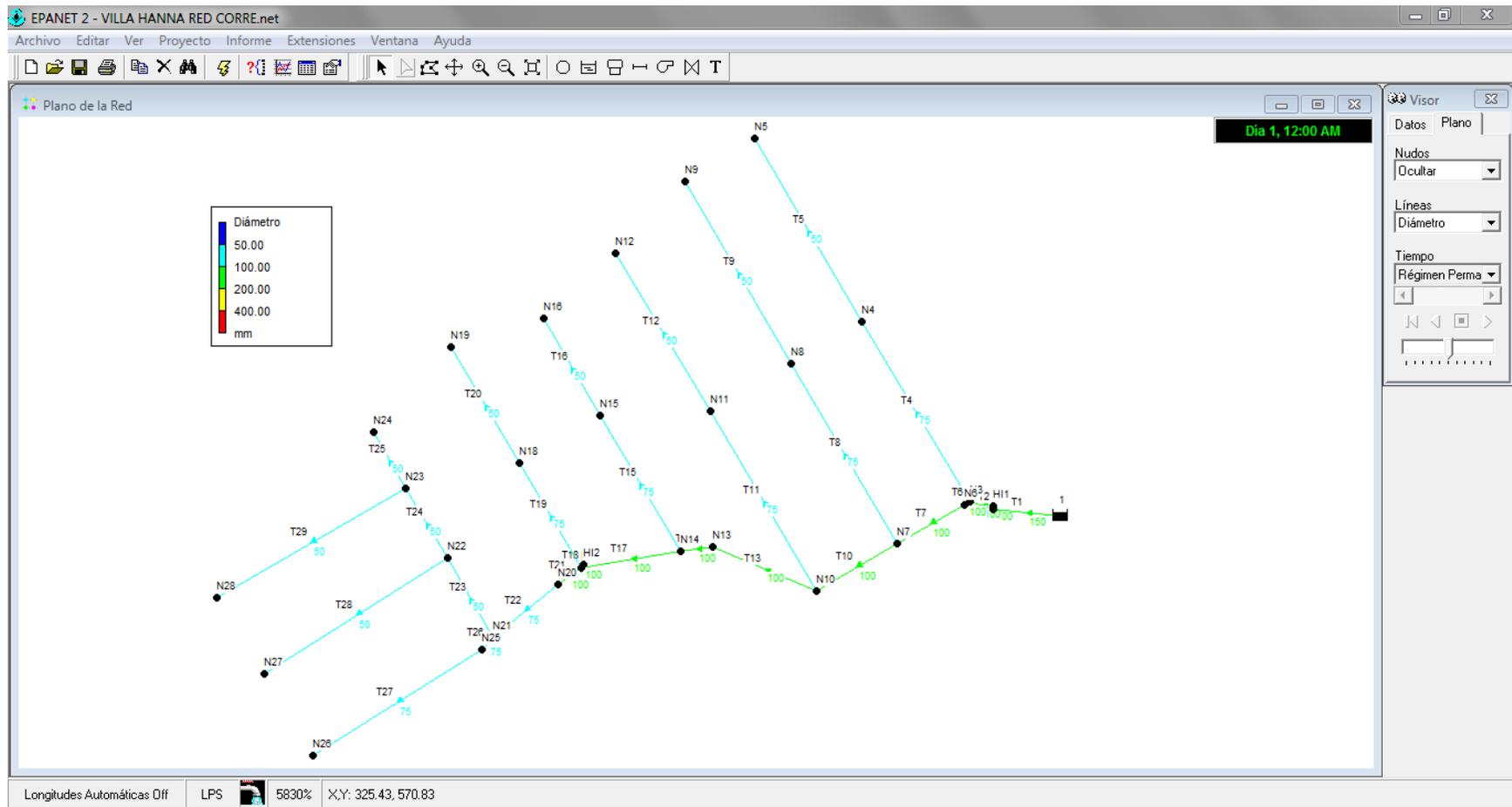
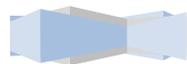


Ilustración 5 - Diámetros en la Red de Distribución de Agua Potable.



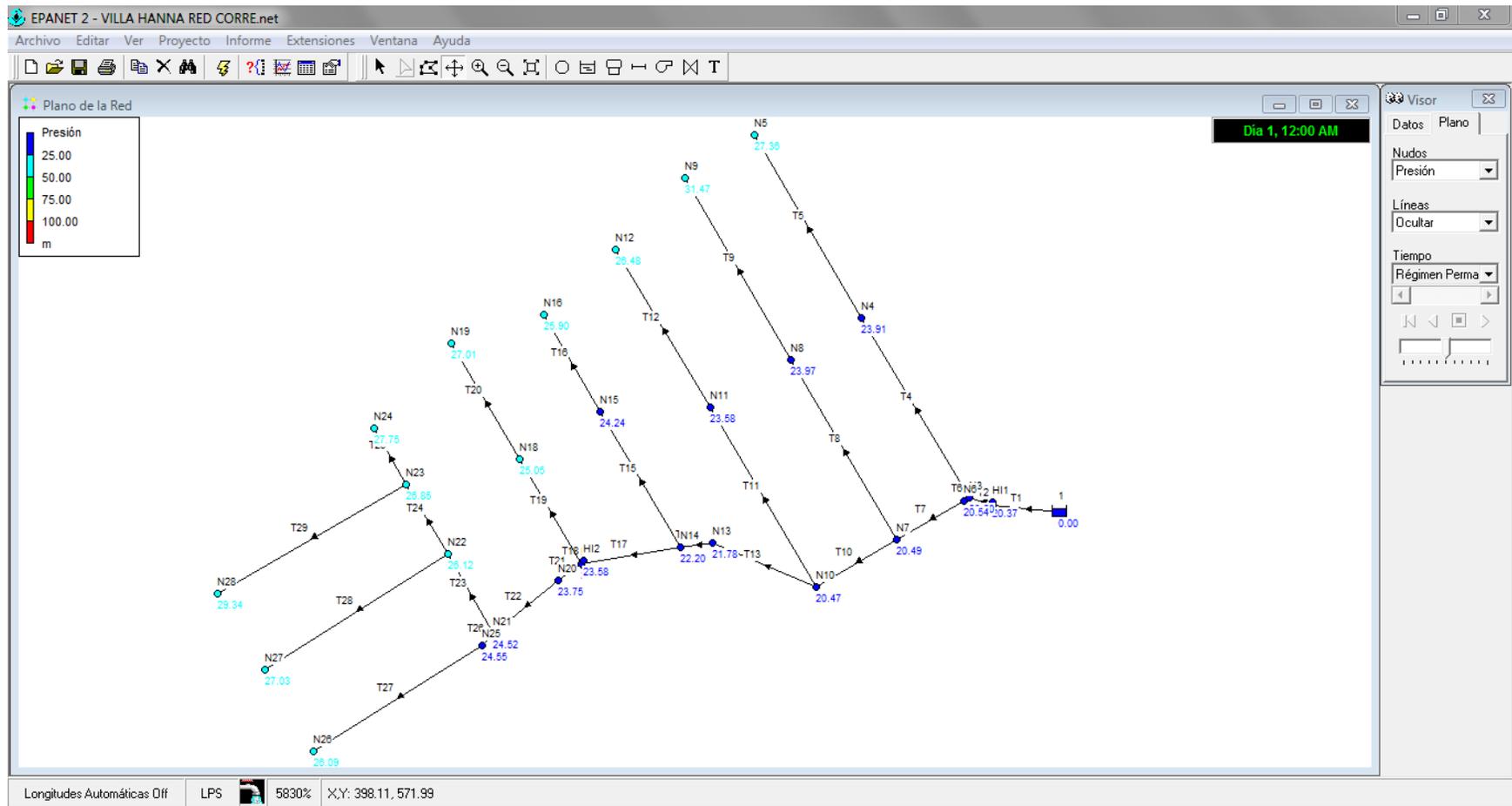


Ilustración 6 - Presiones en la Red de Distribución de Agua Potable.



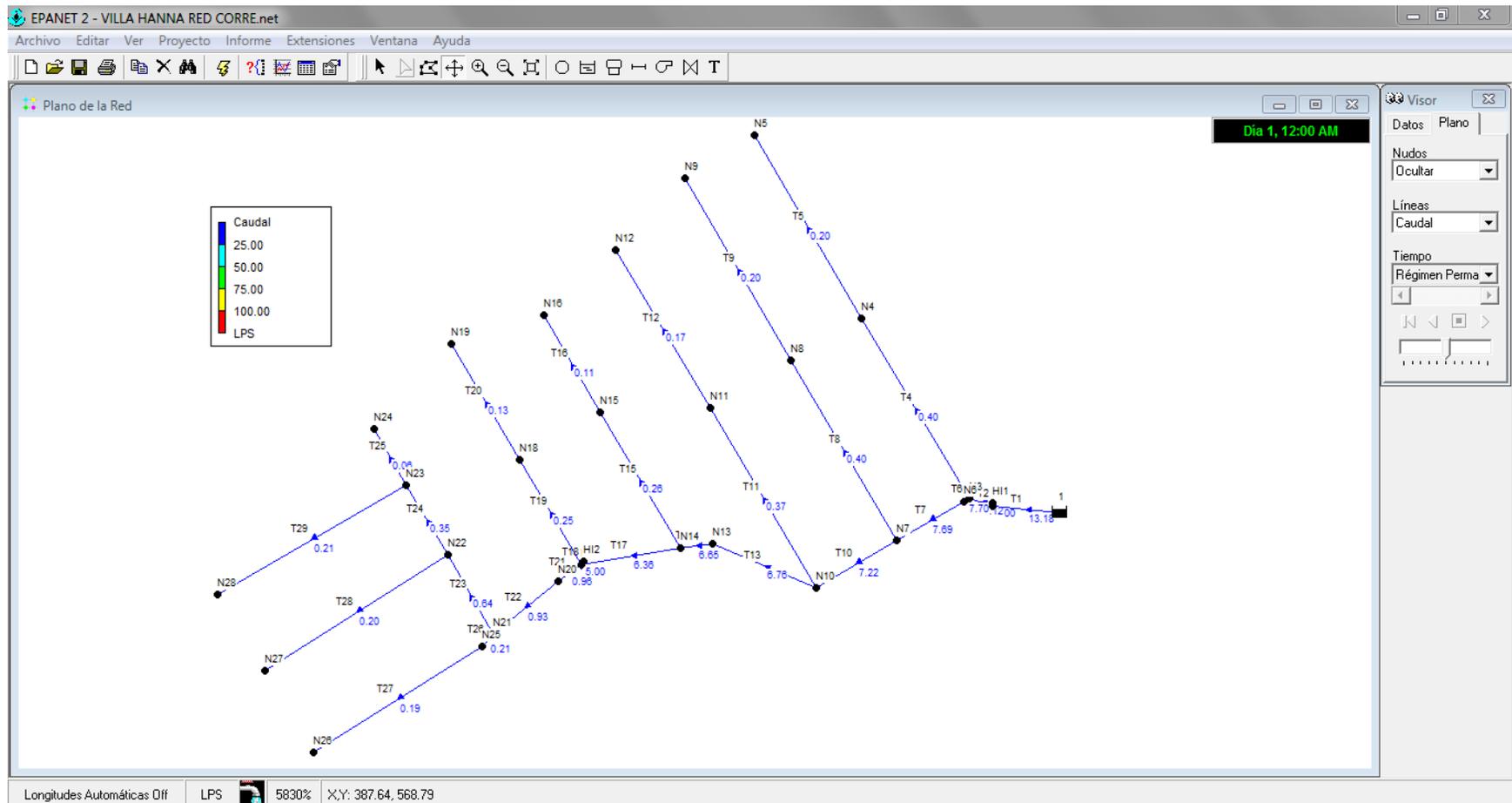


Ilustración 7 - Caudales en la Red de Distribución de Agua Potable.



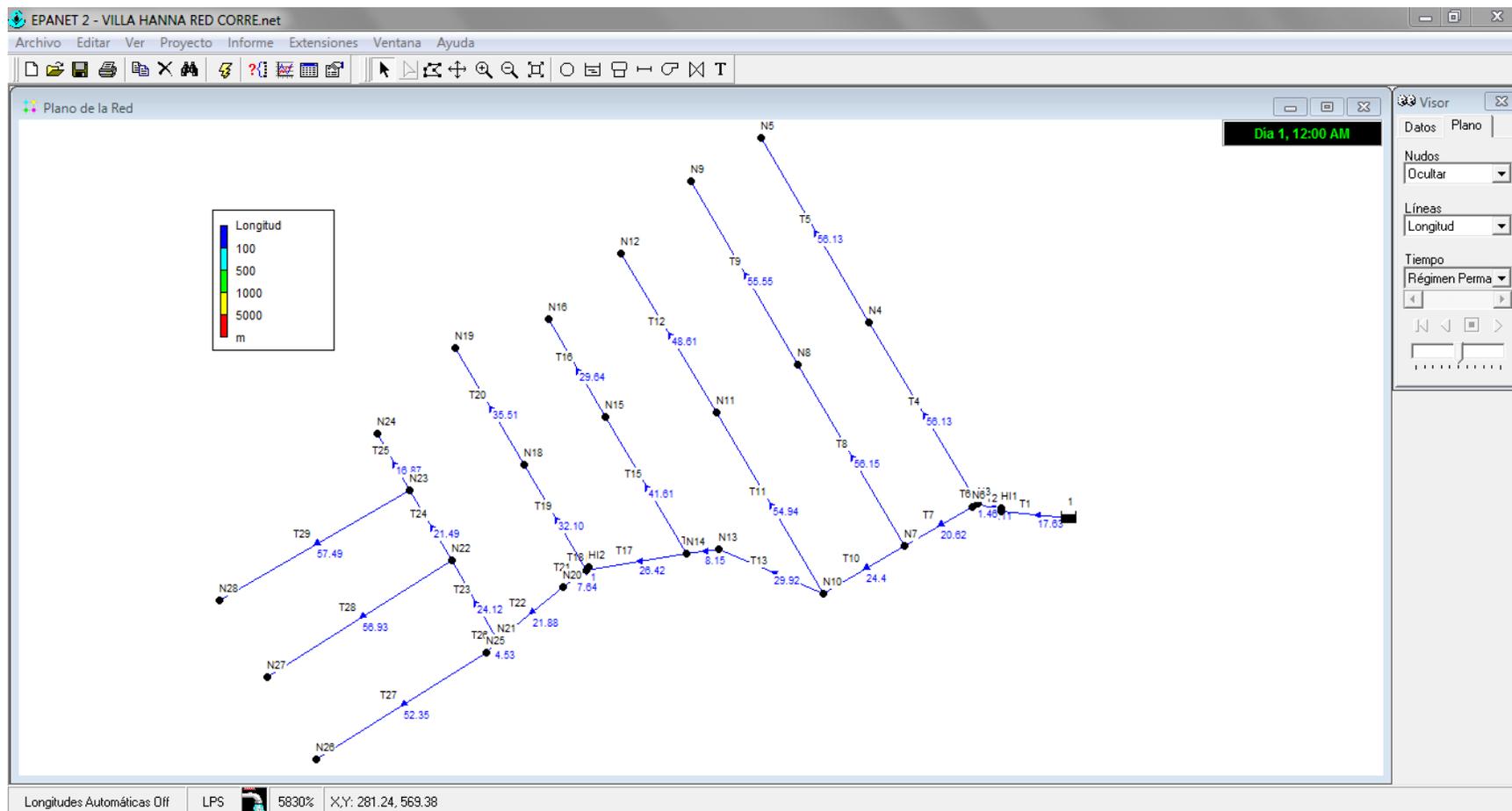


Ilustración 8 - Longitudes en la Red de Distribución de Agua Potable.



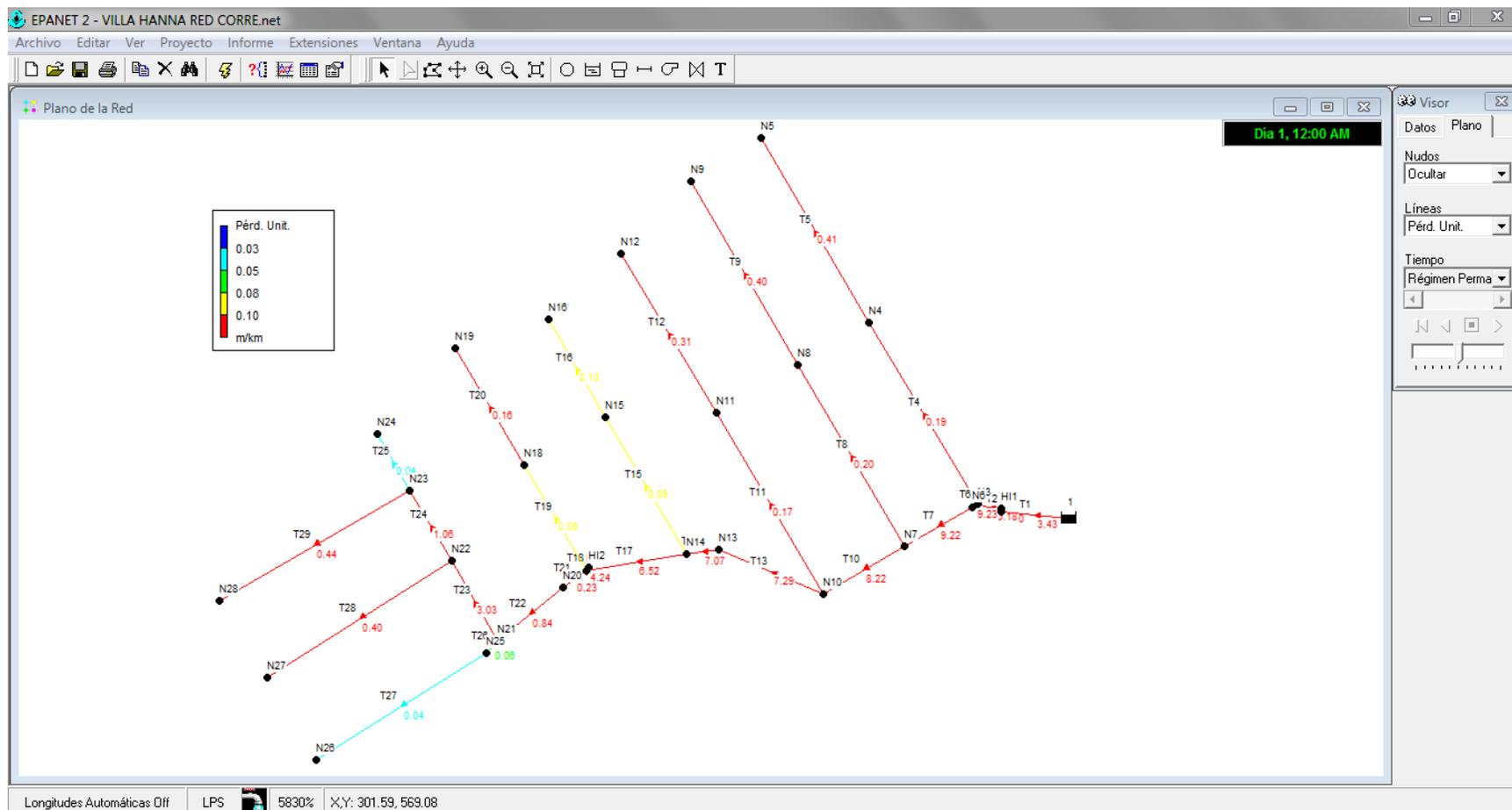


Ilustración 9 - Perdidas Unitarias en la Red de Distribución de Agua Potable.



Tabla 20 - Resultados de la Modelación Hidráulica en los Nodos de la Red de Distribución de Agua Potable.

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión N2	335.76	0.06	356.06	20.30
Conexión HI1	335.69	5	356.06	20.37
Conexión N3	335.50	0.02	356.00	20.50
Conexión N4	332.08	0.2	355.99	23.91
Conexión N5	328.60	0.2	355.96	27.36
Conexión N6	335.44	0.01	355.98	20.54
Conexión N7	335.30	0.07	355.79	20.49
Conexión N8	331.81	0.2	355.78	23.97
Conexión N9	324.29	0.20	355.76	31.47
Conexión N10	335.12	0.09	355.59	20.47
Conexión N11	332.00	0.20	355.58	23.58
Conexión N12	329.09	0.17	355.57	26.48
Conexión N13	333.60	0.11	355.38	21.78
Conexión N14	333.12	0.03	355.32	22.20
Conexión N15	331.07	0.15	355.31	24.24
Conexión N16	329.41	0.11	355.31	25.90
Conexión N17	331.56	0.15	355.15	23.59
Conexión HI2	331.56	5	355.14	23.58
Conexión N18	330.09	0.12	355.14	25.05
Conexión N19	328.13	0.13	355.14	27.01
Conexión N20	331.39	0.03	355.14	23.75
Conexión N21	330.61	0.08	355.13	24.52
Conexión N22	328.93	0.09	355.05	26.12
Conexión N23	328.18	0.08	355.03	26.85
Conexión N24	327.28	0.06	355.03	27.75
Conexión N25	330.57	0.02	355.12	24.55
Conexión N26	329.03	0.19	355.12	26.09
Conexión N27	328.00	0.2	355.03	27.03
Conexión N28	325.66	0.21	355.00	29.34
Embalse 1	356.12	No Disponible	356.12	0.00

Tabla 21 - Resultados de la Modelación Hidráulica en los Tramos de Tubería de la Red de Distribución de Agua Potable.

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería T2	1	100	0.015	5.00	0.64	4.20
Tubería T3	6.11	100	0.015	8.12	1.03	10.18
Tubería T4	56.13	75	0.015	0.40	0.09	0.19
Tubería T5	56.13	50	0.015	0.20	0.10	0.41
Tubería T6	1.46	100	0.015	7.70	0.98	9.23
Tubería T7	20.62	100	0.015	7.69	0.98	9.22
Tubería T8	56.15	75	0.015	0.40	0.09	0.20
Tubería T9	55.55	50	0.015	0.20	0.10	0.40
Tubería T10	24.4	100	0.015	7.22	0.92	8.22
Tubería T11	54.94	75	0.015	0.37	0.08	0.17
Tubería T12	48.61	50	0.015	0.17	0.09	0.31
Tubería T13	29.92	100	0.015	6.76	0.86	7.29
Tubería T14	8.15	100	0.015	6.65	0.85	7.07
Tubería T15	41.61	75	0.015	0.26	0.06	0.09
Tubería T16	29.64	50	0.015	0.11	0.06	0.10
Tubería T17	26.42	100	0.015	6.36	0.81	6.52
Tubería T18	1	100	0.015	5.00	0.64	4.24
Tubería T19	32.10	75	0.015	0.25	0.06	0.09
Tubería T20	35.51	50	0.015	0.13	0.07	0.16
Tubería T21	7.64	100	0.015	0.96	0.12	0.23
Tubería T22	21.88	75	0.015	0.93	0.21	0.84
Tubería T23	24.12	50	0.015	0.64	0.33	3.03
Tubería T24	21.49	50	0.015	0.35	0.18	1.06
Tubería T25	16.87	50	0.015	0.06	0.03	0.04
Tubería T26	4.53	75	0.015	0.21	0.05	0.06
Tubería T27	52.35	75	0.015	0.19	0.04	0.04
Tubería T28	56.93	50	0.015	0.20	0.10	0.40
Tubería T29	57.49	50	0.015	0.21	0.11	0.44
Tubería T1	17.63	150	0.015	13.18	0.75	3.43

8.2. RED DE ALCANTARILLADO

8.2.1. Caudal de Aguas Residuales Domesticas (Q_D)

$$Q_D = \frac{(C_R)(C)(D)(A)}{86400}$$

Donde,

- C_R = Coeficiente de Retorno.

Tabla 22 - Coeficiente de Retorno de Aguas Servidas Domesticas.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	COEFICIENTE DE RETORNO
Bajo y Medio	0,7 - 0,8
Medio Alto y Alto	0,8 - 0,85

FUENTE: RAS 2000, Titulo D – Tabla D.3.1.

- C = Dotación Unitaria de Agua Potable = 125 L/Hab*Dia
- D = Densidad de la Población

Población = 755 Hab

Área del Proyecto = 1,73 Ha

$$D = \frac{755 \text{ Hab}}{1,73 \text{ Ha}}$$

$$D = 436,41 \text{ Hab/Ha}$$

- A = Área Residencial Bruta

$$Q_D = \frac{(0,80)(125 \text{ L/Hab} * \text{Dia})(436,41 \text{ Hab/Ha})(1,73 \text{ Ha})}{86400}$$

$$Q_D = 0,87 \text{ L/s}$$

El caudal de diseño para cada colector dependerá de los tramos de tubería que hagan parte de él, teniendo en cuenta el área aferente propia y acumulada de cada tramo.

8.2.2. Caudal Industrial (Q_I)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento.

Sin embargo, para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales pueden utilizarse los valores mostrados en la Tabla 6 de caudal por hectárea de área bruta de industria.

La Urbanización Villa Hanna, no genera Caudal Industrial.

8.2.3. Caudal Comercial (Q_C)

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales Q_C debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial, utilizando como base los valores de la Tabla 7.

La Urbanización Villa Hanna, no genera Caudal Comercial.

8.2.4. Caudal Institucional (Q_{IN})

El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. En consecuencia, los aportes de aguas residuales institucionales Q_{IN} deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la Tabla 8.

La Urbanización Villa Hanna, no genera Caudal Institucional.

8.2.5. Caudal Medio Diario de Aguas Residuales (Q_{MD})

El caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}) para un colector con un área de drenaje dada es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$

8.2.6. Conexiones Erradas (Q_{CE})

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, Q_{CE} .

En caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias, deben considerarse aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo con la Tabla 26.

Tabla 23 - Aportes Máximos Por Drenaje Domiciliario de Aguas Lluvias sin Sistema Pluvial.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	APORTE (L/s*Ha)
Bajo y Medio	2
Medio Alto y Alto	2

Según el Nivel de Complejidad asignado “Medio” el aporte será de 2 L/s*Ha.

8.2.7. Caudal de Infiltración (Q_{INF})

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables.

En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores de la Tabla 9, en donde el valor inferior del rango dado corresponde a condiciones constructivas más apropiadas, mayor estanqueidad de colectores y estructuras complementarias y menor amenaza sísmica. La categorización de la infiltración en alta, media y baja se relaciona con las características topográficas, de suelos, niveles freáticos y precipitación.

Según el Nivel de Complejidad asignado “Medio” para una Infiltración Baja se toma como aporte 0,05 (L/s*Ha).

8.2.8. Caudal Máximo Horario (Q_{MH})

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F.

$$Q_{MH} = F * Q_{MD}$$

8.2.9. Factor de Mayoración (F)

El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos.

- **Harmon**

$$F = 1 + \frac{14}{4 + P^{0,5}}$$

- **Babbitt**

$$F = \frac{5}{p^{0,2}}$$

- **Flores**

$$F = \frac{3,5}{p^{0,1}}$$

Fuente: López Cualla Ricardo- elementos de diseño para acueductos y alcantarillados 2ª-

8.2.10. Caudal de Diseño (Q_{DT})

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo, Q_{MH}, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE}$$

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta el pozo de inspección inferior.

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 L/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

8.2.11. Cálculo Hidráulico de la Red de Alcantarillado Sanitario

El cálculo hidráulico se hizo mediante el programa Microsoft Excel, teniendo en cuenta todos los aspectos y especificaciones técnicas.

Tabla 24 - Calculo del Caudal Medio Diario de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado.

COLECTOR	TRAMO	DENSIDAD DE POBLACION	AREA AFERENTE		POBLACION	CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES						CAUDAL MEDIO DIARIO
			PROPIA	ACUMULADA		DOMICILIARIAS			INDUST	COMERC	INSTITU	
						C	R	QD				
			D(Hab/ha)	Ha		HA	Hab	L/Hab*día	{1}	L/s	L/s	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	1-2	436.42	0.052	0.052	23	125	0.80	0.026	0	0	0	0.026
	2-3	436.42	0.052	0.104	45	125	0.80	0.053	0	0	0	0.053
	3-6	436.42	0	0.104	45	125	0.80	0.053	0	0	0	0.053
2	4-5	436.42	0.104	0.208	91	125	0.80	0.105	0	0	0	0.105
	5-6	436.42	0.098	0.306	134	125	0.80	0.155	0	0	0	0.155
	6-9	436.42	0	0.306	134	125	0.80	0.155	0	0	0	0.155
3	7-8	436.42	0.085	0.391	171	125	0.80	0.198	0	0	0	0.198
	8-9	436.42	0.085	0.476	208	125	0.80	0.240	0	0	0	0.240
	9-12	436.42	0	0.476	208	125	0.80	0.240	0	0	0	0.240
4	10-11	436.42	0.072	0.548	239	125	0.80	0.277	0	0	0	0.277
	11-12	436.42	0.052	0.6	262	125	0.80	0.303	0	0	0	0.303
	12-15	436.42	0	0.6	262	125	0.80	0.303	0	0	0	0.303
5	13-14	436.42	0.059	0.659	288	125	0.80	0.333	0	0	0	0.333
	14-15	436.42	0.059	0.718	313	125	0.80	0.363	0	0	0	0.363
	15-19	436.42	0	0.718	313	125	0.80	0.363	0	0	0	0.363
6	16-17	436.42	0.02	0.738	322	125	0.80	0.373	0	0	0	0.373
	17-18	436.42	0.026	0.764	333	125	0.80	0.386	0	0	0	0.386
	18-19	436.42	0.013	0.777	339	125	0.80	0.392	0	0	0	0.392
7	20-16	436.42	0.052	0.829	362	125	0.80	0.419	0	0	0	0.419
8	21-17	436.42	0.104	0.933	407	125	0.80	0.471	0	0	0	0.471
9	22-18	436.42	0.052	0.985	755	125	0.80	0.874	0	0	0	0.874

Tabla 25 - Calculo del Caudal de Diseño de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado.

FACTOR DE MAYORACION	CAUDAL MAXIMO HORARIO	CONEXIONES ERRADAS	INFILTRACION	CAUDAL DE DISEÑO	CAUDAL REAL DE DISEÑO
	QMH	QCE	QINF	QD	QRD
{1}	L/s	L/s	L/s		
14	15	16	17	18	19
1.8	0.05	0.001	0.0026	0.0504	1.5
1.8	0.09	0.001	0.0052	0.1008	1.5
1.8	0.09	0.001	0.0052	0.1008	1.5
1.8	0.19	0.002	0.0104	0.2016	1.5
1.8	0.28	0.003	0.0153	0.2966	1.5
1.8	0.28	0.003	0.0153	0.2966	1.5
1.8	0.36	0.004	0.01955	0.3790	1.5
1.8	0.43	0.005	0.0238	0.4614	1.5
1.8	0.43	0.005	0.0238	0.4614	1.5
1.8	0.50	0.006	0.0274	0.5312	1.5
1.8	0.55	0.006	0.03	0.5816	1.5
1.8	0.55	0.006	0.03	0.5816	1.5
1.8	0.60	0.007	0.03295	0.6388	1.5
1.8	0.65	0.007	0.0359	0.6960	1.5
1.8	0.65	0.007	0.0359	0.6960	1.5
1.8	0.67	0.007	0.0369	0.7154	1.5
1.8	0.69	0.008	0.0382	0.7406	1.5
1.8	0.71	0.008	0.03885	0.7532	1.5
1.8	0.75	0.008	0.04145	0.8036	1.5
1.8	0.85	0.009	0.04665	0.9044	1.5
1.8	1.57	0.017	0.04925	1.6396	1.64



Tabla 26 - Calculo de las Características Geométricas de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado.

COLECTOR	TRAMO	CAUDAL DE DISEÑO	CARACTERISTICAS GEOMETRICAS						
			COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	DIAMETRO			LONG	S	S
		L/S		{1/1}	TEORICO	NOMINAL			
		1	2	3	PULG	M	PULG	M	
1	1-2	1.5	0.01	1.74	0.20	8	46.57	0.038	3.8
	2-3	1.5	0.01	1.64	0.20	8	53.88	0.053	5.3
	3-6	1.5	0.01	1.84	0.25	10	23.01	0.029	2.9
2	4-5	1.5	0.01	1.66	0.20	8	47.04	0.050	5.0
	5-6	1.5	0.01	1.59	0.20	8	53.95	0.062	6.2
	6-9	1.5	0.01	1.70	0.25	10	24.95	0.044	4.4
3	7-8	1.5	0.01	1.89	0.25	8	41.03	0.025	2.5
	8-9	1.5	0.01	1.55	0.20	8	47.82	0.073	7.3
	9-12	1.5	0.01	1.60	0.25	10	24.03	0.061	6.1
4	10-11	1.5	0.01	1.70	0.20	8	30.99	0.044	4.4
	11-12	1.5	0.01	1.49	0.20	8	34.99	0.090	9.0
	12-15	1.5	0.01	1.70	0.25	10	26.26	0.044	4.4
5	13-14	1.5	0.01	1.65	0.20	8	34.2	0.051	5.1
	14-15	1.5	0.01	1.58	0.20	8	36.49	0.066	6.6
	15-19	1.5	0.01	1.75	0.25	10	26.93	0.037	3.7
6	16-17	1.5	0.01	1.55	0.20	8	25.55	0.073	7.3
	17-18	1.5	0.01	1.75	0.20	8	24.26	0.038	3.8
	18-19	1.5	0.01	1.40	0.25	10	16.16	0.124	12.4
7	20-16	1.5	0.01	1.68	0.20	8	50.14	0.046	4.6
8	21-17	1.5	0.01	1.63	0.20	8	48.56	0.056	5.6
9	22-18	1.64	0.01	1.61	0.20	8	47.05	0.060	6.0



Tabla 27 - Calculo de las Características Hidráulicas de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado (1).

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS								
TUBO LLENO			QREAL/QL	VREAL/VL	TREAL/TL	d/D	VREAL	FUERZA TRACTIVA REAL
QLL	VLL	TLL						
L/S	m/s	kg/m2	{1/1}	{1/1}	{1/1}	{1/1}	m/s	kg/m2
9	10	11	12	13	14	15	16	17
84.6	1.72	0.81	0.02	0.344	0.273	0.108	0.59	0.22
99.0	2.02	1.10	0.02	0.344	0.273	0.108	0.69	0.30
132.2	2.69	1.97	0.01	0.344	0.273	0.108	0.93	0.54
96.1	1.96	1.04	0.02	0.344	0.273	0.108	0.67	0.28
107.4	2.19	1.30	0.01	0.29	0.195	0.076	0.63	0.25
90.6	1.85	0.92	0.02	0.344	0.273	0.108	0.63	0.25
124.0	2.53	1.73	0.01	0.344	0.273	0.108	0.87	0.47
116.5	2.37	1.53	0.01	0.29	0.195	0.076	0.69	0.30
106.3	2.17	1.27	0.01	0.29	0.195	0.076	0.63	0.25
90.2	1.84	0.92	0.02	0.344	0.273	0.108	0.63	0.25
129.2	2.63	1.88	0.01	0.29	0.195	0.076	0.76	0.37
90.6	1.85	0.92	0.02	0.344	0.273	0.108	0.63	0.25
97.7	1.99	1.07	0.02	0.344	0.273	0.108	0.68	0.29
110.8	2.26	1.38	0.01	0.29	0.195	0.076	0.65	0.27
83.1	1.69	0.78	0.02	0.344	0.273	0.108	0.58	0.21
116.3	2.37	1.52	0.01	0.29	0.195	0.076	0.69	0.30
83.6	1.70	0.79	0.02	0.344	0.273	0.108	0.59	0.21
274.8	5.60	8.50	0.01	0.29	0.195	0.076	0.80	1.66
92.9	1.89	0.97	0.02	0.344	0.273	0.108	0.65	0.27
101.7	2.07	1.16	0.01	0.29	0.195	0.076	0.60	0.23
105.2	2.14	1.25	0.02	0.29	0.195	0.076	0.62	0.24



Tabla 28 - Calculo de las Características Hidráulicas de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado (2).

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS									
d	V2REAL/2	E	PROFUNDIDAD HIDRAULICA		Nº FROUD	TIPO DE FLUJO	? DEL POZO	K	0,319"Qs/Ds^2,5
m	m	M	H/D	H	F	{1/1}	Dp	{1/1}	{1/1}
18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
0.002	0.018	0.020	0.067	0.013	0.6	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.002	0.025	0.026	0.067	0.013	0.7	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.001	0.044	0.045	0.067	0.017	0.9	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.015
0.002	0.023	0.025	0.067	0.013	0.6	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.001	0.021	0.022	0.041	0.008	0.7	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.002	0.021	0.022	0.067	0.017	0.6	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.015
0.001	0.038	0.040	0.067	0.017	0.8	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.015
0.001	0.024	0.025	0.041	0.008	0.7	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.001	0.020	0.021	0.041	0.010	0.7	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.015
0.002	0.020	0.022	0.067	0.013	0.6	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.001	0.030	0.031	0.041	0.008	0.8	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.002	0.021	0.022	0.067	0.017	0.6	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.015
0.002	0.024	0.026	0.067	0.013	0.6	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.001	0.022	0.023	0.041	0.008	0.7	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.002	0.017	0.019	0.067	0.017	0.5	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.015
0.001	0.024	0.025	0.041	0.008	0.7	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.002	0.017	0.019	0.067	0.013	0.5	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.000	0.033	0.033	0.041	0.010	0.8	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.015
0.002	0.022	0.023	0.067	0.013	0.6	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.001	0.018	0.020	0.041	0.008	0.6	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.027
0.001	0.020	0.021	0.041	0.008	0.7	SUBCRITICO	1.2	1.2	0.029



Tabla 29 - Calculo del Perfil de Cada Tramo de la Red de Alcantarillado.

PERFIL DEL TRAMO								
COTA RAZANTE		COTA CLAVE		COTA BATEA		PROFUNDIDAD HIDRAULICA A CLAVE		PROFUNDIDA DEL POZO
DE	A	DE	A	DE	A	DE	A	
m	m	m	m	m	m	M	M	M
28	29	30	31	32	33	34	35	
334.916	332.876	333.456	331.666	333.256	331.466	1.460	1.210	1.660
332.876	330.000	331.516	328.680	331.316	328.480	1.360	1.320	1.560
330.000	329.481	328.590	327.931	328.340	327.681	1.410	1.550	1.660
334.899	332.566	333.599	331.266	333.399	331.066	1.300	1.300	1.500
332.566	329.481	331.226	327.881	331.026	327.681	1.340	1.600	1.540
329.481	329.092	327.450	326.350	327.200	326.100	2.031	2.742	2.281
334.000	332.732	332.506	331.472	332.256	331.222	1.494	1.260	1.744
332.732	329.092	331.332	327.842	331.132	327.642	1.400	1.250	1.600
329.092	327.4	326.150	324.690	325.900	324.440	2.942	2.710	3.192
332.512	331.126	331.102	329.746	330.902	329.546	1.410	1.380	1.610
331.126	327.400	329.726	326.590	329.526	326.390	1.400	0.810	1.600
327.400	327.142	324.550	323.392	324.300	323.142	2.850	3.750	3.100
331.604	329.856	330.559	328.806	330.359	328.606	1.045	1.050	1.245
329.856	327.142	328.706	326.300	328.506	326.100	1.150	0.842	1.350
327.142	325.000	323.250	322.250	323.000	322.000	3.892	2.750	4.142
330.776	328.820	328.176	326.320	327.976	326.120	2.600	2.500	2.800
328.820	328.000	326.220	325.310	326.020	325.110	2.600	2.690	2.800
328.000	325.000	325.250	323.250	325.000	323.000	2.750	1.750	3.000
331.302	330.776	330.602	328.276	330.402	328.076	0.700	2.500	0.900
329.618	328.820	329.018	326.320	328.818	326.120	0.600	2.500	0.800
329.100	328.000	328.200	325.400	328.000	325.200	0.900	2.600	1.100



8.3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La planta de tratamiento de aguas residuales es de sistema aerobio y de tipo lodos activados, dispondrá de las siguientes unidades:

- Tanque de Igualación.
- Trampa de Grasas.
- Aireación Extendida.
- Sedimentador.
- Filtro.

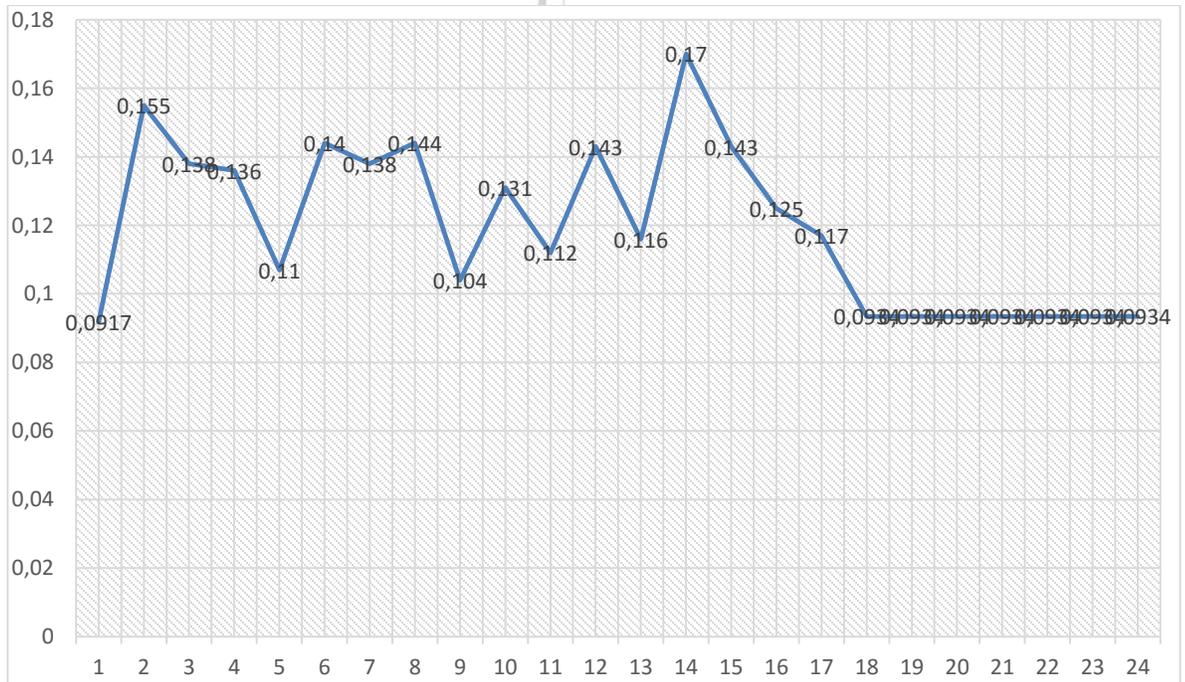
8.3.1. Tanque de Igualación

Tiene la función de estabilizar los caudales que ingresan a la PTAR.

HORA	Q (l/s)	Q (m³/h)	Acumulado Q (m³/h)	Q Bombeo	Acumulado QB	Balance
6	0.0917	0.33012	0.33012	1	1	-0.66988
7	0.155	0.558	0.88812	1	2	-1.11188
8	0.138	0.4968	1.38492	1	3	-1.61508
9	0.136	0.4896	1.87452	1	4	-2.12548
10	0.11	0.3852	2.25972	1	5	-2.74028
11	0.14	0.5184	2.77812	1	6	-3.22188
12	0.138	0.4968	3.27492	1	7	-3.72508
13	0.144	0.5184	3.79332	1	8	-4.20668
14	0.104	0.3744	4.16772	1	9	-4.83228
15	0.131	0.4716	4.63932	1	10	-5.36068
16	0.112	0.4032	5.04252	1	11	-5.95748
17	0.143	0.5148	5.55732	1	12	-6.44268
18	0.116	0.4176	5.97492	1	13	-7.02508
19	0.17	0.612	6.58692	1	14	-7.41308
20	0.143	0.5148	7.10172	1	15	-7.89828
21	0.125	0.45	7.55172	1	16	-8.44828
22	0.117	0.4212	7.97292	1	17	-9.02708
23	0.0934	0.33624	8.30916	1	18	-9.69084
24	0.0934	0.33624	8.6454	1	19	-10.3546
1	0.0934	0.33624	8.98164	1	20	-11.01836
2	0.0934	0.33624	9.31788	1	21	-11.68212
3	0.0934	0.33624	9.65412	1	22	-12.34588
4	0.0934	0.33624	9.99036	1	23	-13.00964
5	0.0934	0.33624	10.3266	1	24	-13.6734
		0.430275				
asumimos		1				

Q Bombeo=	promedio de los caudales	
Balance=	Acumulado real menos acumulado de bombeo	De los datos obtenidos en el balance tomamos el número mayor y le menor, sacamos valor absoluto y se suma

BALANCE	
MAYOR NUMERO POSITIVO =	-0.67
MENOR NUMERO =	-13.7
VALOR ABSOLUTO=	13.67
VOLUMEN DEL TANQUE m³=	13.0
CAUDAL DE DISEÑO	1.64



Del volumen se debe tener en cuenta el factor de seguridad aproximadamente el 10%.

PARAMETROS DE DISEÑO TANQUE DE IGUALACION CUADRADO				
PARAMETROS	CONVENCION	UNIDAD	VALOR	OBSERVACIONES
VOLUMEN DEL TANQUE	V	m ³	13.0	ASUMIMOS 24
CAUDAL	Q	m ³ /h	1	
TIEMPO DE RETENCION	T	h	13.00	T=V/Q
PROFUNDIDAD	h	m	2	H efectiva entre 1,5 a 3 m
AREA	A	m ²	6.5	A=V/2
LADO	L	m	2.55	

PARAMETROS DE DISEÑO TANQUE DE IGUALACION RECTANGULAR RELACION 2:1			
Relación:	2	1	
ANCHO	W =	1.80	1.90
LARGO	L =	3.61	3.70
	total	13.00352	14.06

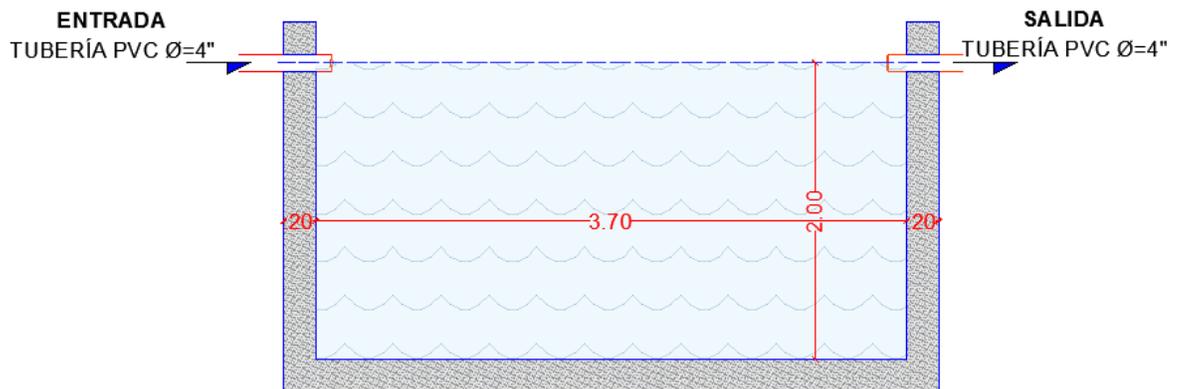


Ilustración 10 - Tanque de Igualación (Perfil Longitudinal).

8.3.2. Trampa de Grasas

Las trampas de grasa son pequeños tanques de flotación natural, en donde los aceites y las grasas, con una densidad inferior a la del agua, se mantienen en la superficie del tanque para ser fácilmente retenidos y retirados.

TRAMPA DE GRASAS				
PARAMETROS	CONVENCION	UNIDAD	VALOR	OBSERVACIONES
CAUDAL DE DISEÑO	QD	L/S	1.64	
CAUDAL DE DISEÑO TOTAL	QT	M3/H	5.90	
TIEMPO DE VERTIMIENTO	Tv	hr	12	4 -14 HORAS SEGÚN EL SERVICIO
TIEMPO DE RETENCION	Td	min	8	5 - 20 minutos
CARGA HIDRAULICA	So	m3/m2-h	10.63	RANGO PERMITIDO: 3-20 m3/m2-h
			30	

VOLUMEN DE TANQUE			
PARAMETROS	CONVENCION	UNIDAD	VALOR
CAUDAL DE DISEÑO	Q1	m3/h	7.08
TIEMPO DE RETENCION	Td	min	8
TIEMPO DE RETENCION	Td	hr	0.13
VOLUMEN DE TANQUE	Vt	m3	0.94

AREA SUPERFICIAL				
PARAMETROS	CONVENCION	UNIDAD	VALOR	OBSERVACIONES
ALTURA EFICIENTE	H _{ef}	m	1.7	0.50 - 3.00 asumir la altura
AREA SUPERFICIAL	As	m2	0.56	$As=V/h$

RELACION LARGO ANCHO SUPERFICIAL					
CORRABORAMOS	Relación:	2	1		
		W =	0.53	m	
		L =	1.05	m	
	Asumido:	W =	0.60	m	
		L =	1.10	m	
	AREA SUPERFICIAL		0.66	m ²	
	VOLUMEN		1.122	m ³	
	TIEMPO DE RETENCION		0.16	horas	
	TIEMPO DE RETENCION		9.50	minutos	Correcto
	Carga Hidráulica	$S_o = Q/A$	10.73	m ³ /m ² -h	Correcto

8.3.3. Aireación Extendida

El proceso de aireación consiste en poner el agua en contacto íntimo con el aire. Para los procesos de tratamiento de aguas residuales, el objetivo principal de la aireación es el de proporcionarle a los microorganismos el oxígeno necesario para que realicen sus procesos de transformación y degradación de la materia orgánica contaminante.

Parámetro	Unid	Valor
Q (caudal)	[m ³ /día]	141.7
S ₀ (DBO entrada)	[mg/lt]	200
S (DBO salida)	[mg/lt]	20
k _d (Cte. Cinética)	[día] ⁻¹	0.06
X (Conc. Microorganismos)	[mg/lt]	3000
T _{rc} (Tiempo Retención Celular)	[día]	10
Y (Coeficiente Cinético)	[kg/kg]	0.5

Parámetro	Unid	Valor	
VOLUMEN TEORICO	M3	26.6	
VOLUMEN REAL A 20 DIAS	M3	35.0	
ALTURA	m	3	
RELACION	2	1	
LARGO	m	2.79	2.8
ANCHO	m	1.39	1.40

TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA Trh

Trh	M3/D	0.25
	M3/H	5.928

RELACION ALIMENTO - MICROORGANISMO (F/M)						
F/M	d-1	0.27	Correcto	RANGO	0.19	0.60

CARGA VOLUMETRICA C/V						
C/V	K DBO5/M3	0.81	Correcto	RANGO	0.79	2

CALCULO DE LA CANTIDAD DE AIRE A SUMINISTRAR (ARP)		
DBOu	Kg/d	37.51
COSNTANTE BETA		0.68

CALCULO DE LA MASA DE FANGO A PURGAR (Px) HACIA DECANTADOR			
COEFICIENTE CINETICO OBSERVADO	Yobs	0.31	d-1
COEFICIENTE CINETICO	Y	0.5	
CONSTANTE CINETICA	Kd	0.06	d-1
TIEMPO DE RETENCION CELULAR	Trc	10	d
MASA DE FANGO A PURGAR	Px	7.97	

CANTIDAD REAL DE AIRE REAL REQUERIDO (ARP)			
CANTIDAD REAL DE AIRE REAL REQUERIDO	ARP	936.07	m ³ N/d
		0.10	10
		RANGO %	6
			AL 15
CANTIDAD REAL DE AIRE REAL REQUERIDO	ARP	39.00	m ³ N/H

EDAD DE LODOS			
EDAD DE LODOS	θ_L		8.20
COEFICIENTE DE PRODUCCION DE LODO	Y		0.6
COEFICIENTE DE DECANTAMIENTO CELULAR	Kd		0.04
CARGA DE DBO5 DEL SISTEMA			28.34

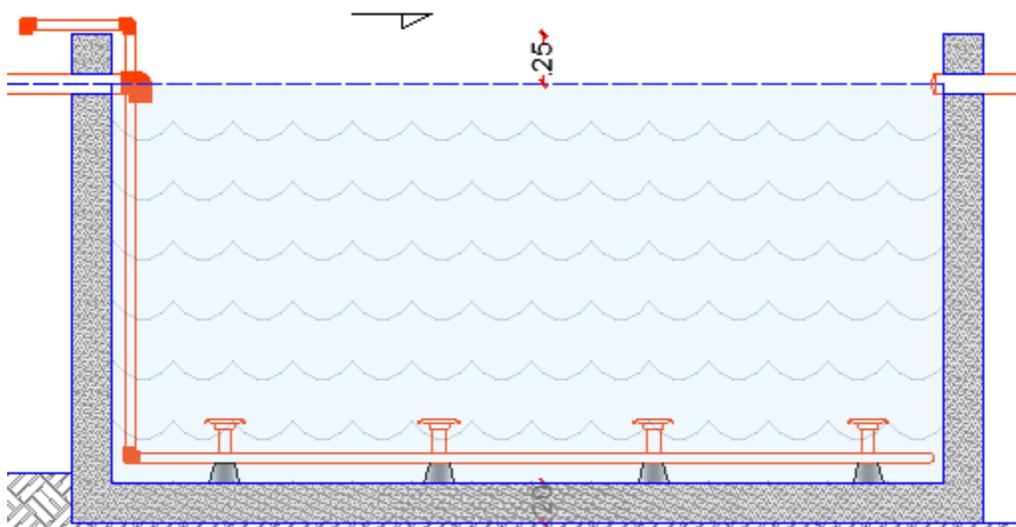


Ilustración 11 - Tanque de Aireación (Perfil Longitudinal, con Detalle Anclaje de Difusores).

8.3.4. Sedimentador

El objetivo de la sedimentación es remover los residuos sólidos sedimentables y material flotante para disminuir la concentración de sólidos suspendidos.

SEDIMENTADOR				
		UNID	VALOR	PARAMETROS
CDBO	CONCENTRACION DE DBO INFLUENTE	mg/l	200	
CSS	CONCENTRACION DE DBO INFLUENTE SS	mg/l	2000	
Q	CAUDAL	l/s	1.6	
Q	CAUDAL	m ³ /S	0.00164	
Q	CAUDAL	m ³ /dia	141.7	
AS	ÁREA SUPERFICIAL	m ²	5.467	
VS	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION	m/s	0.0003	0.00011 - 0.00070
h	PROFUNDIDAD	M	2	
	RELACION LARGO- PROFUNDO L/H	3	1	
	RELACION LARGO- ANCHO L/B	3	1	
L	LONGITUD	m	4.05	4.10
w	ANCHO	m	1.35	1.40

V	VOLUMEN	m3	10.93	11.48
VH	VELOCIDAD HORIZONTAL	CM/S	0.0586	
VCS	VELOCIDAD CRITICA DE SEDIMENTACION	m/s	5	
To	TIEMPO DE RETENCION	min	116.663	
P	PENDIENTE	%	10	
H'	ALTURA MAXIMA UNIDAD	m	2.65	
L2	EVACUACION DE LODOS	M	0.15	
L1	LAMINA DE AGUA	M	0.30	
PANTALLA DIFUSORA				
L1	DISTANCIA PANTALLA DIFUSORA	m	0.7	0.7 a 1 m
	LONGITUD UNIDAD	m	4.80	
L/H	VERIFICACION L/H		2.1	SE VERIFICA SI CUMPLE RELACION
L/B	VERIFICACION L/B		3.43	SE VERIFICA SI CUMPLE RELACION
AO	ÁREA TOTAL DE ORIFICIOS	m2	0.0164	
VO	VELOCIDAD TEORICA DE ORIFICIOS	m/s	0.1	SE ASUME
	PULGADAS		3	
Φ	DIAMETRO ORIFICIO	m	0.0762	
	ÁREA ORIFICIO	M2	0.0046	
NO	NUMERO DE ORIFICIOS		3.60	4.00
	ALTURA PANTALLA DIFUSORA	M	1.59	
NF	NUMERO DE FILAS	UND	5.00	
NC	NUMERO DE COLUMNAS	UND	0.72	1
AL	ESPACIO ENTRE FILAS	M	0.32	
A2	ESPACIO ENTRE COLUMNAS	M	-2.705	-2.705

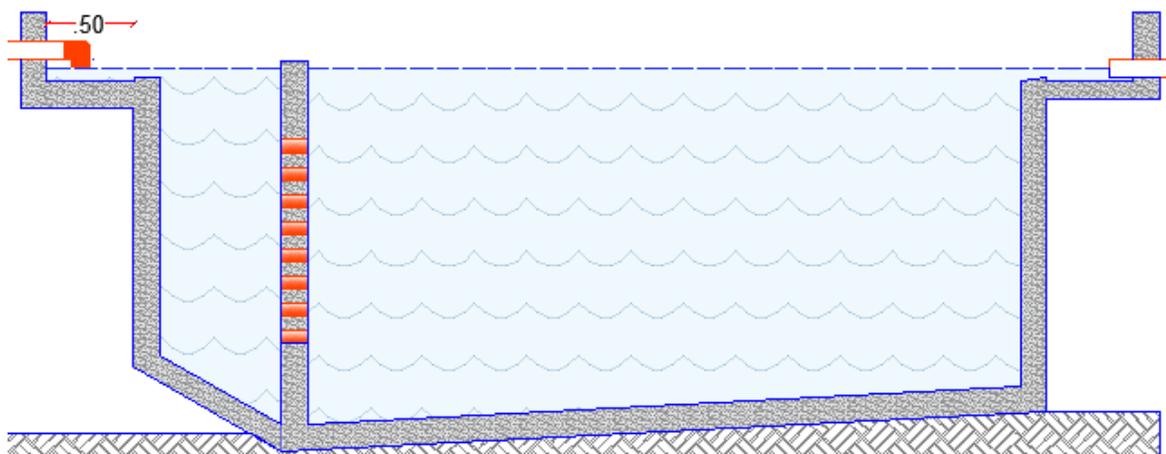


Ilustración 12 - Sedimentador (Perfil Longitudinal).

8.3.5. Filtro

La finalidad de los filtros en una planta de tratamiento de filtración rápida es la separación de las partículas y los microorganismos que no han sido removidos en el proceso de sedimentación.

Datos de Entrada					
Población N	755	hab			
VOLUMEN PERCAPITA	125	lts/hab.d			
COEFICINTE	0.8				
Caudal	1.573	lps			
Conexiones cerradas	0.017	0.02941			
Infiltración	0.05	0.0865			
área terreno	1.73	hec			
caudal diseño	1.64	lps			
VOLUMEN FILTRO	VF	75500			
VOLUMEN FILTRO	VF	75.5	M3		
ALTURA UTIL	H	2.15	M		
ÁREA FILTRO	AF	35.12			
Dimensionamiento					
área tanque	35.12	m2	Ancho A	4.04	m
Vol útil Vu	70.23	m3	Largo L	8.08	m
Altura útil hu	2.15	m	Vol útil real	70.23	m3
Borde libre	0.2	m	Altura tanque	2.35	m
GRAVA	0.65	CM			
LAMINA DE AGUA	1.01				
FALSO FONDO	0.3	CM			

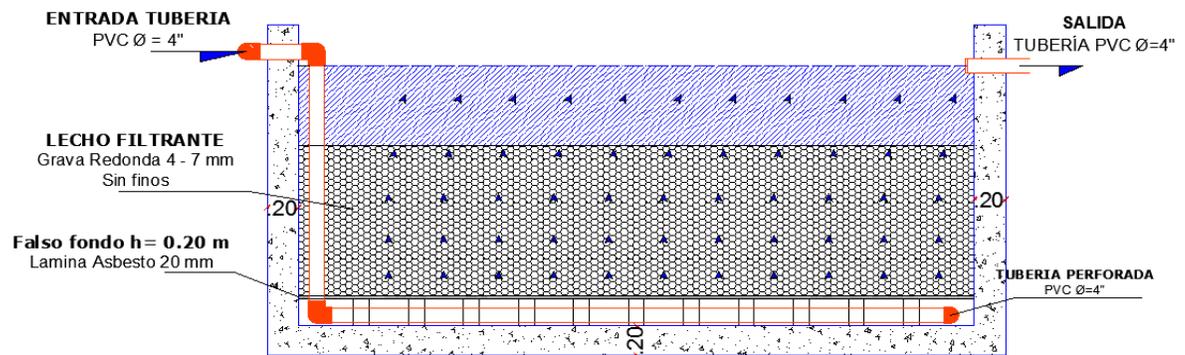


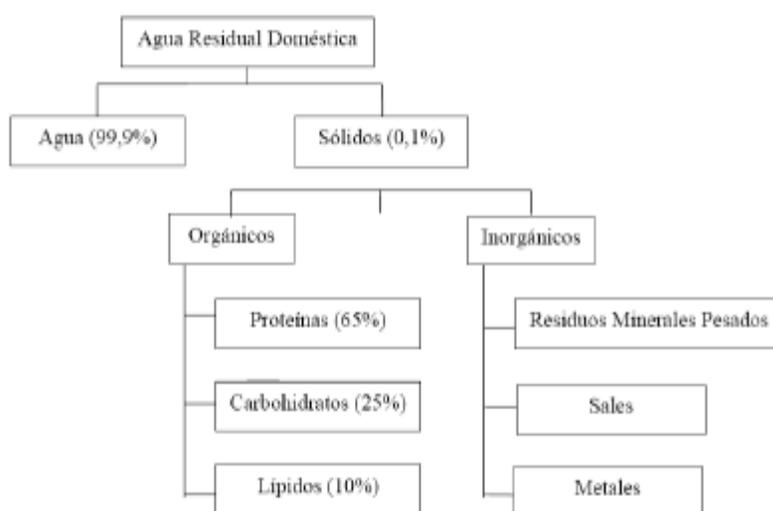
Ilustración 13 - Filtro (Perfil Longitudinal).

8.3.6. COMPOSICIÓN TÍPICA DE AGUA RESIDUAL DOMÉSTICA

En los procesos de sistemas de tratamiento de aguas residuales aerobios, se generan una serie de componentes de origen Biológico, químico y Físico; los cuales generan un tipo de caracterización típica para este tipo de sistemas de plantas de tratamiento. El sistema que se propuso de diseño de PTAR por ser un sistema aerobio presenta la siguiente composición típica.

Como el sistema propuesto es para Aguas Residuales Domesticas, éstas están compuesta por un 99.9% de agua y un 0.1% de sólidos, de los cuales el 70% son orgánicos y el 30% son inorgánicos como arenas, sales y metales; siendo éste 0.1% el que debe ser sometido a tratamiento en las PTARs. La composición del agua residual está en función del uso, ésta depende tanto de las características sociales y económicas de la población así como del clima, la cultura y del uso del suelo entre otras (von Sperling y Chernicharo, 2005). La Figura 15, presenta la composición del ARD.

Figura 15 - Composición del ARD.



FUENTE: Composición de las aguas residuales (Adaptado Metcalf y Eddy, 1998).

Aproximadamente el 65% de los sólidos orgánicos son proteínas como albúminas, globulinas y enzimas provenientes de las industrias o de la actividad microbiológica en el agua residual. La proporción de los carbohidratos está en función de las costumbres en la región (éstos se encuentran en sus formas más comunes como glucosa, sacarosa, almidón y celulosa). Las grasas y aceites animales o vegetales son el tercer componente de los alimentos. En la Tabla 30,

anterior se presenta los constituyentes que deben ser reducidos de las aguas residuales y en la Tabla 31, se observan sus características microbiológicas.

Tabla 30 - Principales Constituyentes de las Aguas Residuales a Reducir (Adaptado de Von Sperling y Chernicharo, 2005; Metcalf y Eddy, 2003).

COMPONENTE	IMPORTANCIA
Solidos suspendidos	Forman depósitos de lodo y favorecen las condiciones anaerobias cuando son descargados a los ecosistemas
Materia Orgánica	Compuestas principalmente por proteínas carbohidratos y grasas, comúnmente es medida como DBO y DQO; si se descarga sin tratamiento a un cuerpo de agua, reduce el oxígeno disuelto y desarrolla condiciones anaerobias
Contaminantes prioritarios	Pueden ser orgánicos e inorgánicos, causan alteraciones genéticas, mutaciones; además son cancerígenos.
Compuestos orgánicos refractarios	Son resistentes al tratamiento convencional como ejemplo son los fenoles y algunos pesticidas utilizados en la agricultura
Metales pesados	Se encuentran en las aguas residuales provenientes de industrias, pueden ser removidos y reutilizados
Compuestos orgánicos disueltos	El calcio, sodio y sulfatos son añadidos en algunos casos al agua de consumo con el fin de suplir algunas necesidades, estos pueden ser removidos y reutilizados
Temperatura	Influye en la actividad microbiana Influye en la solubilidad de los gases Influye en la viscosidad
Color	Aguas sépticas: olor ofensivo Aguas industriales: depende de lo que fabriquen
Turbiedad	Causada por una gran variedad de solidos suspendidos; las aguas frescas mayor concentración de solidos

Tabla 31 - Características Microbiológicas de las Aguas Residuales (Von Sperling y Chernicharo, 2005).

ORGANISMOS	DESCRIPCION
Bacterias	Son las responsables de la estabilización de la materia orgánica; algunas bacterias son patógenas causando enfermedades intestinales
Arqueas	Son importantes en los procesos anaerobios
Algas	Organismos fotosintéticos autótrofos, contiene clorofila importante en la producción de oxígeno en los cuerpos de agua y en los procesos de tratamiento de aguas residuales
Hongos	Predominan los aerobios, multicelulares no fotosintéticos, son organismos heterótrofos, son importantes en la descomposición de la materia orgánica, pueden crecer en condiciones de baja temperatura y pH
Protozoos	Usualmente organismos unicelulares sin pared celular,. En su mayoría son aerobios y facultativos. se alimenta de bacterias
Virus	Organismos parásitos, formados por la asociación

	de material genético, frecuentemente se dificulta su reducción en el tratamiento de aguas residuales
Helmintos	Los huevos ocasionan enfermedades

Teniendo en cuenta lo que se consigna en las tablas, se tiene que los sistemas *Aerobios*: realizados por microorganismos, cuyo metabolismo tiene lugar en presencia de oxígeno disuelto. Los productos finales son principalmente CO₂, H₂O y una parte es empleada para la formación de nuevos microorganismos. **Metcalf y Eddy**. En vista de esto y teniendo como referente legal la resolución N° 1207 del 25 de julio de 2014 la cual establece la caracterización del vertimiento existente o estado final previsto para el vertimiento proyectado de conformidad con la norma de vertimientos vigente. De conformidad con la norma de vertimientos vigente. La resolución tiene por objeto establecer las disposiciones relacionadas con el uso del agua residual tratada y no aplica para su empleo como fertilizante o acondicionador de suelos, se tiene.

Artículo 6°. De los usos establecidos para agua residual tratada. Las aguas residuales tratadas se podrán utilizar en los siguientes usos:

8.3.6.1. Uso Agrícola

Para el riego de:

- Cultivos de pastos y forrajes para consumo animal.
- Cultivos no alimenticios para humanos o animales.
- Cultivos de fibras celulósicas y derivados.
- Cultivos para la obtención de biocombustibles (biodiesel y alcohol carburante) incluidos lubricantes.
- Cultivos forestales de madera, fibras y otros no comestibles.
- Cultivos alimenticios que no son de consumo directo para humanos o animales y que han sido sometidos a procesos físicos o químicos.
- Áreas verdes en parques y campos deportivos en actividades de ornato y mantenimiento.
- Jardines en áreas no domiciliarias.

Teniendo las condiciones del agua que saldrá de la PTAR, esta se empleará para riego por goteo cumpliendo desde el punto de vista de la resolución número 1207 de 2014; normatividad exigida y lo técnico que es un agua libre de sustancias químicas nocivas para el recurso Hídrico.

- Áreas verdes en parques y campos deportivos en actividades de ornato y mantenimiento.
- Jardines en áreas no domiciliarias.

Variable	Unidad de Medida	Valor Límite Máximo Permissible
FÍSICOS		
pH	Unidades de pH	6,0 - 9,0
Conductividad	μS/cm	1.500,0
MICROBIOLÓGICOS		
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 mL	1,0*E(+4)
Enterococos Fecales	NMP/100 mL	1,0
Helmintos Parásitos Humanos	Huevos y Larvas/L	1,0
Protozoos Parásitos Humanos	Quistes/L	1,0
<i>Salmonella sp</i>	NMP/100 mL	1,0
QUÍMICOS		
Fenoles Totales	mg/L	0,002
Hidrocarburos Totales	mg/L	1,0
Biocidas		
2,4 D ácido	mg/L	0,0001
Diurón	mg/L	0,0001
Glifosato	mg/L	0,0001
Mancozeb	mg/L	0,0001
Propineb	mg/L	0,0001
Iones		
Cianuro Libre	mg CN ⁻ /L	0,2
Fluoruros	mg F ⁻ /L	1,0
Metales		
Aluminio	mg Al/L	5,0
Berilio	mg Be/L	0,1
Cadmio	mg Cd/L	0,01
Cinc	mg Zn/L	3,0
Cobalto	mg Co/L	0,05
Cobre	mg Cu/L	1,0
Cromo	mg Cr/L	0,1
Hierro	mg Fe/L	5,0
Litio	mg Li/L	2,5
Manganeso	mg Mn/L	0,2
Mercurio	mg Hg/L	0,002
Molibdeno	mg Mo/L	0,07
Níquel	mg Ni/L	0,2
Vanadio	mg V/L	0,1
Metaloides		
Antimonio	mg Sb/L	0,05
Arsénico	mg As/L	0,1
No Metales		
Selenio	mg Se/L	0,02
Otros		
Cloro Total Residual (con mínimo 30 minutos de contacto)	mg Cl ₂ /L	Menor a 1,0
Nitratos	mg NO ₂ ⁻ -N/L	5,0

La norma también establece. En su Artículo 8°. Distancias mínimas de retiro para el desarrollo del reúso. Además de cumplir con los criterios de calidad para el reúso, se debe cumplir con las siguientes distancias mínimas de retiro al momento de efectuar la actividad de reúso:

Ornato y mantenimiento de áreas verdes en parques y campos deportivos	15 metros medidos desde la línea de mareas máximas o la del cauce permanente de todo cuerpo de agua superficial hasta el perímetro de las áreas de aplicación.
	15 metros de radio medidos desde los pozos y aljibes de agua subterránea hasta el perímetro de las áreas de aplicación.
Jardines en áreas no domiciliarias	*30 metros de radio medidos desde cada punto de aplicación en aquellas áreas con acceso al público, si el riego es realizado por aspersión, durante el lapso de tiempo que este se esté realizando.



UNIMINUTO
 Corporación Universitaria Minuto de Dios
 Educación de Calidad al alcance de todos



9. CONCLUSIONES

- La realización del presente trabajo de Grado permitió la complementación de los procesos teóricos adquiridos como estudiantes durante el proceso de formación en el programa de Ingeniería Civil de la universidad Minuto de Dios regional Girardot, con un enfoque de extensión a la comunidad y el desarrollo práctico.
- Teniendo en cuenta las características topográficas de la zona de proyecto, se logró el diseño por gravedad más óptimo de la línea de alcantarillado, de acuerdo a la recomendación de diferentes autores con experiencia en la delineación de este tipo de diseños.
- Dentro del desarrollo del presente proyecto, se permitió adelantar un proceso de mejora en las condiciones de calidad de vida de los futuros habitantes de proyecto por medio del diseño de la red de agua potable que va a suplir una de las necesidades básicas de dichos habitantes.

UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

10. RECOMENDACIONES

- Se recomienda seguir las especificaciones de diseño planteadas en el presente proyecto; ya que cualquier variación podría ocasionar fracasos en funcionamiento de los sistemas planteados.
- La zanja para la tubería debe tener como mínimo el diámetro de la tubería más 30cm.
- Al momento de realizar este proyecto, se debe contemplar la contratación de personal calificada, para ejecutar la obra, según lo especificado en el estudio.



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

ANEXOS



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos



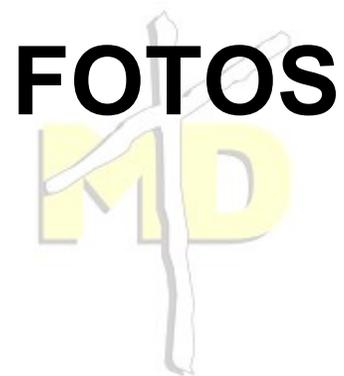
CANTIDADES DE OBRA

UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos

URBANIZACION VILLA HANNA			
CARMEN DE APICALA (TOLIMA)			
INSTALACIONES HIDROSANITARIAS (ALCANTARILLADO)			
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT
1	PRELIMINARES		
1,1	Localización y replanteo	ML	763,86
2	EXCAVACIONES		
2,1	Excavaciones en material común	M3	773,92
3	RELLENOS		
3,1	Relleno en material común	M3	636,42
3,2	Arena lavada	M3	147,89
3,3	Relleno en recebo compactado mecánicamente	M3	386,96
4	ALCANTARILLADO		
4,1	Tubería para alcantarillado PVC 8"	ML	622,52
4,2	Tubería para alcantarillado PVC 10"	ML	141,34
4,3	Pozo de inspección en ladrillo tolete y tapa h=0.8m - 2,0m	UN	14,00
4,4	Pozo de inspección en ladrillo tolete y tapa h=2,0m - 4,0m	UN	8,00

Educación de Calidad al alcance de todos

URBANIZACION VILLA HANNA			
CARMEN DE APICALA (TOLIMA)			
ACUEDUCTO			
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT
1	PRELIMINARES		
1,1	Localización y replanteo	ML	836,38
2	EXCAVACIONES		
2,1	Excavaciones en material común	M3	712,77
3	RELLENOS		
3,1	Relleno en material común	M3	476,74
3,2	Arena lavada de peña	M3	85,48
3,3	Relleno en recebo compactado mecánicamente	M3	150,55
4	ACUEDUCTO		
4,1	tubería PVC presión diámetro 2"	M	372,34
4,2	tubería PVC presión diámetro 3"	M	319,69
4,3	tubería PVC presión diámetro 4"	M	126,72
4,5	tubería PVC presión diámetro 6"	M	17,63
5	ACCESORIOS		
5,1	Tee HD um 4x4X3	UND	7,00
5,5	codo pvc 45° D= 4	UND	4,00
5,6	codo pvc 45° D= 3	UND	4,00
5,7	codo pvc 45° D= 2	UND	4,00
5,9	VALVULA DE PURGA 2"	UND	9,00
5,10	VALVULA DE ALIVIO 3"	UND	1,00
6	ANCLAJES		
6,1	Concreto para anclajes de accesorios	m3	0,04



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios
Educación de Calidad al alcance de todos





