

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO,
AGUAS LLUVIAS, Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE
SAN MATIAS, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD**

PRESENTADO POR:

**ERICK ELIAS CABRERA PAIZ
JULIO CESAR CASTRO CARMONA
RICARDO MENDEZ GARCIA**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 2011

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO,
AGUAS LLUVIAS, Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA EL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE
SAN MATIAS, DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD**

Presentado por :

**ERICK ELIAS CABRERA PAIZ
JULIO CESAR CASTRO CARMONA
RICARDO MENDEZ GARCIA**

Trabajo de Graduación Aprobado por :

Docentes Directores :

**MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING. JOAQUÍN MARIANO SERRANO CHOTO**

San Salvador, Febrero de 2011

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

ING. JOAQUÍN MARIANO SERRANO CHOTO

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar un trabajo tan arduo y lleno de dificultades como es el desarrollo de una tesis es inevitable que asalte un muy humano egocentrismo que lleva a concentrar la mayor parte del merito en el aporte propio. Sin embargo, el análisis objetivo nos ha mostrado inmediatamente que la magnitud de ese aporte hubiese sido imposible sin la participación de personas e instituciones que de manera desinteresada nos brindaron su apoyo para que este trabajo llegue a un feliz término. Por ello es para nosotros un verdadero placer utilizar este espacio para ser justo y consecuente con ellos, expresándoles nuestros agradecimientos:

A la Universidad de El Salvador, a través de la Escuela de Ingeniería Civil por aprobar desde el inicio el tema de la presente investigación.

A la alcaldía del municipio de San Matías del departamento de La Libertad, representada por el alcalde Virgilio Martínez Barillas y su consejo municipal, por toda su colaboración prestada, por su apoyo, información, recursos y tiempo brindado.

A nuestros asesores Ing. Ricardo Ernesto Herrera Mirón, Ing. Joaquín Mariano Serrano Choto, por orientarnos y estar siempre dispuestos a ayudarnos en todo momento.

A nuestros compañeros de la universidad, Luis Carranza, Humberto Cuellar, Alfredo Ayala, Paolo Figueroa, Fredy Rodríguez y Tatiana Flores que fueron parte activa de este proyecto.

A nuestros amigos, familiares y todas aquellas personas que contribuyeron directa o indirectamente de manera desinteresada al desarrollo de este trabajo de graduación.

DEDICATORIA

Al iniciar mis estudios universitarios, desde el primer día llegue con los bolsillos colmados de esperanzas, sed de conocimiento y mejores posibilidades de vida, sabiendo que el camino a seguir estaría lleno de responsabilidades, sorpresas y dificultades imprevistas, las cuales con el pasar de los años fueron formando parte de mi vida, creando una amalgama de ingredientes esenciales e inherentes que me dieron la fortaleza de mantenerme firme en mi camino.

Doy gracias a Dios por haberme permitido finalizar con éxito mi carrera universitaria, brindándome salud, sabiduría y sobre todo poner a mi lado seres humanos llenos de amor y bondad que han estado siempre conmigo transmitiéndome su alegría y apoyo incondicional.

De gran importancia es para mí mencionar la inmensa gratitud que debo a mis padres Antonio Elías Cabrera y Ana Ruth Paiz, por apoyarme en todo cuanto hizo falta.

A mi padre: por ser mi mejor punto de referencia profesional y personal, por enseñarme a encarar las adversidades sin perder la dignidad ni desfallecer en el intento, por haberme impulsado a tomar la decisión de iniciar mis estudios universitarios, por el peso, la autoridad de sus consejos y ejemplo.

A mi madre: que con su amor y ejemplo me ha enseñado que no hay obstáculo en el mundo que pueda vencer la voluntad humana, que a pesar de tantas dificultades que se presentaron supo sacrificarse para que en mi vida nunca me faltara nada.

Gracia papá y mamá, por darme una carrera para mi futuro, por creer en mí, por darme todo lo que soy como persona, mis valores, principios y empeño. Este logro es solo el reflejo de lo que me dieron, sea por tanto, más suyo que mío.

A mis hermanos: dos que los vi nacer, Iveth y Héctor. En lo más profundo de mi guardo todos esos detalles, esos que me involucraron y han formado parte de los momentos más bonitos de mi vida, me da alegría saber que cada uno es y seguirá siendo esa imprescindible parte de mi vida y ser yo también un espacio en sus

corazones. A ustedes les dedico este triunfo y los invito a luchar por superarse, recuerden que en mí siempre encontraran un apoyo incondicional.

A mi abuelita: mamá Ofelia, quien con su amor, enseñanzas, oraciones y constante apoyo me ha motivado a salir siempre adelante. Estaré eternamente en deuda con usted y le agradezco todo lo que ha hecho por mi.

A mi familia: mis tíos, tías, primos y primas, que me han apoyado de diversas formas. Tío Abel le agradezco el interés, aprecio, apoyo y el haber estado siempre pendiente de mi desempeño en la universidad a lo largo de estos años.

A mis compañeros de tesis Ricardo y Julio, gracias por todo el apoyo, comprensión y compañía durante la realización de este trabajo de graduación.

Por último y no menos importante, mencionar que a lo largo de nuestras vidas existen lugares de los que uno se lleva algo de ese sitio, como un acto majestuoso de comunión (común-unión); de la Universidad de El Salvador, lugar donde he dejado un poco de lo que tengo, me llevo muchos compañeros y amigos que compartieron conmigo los ires y venires a lo largo de esta carrera, muchos de ellos no terminaron este arduo camino por situaciones a veces no tan justas que nos pone la vida, pero nunca los voy a olvidar, y no necesito mencionarlos uno a uno, porque tanto ellos como yo sabemos que desde lo más profundo de mi alma les agradezco por haberme brindado apoyo, colaboración, animo, cariño, pero sobre todo solidaridad y respeto mutuo. Con ustedes la magia está hecha, el contacto se ha establecido, nadie será ya el mismo, el encantamiento ha surtido efecto. Gracias a todos por permitirme disfrutar de esa magia.

Ad astra per aspera

Erick Elías Cabrera Paiz

DEDICATORIA

Mi tesis la dedico con todo amor y cariño.

Al señor Jesucristo, mi Señor y Dios, por enseñarme el camino correcto de la vida, guiándome y fortaleciéndome cada día con su Santo Espíritu.

A mis padres Pedrina García y Vidal Méndez, a mis hermanas y hermanos por creer y confiar siempre en mí, apoyándome en todas las decisiones que he tomado en mi vida.

A mi esposa Roxana Patricia y mis hijos, Josué Enmanuel y Roxana Alexandra, por ser el apoyo principal en todo momento y la fuente de mi inspiración y motivación para superarme cada día mas y así poder luchar para que la vida nos depare un futuro mejor.

A los Ingenieros Ricardo Ernesto Herrera Mirón y Joaquín Mariano Serrano Choto ya que sin su ayuda, su comprensión y colaboración, todo este trabajo habría sido imposible de realizar.

Al señor Virgilio Martínez Barillas, Alcalde del Municipio de San Matías, Departamento de La Libertad, quien junto a su sindico municipal Licenciada Teresa del Carmen Martínez, me proporciono la colaboración necesaria para llevar a cabo la presente tesis.

Mi reconocimiento hacia el personal docente de la Universidad de El Salvador, por compartir desinteresadamente sus amplios conocimientos y experiencia.

A mis compañeros de tesis Erick Elías Cabrera Paiz y Julio Cesar Castro Carmona, quienes me brindaron su apoyo y compañía en momentos de flaqueza e incertidumbre.

A mis amigos Fredy Adelmo Rodríguez Aguilar, Juan Orlando Montes García, Eva Corina Rodríguez, Cesar Mauricio Paredes, Jorge Alberto Arriaza, Rony Max Salamanca, Joaquín López Sánchez, Gerardo Martínez y Oscar Saúl Pacheco, por el apoyo y motivación que de ellos he recibido.

Sin ánimo de olvidar a nadie en particular y a todas aquellas personas que de una u otra manera han compartido mi vida durante estos últimos años mi más sincero agradecimiento a su comprensión, estímulo y ayuda.

Ricardo Méndez García

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO, por su infinito amor, que me ha permitido llegar a este momento y lograr dar fin a este trabajo de graduación.

A mis padres JULIO CESAR CASTRO RAMOS (Q.D.D.G) Y VILMA ENRIQUETA CARMONA VDA. DE CASTRO, que con mucho amor, comprensión y consejos, llenaron mi vida e hicieron que siempre pensara en estudiar y seguir una carrera profesional.

A mi hermano JOSE AMILCAR CASTRO CARMONA (Q.D.D.G), que se fue joven de este mundo, pero que con mucho cariño me hizo siempre estudiar cuando éramos pequeños.

A mi esposa CLAUDIA, por su amor y comprensión, ya que siempre entendió todos los momentos que tuvimos que dejar a un lado los paseos y el tiempo con la familia, para dedicarlo a este trabajo y a las horas de clases y estudio, que se dan a lo largo de la vida de estudiante.

A mis hijos VILMITA Y JULITO, que este triunfo es para ustedes y para animarlos a que siempre estudien, y se esfuercen para lograr sus metas, que si se puede.

A mi familia, que siempre me ha apoyado y motivado a seguir adelante, que están siempre conmigo en las buenas y malas, y que este logro también es para ellos.

A todos mis amigos que siempre están conmigo, apoyándome de una manera incondicional y por su amistad.

A RICARDO Y ERICK, por su Comprensión e invaluable amistad, por todo el esfuerzo que compartimos, por las buenas y malas, que pasamos junto, gracias compañeros que DIOS los bendiga siempre.

A todas las personas que de una y otra forma, tuvieron algo que ver, para que yo pudiera lograr esta meta.

Que DIOS nos bendiga a todos, hoy y siempre.

Julio Cesar Castro Carmona

INDICE GENERAL

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Planteamiento del problema	7
1.4 Objetivos	10
1.5 Alcances	11
1.6 Limitaciones	12
1.7 Justificación	12

CAPITULO II

FUNDAMENTOS TEORICOS

2.1 Alcantarillado	15
2.1.1 Descripción e importancia del alcantarillado	16
2.1.2 Tipos de sistemas de alcantarillado	16
2.1.3 Conveniencia de los sistemas de alcantarillado separados	18
2.1.4 Obras accesorias y complementarias para alcantarillado sanitario y pluvial	19
2.1.4.1 Estructuras de captación	19
2.1.4.2 Obras de conducción	21
2.1.4.3 Estructuras de conexión y mantenimiento	24
2.1.4.4 Estructuras de vertido	24
2.1.4.5 Obras complementarias	28
2.1.4.5.1 Estaciones de bombeo	28
2.1.4.5.2 Vertedores	28
2.1.4.5.3 Estructuras de cruce	28
2.1.5 Disposición final	31
2.2 Alcantarillado pluvial	31
2.2.1 Planeación del sistema	33

2.2.1.1 Recopilación de información básica	33
2.2.1.2 Evaluación del caudal de diseño	34
2.2.1.3 Área de drenaje	35
2.2.1.4 Intensidad de la lluvia	35
2.2.1.5 Periodo de retorno de diseño	36
2.2.1.6 Duración de la lluvia	37
2.2.1.7 Coeficiente de escorrentía	39
2.2.2 Trazo de la red de alcantarillado pluvial	39
2.2.2.1 Configuraciones de un sistema de alcantarillado	40
2.2.3 Normas técnicas para proyectos de alcantarillado pluvial	42
2.3 Alcantarillado sanitario	46
2.3.1 Metodología de diseño de la red de alcantarillado sanitario	48
2.3.1.1 Normas técnicas para proyectos de alcantarillados	48
2.3.2 Consideraciones generales de diseño	51
2.3.2.1 Levantamiento topográfico	51
2.3.2.2 Ubicación y recubrimiento de tuberías de alcantarillado	51
2.3.2.2.1 Ubicación de colectores de aguas negras	52
2.3.2.2.2 Profundidad de los colectores	52
2.3.2.3 Separación de sistemas	53
2.4 Aguas residuales	53
2.4.1 Tipos de aguas residuales	53
2.4.1.1 Aguas residuales de origen domestico	54
2.4.1.2 Aguas residuales de origen industrial	54
2.4.1.3 Aguas residuales de origen agrícola	54
2.4.2 Caracterización de las aguas residuales	55
2.4.3.1 Características físicas	55
2.4.3.2 Características químicas	55
2.4.3.3 Características biológicas	55
2.4.3 Efectos dañinos de las aguas residuales en fuentes de agua potable	56

2.4.4 Tratamiento de las aguas residuales	56
2.4.4.1 Métodos de tratamiento de las aguas residuales	57
2.4.4.1.1 Tratamiento preliminar	57
2.4.4.1.2 Tratamiento primario	59
2.4.4.1.3 Tratamiento secundario	61
2.4.4.1.4 Tratamiento terciario	62
2.4.4.1.5 Tratamiento de lodos	63
2.4.5 Marco normativo aplicable a la planta de tratamiento de aguas residuales	64

CAPITULO III

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS

3.1 Determinación de la tormenta de diseño	65
3.2 Software de diseño de redes de aguas lluvias Stormwater Management Model (SWMM)	72
3.2.1 Descripción de los componentes físicos de la modelación en SWMM	73
3.2.2 Características generales del espacio de trabajo de SWMM	79
3.2.2.1 El menú principal	79
3.2.2.2 Barras de herramientas	85
3.2.2.3 Mapa del área de estudio	89
3.2.2.4 El visor de datos	90
3.2.2.5 El visor del mapa	91
3.2.2.6 Editor de propiedades	92
3.2.3 Diseño de la red de aguas lluvias de San Matías haciendo uso del programa SWMM	93
3.2.3.1 Configuración del proyecto	96
3.2.3.2 Dibujo de los objetos	105
3.2.3.3 Introducción de propiedades a los objetos	110

3.2.3.4 Realizando simulación	116
3.3 Especificaciones técnicas para los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial	120
3.4 Planos detalles constructivos de la red de aguas lluvias	140
3.5 Presupuesto de la red de aguas lluvias	153
CAPITULO IV	
DISEÑO ESPECIFICACIONES, TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS NEGRAS	
4.1 Diseño de la alternativa para la evacuación de las aguas negras	155
4.1.1 Consideraciones técnicas para el diseño	155
4.1.2 Presentación del diseño	156
4.2 Planos y detalles constructivos de la red de aguas negras	184
4.3 Presupuesto de la red de aguas negras	198
CAPITULO V	
ALTERNATIVAS PARA LOS SECTORES INACCESIBLES AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO	
5.1 Introducción	200
5.2 Letrinas	201
5.2.1 Letrina solar	202
5.2.2 Letrina abonera seca familiar (LASF)	207
5.2.2.1 principios técnicos más importantes de las LASF	209
5.3 Sistema de fosa séptica	216
5.3.1 Elementos de una fosa séptica	216
5.3.2 Especificaciones para el diseño de fosas sépticas	220
5.3.3 Tanque séptico prefabricado	221
5.3.4 Diseño de fosas sépticas	223

CAPITULO VI	
DISEÑO, ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA	
PLANTA DE TRATAMIENTO	
6.1 Características del lugar	229
6.2 Parámetros de diseño y características del efluente	230
6.3 Calculo del caudal	232
6.4 Alternativas de Diseño de la Planta de Tratamiento	234
6.4.1 Alternativa de Tratamiento #1	234
6.4.2 Alternativa de Tratamiento #2	269
6.5 Especificaciones técnicas	273
6.6 Planos y detalles constructivos de las alternativas de planta de tratamiento de aguas residuales	288
6.7 Presupuestos de las alternativas de planta de tratamiento de aguas residuales	302
6.8 Operación y mantenimiento de la planta de tratamiento	305
CAPITULO VII	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
7.1 Conclusiones Respecto al Sistema de Alcantarillado Sanitario y pluvial	315
7.2 Conclusiones Respecto al Sistema de Tratamiento	316
7.3 Recomendaciones Respecto al Sistema de Alcantarillado Sanitario y Pluvial	317
7.4 Recomendaciones Respecto al Sistema de Tratamiento	319
ANEXOS	320

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Esquema de ubicación del Municipio de San Matías</i>	3
<i>Figura 1.2 Actividad comercial predominante en el municipio de San Matías</i>	5
<i>Figura 1.3 Encharcamientos en vías urbanas de San Matías</i>	7
<i>Figura 1.4 Situación actual por falta de alcantarillado sanitario</i>	8
<i>Figura 2.1 Sistema de Alcantarillado Pluvial</i>	16
<i>Figura 2.2 Sistema de Alcantarillado Combinado</i>	17
<i>Figura 2.3. Tragante con sello hidráulico para alcantarillado combinado</i>	20
<i>Figura 2.4. Tragante sin sello hidráulico y con desarenador para alcantarillado de aguas lluvias</i>	20
<i>Figura 2.5. Reja horizontal para tragante</i>	21
<i>Figura 2.6. Trazo de una red de alcantarillado</i>	23
<i>Figura 2.7 Secciones transversales de conductos cerrados</i>	23
<i>Figura 2.8 Secciones transversales de conductos a cielo abierto</i>	24
<i>Figura 2.9 Pozo de Visita</i>	25
<i>Figura 2.10 Estructura de vertido en conductos cerrado</i>	26
<i>Figura 2.11 Estructura de vertido en canales</i>	27
<i>Figura 2.12 Sifón invertido</i>	29
<i>Figura 2.13 Cruce elevado</i>	30
<i>Figura 2.14 Alcantarillas pluviales</i>	30
<i>Figura 2.15. Modelo perpendicular</i>	41
<i>Figura 2.16. Modelo radial</i>	41
<i>Figura 2.17. Modelo de interceptores</i>	41
<i>Figura 2.18. Modelo en abanico</i>	42
<i>Figura 2.19 Trampa de Grasas y aceites</i>	58
<i>Figura 2.20 Rejas, canales y desarenadores</i>	59
<i>Figura 2.21 Sedimentador tipo Dortmund</i>	60
<i>Figura 2.22 Laguna de Estabilización</i>	61
<i>Figura 2.23 Tratamiento terciario eliminación de nutrientes</i>	62

<i>Figura 2.24 Lecho de Secado de Lodos</i>	63
<i>Figura 3.1 Hietograma para tormenta de diseño estacion San Andres</i>	71
<i>Figura 3.2 Hietograma de 59.44 mm de precipitación y 120 min de duración y periodo de retorno de 5 años para la estación San Andrés</i>	71
<i>Figura 3.3 Ejemplo de los Componente Físicos empleados en el modelo de un sistema de drenaje</i>	73
<i>Figura 3.4 Vista general del espacio de trabajo de SWMM</i>	79
<i>Figura 3.5 Barra de animación y descripción de sus controles</i>	88
<i>Figura 3.6 Barra de estado</i>	88
<i>Figura 3.7 Mapa del área de estudio</i>	90
<i>Figura 3.8 Visor de datos</i>	91
<i>Figura 3.9 Visor de mapa</i>	92
<i>Figura 3.10 Distribución de colectores, pozos de visita y cuencas de la red de aguas lluvias</i>	95
<i>Figura 3.11 Etiquetado</i>	96
<i>Figura 3.12 Detalle de valores por defecto para cuencas</i>	97
<i>Figura 3.13 Editor de infiltración</i>	101
<i>Figura 3.14 (a y b) Valores por defecto para Nudos/Líneas y Detalle de la Geometría por defecto de los conductos</i>	104
<i>Figura 3.15 Formulario de opciones del plano</i>	105
<i>Figura 3.16 Formulario para seleccionar imagen de fondo</i>	106
<i>Figura 3.17 Aspecto del mapa del área de estudio en SWMM</i>	109
<i>Figura 3.18 Ventana de diálogo del editor de series temporales</i>	112
<i>Figura 3.19 Ventana de diálogo del Editor de Grupos</i>	113
<i>Figura 3.20 Ventana de estado de simulación</i>	117
<i>Figura 4.1 Ventana de cálculo de tirante normal para secciones circulares, Software Hcanales</i>	159
<i>Figura 5.1 Planta de letrina solar</i>	202
<i>Figura 5.2 Vista Frontal de la letrina Solar</i>	203
<i>Figura 5.3 Cámara y Colector Solar</i>	204

<i>Figura 5.4 Planta de fundaciones de letrina solar</i>	205
<i>Figura 5.5 Sección de letrina solar con su caseta</i>	206
<i>Figura 5.6 Detalle de LASF</i>	208
<i>Figura 5.7 Planta de LASF</i>	208
<i>Figura 5.8 Planta Típica de LASF</i>	211
<i>Figura 5.9 Detalle Típico de LASF</i>	211
<i>Figura 5.10 Isométrico de LASF</i>	212
<i>Figura 5.11 Detalle de Fundación para Paredes de LASF</i>	212
<i>Figura 5.12 El proceso de movido del contenido de las LAFS</i>	214
<i>Figura 5.13 Detalle en planta de un tanque séptico</i>	217
<i>Figura 5.14 Detalle en elevación de un tanque séptico</i>	218
<i>Figura 5.15 planta típica de pozo de absorción</i>	218
<i>Figura 5.16 detalle típico de elevación de pozo de absorción</i>	219
<i>Figura 5.17 Tanque séptico prefabricado Durman</i>	222
<i>Figura 6.1 Ubicación del terreno propuesto para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales domesticas</i>	229
<i>Figura 6.2 Diagrama de bloque de la planta de tratamiento #1</i>	234
<i>Figura 6.3 Dimensionamiento del medidor de caudal Parshall</i>	245
<i>Figura 6.4 Punto de medición del medidor de caudal Parshall</i>	248
<i>Figura 6.5 Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall</i>	249
<i>Figura 6.3 Esquema de dimensionamiento de un tanque Imhoff</i>	259
<i>Figura 6.4 Diagrama de bloque de la planta de tratamiento #2</i>	269
<i>Figura 6.5 Esquema de corte longitudinal del humedal artificial</i>	271
<i>Figura 6.6 Zacate Taiwán, tallos y canutos usados para su reproducción</i>	314

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1 Formulas para el cálculo de caudal de escorrentía</i>	35
<i>Tabla 2.2 Coeficientes de escorrentía según el tipo de área drenada</i>	38
<i>Tabla 2.3 Pendientes permitidas de colectores de aguas lluvias según diámetro</i>	45
<i>Tabla 2.4 Factor para capacidad de tuberías</i>	49
<i>Tabla 3.1. Intensidad de precipitación máxima anual estación San Andrés</i>	65
<i>Tabla 3.2 Intensidades máximas anuales en mm/hora</i>	67
<i>Tabla 3.3 Ajuste de correlación lineal múltiple</i>	68
<i>Tabla 3.4 Diferentes secciones transversales de conductos disponibles en SWMM</i>	78
<i>Tabla 3.5 Características de las cuencas</i>	114
<i>Tabla 3.6 Características de los pozos de visita</i>	115
<i>Tabla 3.7 Características del nudo de vertido</i>	115
<i>Tabla 3.8 Características de los colectores</i>	116
<i>Tabla 3.9 Informe de estado correspondiente a los pozos de la Red de Aguas Lluvias de San Matías</i>	118
<i>Tabla 3.10 Informe de estado correspondiente a los colectores de la Red de Aguas Lluvias de San Matías</i>	119
<i>Tabla 3.11 Proporciones volumétricas para morteros</i>	132
<i>Tabla 3.12 Presupuesto de la red de aguas lluvias</i>	154
<i>Tabla 4.1 Presupuesto de la red de aguas negras</i>	199
<i>Tabla 5.1 Dimensionamiento de caja séptica</i>	220
<i>Tabla 5.2 características de tanques sépticos prefabricados</i>	221
<i>Tabla 5.3 Período de limpieza de tanques sépticos prefabricados</i>	222
<i>Tabla 5.4 Tiempos de retención para fosas sépticas</i>	224
<i>Tabla 5.5 Contribución de lodo fresco (L/día)</i>	224
<i>Tabla 5.6 Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos</i>	225
<i>Tabla 5.7 Valores de profundidad útil de acuerdo al volumen estimado para el tanque séptico</i>	225

<i>Tabla 6.1 Parámetros máximos permitidos en el efluente del sistema para aguas residuales domesticas</i>	230
<i>Tabla 6.2 Valores de parámetros para estudio de efluente en estado crudo</i>	232
<i>Tabla 6.3 Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores</i>	239
<i>Tabla 6.4 Limites de aplicación, medidores Parshall con descarga libre</i>	243
<i>Tabla 6.5 Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)</i>	244
<i>Tabla 6.6 Valores del exponente n y el coeficiente K</i>	246
<i>Tabla 6.7 Parámetros de diseño para cámaras de sedimentación de un Tanque Imhoff</i>	251
<i>Tabla 6.8 Factor de capacidad relativa de acuerdo a la temperatura</i>	255
<i>Tabla 6.9 Parámetros de diseño para cámaras de digestión de un Tanque Imhoff</i>	256
<i>Tabla 6.10 Características de diseño para diferentes tipos de filtros percoladores</i>	260
<i>Tabla 6.11 Valores recomendados para diseño de sedimentadores</i>	263
<i>Tabla 6.12 Cantidad normal de lodo producido por distintos procesos de tratamiento</i>	264
<i>Tabla 6.13 Valores de permeabilidad</i>	270
<i>Tabla 6.14 Ancho de excavación para tubería</i>	287
<i>Tabla 6.15 Presupuesto de la planta de tratamiento alternativa # 1</i>	303
<i>Tabla 6.16 Presupuesto de la planta de tratamiento alternativa # 2</i>	304
<i>Tabla A.1 Coeficiente n de Manning para Escorrentía Superficial</i>	321
<i>Tabla A.2 Valores del Coeficiente n de Manning para Flujo en Conductos Cerrados</i>	322
<i>Tabla A.3 Definiciones de Tipo de Suelos</i>	323
<i>Tabla A.4 Número de Curva (CN) para escorrentía según el tipo de uso del suelo</i>	324
<i>Tabla B.1 Propiedades de los pluviómetros</i>	325
<i>Tabla B.2 Propiedades de las cuencas</i>	326
<i>Tabla B.3 Propiedades de los nudos o conexiones</i>	327
<i>Tabla B.4 Propiedades de los nudos de vertido</i>	328
<i>Tabla B.5 Propiedades de las conducciones</i>	329

RESUMEN

Las aguas residuales son producto de la actividad, contienen una mezcla de materiales fecales y desperdicios de diferentes tipos.

En la Villa de San Matías, municipio de San Matías, departamento de La Libertad, las excretas son dispuestas a través de letrinas o tratados por medio de fosas sépticas, el resto es descargado directamente a quebradas cercanas. Las aguas provenientes de uso domestico son descargadas directamente a las calles, generando un ambiente idóneo para la proliferación de vectores, produciendo malos olores y mal aspecto visual. En época invernal la problemática aumenta ya que al no contar con un sistema de alcantarillado pluvial, el deterioro de las calles se acelera.

En el presente trabajo de graduación se presentan propuestas de diseño de alcantarillado de aguas lluvias, alcantarillado de aguas negras y planta de tratamiento de aguas residuales de la Villa de San Matías.

Inicialmente se presentan las características de los sistemas de alcantarillado pluvial y sanitario, así como el manejo y tratamiento de las aguas residuales, además se detallan las condiciones geográficas, climatológicas y poblacionales del municipio de San Matías.

Se presentan además los diseños de los sistemas de alcantarillado de aguas lluvias y aguas negras para el área urbana de la Villa de San Matías, especificaciones técnicas, planos y detalles constructivos así como el presupuesto de cada alternativa.

También se presentan dos propuestas para el tratamiento de las aguas residuales de origen domestico; luego de una evaluación técnica y económica se eligió el tratamiento mediante una planta convencional con tanque Imhoff como tratamiento primario, siguiendo como tratamiento secundario un humedal artificial, se presenta además indicaciones de operación y mantenimiento, especificaciones técnicas, planos y detalles constructivos y presupuesto.

Para sectores que no son cubiertos por el sistema de alcantarillado de aguas negras, se presentan tres alternativas para el tratamiento y disposición de de las aguas residuales, el uso de fosas sépticas, letrina de tipo abonera seca familiar y letrina solar.

Se presentan también las conclusiones y recomendaciones de este trabajo de graduación.

En anexos se encuentran tablas requeridas para el diseño de la red de aguas lluvias y cuadros que describen las características de los elementos que componen una red de alcantarillado en el software Storm Water Management Model (SWMM).

CAPITULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 INTRODUCCION

En el tratamiento de las aguas residuales se busca ante todo la eliminación de todos los contaminantes presentes en las aguas de descarga, por lo que se hace necesario utilizar un equipo adecuado para la remoción de los contaminantes, que son materiales derivados de actividades domésticas o de procesos industriales, los cuales por razones de salud pública, contaminación del medio ambiente y por consideraciones estéticas, deben recolectarse y dárseles un tratamiento adecuado antes de ser vertidas en ríos, quebradas u otro cuerpo receptor.

Para realizar las tareas de recolección, transporte y tratamiento de las aguas residuales se debe desarrollar los respectivos sistemas de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento.

Por esta razón, en el presente capítulo se describe la situación sanitaria actual de la Villa de San Matías, dando un panorama de la problemática que se vive al carecer de un adecuado sistema de alcantarillado. También se indican los beneficios que se obtendrán al desarrollar un diseño de sistema de alcantarillado sanitario y su correspondiente planta de tratamiento.

Se exponen los objetivos de la investigación, los cuales definen la guía a seguir para la realización de los respectivos diseños; se manifiestan los alcances de la investigación, así como las limitaciones o condiciones que puedan impedir en alguna medida la realización de la misma.

1.2 ANTECEDENTES

1.2.1 HISTORIA DEL MUNICIPIO DE SAN MATIAS

Durante la administración del Doctor Rafael Zaldívar y por decreto legislativo, del 17 de febrero de 1877, se erigió el pueblo con el nombre de San Matías, que anteriormente se le conoció con el nombre de Cantón “El Valle de Sapullulo”, que según la lengua nahuatl significa corazón de zapote. Durante la administración del Doctor Pío Romero Bosque y por decreto legislativo, del 18 de mayo de 1928, se confirmó el título de Villa al pueblo de San Matías, por el notable incremento de su población y el mejoramiento material de la misma.

1.2.2 UBICACION Y CARACTERISTICAS GEOGRAFICAS

San Matías, es un municipio del Departamento de La Libertad, de 52.4Km² de extensión superficial, con una extensión urbana de aproximadamente 0.25Km², a 25 Km. de San Salvador, situado en la parte norte del departamento y limitando al Norte con el municipio de San Pablo Tacachico, al Este y al Sur con el municipio de Quezaltepeque y al Poniente con San Juan Opico, las coordenadas geodésicas centrales son 13°53'23.87" LN y 89°19'3.91" LWG. La Villa de San Matías se divide en los barrios El Calvario, El Centro, Santa Lucía, El Tablón.

San Matías es el lugar de nacimiento del General Maximiliano Hernández Martínez, Gobernante de El Salvador, y quien fuera derrocado por una huelga general en 1944.

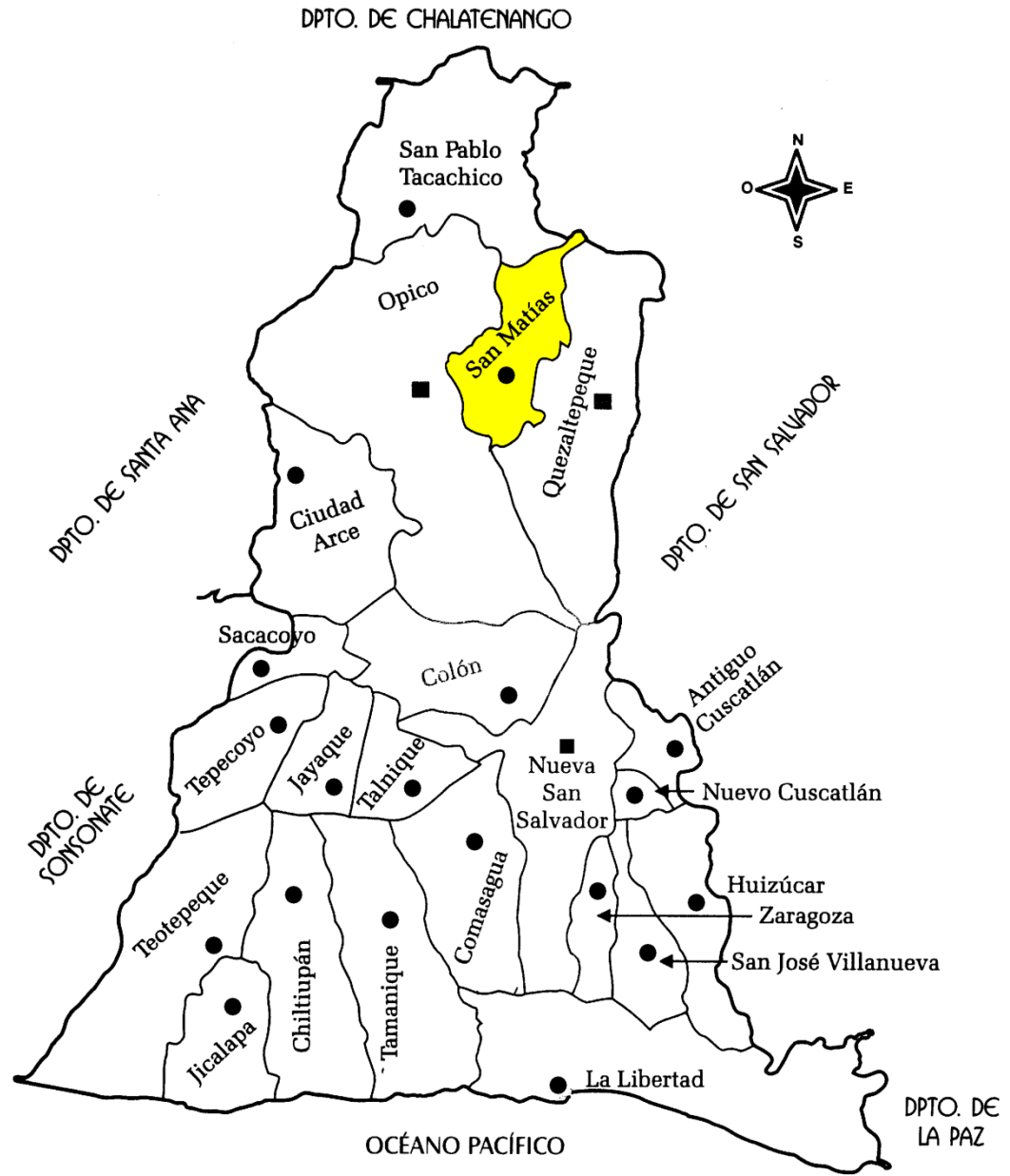


Figura 1.1 Esquema de ubicación del Municipio de San Matías

1.2.3 CONDICIONES SOCIOECONOMICAS

La principal actividad comercial de la comunidad es la ganadería, (Figura 1.2 a y b) lo cual permite, la venta de queso y leche principalmente a Quezaltepeque y Opico, así también como la siembra y venta de caña de azúcar, maíz, y frijol. Vale mencionar que son solo 10 familias las que poseen ganado, y que los dueños de los cañales ya no viven en la zona, por lo que las personas que viven en el Municipio son pobres, sobre todo las de los cantones, viven de las remesas familiares y lo que cada grupo pueda sembrar como frijol , maíz, maicillo, para uso familiar pues no cuentan con los recursos económicos para sembrar extensiones grandes de tierra, pues esto implica gasto en alquiler de tierra, comprar mayor número de los granos y abono, lo cual no esta al alcance de las grandes mayorías, además que el municipio no tiene actividad comercial importante ni hay fuentes de empleo fijo, los únicos empleadores son la unidad de salud, la alcaldía municipal, y el juzgado, de los tres antes mencionados hay cuarenta y un plazas que quedan distribuidas treinta y un por personas del municipio y el resto por personas de fuera, lo cual es insignificante para la totalidad de la población ,por ello la mayoría de jóvenes emigran de forma ilegal al extranjero.

Parte del sostenimiento de las familias es solventado por las remesas del extranjero, las cuales son insuficiente para el alto costo de la canasta básica , y el resto de gastos en que tienen que incurrir como la compra de medicamentos para alguna patología de especialidad pues en la unidad de salud no se cuenta con los medicamentos suficientes como para enfermos cardiacos, diabéticos etc. por tanto como no cuentan con ningún tipo de seguro tienen que pagar el precio del medicamento de farmacia privada los cuales son sumamente elevados; además de los altos cobros en los servicios de energía, agua y teléfono.



(a)

(b)

Figura 1.2 Actividad comercial predominante en el municipio de San Matías

1.2.4 CARACTERISTICAS DEMOGRAFICAS

La densidad poblacional para 1999 era de más de 377 habitantes por Kilómetro cuadrado, además de acuerdo al Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, Departamental de Salud de La Libertad, la población total de municipio es de 9148 habitantes.

1.2.5 ORGANIZACIONES DE SALUD Y ASISTENCIA SOCIAL

El único centro de salud del municipio es la Unidad de Salud, la cual cuenta con una buena infraestructura, dos médicos, un odontólogo, tres enfermeras, un inspector de saneamiento ambiental, seis promotores de salud, y el personal administrativo. También existe el programa de visión mundial, que da consultas médicas dos veces al año.

1.2.6 ORGANIZACIONES RELIGIOSAS

En el municipio de San Matías, existen dos grupos religiosos principales cristianos católicos y cristianos evangélicos con la sexta REHOBOTH. Los católicos tienen dos parroquias en el área urbana y los evangélicos un pequeño templo.

Dentro del grupo de católicos se cuenta con programas de CARITAS, el cual sirve de beneficio a la comunidad, repartiendo donaciones alimenticias y de vestimenta, a personas con escasos recursos.

1.2.7 ADMINISTRACION DEL MUNICIPIO

Administrativamente está regida por un Alcalde Municipal y este a su vez asesorado por un Consejo Municipal, conformado por un síndico, un secretario, cuatro concejales propietarios y cuatro suplentes.

La villa de San Matías actualmente es administrada por el partido de Conciliación Nacional, su alcalde es el señor Virgilio Martínez Varillas el cual lleva diez años en su gestión.

1.2.8 SISTEMA EDUCATIVO DEL MUNICIPIO

En todo el municipio cuenta con 11 escuelas públicas, y un instituto que tiene bachillerato, las escuelas están distribuidos de la siguiente manera:

Una de parvularia, ocho escuelas con kinder hasta segundo ciclo de educación básica, dos hasta noveno grado y un bachillerato.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La población total de San Matías, es de 9148 habitantes aproximadamente, según la Departamental de Salud de La Libertad; sin embargo, la población urbana es de 1,460 habitantes aproximadamente; los habitantes del área urbana tienen los servicios básicos esenciales como el agua, energía eléctrica, unidad de salud y recolección de basura (también tienen mercado, transporte, etc)

Actualmente su desarrollo está limitado por la falta de muchos servicios básicos importantes, en el área urbana, no se cuenta con un adecuado sistema de eliminación de las aguas lluvias y aguas residuales de origen doméstico.

La falta de una red de recolección de aguas lluvias, con las actuales precipitaciones y las pendientes de las calles, pueden producir un riesgo inminente para todos sus habitantes en especial para los niños y ancianos que se conducen a pie; por otra parte también esto genera daños en las calles sobre todo donde se producen estancamientos, con lo cual también viene a impactar en la salud de sus habitantes, al servir de criaderos de bichos y otros patógenos. (ver *Figura 1.3 a y b*)

Por su parte las aguas residuales de uso doméstico (jabonosas), que también son descargadas directamente hacia las calles, provoca deterioro en las capas de rodamiento debido a los contenidos de detergentes y grasas. (ver *Figura 1.3 a y b*)



(a)

(b)

Figura 1.3 Encharcamientos en vías urbanas de San Matías



(a)

(b)

Figura 1.4 Situación actual por falta de alcantarillado sanitario

También se tiene el problema que la mayoría de viviendas usan letrinas de hoyo, (Figura 1.4 a) por no contar con un sistema de alcantarillado al cual conectarse, mientras que algunas pocas cuentan con fosas sépticas y sólo una minoría de casas, las que residen en la calle Maximiliano Martínez y segunda avenida norte, tienen un servicio que se ha conectado a una tubería de diámetro 6" que funciona como alcantarillado y descarga directamente a la quebrada El Sapo, ubicada al oriente de la ciudad, (ver Figura 1.4 b) sin ningún tratamiento previo , vale recalcar que no son todas las casas de éstas calles las que están conectadas. Todo esto, está dejando en serios problemas, en los primeros casos a sus propios residentes, y en el último caso a los habitantes río abajo que se abastecen de dicha agua para lavar u otros oficios. La red no se puede ampliar, ni es permitido por las autoridades de salud.

Estas situaciones provocan inconvenientes a los habitantes como:

- La falta de un drenaje adecuado para las aguas lluvias provoca deterioro de las calles y avenidas (estas en su mayoría son de adoquín), y es causa de erosión en las zonas mas vulnerables de la localidad.
- El efluente donde se descargan las aguas residuales es contaminado por nutrientes que estimulan el crecimiento de plantas acuáticas. Estas, a su vez, interfieren con los

usos a los que se destina el agua y al descomponerse, agotan el oxígeno disuelto y producen olores desagradables.

- Degradación de los recursos hídricos subterráneos y el suelo debido a la infiltración de contaminantes y patógenos.
- Las aguas domésticas, que presentan detergentes que no son biodegradables, al permanecer mucho tiempo en las calles pueden causar problemas de olor y material deslizante que muy frecuente genera accidentes en las personas, además el mal aspecto de la localidad y los posibles vectores y enfermedades que se pueden producir.
- El uso de letrinas de hoyo, obliga a los habitantes de la ciudad, a disponer de un espacio adecuado en donde ubicar lo más alejado posible de áreas susceptibles a ser contaminadas por malos olores y posibles enfermedades.
- Con el uso de fosas sépticas se necesita de un suelo con área suficiente y de naturaleza permeable que permita la absorción del efluente lo cual en la parte sur poniente es difícil de obtener, por su tipo de suelo rocoso.

Los problemas más comunes de las fosas sépticas es que exigen una frecuencia de limpieza alta que provocan malos olores al realizarlas y además es necesario el diseño de pozos de absorción individuales. También con el uso de letrinas se puede ocasionar malos olores, contaminación del terreno, proliferación de bacterias, moscas, cucarachas y otros insectos que sirven de vectores para la propagación de enfermedades; además, debido que al llenarse la letrinas es necesario hacer otra, se puede tener el problema de falta de espacios de áreas verdes, por ser porciones de terreno urbanos de dimensiones pequeñas y por lo tanto, se tiene un número limitado de veces que se pueden hacer nuevas letrinas, además contando con el problema de lo duro del suelo en muchas zonas.

Si se desea disponer las aguas residuales a un cuerpo receptor natural, será necesario realizar tratamiento de esas aguas para evitar enfermedades causadas por bacterias y

virus en las personas que entran en contacto con esas aguas, y también para proteger la fauna y flora presentes en el cuerpo receptor natural.

Debido a la problemática anteriormente descrita nos permite plantear las siguientes alternativas de solución:

- Desarrollar un diseño de sistema de alcantarillado de aguas lluvias, el cual se adecúe a las condiciones topográficas del casco urbano de la Villa de San Matías.
- Desarrollar un sistema de alcantarillado de aguas negras y su respectiva planta de tratamiento.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL:

- Diseñar los sistemas de alcantarillado sanitario, de recolección y conducción de aguas lluvias, así como la respectiva planta de tratamiento de aguas residuales en la Villa de San Matías para proveer de una adecuada recolección, manejo y tratamiento de aguas residuales de origen doméstico que cumpla con los parámetros establecidos en la normativa nacional.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Realizar un levantamiento topográfico del área urbana, además de sus colonias y lotificaciones aledañas de la Villa de San Matías que facilite el desarrollo de los diseños de la red de alcantarillado sanitario y pluvial.
- Presentar los diseños de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial, según la normativa de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA) y del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU)
- Plantear dos diseños de planta de tratamiento de aguas residuales domésticas que sean factibles.

- Elaborar dos presupuestos que permitan tener una perspectiva económica de los diseños de sistema de alcantarillado de aguas negras, aguas lluvias, y la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Proporcionar los planos, perfiles y especificaciones de los elementos que componen el sistema de alcantarillado sanitario y pluvial, así como de la planta de tratamiento de aguas residuales, en base a normativas nacionales.
- Brindar alternativas de solución para las viviendas de difícil acceso al sistema de alcantarillado sanitario.
- Aplicar software de licencia libre en el diseño de redes de alcantarillado pluvial y sanitario.

1.5 ALCANCES

- Se elaborará un diseño de la red de aguas lluvias, red de aguas negras con su respectiva planta de tratamiento, para la Villa de San Matías, cabecera del municipio de San Matías; cuyo diseño presenta una magnitud de aproximadamente 400 viviendas del casco urbano y además se incluirán las lotificaciones cercanas a la Villa.
- Se realizará un levantamiento topográfico del casco urbano de la Villa de San Matías, necesario para el adecuado diseño de alcantarillado sanitario pluvial y la red de recolección de aguas residuales.
- La propuesta de diseño para el sistema de alcantarillado sanitario y su correspondiente planta de tratamiento de aguas residuales estará limitada geográficamente al área urbana y de las colonias o lotificaciones aledañas, del municipio de San Matías, del departamento de La Libertad.
- La propuesta de la red de alcantarillado sanitario será técnica y económicamente factible en función de la topografía y los recursos económicos de la ciudad; así como aquellas soluciones para los sectores donde la implementación de la red no sea factible.

- Se presentarán dos alternativas de la planta de tratamiento de aguas residuales, que sean factibles tanto técnica como económicamente; así como el presupuesto para cada una de ellas.
- Plantear alternativas de solución para las viviendas de difícil acceso al sistema de alcantarillado sanitario.

1.6 LIMITACIONES

- El estudio de Impacto Ambiental y el Programa de Adecuación Ambiental no se realizará para el presente trabajo, por razones de tiempo para la aprobación de este por el Ministerio del Medio Ambiente Y Recursos Naturales. Así también, el Formulario Ambiental no será aplicado dentro de esta investigación.
- Debido al poco caudal generado por las 12 viviendas que están conectadas a la red de alcantarillado existente (tubería de cemento de 6" de diámetro), no se tomará en cuenta para la obtención de datos de laboratorio, ya que darán resultados poco confiables.

1.7 JUSTIFICACION

En los últimos años uno de los mayores problemas es la contaminación del agua debido a la descarga de desechos domésticos e industriales directamente a los recursos hídricos sin previo tratamiento, siendo el grado de industrialización y el crecimiento poblacional los índices que marcan el porcentaje de contaminación de los recursos hídricos de los pueblos.

La Villa de San Matías del departamento de La Libertad, es uno de los tantos pueblos que presenta esta problemática ya que sus aguas residuales urbanas son descargadas directamente sin previo tratamiento a la quebrada El Sapo, ocasionando de esta forma graves inconvenientes de salud a la población. Por lo que se hace necesario el diseño de un proyecto por medio del cual, se generen los procedimientos para el tratamiento adecuado de las aguas residuales.

Según las autoridades municipales de esta Villa para impulsar el desarrollo y atraer inversiones, es necesario mejorar la calidad de los servicios con que actualmente cuenta, dentro de los requisitos que se buscan es la introducción del servicio de alcantarillado sanitario, el cual traerá beneficios a la población tanto en su salud como en el aspecto general de la localidad.

La ubicación de esta villa concuerda con la cuenca hidrográfica de ríos que abastecen a nuestro mayor recurso de agua superficial, el Río Lempa; conduciendo el agua residual a través de tuberías se evitará la infiltración de patógenos y contaminantes directamente al suelo que como consecuencia pueden dañar los mantos acuíferos.

Con la red de aguas residuales, se elimina el problema de falta de espacios para construir letrinas de hoyo o de fosa séptica y pozo de absorción.

Descargar los efluentes de la tubería sanitaria en un río sería un nuevo problema y no se trata de destruir los recursos hídricos con todos sus ecosistemas que ahí existen, para ello se diseñarán alternativas de plantas de tratamiento, a fin de llevar al mínimo permisible los contaminantes.

Con la red de aguas lluvias se va prolongar la vida útil de las calles del centro de esta villa, además de evitar los inconvenientes que causa la escorrentía superficial que provoca la erosión en zonas vulnerables.

Las plantas de tratamiento de aguas residuales son uno de los proyectos que permite mitigar la problemática de la contaminación del agua, en los cuales intervienen procesos físicos, químicos y biológicos para la minimización de la carga de contaminantes presentes en las aguas residuales. Estas constan de diferentes etapas para realizar la remoción de los contaminantes efectivamente, tales como tratamiento preliminar, primario, secundario.

La selección de una alternativa para el tratamiento de las aguas residuales se fundamentará en la conveniencia económica de las autoridades municipales, por lo que se hace necesario el conocimiento de las ventajas y desventajas de las diferentes alternativas de tratamiento.

CAPITULO II

FUNDAMENTOS TEORICOS

2.1 ALCANTARILLADO

En la mayoría de las ciudades se tiene la necesidad de desalojar el agua de lluvia para evitar que se inunden las viviendas, los comercios, las industrias y otras áreas de interés. Además, el hombre requiere deshacerse de las aguas que han servido para su aseo y consumo.

Para abastecer de agua a las poblaciones, se cuentan con tecnologías para la captación, almacenamiento, tratamiento y distribución del agua mediante complicados sistemas de conducción y obras complementarias.

Sin embargo, una vez que las aguas procedentes del abastecimiento son empleadas en las múltiples actividades humanas, son contaminadas con desechos orgánicos, inorgánicos y bacterias patógenas. Después de cierto tiempo, la materia orgánica contenida en el agua se descompone y produce gases con olor desagradable. Además, las bacterias existentes en el agua causan enfermedades. Por lo que la disposición o eliminación de las aguas de desecho o residuales debe ser atendida convenientemente para evitar problemas de tipo sanitario.

Por otra parte, la construcción de edificios, casas, calles, estacionamientos y otros modifican el entorno natural en que habita el hombre y, tiene como algunas de sus tantas consecuencias, la creación de superficies poco permeables (que favorece a la presencia de una mayor cantidad de agua sobre el terreno) y la eliminación de los cauces de las corrientes naturales (que reduce la capacidad de desalojo de las aguas pluviales).

Los sistemas de alcantarillado se encargan de conducir las aguas de desecho y pluviales captadas en los sitios de asentamiento de las conglomeraciones humanas para su disposición final.

2.1.1 DESCRIPCIÓN E IMPORTANCIA DEL ALCANTARILLADO

El alcantarillado, tiene como su principal función la conducción de aguas residuales y pluviales hasta sitios donde no provoquen daños e inconvenientes a los habitantes de poblaciones de donde provienen o a las cercanas.

Un sistema de alcantarillado está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias que permiten la operación, mantenimiento y reparación del mismo. Su objetivo es la evacuación de las aguas residuales y las pluviales, que escurren sobre calles y avenidas, evitando con ello su acumulación y propiciando el drenaje de la zona a la que sirven. De ese modo se impide la generación y propagación de enfermedades relacionadas con aguas contaminadas.

2.1.2 TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Los sistemas de alcantarillado modernos son clasificados como sanitarios cuando conducen solo aguas residuales, pluviales cuando transportan únicamente aguas producto del escurrimiento superficial del agua de lluvia (*Figura 2.1*), y combinados cuando llevan los dos tipos de aguas (*Figura 2.2*).

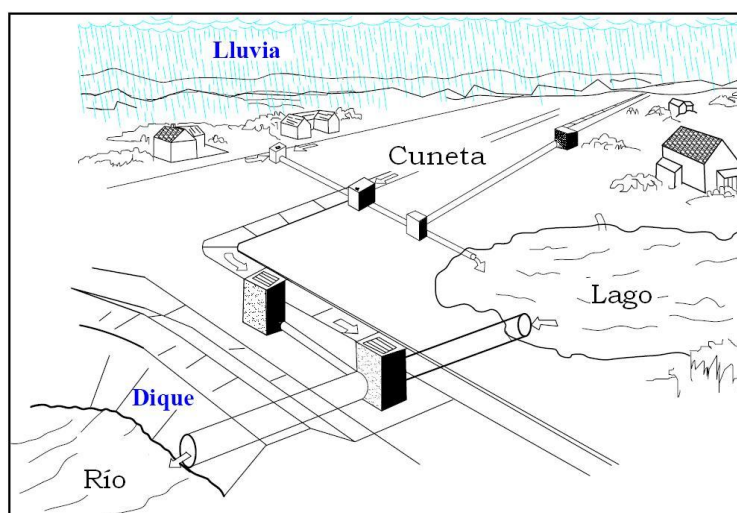


Figura 2.1 Sistema de Alcantarillado Pluvial.

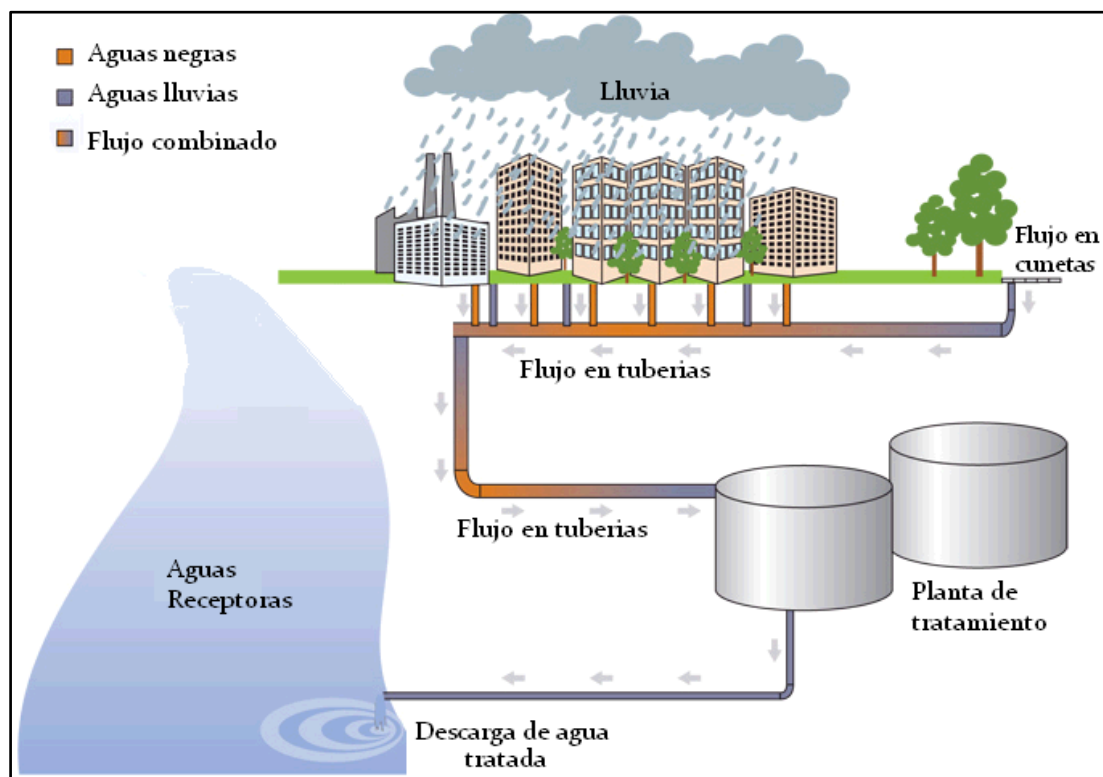


Figura 2.2 Sistema de Alcantarillado Combinado.

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 las aguas lluvias correr 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.

El 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 de tratamiento.

Se debe procurar, entonces, hasta donde sea posible, una solución separada al problema de la conducción de aguas residuales y aguas lluvias.

2.1.3 CONVENIENCIA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SEPARADOS

Los sistemas de alcantarillado, separados o combinados, tienen ventajas y desventajas entre sí.

Los sistemas combinados tienen como ventajas el captar tanto las aguas residuales, como las pluviales, con lo cual el diseño, construcción y operación en apariencia es más económico. En este aspecto, los sistemas separados implican mayores inversiones y pueden resultar menos atractivos especialmente cuando una población contará por primera vez con un sistema de alcantarillado.

Por otra parte, los problemas ocasionados por la contaminación han obligado a las comunidades a enfrentarlos disminuyendo lo más posible el riesgo de estos tipos de problemas. Por consiguiente, para cuidar el ambiente es necesario contar con plantas de tratamiento que resultan más económicas por unidad de volumen tratado cuando las cantidades de agua que manejan es mayor. Aquí surge la conveniencia de los sistemas separados, pues los volúmenes de aguas pluviales son muy superiores a los correspondientes de aguas residuales en proporción de 50 a 200 veces o más. Así, una planta de tratamiento es más económica si solo se encarga de tratar aguas residuales de cierto tipo.

Un factor más a favor de los sistemas de alcantarillado separados se debe a la mayor demanda de agua en las poblaciones, producto de su crecimiento, y a la escasez de la misma cerca de ellas. Esto ha llevado a las comunidades a tomar medidas integrales para que los habitantes dispongan del agua indispensable para cubrir sus necesidades y desempeñen sus actividades. Tales medidas abarcan desde un mayor abastecimiento hasta un uso racional del agua, y en este aspecto se desarrollan acciones encaminadas al reúso del agua y del agua de lluvia.

2.1.4 OBRAS ACCESORIAS Y COMPLEMENTARIAS PARA ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL

Los componentes principales de un sistema de alcantarillado se agrupan según la función para la cual son empleados. Así, un sistema de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado, se integra de las partes siguientes:

2.1.4.1 ESTRUCTURAS DE CAPTACION

Recolectan las aguas a transportar. En el caso de los sistemas de alcantarillado sanitarios, se refieren a las conexiones domiciliarias. En los sistemas de alcantarillado pluvial se utilizan tragantes como estructuras de captación.

Los tragantes están constituidas por una caja que funciona como desarenador donde se depositan las materias pesadas que arrastra el agua y por una coladera con su estructura de soporte que permite la entrada del agua de la superficie del terreno al sistema de la red secundaria (colector secundario) mediante una tubería de concreto a la que se le denomina albañal pluvial. La coladera evita el paso de basura, ramas y otros objetos que pudieran taponar los conductos de la red.

Para alcantarillados combinados se utilizan tragantes con sello hidráulico, mostrado en la *figura 2.3*, tiene como finalidad evitar la salida de gases al ambiente, que pueden producir malos olores y problemas sanitarios por la proliferación de mosquitos. El tragante sin sello hidráulico, indicado en la *figura 2.4*, es usado para los sistemas de aguas lluvias en donde no existen problemas de gases debido a la naturaleza del agua transportada.

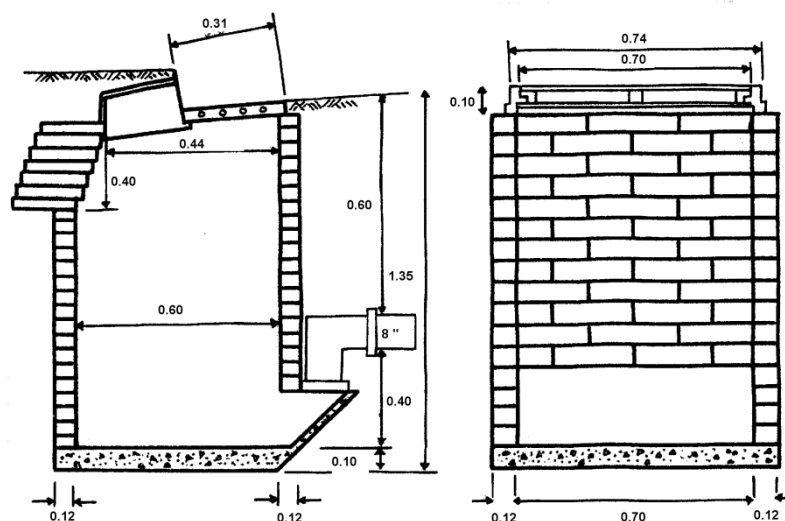


Figura 2.3. Tragante con sello hidráulico para alcantarillado combinado. Todas las medidas están en metros.

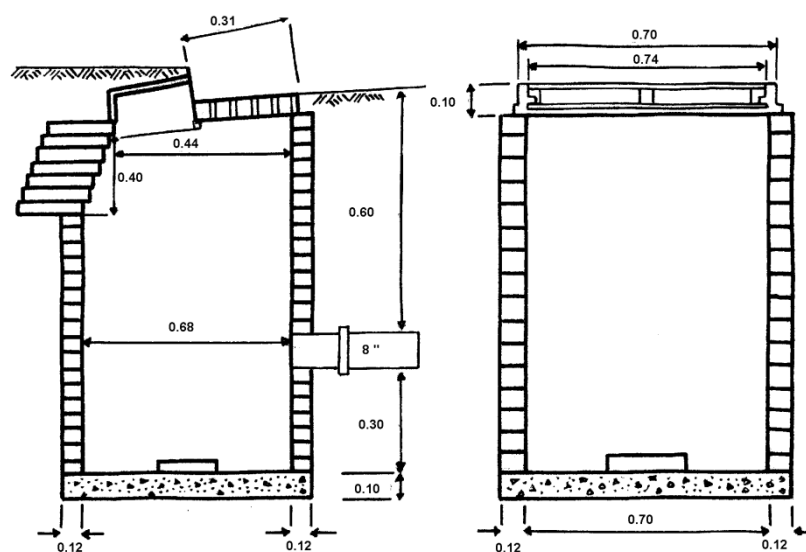


Figura 2.4. Tragante sin sello hidráulico y con desarenador para alcantarillado de aguas lluvias. Todas las medidas están en metros.

La caja de los sumideros es construida en mampostería con una placa de fondo en concreto y pañetada en mortero. La rejilla (horizontal y vertical) es construida normalmente en hierro gris y sus dimensiones típicas se indican en la figura 2.5.

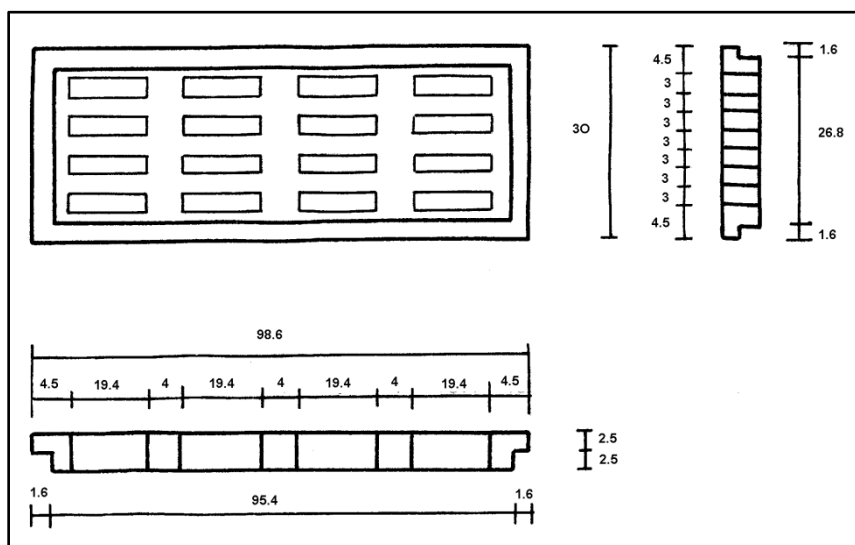


Figura 2.5. Reja horizontal para tragante (todas las medidas están en centímetros)

2.1.4.2 OBRAS DE CONDUCCION

Transportan las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de tratamiento o vertido. Representan la parte medular de un sistema de alcantarillado y se forman con conductos cerrados y abiertos conocidos como tuberías y canales, respectivamente.

Según la importancia del conducto dentro de la red, los conductos pueden ser clasificados como:

Conexiones domiciliarias

Colector secundario (Subcolectores)

Colector principal (Colectores)

Emisario final (Emisor)

La red se inicia con la descarga domiciliaria a partir del paramento exterior de las edificaciones. El diámetro de la conexión domiciliaria en la mayoría de los casos es de 15 cm (6"), siendo éste el mínimo aceptable según las normas de ANDA.

Se le llama colector secundario o subcolector a los conductos de menor diámetro en la red, a los cuales descargan la mayor parte de las estructuras de captación.

El colector secundario tiene por objeto recolectar y transportar las descargas de aguas residuales domésticas, comerciales e industriales, para conducir los caudales acumulados hacia los colectores principales, ó bien a emisores. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales. De esta manera se obtienen los mayores diámetros en los tramos finales de la red.

Los colectores principales son los conductos de mayor tamaño en la red y representan la parte medular del sistema de alcantarillado. También se les llama interceptores, dependiendo de su acomodo en la red. Su función es reunir el agua recolectada por los subcolectores y llevarla hasta el punto de salida de la red e inicio del emisor.

El emisor conduce las aguas hasta el punto de vertido o tratamiento. Una red puede tener más de un emisor dependiendo del tamaño de la localidad. Se le distingue de los colectores porque no recibe conexiones adicionales en su recorrido.

En la *Figura 2.6* se muestra el trazo de una red de alcantarillado nombrando los conductos de acuerdo a su importancia en la red.

Las tuberías comerciales más usuales en El Salvador se fabrican de los materiales siguientes: concreto simple, concreto reforzado, fibrocemento, policloruro de vinilo o PVC, y polietileno.

Los conductos construidos en el lugar o in situ son usualmente de concreto reforzado y pueden ser estructuras cerradas o a cielo abierto. En la *Figura 2.7* se presentan las secciones transversales más usuales en conductos cerrados y en la *Figura 2.8*, a cielo abierto, aunque algunas de ellas suelen ser combinadas (por ejemplo, triangular y trapecial).

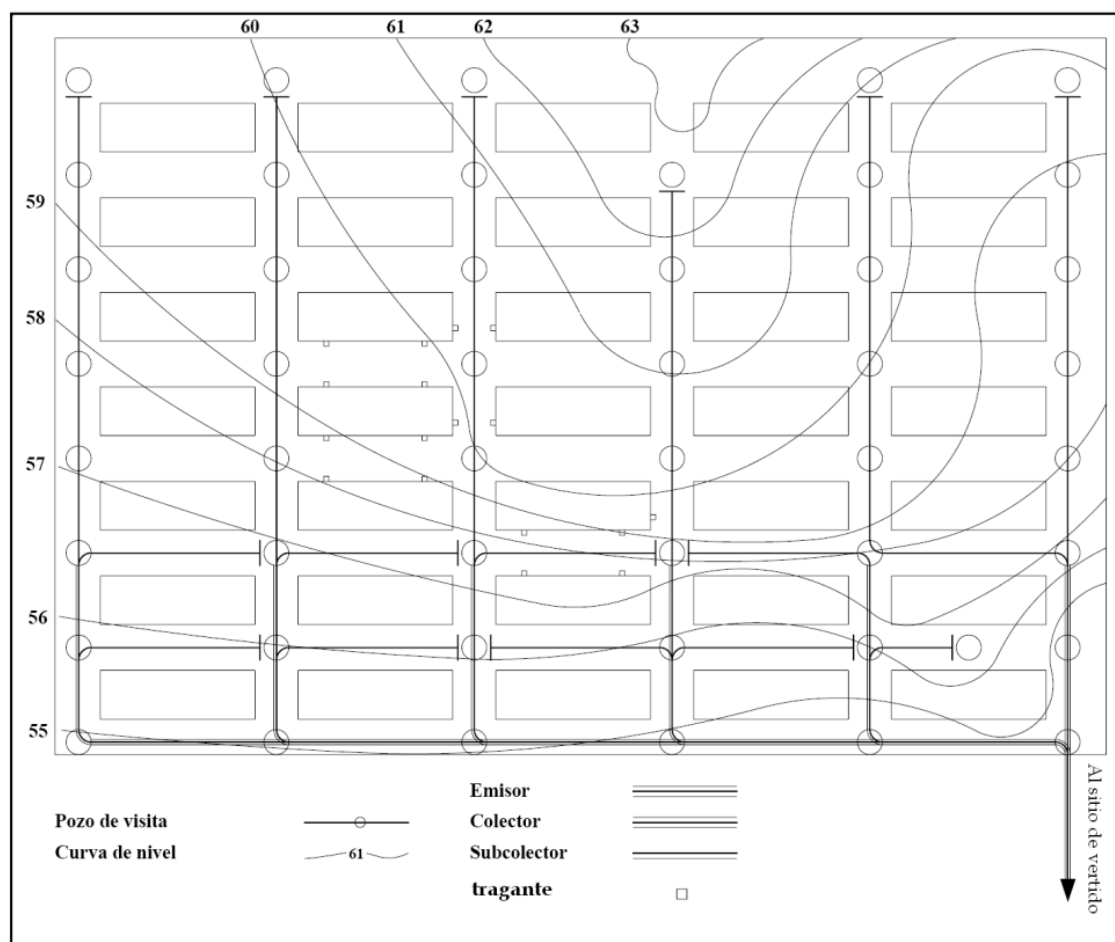


Figura 2.6. Trazo de una red de alcantarillado.

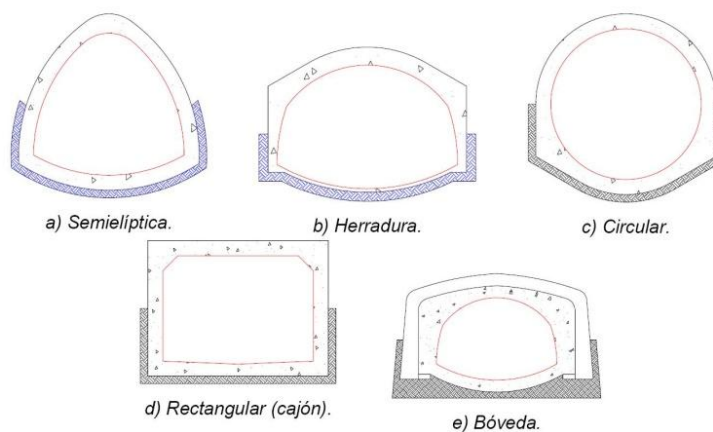


Figura 2.7 Secciones transversales de conductos cerrados.

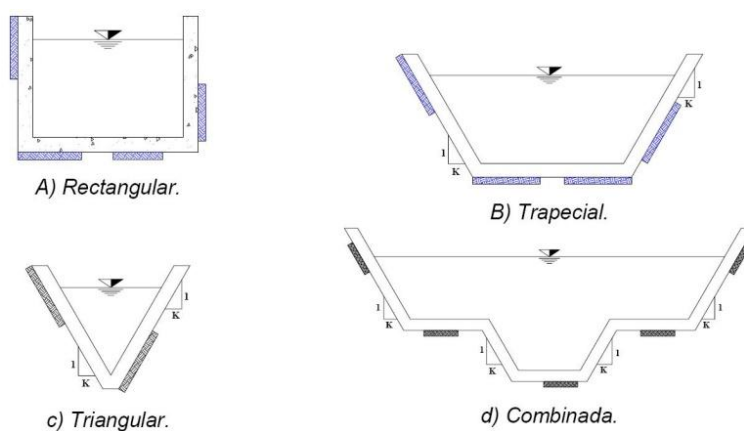


Figura 2.8 Secciones transversales de conductos a cielo abierto.

2.1.4.3 ESTRUCTURAS DE CONEXION Y MANTENIMIENTO

Facilitan la conexión y mantenimiento de los conductos que forman la red de alcantarillado, pues además de permitir la conexión de varias tuberías, incluso de diferente diámetro o material, también disponen del espacio suficiente para que un hombre baje hasta el nivel de las tuberías y maniobre para llevar a cabo la limpieza e inspección de los conductos. Tales estructuras son conocidas como pozos de visita (*Figura 2.9*), su existencia en las redes de alcantarillado es vital para el sistema, pues sin ellas, estos se taponarían y su reparación podría ser complicada y costosa.

2.1.4.4 ESTRUCTURAS DE VERTIDO

Son estructuras terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de alcantarillado, pues evitan posibles daños al último tramo de tubería que pueden ser causados por la corriente a donde descarga el sistema o por el propio flujo de salida de la tubería.

Tales estructuras pueden verter las aguas de emisores consistentes en conductos cerrados (*Figura 2.10*) o de canales (*Figura 2.11*), por lo cual se consideran dos tipos de estructuras para las descargas.

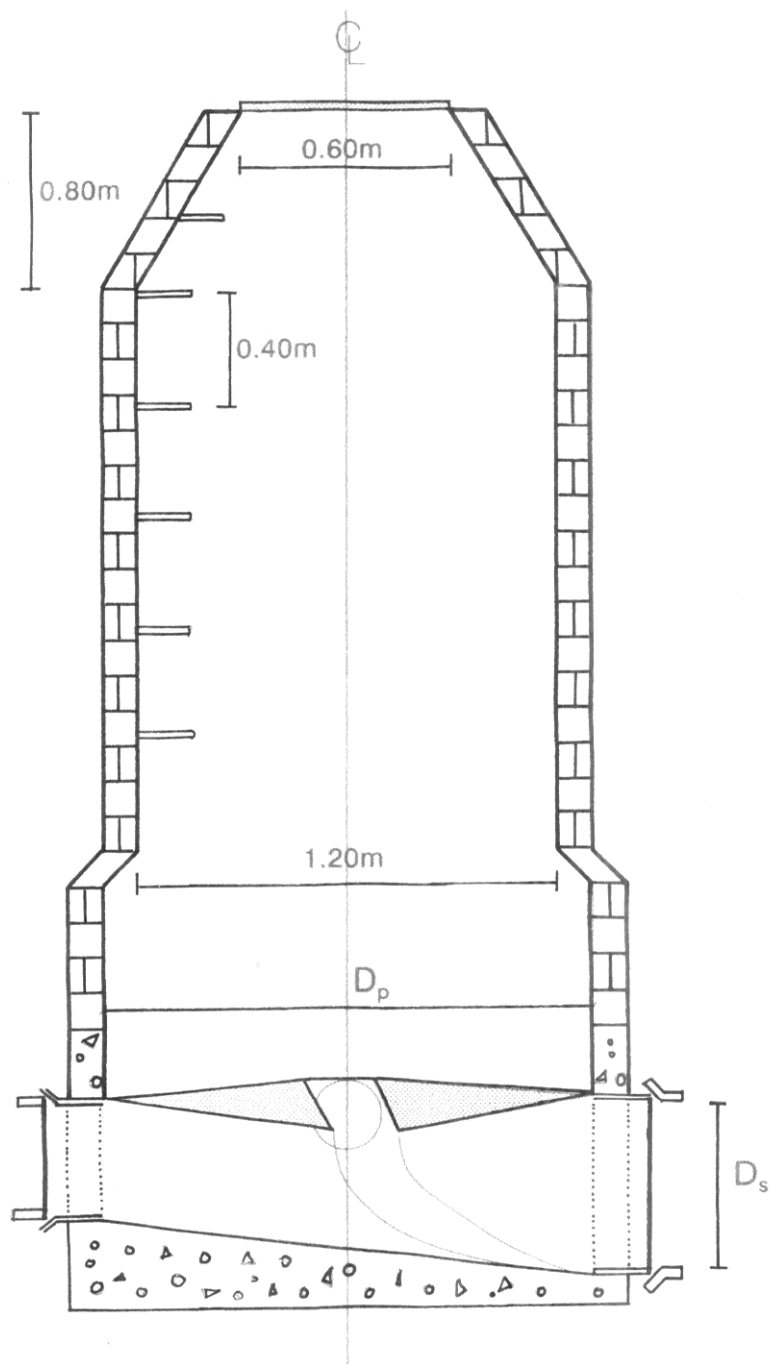
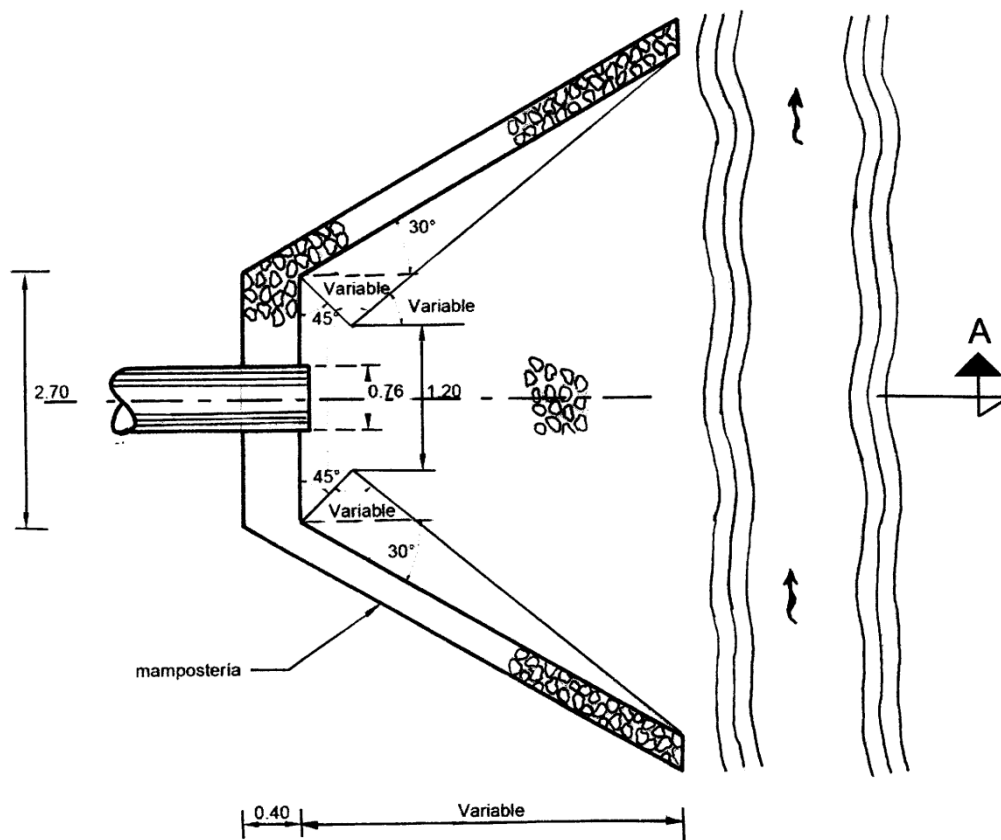
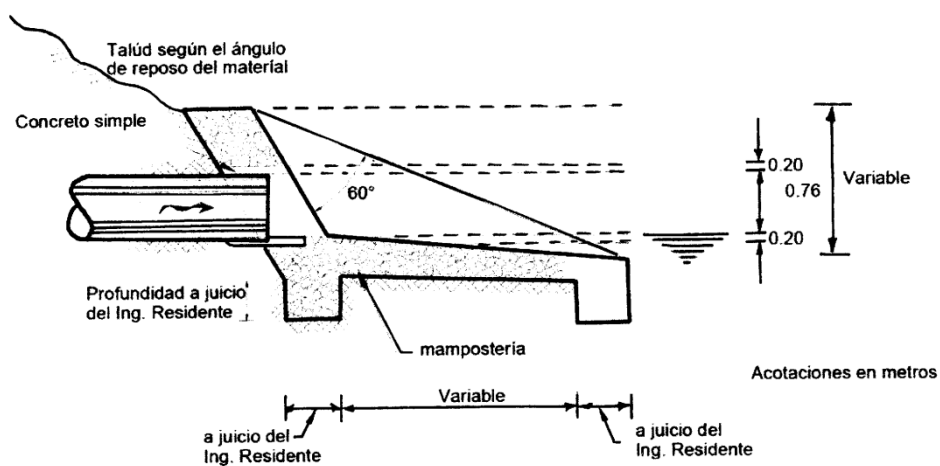


Figura 2.9 Pozo de Visita



PLANTA



CORTE A - A

Figura 2.10 Estructura de vertido en conductos cerrados

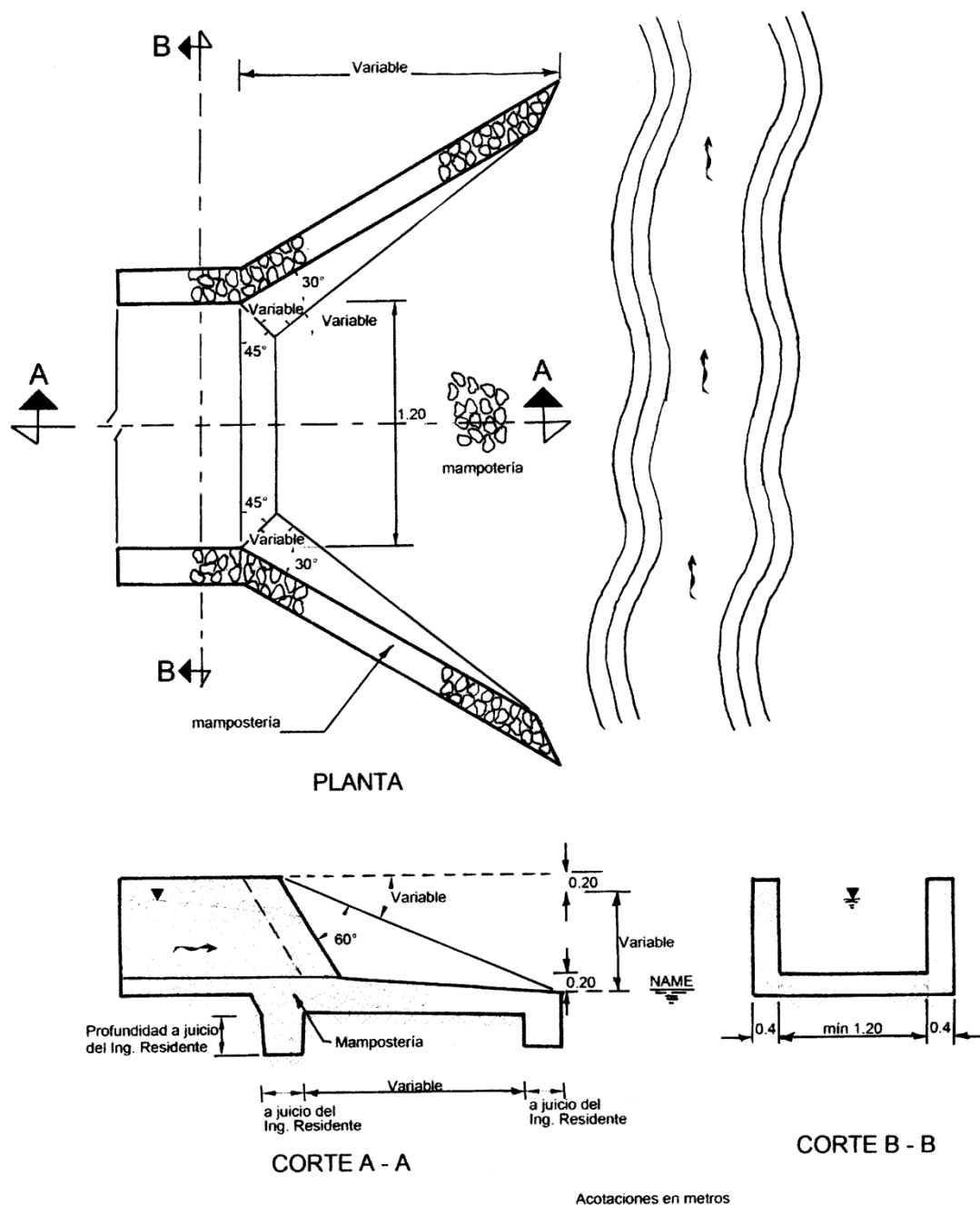


Figura 2.11 Estructura de vertido en canales.

2.1.4.5 OBRAS COMPLEMENTARIAS

Se considera dentro de este grupo a todas aquellas instalaciones que no necesariamente forman parte de todos los sistemas de alcantarillado, pero que en ciertos casos resultan importantes para su correcto funcionamiento. Entre ellas se tiene a las estaciones de bombeo, vertedores, estructuras de cruce y plantas de tratamiento.

2.1.4.5.1 ESTACIONES DE BOMBEO

Una estación de bombeo se compone de un cárcamo de bombeo o tanque donde las aguas son descargadas por el sistema de alcantarillado y a su vez son extraídas por un conjunto de bombas cuya función es elevar el agua hasta cierto punto para vencer desniveles y continuar la conducción hasta el vertido final.

2.1.4.5.2 VERTEDORES

Un vertedor es una estructura hidráulica que tiene como función la derivación hacia otro cauce del agua que rebasa la capacidad de una estructura de conducción o de almacenamiento. Su uso en los sistemas de alcantarillado se combina con otras estructuras tales como canales o cajas de conexión, y es propiamente lo que se denomina como una estructura de control. Por ejemplo, cuando se conduce cierto gasto de aguas pluviales o residuales hacia una planta de tratamiento con cierta capacidad y ésta es rebasada debido a la magnitud de una tormenta, el exceso es controlado por medio de un vertedor que descarga hacia un conducto especial (usado solamente en estos casos), que lleva el agua en exceso hacia su descarga a una corriente.

2.1.4.5.3 ESTRUCTURAS DE CRUCE

Una estructura de cruce permite el paso de la tubería por debajo o sobre obstáculos que de otra forma impedirían la construcción de una red de alcantarillado. Entre estas se tienen:

Sifones invertidos: es una estructura de cruce que permite durante la construcción de un colector o emisor salvar obstrucciones tales como arroyos, ríos, otras tuberías, túneles, vías de comunicación (pasos vehiculares a desnivel), etc., por debajo del obstáculo.

Se basa en conducir el agua a presión por debajo de los obstáculos por medio de dos pozos, uno de caída y otro de ascenso, los cuales están conectados en su parte inferior por una tubería que pasa por debajo del obstáculo (Figura 2.12). Así, cuando el agua alcanza el pozo de caída es conducida a presión por la tubería hacia el pozo de ascenso donde puede prácticamente recuperar el nivel que tenía antes de la estructura y continuar con la dirección original del colector.

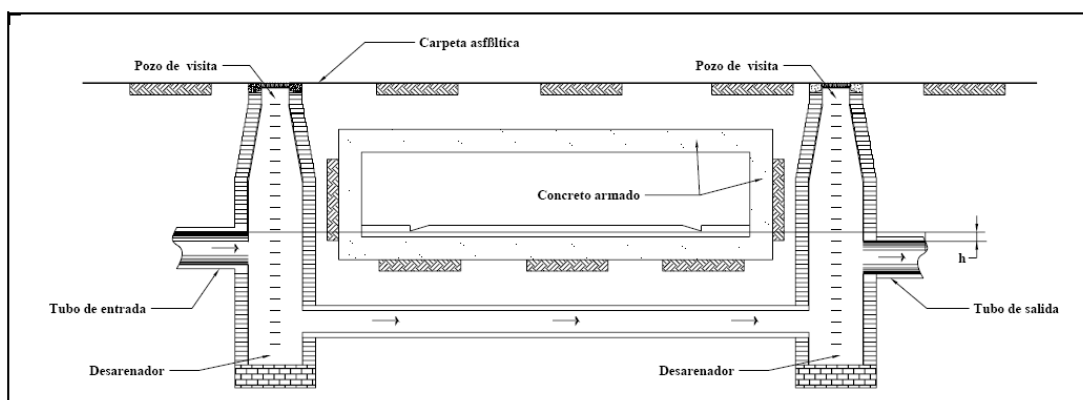


Figura 2.12 Sifón invertido.

Cruces elevados: cuando un trazo tiene que cruzar una depresión profunda, se utilizan estructuras ligeras como son puentes de acero, concreto o madera, los cuales soportan la tubería que conduce el agua pluvial (Figura 2.13). En ocasiones, se utilizan puentes carreteros existentes donde se coloca la tubería anclándola por debajo o a un lado de la estructura.

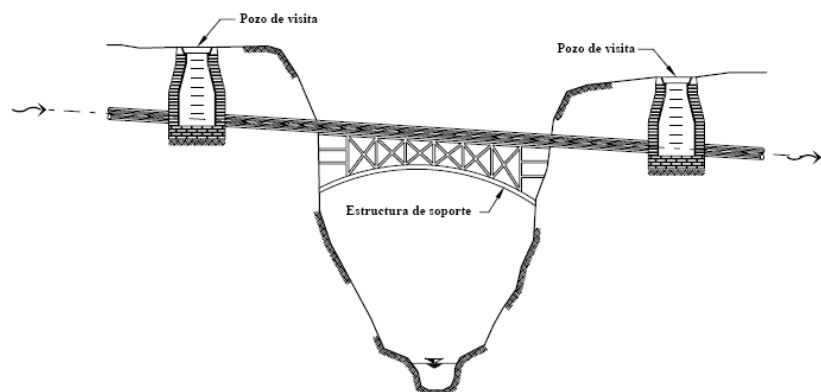


Figura 2.13 Cruce elevado.

Alcantarillas pluviales y puentes: este tipo de estructuras de cruce son regularmente empleadas en carreteras, caminos e incluso en ciertas calles en localidades donde se ha respetado el paso de las corrientes naturales (Figura 2.14). Son tramos de tubería o conductos que se incorporan en el cuerpo del terraplén de un camino para facilitar el paso de las aguas de las corrientes naturales, o de aquellas conducidas por canales o cunetas, a través del terraplén. Cuando las dimensiones de los conductos son excesivas, es más conveniente el diseño de un puente.

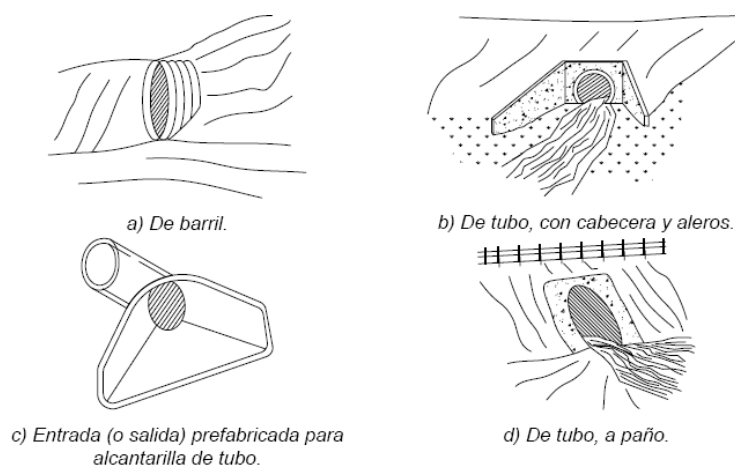


Figura 2.14 Alcantarillas pluviales.

2.1.5 DISPOSICION FINAL

Se le llama disposición final al destino que se le dará al agua captada por un sistema de alcantarillado. En la mayoría de los casos, las aguas se vierten a una corriente natural que pueda conducir y degradar los contaminantes del agua. En este sentido, se cuenta con la tecnología y los conocimientos necesarios para determinar el grado en que una corriente puede degradar los contaminantes e incluso, se puede determinar el número, espaciamiento y magnitud de las descargas que es capaz de soportar.

La tendencia actual es tratar las aguas residuales y emplearlas como aguas tratadas o verterlas a las corrientes. También se desarrollan acciones encaminadas al uso del agua pluvial, pues pueden ser utilizadas en el riego de áreas verdes en zonas urbanas, tales como jardines, parques y camellones; o en zonas rurales en el riego de cultivos.

2.2 ALCANTARILLADO PLUVIAL

Cuando llueve en una localidad, el agua no infiltrada escurre por las calles y en el terreno natural hacia las partes bajas, donde finalmente puede almacenarse o conducirse hacia los arroyos naturales. A fin de evitar que el agua se acumule o sus corrientes causen daños y molestias a la población, se construye el alcantarillado pluvial por medio del cual se conducen las aguas de lluvia hacia sitios más seguros para su vertido.

El diseño y construcción de una red de alcantarillado es un trabajo de ingeniería donde se busca la eficiencia y economía. Por ello, se han desarrollado métodos de diseño que involucran los conceptos de hidráulica e hidrología a fin de aplicarlos en conjunto con recomendaciones constructivas que permitan la conservación y mantenimiento de la red de tuberías.

Dichos métodos pueden tener variables a juicio del proyectista, que cambia especialmente, la forma de calcular la lluvia y los correspondientes gastos de diseño, pero deben atender a la normatividad local existente.

El diseño de la red abarca en forma general, la determinación de la geometría de la red, incluyendo el perfil y trazo en planta, los cálculos de diámetro y pendientes de cada tramo y la magnitud de las caídas necesarias en los pozos.

La definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido y el trazo de colectores y subcolectores. Para ello, se siguen normas de carácter práctico, basándose en la topografía de la zona y el trazo urbano de la localidad. Por lo común, se aplican las reglas siguientes:

- 1) Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con atarjeas o colectores de menor diámetro.
- 2) El trazo de los colectores y los subcolectores se ubica sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con edificaciones. Su trazo debe ser lo más recto posible procurando que no existan curvas. Cuando la calle sea amplia, se pueden disponer dos atarjeas, una a cada lado de la calle.
- 3) La red de alcantarillado debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido.
- 4) Las conducciones serán por gravedad. Se tratará de evitar las conducciones con bombeo.

Durante el diseño se lleva a cabo el cálculo del funcionamiento hidráulico del conjunto de tuberías a fin de revisar que los diámetros y pendientes propuestos sean suficientes para conducir el gasto de diseño de cada tramo. Además, se deben tener en cuenta las consideraciones y restricciones que sirven para disminuir los costos de construcción y evitar tanto fallas por razones estructurales como excesivos trabajos de mantenimiento.

De elaborar múltiples diseños y tal como se verá más adelante, se puede apreciar que el dimensionamiento de las tuberías depende principalmente del tamaño del área por servir y de su coeficiente de escurrimiento, de la intensidad de la lluvia de diseño, y del periodo económico de diseño.

2.2.1 PLANEACION DEL SISTEMA

La planeación de un sistema de alcantarillado es un trabajo que requiere del conocimiento de los diversos factores que influyen en el funcionamiento del sistema.

Por ello, debe contarse con la mayor cantidad de información sobre la zona de proyecto, con el fin de conocer a detalle la localidad y proponer opciones de proyecto que, además, de aprovechar la topografía de la zona, sean económicas y eficientes para el nivel de protección deseado. En general, durante la planeación del sistema, conviene realizar las actividades siguientes:

2.2.1.1 RECOPIACION DE INFORMACION BASICA

A fin de definir los alcances y la magnitud de un proyecto de alcantarillado pluvial en una localidad, se debe contar con información consistente en:

a) Datos generales: localización geográfica, categoría política, economía, vías de comunicación y servicios públicos.

b) Planos de la Localidad.

Plano topográfico actualizado de la localidad

Plano topográfico de la cuenca donde se ubica la localidad

Plano urbano de la localidad

Plano de la red existente de alcantarillado

Plano geológico

Planos adicionales de instalaciones subterráneas

c) Información climatológica de la zona y registros pluviométricos y pluviográficos de las estaciones locales y aledañas a la zona de estudio. De esta información deberán obtenerse las intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes duraciones de

tiempo: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, para obtener curvas i-d-f (intensidad-duración-frecuencia).

d) En caso de existir, es útil considerar la información de operación de que se disponga sobre el sistema actual de desalojo de aguas pluviales y de los problemas de drenaje que se hayan presentado en la localidad, así como de sus causas y posibles soluciones.

2.2.1.2 EVALUACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

En general, puede ser empleado cualquier modelo de lluvia-escorrentía. Para superficies menores de 1300 Ha se recomienda utilizar el Método Racional, dada su simplicidad. Sin embargo, para áreas mayores de 1300 Ha se debería utilizar un modelo más apropiado a las características de la cuenca, por ejemplo el método del hidrograma unitario, el método del Soil Conservation Service u otro método similar.

2.2.1.2.1 EL METODO RACIONAL

Este modelo establece que el caudal superficial producido por una precipitación es:

$$Q = C i A$$

en donde:

Q = Caudal superficial

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

i = Intensidad promedio de la lluvia

A = Área de drenaje

Tabla 2.1 Formulas para el cálculo de caudal de escorrentía

FORMULA PARA Q	OBSERVACIONES
$Q = \frac{CiA}{3600}$	Q= caudal en litros por segundo C= coeficiente de escorrentía (adimensional) i= cantidad de lluvia en milímetros por hora A= superficie en metros cuadrados
$Q = 0.278 CiA$	Q= caudal en metros cúbicos por segundo C= coeficiente de escorrentía (adimensional) i= cantidad de lluvia en milímetros por hora A= superficie en kilómetros cuadrados
$Q = 16.667 CiA$	Q= caudal en metros cúbicos por segundo C= coeficiente de escorrentía (adimensional) i= cantidad de lluvia en milímetros por minuto A= superficie en metros cuadrados
$Q = \frac{16.667}{1000} CiA$	Q= caudal en litros por segundo C= coeficiente de escorrentía (adimensional) i= cantidad de lluvia en milímetros por minuto A= superficie en metros cuadrados

2.2.1.3 AREA DE DRENAJE (A)

Para determinar el área de drenaje dentro de la ciudad, se trazan diagonales o bisectrices por las manzanas y calculan las respectivas áreas aferentes a cada colector.

2.2.1.4 INTENSIDAD DE LA LLUVIA (i)

Este valor es obtenido a través de un estudio hidrológico de la zona, del cual se obtienen las curvas de intensidad, duración y frecuencia. Es importante recordar que,

de acuerdo con estas curvas, la intensidad es inversamente proporcional a la duración y directamente proporcional a la frecuencia de la lluvia. Para poder, entonces, obtener un valor de intensidad de la lluvia en la aplicación del método racional, es necesario definir la frecuencia de la lluvia y su duración.

2.2.1.5 PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO

El periodo de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada, se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio; algunos proyectistas le dan simplemente el nombre de frecuencia y se acostumbra denotarlo como T_0 simplemente T . Se le llama periodo de retorno de diseño cuando corresponde al periodo de retorno del evento de diseño con el cual se dimensionan las diversas estructuras de una obra.

No debe confundirse el término anterior con el periodo de diseño, que es el intervalo de tiempo en el cual se espera que una obra alcance su nivel de saturación o insuficiencia; este periodo debe ser menor a la vida útil de la misma. Se utiliza para diseñar una obra de ingeniería con una estimación de la capacidad requerida al finalizar el periodo de diseño. Lo anterior se hace para evitar ampliaciones o adecuaciones durante un intervalo de tiempo igual al periodo de diseño de la obra.

La vida útil de una obra es el tiempo en que la obra sirve adecuadamente a los propósitos de diseño, sin tener gastos elevados de operación y mantenimiento que hagan antieconómico su uso o requiera ser eliminada por insuficiente. La vida útil de cada obra varía de acuerdo a diversos factores entre los que predominan: la importancia de la obra, la duración, resistencia y calidad de los materiales empleados en su construcción; el mantenimiento y operación adecuados; las condiciones locales y desde luego, la demanda de servicio ejercida al sistema.

2.2.1.6 DURACION DE LA LLUVIA

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

Este tiempo depende de las características de la superficie tales como pendiente y tipo de superficie, y oscila entre 10 y 20 minutos. El tiempo de recorrido en el colector dependerá de la velocidad y longitud del colector entre pozos.

Existen diversas ecuaciones empíricas para la determinación del tiempo de concentración. Una de ellas es la indicada por:

$$T_{cmin} = 0.1637A + 8.68$$

Donde: T_{cmin} = Tiempo de concentración mínimo de la cuenca (minutos)

A = Área de drenaje de la cuenca en hectáreas.

En la ecuación anterior se observa que el tiempo mínimo para un área de drenaje muy pequeña será de 9 minutos aproximadamente.

El tiempo de recorrido en zanjas y depresiones, cuando éstas no se encuentren localizadas en la montaña, se puede estimar a partir de la ecuación de Manning, así:

$$T_d = \frac{L n}{60 R^{2/3} S^{1/2}}$$

Donde: T_d = Tiempo de recorrido en minutos

L = Longitud de recorrido en metros

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

R = Radio hidráulico de la sección del conducto natural (m)

S = Pendiente de la línea de energía

Tabla 2.2 Coeficientes de escorrentía según el tipo de área drenada.

TIPO DE AREA DRENADA	COEF. DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
Zonas comerciales:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas de habitación	0.50	0.70
Zonas industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (pendientes 0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (Comisión Nacional del Agua, México, edición 2007)

2.2.1.7 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA (C)

No toda el agua lluvia precipitada llega al sistema del alcantarillado; parte se pierde por factores tales como evaporación, intercepción vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas o depresiones, y por infiltración. De todos los factores anteriores, el de mayor importancia es el de infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se le llama coeficiente de impermeabilidad.

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

Normalmente las áreas o los sectores no están constituidos por un valor único del coeficiente de escorrentía y por lo tanto es necesario hacer un promedio ponderado teniendo en cuenta el porcentaje de área cubierto por cada tipo de superficie que se esté drenando.

En la *tabla 2.2* mostrada en la página anterior se dan algunas guías para la selección del coeficiente de escorrentía.

2.2.2 TRAZO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Por razones de economía, el trazo de una red de alcantarillado debe tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en aquellas zonas donde sea necesario el bombeo.

El trazo de una red de alcantarillado se inicia con la definición del sitio o de los sitios de vertido, a partir de los cuales puede definirse el trazo de colectores y emisores.

Una vez definido esto, se traza la red de atarjeas. En ambos casos, pueden elegirse varias configuraciones o trazos.

2.2.2.1 CONFIGURACIONES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Se denomina configuración de un sistema de alcantarillado al trazo definido para los colectores y emisores de la red, el cual depende, principalmente, de la topografía de la zona, del trazo de las calles en la localidad, de la ubicación de los sitios de vertido y de la disposición final de las aguas.

No existe una regla general para la disposición de la red del alcantarillado, ya que esta se debe ajustar a las condiciones físicas de cada población. A continuación se presentan algunos modelos de configuración de colectores y emisores más usuales que se agrupan en los tipos siguientes:

a) **Modelo perpendicular.** Se utiliza en comunidades que se ubican a lo largo de una corriente, con el terreno inclinado hacia ella, por lo que las tuberías se colocan perpendicularmente a la corriente y descargan a colectores o a la corriente.

Este modelo se utiliza para buscar la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes o hacia los colectores (*Figura 2.15*).

b) **Modelo radial.** En este modelo la pendiente del terreno baja del centro del área por drenar hacia los extremos, por lo que la red de atarjeas descarga a colectores perimetrales que llevan el agua al sitio de vertido (*Figura 2.16*).

c) **Modelo de interceptores.** Se emplea para recolectar aguas pluviales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas; el agua se capta con colectores cuyo trazo es transversal a las curvas de nivel, que descargan a un interceptor o emisor que lleva el agua al sitio de vertido (*Figura 2.17*).

d) **Modelo en abanico.** Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se traza la red de atarjeas reconociendo hacia el centro del valle y mediante un colector se traslada el agua pluvial a la zona de vertido (*Figura 2.18*).

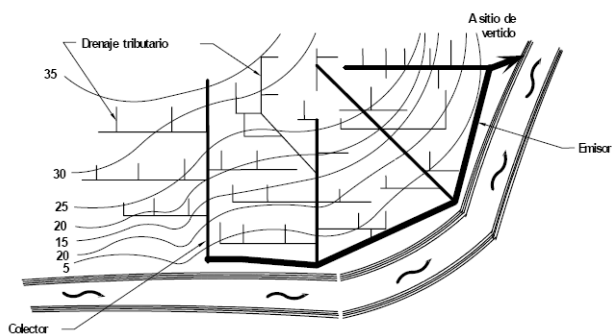


Figura 2.15. Modelo perpendicular

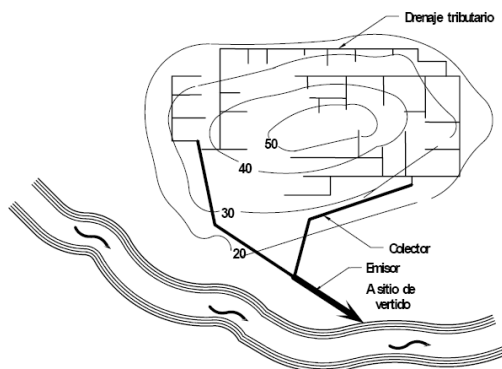


Figura 2.16. Modelo radial.

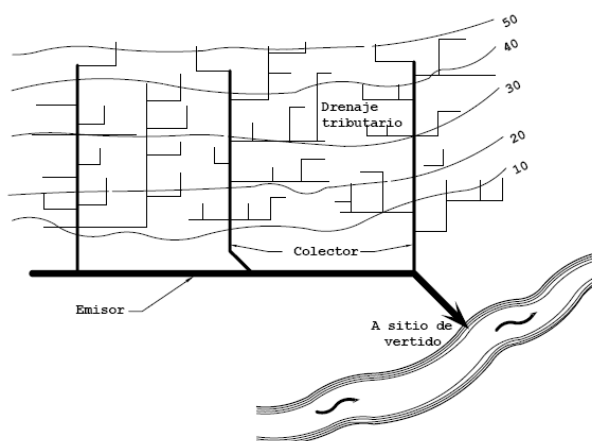


Figura 2.17. Modelo de interceptores.

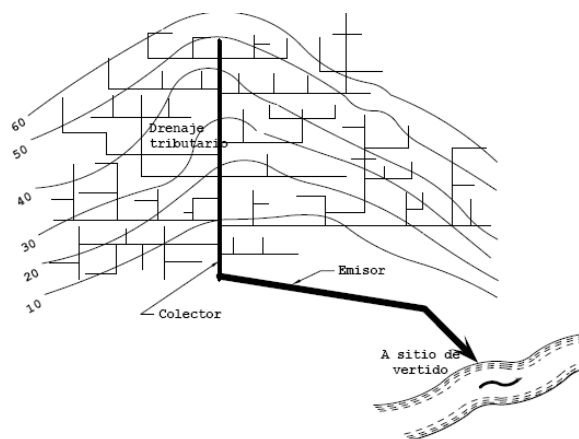


Figura 2.18. Modelo en abanico.

2.2.3 NORMAS TECNICAS PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADOS PLUVIAL

En nuestro país quien se encarga de regular los proyectos de alcantarillado pluvial es el Vice Ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU), a continuación se presenta el artículo 91, artículo 92 y artículo 93 de la Ley de Urbanismo y Construcción en lo referente a obras de urbanización para aguas lluvias.

Obras de Urbanización para Aguas Lluvias.

Art. 91.- Los proyectos de parcelación que tengan áreas de influencia que converjan a ellos o que sean atravesados por quebrada o río; deberán contar con un estudio hidrológico de la cuenca en que se encuentren ubicados, a fin de considerar el desarrollo de otros proyectos tanto aguas arriba como aguas abajo. Si el sector en donde se encuentra ubicado el proyecto es de pendientes fuertes, deberá prevenirse la erosión hacia adentro o hacia fuera con los terrenos que los circundan, para lo cual será necesario proyectar las obras de protección y canalización necesarias. También deberán contar con un diseño hidráulico de las tuberías y otras obras de drenaje internas del proyecto.

El sistema de drenaje de aguas lluvias de toda parcelación será calculado por el urbanizador para intensidades de lluvia que ocurran con una frecuencia de una vez cada cinco años (Período de Retorno), tomando en consideración las características especiales del sector en donde se encuentre ubicada. Para aquellas obras de drenaje cuyo diámetro exceda de 72 pulgadas, su diseño será con Períodos de Retorno de diez o veinticinco años, según el caso.

El escurrimiento superficial máximo permisible en cordones y cunetas o canaletas será de cien metros. Casos especiales serán analizados por el VMVDU. En toda vía de Circulación Menor, las tuberías de aguas lluvias se instalarán al centro de las mismas.

En vías vehiculares el diámetro mínimo de conexión de tragantes a pozo de visita será de 15 pulgadas a partir del segundo tragante. En acceso rodado únicamente cuya longitud total máxima sea de 75.00 metros, el diámetro mínimo de conexión de tragantes a pozo de visita será de 15 pulgadas a partir del segundo tragante. El diámetro mínimo para tuberías de aguas lluvias sobre una vía vehicular será de 18 pulgadas.

En Accesos Peatonales únicamente, se podrán utilizar canaletas rectangulares o medias cañas de concreto en sustitución de cordones y cunetas. El diámetro mínimo de conexión de tragante a caja de registro o pozo de visita será de 12 pulgadas y de dos tragantes a caja o pozo, será de 15 pulgadas a partir del segundo tragante. El diámetro mínimo sobre pasaje peatonal será de 15 pulgadas.

La distancia permisible entre la parte superior de las tuberías de agua lluvias y la rasante de las vías que será de 1.50 metros, con la finalidad de evitar interferencias con las tuberías de otros sistemas; pero en caso de no existir dichas interferencias, la distancia en mención podrá reducirse como máximo a 1.00 metro casos especiales serán analizados por el VMVDU.

En todo cambio de dirección o pendiente de tuberías para aguas lluvias, se deberá construir un pozo de visita o una caja de registro. Las cajas de registro se permitirán únicamente en Accesos Peatonales en sustitución de pozos de visita y para tuberías con

un diámetro máximo de 24 pulgadas. Los pozos de visita y las cajas de registro deberán contar con su correspondiente tapadera de inspección. No se permitirán pozos de visita sin cajas de registro ciegos.

Si el cambio de dirección de las tuberías es de 45 grados o más con respecto a su eje, el pozo de visita deberá contar con una caída de 30 centímetros como mínimo, para tuberías con un diámetro máximo de 30 pulgadas; y para tuberías de 36 a 72 pulgadas de diámetro, la caída deberá ser de 1.00 metro como mínimo. Casos especiales serán analizados por el VMVDU. Para cambios de dirección en tuberías cuyo diámetro sea igual o mayor de 36 pulgadas, deberá diseñarse en el pozo de visita una pared de concreto armado o un muro de choque frente a la llegada de las aguas.

La entrega de aguas pluviales a un colector (quebrada o no), deberá tomar en cuenta el nivel máximo probable de las avenidas de éste último, a fin de no obstaculizar la incorporación de las aguas. Si cae a un río o quebrada, su salida debe de estar en dirección del flujo de las aguas con ángulo de 45 grados y no más de 1.00 metro de altura para disminuir el golpe de ángulo de agua al caer. Esta altura podrá ser mayor si se proyecta en el lecho de la quebrada o río, un emplantillado de mampostería de piedra y/o concreto.

La pendiente mínima en tuberías de aguas lluvias será del 0.5% y la máxima será la que le corresponda a cada tubería según la *tabla 2.3*.

La pendiente mínima y máxima permisible en bóveda será determinada en el diseño pero en todo caso la velocidad mínima de la corriente no podrá ser inferior a 1 m/seg.

Su piso deberá ser de mampostería de piedra con un recubrimiento de concreto simple, de concreto o armado o la combinación de ambos.

Los cambios de dirección menores de 45 grados con respecto a su eje en bóveda, podrán suavizarse dándole una forma circular en una longitud de desarrollo adecuada.

Si el cambio de dirección de las bóvedas es de 45 grados lo más con respecto a su eje, deberá diseñarse según el caso, una caja especial en sustitución del pozo de visita, la cual deberá contar con una estructura de choque en la dirección de las aguas y con elementos adicionales en su piso (chutes). Para disipar la energía de la corriente. En todo caso, las bóvedas no deberán contar con caídas interiores en su recorrido, en su defecto deberán diseñar rampas (rápidos) con una longitud de desarrollo adecuada y con elementos adicionales en su piso (chutes) para disipar la energía de la corriente.

Tabla 2.3 Pendientes permitidas de colectores de aguas lluvias según diámetro

Diámetro de tuberías	Pendiente máxima
Pulgadas	Permisible %
12	6.5
15	5.8
18	5.0
24	3.0
30	2.5
36	2.0
42	2.0
48	2.0
60	1.5
72	1.0

En los puntos de descarga de tuberías y bóvedas a quebradas o ríos, deberán proyectarse cabezales con gradas disipadoras de energía o rampas (rápidos) con una longitud de desarrollo adecuada y con elementos adicionales en su piso (chutes).

Pozos de Visita para Aguas Lluvias.

Art. 92.- los pozos de visita para aguas lluvias podrán ser de ladrillo de barro repellados o de piedra, cuando su altura no exceda de 6.00 metros. Cuando su altura sea mayor o en el caso de tener caídas iguales o mayores de 3.00 metros éstos deberán ser reforzados adecuadamente debiendo presentar en los planos respectivos, los detalles y cálculos estructurales.

La distancia máxima entre pozos de visita será de cien metros (100.00 metros), con una variación permisible del 15% en casos especiales.

Las tapaderas de los pozos serán de hierro fundido en las vías de circulación vehicular, pudiendo ser de concreto armado en los Pasajes Peatonales.

Tragantes.

Art. 93.- En todas las Vías de Circulación Menor serán de ladrillo de barro. Las parrillas de éstos serán de hierro fundido en las vías de circulación vehicular, pudiendo hacerse de concreto armado o de estructura metálica en los Accesos Peatonales. En las vías de distribución y de Reparto, no se permitirán los tragantes remetidos. La distancia máxima entre tragantes será de cien metros (100.00 mts). Casos especiales serán analizados por el VMVDU.

2.3 ALCANTARILLADO SANITARIO

En el desarrollo de las localidades urbanas, sus servicios en general se inician con un precario abastecimiento de agua potable y van satisfaciendo sus necesidades con base en obras escalonadas en bien de su economía. Como consecuencia se presenta el problema del desalojo de las aguas servidas o aguas residuales.

Se requiere así la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario para eliminar las aguas negras que produce una población.

Un sistema de alcantarillado está integrado por todos o algunos de los siguientes elementos: red secundaria, colectores, interceptores, emisores y obras accesorias.

El destino final de las aguas servidas podrá ser, previo tratamiento, desde un cuerpo receptor hasta el reúso, dependiendo del tratamiento que se realice y de las condiciones particulares de la zona de estudio.

Los desechos líquidos de un núcleo urbano, están constituidos, fundamentalmente, por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades de una población. Estos desechos líquidos, se componen esencialmente de agua, más sólidos orgánicos disueltos y en suspensión.

La mayoría de los alcantarillados en localidades medianas y grandes se han diseñado y construido para funcionar en forma combinada, considerando las aportaciones pluviales. A través del tiempo se ha observado que esta práctica genera problemas de contaminación y de operación de los sistemas, por la imposibilidad de tratar, en época de lluvias, la totalidad de las aguas captadas.

Aprovechando esta experiencia, los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial deben de diseñarse en forma separada.

La red de alcantarillado se considera un servicio básico, sin embargo la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo es ínfima en relación con la cobertura de las redes de agua potable. Esto genera importantes problemas sanitarios.

Durante mucho tiempo, la preocupación de las autoridades municipales o departamentales estaba más ocupada en construir redes de agua potable, dejando para un futuro indefinido la construcción de las redes de alcantarillado. Actualmente las redes de alcantarillado son un requisito para aprobar la construcción de nuevas urbanizaciones.

2.3.1 METODOLOGIA DE DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Para diseñar una red de alcantarillado sanitario, se necesita conocimientos de normas que se exigen en cada región determinada, Contar con planos topográficos del lugar, conocer las características Sociales, económicas y culturales de la población y saber de las características de los suelos, quebradas y ríos del sitio.

2.3.1.1 NORMAS TECNICAS PARA PROYECTOS DE ALCANTARILLADOS

DATOS BASICOS DE DISEÑO

1. Periodo de diseño

Período mínimo deseable de diseño: 20 años

2. Magnitud y distribución de la población futura, P_n .

La población futura P_n , será estimada con base a la población inicial P_o , levantamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones Demográficas (muestreos, crecimiento vegetativo, fecundidad, población flotante, etc.), Para estimar la magnitud de P_n se sugiere aplicar, según el caso, uno de los procedimientos siguientes:

- 1) Extensión de la propia curva de crecimiento según ajuste o interpolación, gráfica o analítica, mínimos cuadrados.
- 2) Extensión gráfica de la curva de crecimiento, según desarrollos análogos observados, en población de mayor dimensión.
- 3) Crecimiento Lineal
- 4) Progresión geométrica

El procedimiento a utilizar en cada proyecto deberá justificarse. En el caso de proyectos de urbanizaciones la población se calculará en base al número de viviendas y el número de habitantes por unidad habitacional

En caso que no se pudiera determinar la densidad poblacional de saturación, se adoptará 6 hab/lote. (Norma de ANDA)

3. Población de diseño

Será igual, según el caso, al 100% de la población futura o un porcentaje menor, determinado por limitaciones de orden físico o legal que restrinjan el desarrollo de áreas de la ciudad y de sus habitantes.

4. Caudal de diseño

El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del período de diseño más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.20 L/s/ha, para tubería de cemento y 0.10 l/s/ha para tubería PVC.

La capacidad de las tuberías será igual al caudal de diseño multiplicado por un factor, el cual dependerá de la magnitud de variaciones de caudal así:

Tabla 2.4 Factor para capacidad de tuberías

φ COLECTOR	FACTOR	φ COLECTOR	FACTOR
8" ≤ φ ≤ 12"	2.00	36"	1.40
15"	1.80	42"	1.35
18"	1.60	48"	1.30
24"	1.50	Interceptores o emisarios	1.20
30"	1.45		

Fuente: Normas técnicas para abastecimiento de agua potable y alcantarillados de aguas negras (ANDA)

Se determinarán para el inicio y fin del periodo de diseño. El diseño del sistema se realizará con el valor del caudal máximo horario futuro.

5. Cálculos hidráulicos

Se usará la fórmula de Chezy-Manning:

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

Donde: V= velocidad del fluido en m/s

n= coeficiente de rugosidad (0.015 para concreto y 0.011 para PVC)

R_h = Radio hidráulico en metros

S = Pendiente

6. Límites de velocidad a tubo lleno

En colectores primarios y secundarios: $V_{\text{mínima real}} = 0.50$ m/seg. A caudal de diseño durante el primer año de funcionamiento.

Velocidad máxima (V_{max}) con el caudal de diseño:

PVC 5.0 m/s

Hierro 4.0 m/s

Tubería de concreto 3.0 m/s

Estos límites de velocidad son para diseños a tubo lleno, sin embargo, podrá diseñarse a caudal real para permitir mayores pendientes en el caso de PVC o similar.

7. Diámetro mínimo de tuberías

Colectores de pasajes peatonales (vivienda de interés social)

PVC Ø 6" para longitud menor a 100 m.

Acometidas domiciliarias Ø 6"

Colectores terciarios Ø 8" (cemento ó PVC)

8. Pendiente mínima

La pendiente mínima en los tramos iniciales de la red será de 1% En casos debidamente justificados se aceptará pendiente mínima de 0.5% siempre que sea PVC y en tramos no iniciales.

Las pendientes de la tubería principal y del ramal deberán cumplir la condición de auto limpieza aplicando el criterio de tensión atractiva.

2.3.2 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

2.3.2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

La información topográfica para la elaboración de proyectos incluirá:

- 1) Plano de localización del asentamiento con curvas de nivel cada 1 m. indicando la ubicación y detalles de los servicios existentes y/o cualquier referencia importante.
- 2) Perfil longitudinal a nivel del eje de la vía en ambos frentes de la calle, en todas las calles del asentamiento humano, y en el eje de la vía, donde técnicamente sea necesario.
- 3) Secciones transversales: mínimo 3 cada 100 metros en terrenos planos y mínimo 6 por cuadra, donde exista desnivel pronunciado entre ambos frentes de calle y donde exista cambio de pendiente. En Todos los casos deben incluirse nivel de lotes.
- 4) Perfil longitudinal de los tramos que encontrándose fuera del asentamiento humano, pero que sean necesarios para el diseño de los empalmes con la red de agua y/ o colectores existentes.
- 5) Se ubicará en cada habilitación un BM(Banco de Marca) auxiliar como mínimo y dependiendo del tamaño de la habilitación se ubicarán dos o más, en puntos estratégicamente distribuidos para verificar las cotas de cajas condominiales y/o buzones a instalar.

2.3.2.2 UBICACION Y RECUBRIMIENTO DE TUBERIAS DE ALCANTARILLADO

Se fijarán las secciones transversales de las calles del proyecto siendo necesario analizar el trazo de las tuberías nuevas con respecto de otros servicios existentes y/o proyectados.

2.3.2.2.1 UBICACION DE COLECTORES DE AGUAS NEGRAS

La tubería principal de alcantarillado se ubicará entre el medio de la calle y el costado de la calzada; a partir de un punto, ubicado como mínimo a 1.50 metros del cordón de la vía y hacia el centro de la calzada. El recubrimiento mínimo medido a partir de la campana del tubo será de 1.20 m para zonas con acceso vehicular y de 0.60 m para zonas sin acceso vehicular y/o en zona rocosa, debiéndose verificar, para cualquier profundidad adoptada, la deformación (deflexión) de la tubería generada por cargas externas. Para toda profundidad de enterramiento de tubería, el proyectista planteará y sustentará técnicamente la protección empleada, la que estará sujeta a la aprobación por parte del Equipo Técnico correspondiente.

2.3.2.2.2 PROFUNDIDAD DE LOS COLECTORES.

En los tramos de conexión domiciliar, los límites de profundidad de tuberías en las zanjas, para protección contra las variaciones de carga viva e impacto serán de 1.20 a 3.00 m de relleno sobre la corona de la tubería.

Si el espesor del relleno es menor de 1.20 m. habrá que proteger la tubería con losetas de concreto armado sobre muros laterales de mampostería; a profundidades mayores que 3.0 m se diseñarán colectores superficiales paralelos para conectar las acometidas domiciliarias.

Cuando se trate de viviendas de interés social y específicamente a tuberías de drenaje de Aguas Negras instaladas en pasajes peatonales, la profundidad podrá ser como mínimo 0.8 m sin necesidad de protecciones.

2.3.2.3 SEPARACION DE SISTEMAS.

Para evitar la contaminación del agua potable por presiones negativas, etc. deberán separarse los sistemas de abastecimiento de agua y los de alcantarillados de aguas negras así:

En planimetría: las alcantarillas al lado opuesto de los acueductos, es decir al sur en las calles y al poniente en las avenidas, a 1.5 m del cordón en el rodaje-separación horizontal mínima: 1.50 m. (0.60 m en pasajes peatonales); los colectores de aguas lluvias se ubicarán al centro de las vías con una separación horizontal mínima igual a la anterior con relación a los acueductos y alcantarillados.

La red de alcantarillados se proyectará de manera que todos los colectores queden debajo de los acueductos con una separación mínima libre de 20 cms. Las intersecciones de alcantarillados de aguas negras con colectores de aguas lluvias tendrán una separación vertical mínima de 15 cm libres.

Las zanjas de alcantarillado no podrán utilizarse para asentar ningún otro tipo de tuberías.

2.4 AGUAS RESIDUALES

Podemos definir al agua residual como la combinación de los desechos líquidos procedentes de viviendas, instituciones y establecimientos comerciales e industriales, junto con las aguas subterráneas, superficiales y pluviales que puedan agregarse a las anteriores.

2.4.1 TIPOS DE AGUAS RESIDUALES

La composición de las aguas residuales resulta de la combinación de líquidos y residuos sólidos transportados por el agua, que proviene de residencias, oficinas, edificios comerciales e instituciones, junto con los residuos de las industrias y de recreo,

así como de las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que también pueden agregarse eventualmente al agua residual

Las aguas residuales pueden clasificarse como:

1. Aguas Residuales de Origen Doméstico.
2. Aguas Residuales de Origen Industrial
3. Aguas Residuales de Origen Agrícola.

2.4.1.1 AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN DOMESTICO:

Son aquellas aguas utilizadas con fines higiénicos (sanitarios, cocinas, lavando, etc.) Consistentes básicamente en residuos descargados por los humanos, que llegan a las redes de alcantarillado por medio de las descargas de las instalaciones hidráulicas de los hogares, establecimientos comerciales, públicos y similares.

2.4.1.2 AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN INDUSTRIAL

Son residuos líquidos generados en los procesos industriales. Poseen características específicas del tipo de la industria. La gran variedad y cantidad de productos vertidos por este tipo de actividad obliga a una investigación propia para cada tipo de industria, pues no existe similitud alguna entre los vertidos procedentes de industrias de alimentación, química, agrícola, metalúrgica, etc.

2.4.1.3 AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN AGRICOLA

Son aguas procedentes de actividades agrícolas y ganaderas. El tratamiento de este tipo de aguas no debe pasar por desapercibido debido al grado de contaminación que pueden originar. Además de contener sustancias similares a los vertidos de origen doméstico, pueden contener productos característicos de la actividad agropecuaria, tales como fertilizantes, biocidas, estiércol, etc.

En cuanto a los fertilizantes es importante resaltar que antes eran de origen orgánico y en la actualidad son casi sustituidos por abonos de origen inorgánico, tales como sulfato, nitratos, fosfatos, etc., de especial incidencia en la contaminación de aguas.

2.4.2 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las Aguas residuales pueden caracterizarse de la siguiente manera

1. Características Físicas.
2. Características Químicas.
3. Características Biológicas.

2.4.2.1. CARACTERISTICAS FISICAS.

La característica física más importante del agua residual es su *Contenido Total de Sólidos*, los cuales comúnmente se clasifican en: suspendidos, disueltos y sedimentables. Otras características físicas son la temperatura, color y olor.

2.4.2.2. CARACTERISTICAS QUIMICAS

Las características químicas de las aguas residuales son principalmente el contenido de materia orgánica e inorgánica, y los gases presentes en el agua residual. La medición del contenido de la materia orgánica se realiza por separado por su importancia en la gestión de la calidad del agua y en el diseño de las instalaciones de tratamiento de aguas.

2.4.2.3 CARACTERISTICAS BIOLOGICAS.

Las características biológicas de las aguas residuales son de fundamental importancia en el control de enfermedades causadas por organismos patógenos de origen humano, y por el papel activo y fundamental de las bacterias y otros microorganismos dentro de

la descomposición y estabilización de la materia orgánica, bien sea en el medio natural o en las plantas de tratamiento de aguas residuales. Debido a la importancia de las características biológicas de un agua residual, se hace necesario conocer los principales grupos de microorganismos que originan dichas características, estos grupos están conformados por bacterias, hongos, algas, protozoos, y virus.

2.4.3 EFECTOS DAÑINOS DE LAS AGUAS RESIDUALES EN FUENTES DE AGUA POTABLE

Las Aguas Residuales se consideran dañinas, cuando impiden o perjudican el uso normal del agua o cuando acarrear hasta las fuentes, productos considerados como nocivos. Las aguas residuales presentan efectos tóxicos sobre animales y humanos especialmente si presentan algunos de los siguientes componentes: Metales pesados como: Plomo, mercurio, cadmio, etc.; solventes orgánicos, compuestos fosforados, cianuros, fluoruros, organismos patógenos, etc.

La pureza del agua se ve afectada por la contaminación tanto natural como artificial, esta última es la más fuerte y permanente, ocasionando muchas veces efectos y daños irreversibles en fuentes de agua potable.

2.4.4 TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

La reunión y concentración de los residuos líquidos de una comunidad, llamadas aguas negras o residuales, crea el subsecuente problema de su evacuación, problema que es necesario resolver para la salud y bienestar de los habitantes. Para esto es necesario darle un tratamiento adecuado a las aguas residuales. El tratamiento de las aguas residuales puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. Todos estos métodos se basan en fenómenos físicos, químicos y biológicos. Su objetivo es producir un líquido derivado, que se pueda eliminar sin causar ningún perjuicio al medio ambiente.

Después de evacuar el afluente de una planta de tratamiento de aguas negras, también quedan los sólidos y el agua contenida en los sólidos, que han sido separados de las aguas negras y los cuales, también deben ser tratados de una manera adecuada antes de su disposición final.

2.4.4.1 MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

El tratamiento de las aguas negras, es el conjunto de los recursos por medio de los cuales se realiza el proceso de autopurificación de una corriente, dentro de un área delimitada y bajo condiciones controladas.

Aunque hay muchos métodos de tratamiento de aguas residuales, todos se pueden incluir dentro de los procesos siguientes

1. *Tratamiento Preliminar*
2. *Tratamiento Primario*
3. *Tratamiento Secundario*
4. *Tratamiento Terciario*
5. *Tratamiento de Lodos*

2.4.4.1.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR.

Los tratamientos preliminares son destinados a preparar las aguas residuales para que puedan recibir un tratamiento subsiguiente sin perjudicar a los equipos mecánicos y sin obstruir tuberías y causar depósitos permanentes en tanques. Sirven también para minimizar algunos efectos negativos al tratamiento tales como grandes variaciones de caudal y de composición y la presencia de materiales flotantes, como aceites, grasa y otros.

Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

Tanques de Homogenización.

Trampas de Grasas y aceites (Figura 2.19)

Rejas y canales afluentes (Figura 2.20)

Desarenadores (Figura 2.20)

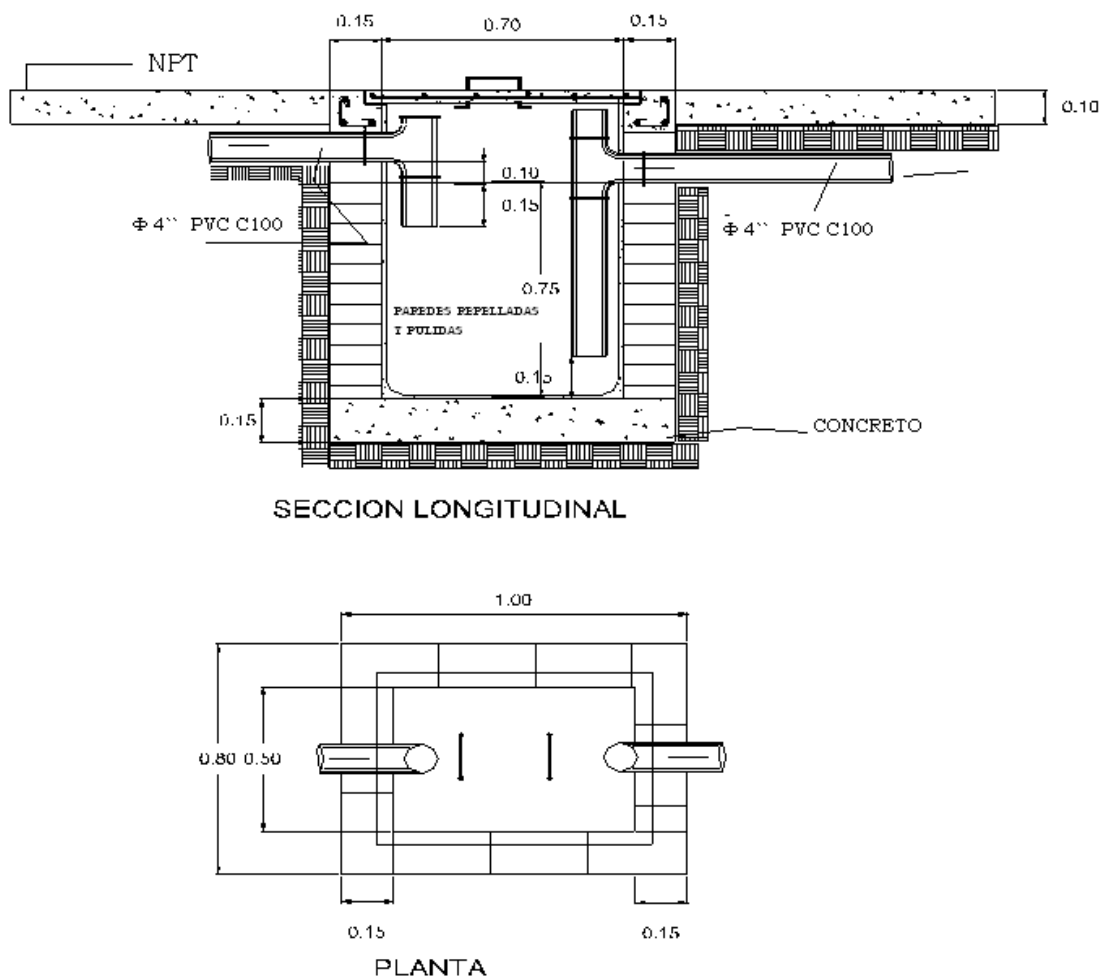


Figura 2.19 Trampa de Grasas y aceites

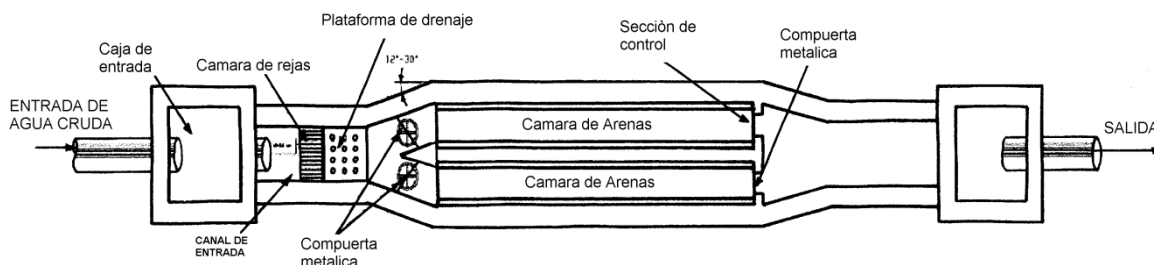


Figura 2.20 Rejas, canales y desarenadores.

De éstos, prácticamente todas las plantas de tratamiento incluyen rejas y desarenadores. Los demás tipos de unidades son frecuentemente empleadas para residuos líquidos industriales.

El tratamiento es físico, puesto que la remoción de éstos sólidos de mayor tamaño se lleva a cabo por el proceso de tamizado y por la sedimentación en el desarenador a través de la interacción de fuerzas como la gravedad, diferencias de concentración y el tamaño de las partículas.

2.4.4.1.2 TRATAMIENTO PRIMARIO.

El tratamiento primario constituye el primero, y a veces el único tratamiento de las aguas residuales. Este proceso elimina los sólidos flotantes y los sólidos en sedimentables tanto finos como gruesos. Si la planta provee solamente un tratamiento primario, se considera que el efluente sólo ha sido parcialmente tratado. Es un simple tratamiento físico que consiste en la separación de elementos sólidos que contiene el agua.

El tratamiento primario persigue retener una buena parte de los sólidos en suspensión que lleva el agua residual (entre un 90 y 95% de los sólidos sedimentables). A fin de lograr lo anterior se emplea el efecto de la gravedad, para que se depositen los sólidos sedimentables en los sedimentadores o en las lagunas. Los parámetros de diseño apuntan a un tiempo de retención y velocidad del líquido lo más constante posible,

impidiendo las variaciones de caudal, con la finalidad de que los lodos y la espuma recogida en el fondo y la superficie no se vuelvan a mezclar con el líquido y puedan separarse para ser enviados a tratamiento posteriores.

Otro propósito es conseguir un rendimiento suficiente para el correcto funcionamiento del tratamiento secundario.

En algunas ocasiones se potencia el tratamiento primario con la adición de reactivos de manera que aumenta la formación de sólidos sedimentables a partir de sólidos coloidales ó disueltos. En otras es necesario proceder a la neutralización del pH antes de la siguiente etapa de tratamiento. La actividad biológica no es particularmente importante en el tratamiento primario aunque la materia orgánica y los lodos residuales pueden sufrir una digestión parcial si el tiempo de retención es largo.

Entre algunos de los elementos más empleados en el tratamiento primario están:

Sedimentadores Primarios

Fosas Sépticas.

Tanque Imhoff.



Figura 2.21 Sedimentador tipo Dortmund

2.4.4.1.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO.

El tratamiento secundario es un tratamiento biológico que persigue transformar la materia orgánica del agua residual en materia celular, gases, energía y agua.

A su vez se retienen también sólidos en suspensión y sólidos coloidales.

En la zona de tratamiento secundario algunas veces se añaden reactivos para favorecer la eliminación de fósforo, o de sólidos coloidales. A este tratamiento químico no se le debe considerar un tratamiento secundario.

- *Lagunas de estabilización.*
- *Aerobias.*
- *Anaerobias.*
- *Facultativas.*
- *Aireadas.*
- *Filtros Biológicos.*
- *Reactores Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA).*
- *Lodos Activados.*
- *Sedimentadores Secundarios.*



Figura 2.22 Laguna de Estabilización

2.4.4.1.4 TRATAMIENTO TERCIARIO.

El tratamiento avanzado del agua residual se define como el tratamiento adicional necesario para la eliminación de los sólidos suspendidos no tratados en las etapas anteriores y de las sustancias disueltas que permanecen en el agua residual después del tratamiento secundario convencional. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o inorgánica, en forma de sólidos suspendidos, y su naturaleza puede variar desde iones inorgánicos relativamente simples, como el calcio, el potasio, el sulfato, el nitrato y el fosfato, hasta un número cada vez mayor de compuestos orgánicos sintéticos muy complejos. En el transcurso de los últimos años se ha conseguido tener un conocimiento mucho más complejo sobre el efecto de las sustancias en el medio ambiente. La investigación sobre los posibles efectos tóxicos de estas sustancias en el medio ambiente continúa, así como la investigación sobre los procesos de tratamientos, tanto convencionales como avanzados, dirigidos a su eliminación.

Los métodos de tratamiento avanzado de las aguas residuales se pueden clasificar en función del tipo de operación o proceso unitario, o por el objetivo principal de eliminación que se quiere conseguir. Muestra la principal función de eliminación de constituyentes; los tipos de operaciones y procesos aplicables para desarrollar esta función y el tipo de agua residual tratada



Figura 2.23 Tratamiento terciario eliminación de nutrientes

2.4.4.1.5 TRATAMIENTO DE LODOS

Esta unidad brinda, el último tratamiento al lodo proveniente de los procesos que se llevan a cabo en las unidades anteriores y su ubicación por lo general es al final de la planta de tratamiento de aguas residuales, es decir que esta unidad proporciona el producto final en la depuración de aguas residuales domésticas. Luego de descargar los lodos en los patios y evacuar el vertido final a los cuerpos receptores no queda más que verificar si los efluentes cumplen con los requerimientos exigidos por la propuesta de norma nacional y requerimientos del medio ambiente.

Los lechos de secado son dispositivos que eliminan una cantidad de agua suficiente de los lodos para que el resto pueda manejarse como material sólido, con un contenido de humedad inferior al 70 %.

Luego de haberle proporcionado el tratamiento adecuado a las aguas residuales, a través de los diferentes procesos, en cada etapa de tratamiento como lo son el pretratamiento, tratamiento primario y secundario, el residuo final o lodo es colocado en los patios de lodos, los cuales se encargan de eliminar la humedad del lodo final.

Los lechos de secado de lodo son fáciles de manejar y producen un alto contenido de sólidos, son de bajo costo y requieren un mínimo de atención en su operación.

El tratamiento de Lodos pretende disminuir el volumen, mediante la eliminación del agua, para subsecuentes tratamientos o disposición final.



Figura 2.24 Lecho de Secado de Lodos

2.4.5 MARCO NORMATIVO APLICABLE A LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales se debe de considerar el siguiente marco normativo:

Normas técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y alcantarillados de Aguas Negras (Normas técnicas de ANDA).

En el Capítulo II se establece la carga máxima de DBO en 60 mg/l después de la depuración de las aguas residuales en una planta de tratamiento.

Reglamento sobre la calidad del agua, el control de Vertidos y Zonas de protección (Decreto 50).

En este reglamento se encuentran normas sobre depuración y tratamiento de aguas, normas de protección de aguas, consideraciones acerca de las aguas residuales domésticas, límites permisibles para el vertido en el sistema de alcantarillado.

Reglamento especial de Aguas Residuales (Decreto 39).

En este reglamento se encuentran las obligaciones de operación de plantas de tratamiento, análisis obligatorios, análisis complementarios, consideraciones acerca del muestreo, análisis e informes operacionales y consideraciones para el reúso de las aguas residuales.

Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor (NSO 13.07.03:02 CONACYT).

En esta norma se encuentran los parámetros permisibles de aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor, tanto ordinarias como especiales, requerimientos para toma de muestras y métodos de análisis para determinar los parámetros contemplados en la norma.

CAPITULO III

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS

3.1 DETERMINACION DE LA TORMENTA DE DISEÑO

Para generar la tormenta de diseño para la red de aguas lluvias del área urbana del municipio de San Matías, se hace uso de la siguiente tabla de intensidades máximas anuales proporcionada por el SNET, que corresponden a la estación San Andrés.

Tabla 3.1. Intensidad de precipitación máxima anual estación San Andrés

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA) En mm/minuto para diferentes periodos.													
ESTACION: SAN ANDRES							INDICE: L- 4						
LATITUD: 13° 48.5'													
LONGITUD: 89° 24.4'													
ELEVACION: 460 m.s.n.m.													
ANO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1953	2.00	1.74	1.39	1.28	1.04	0.75	0.58	0.42	0.34	0.31	0.26	0.19	0.14
1954	2.24	1.96	1.83	1.62	1.31	0.91	0.71	0.48	0.37	0.31	0.26	0.20	0.16
1955	2.40	2.17	2.16	1.76	1.19	1.01	0.78	0.41	0.31	0.30	0.26	0.19	0.13
1956	1.80	1.51	1.36	1.12	0.89	0.77	0.59	0.40	0.30	0.25	0.23	0.18	0.15
1957	2.58	2.13	1.99	1.84	1.43	0.96	0.73	0.54	0.42	0.36	0.32	0.24	0.19
1958	3.16	2.67	2.27	2.07	1.71	1.37	1.10	0.83	0.67	0.55	0.48	0.38	0.16
1959	2.70	2.53	2.29	1.99	1.41	1.02	0.81	0.62	0.49	0.41	0.35	0.27	0.15
1960	2.30	1.96	1.95	1.77	1.47	1.17	1.01	0.69	0.53	0.42	0.33	0.26	0.12
1961	2.48	2.04	1.63	1.36	1.11	0.76	0.57	0.37	0.34	0.33	0.31	0.28	0.23
1962	2.64	2.44	2.27	2.16	1.80	1.44	1.36	0.94	0.70	0.37	0.32	0.20	
1963	3.18	2.31	1.79	1.51	1.24	0.92	0.79	0.63	0.50	0.40	0.18	0.12	0.08
1964	2.88	2.04	1.59	1.54	1.17	0.86	0.65	0.46	0.37	0.31	0.26	0.18	0.13
1965	3.52	2.61	2.31	2.16	1.70	1.47	1.21	0.43	0.32	0.27	0.15	0.11	
1966	2.04	1.72	1.57	1.52	1.19	0.99	0.78	0.52	0.24	0.19	0.16	0.13	
1967	2.04	1.84	1.69	1.52	1.13	0.78	0.75	0.48	0.34	0.22	0.22	0.18	
1968	2.68	2.12	2.01	1.62	1.14	0.77	0.63	0.56	0.42	0.34	0.24	0.14	
1969	3.00	2.40	1.96	1.82	1.55	1.17	0.90	0.61	0.47	0.38	0.32	0.20	
1970	2.32	1.96	1.77	1.66	1.40	0.95	0.72	0.49	0.37	0.31	0.26	0.20	
1971	2.12	2.00	1.78	1.61	1.00	0.69	0.53	0.35	0.24	0.22	0.20	0.15	
1972	2.42	1.84	1.55	1.32	1.02	0.71	0.55	0.39	0.31	0.25	0.21	0.16	
1973	2.08	1.75	1.40	1.31	1.16	0.94	0.72	0.54	0.41	0.36	0.31	0.23	
1974	2.06	1.63	1.33	1.18	1.11	0.82	0.75	0.65	0.60	0.42	0.36	0.27	0.21
1975	3.94	3.40	1.84	1.88	1.54	1.47	1.22	0.89	0.62	0.53	0.53	0.41	0.35
1976	2.50	1.90	1.43	1.18	0.89	0.62	0.56	0.44	0.36	0.29	0.26	0.20	0.14
1977	3.00	2.69	2.32	1.94	1.56	1.09	0.84	0.57	0.43	0.34	0.30	0.24	0.17
1978	2.50	2.14	2.05	1.98	1.88	1.40	1.25	0.89	0.67	0.55	0.46	0.35	0.21
1979	2.84	2.34	2.11	1.68	1.18	0.97	1.00	0.94	0.75	0.65	0.52	0.40	0.28
1980	2.64	2.12	1.75	1.46	1.09	0.81	0.67	0.58	0.45	0.38	0.34	0.28	0.19
1981	2.40	1.75	1.55	1.40	1.12	0.81	0.62	0.44	0.35	0.30	0.26	0.20	0.12
1982	4.00	2.74	2.16	1.92	1.53	1.14	0.90	0.62	0.48	0.44	0.38	0.31	0.15
1983	2.36	1.68	1.37	1.10	0.86	0.61	0.47	0.32	0.29	0.22	0.15	0.11	0.10
1984	2.04	1.88	1.96	1.52	1.18	0.95	0.74	0.50	0.37	0.30	0.25	0.20	0.14
1985	1.98	1.72	1.40	1.14	0.84	0.58	0.59	0.40	0.30	0.25	0.21	0.18	0.01
PROM.	2.57	2.11	1.81	1.60	1.27	0.96	0.79	0.56	0.43	0.35	0.29	0.22	0.16
DS.	0.54	0.40	0.32	0.31	0.28	0.25	0.23	0.17	0.14	0.11	0.10	0.08	0.07
MAX.	4.00	3.40	2.32	2.16	1.88	1.47	1.36	0.94	0.75	0.65	0.53	0.41	0.35
MIN.	1.80	1.51	1.33	1.10	0.84	0.58	0.47	0.32	0.24	0.19	0.15	0.11	0.01

Fuente: SNET

En la *tabla 3.2* se han convertido las intensidades a mm/hora, se ordenaron los datos de la *tabla 3.1* para cada duración de mayor a menor y se les ha asignado un periodo de retorno de acuerdo a la siguiente ecuación:

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

Donde:

F = Periodo de retorno en años

m = numero de orden en la lista de mayor a menor de los datos.

n = numero de datos.

Con los datos de la *tabla 3.2* se inicia la aplicación de *regresión lineal múltiple* para lo cual es necesario primero elaborar hoja de cálculo como la que se muestra en la *tabla 3.3*, en donde:

- $y = \log i$ → i es la intensidad en mm/hora.
 $X_1 = \log F$ → F es el periodo de retorno en años.
 $X_2 = \log(d + c)$ → d es la duración en minutos.
 → c es una constante que toma el valor de cero para líneas rectas, que es el caso de las $i-d-F$.

Luego de hacer el ajuste de correlación lineal múltiple para una serie de tres variables (*Tabla 3.3*), se obtiene el sistema de ecuaciones como el siguiente:

$$\Sigma y = N a_0 + a_1 \Sigma x_1 + a_2 \Sigma x_2$$

$$\Sigma(x_1 y) = a_0 \Sigma x_1 + a_1 \Sigma(x_1)^2 + a_2 \Sigma(x_1 x_2)$$

$$\Sigma(x_2 y) = a_0 \Sigma x_2 + a_1 \Sigma(x_1 x_2) + a_2 \Sigma(x_2)^2$$

Tabla 3.2¹ Intensidades máximas anuales en mm/hora

numero de orden	F Años	DURACION EN MINUTOS											
		5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240
1	34.00	240.00	204.00	139.20	129.60	112.80	88.20	81.60	56.40	45.00	39.00	31.80	24.60
2	17.00	236.40	164.40	138.60	129.60	108.00	88.20	75.00	56.40	42.00	33.00	31.20	24.00
3	11.33	211.20	161.40	137.40	124.20	102.60	86.40	73.20	53.40	40.20	33.00	28.80	22.80
4	8.50	190.80	160.20	136.20	119.40	102.00	84.00	72.60	53.40	40.20	31.80	27.60	21.00
5	6.80	189.60	156.60	136.20	118.80	93.60	82.20	66.00	49.80	37.20	26.40	22.80	18.60
6	5.67	180.00	151.80	129.60	116.40	93.00	70.20	60.60	41.40	36.00	25.20	21.60	16.80
7	4.86	180.00	146.40	129.60	115.20	92.40	70.20	60.00	39.00	31.80	25.20	21.00	16.80
8	4.25	172.80	144.00	126.60	112.80	91.80	68.40	54.00	37.80	30.00	24.60	20.40	16.20
9	3.78	170.40	140.40	123.00	110.40	88.20	65.40	54.00	37.20	29.40	24.00	19.80	16.20
10	3.40	162.00	138.60	120.60	109.20	85.80	61.20	50.40	37.20	28.80	22.80	19.20	15.60
11	3.09	160.80	130.20	119.40	106.20	84.60	60.60	48.60	36.60	28.20	22.80	19.20	14.40
12	2.83	158.40	128.40	117.60	105.60	84.00	59.40	47.40	34.80	27.00	22.20	19.20	14.40
13	2.62	158.40	127.80	117.60	100.80	78.60	58.20	46.80	34.20	25.80	21.60	18.60	13.80
14	2.43	154.80	127.20	117.00	99.60	74.40	57.60	46.80	33.60	25.20	21.60	18.60	12.00
15	2.27	150.00	127.20	110.40	97.20	71.40	57.00	45.00	32.40	25.20	20.40	18.00	12.00
16	2.13	150.00	122.40	109.80	97.20	71.40	57.00	45.00	32.40	24.60	20.40	15.60	12.00
17	2.00	148.80	122.40	107.40	96.60	70.80	56.40	44.40	31.20	22.20	19.80	15.60	12.00
18	1.89	145.20	120.00	106.80	92.40	70.80	55.20	43.80	30.00	22.20	18.60	15.60	12.00
19	1.79	144.00	117.60	106.20	91.20	70.20	54.60	43.20	29.40	22.20	18.60	15.60	12.00
20	1.70	144.00	117.60	105.00	91.20	69.60	51.60	43.20	28.80	22.20	18.60	15.60	12.00
21	1.62	141.60	117.60	101.40	91.20	68.40	49.20	42.60	28.80	21.60	18.60	15.60	11.40
22	1.55	139.20	114.00	97.80	90.60	67.80	48.60	40.20	27.60	21.00	18.00	15.60	11.40
23	1.48	138.00	112.80	95.40	87.60	67.20	48.60	39.00	26.40	20.40	18.00	15.00	10.80
24	1.42	134.40	110.40	94.20	84.00	66.60	46.80	37.80	26.40	20.40	18.00	14.40	10.80
25	1.36	127.20	110.40	93.00	81.60	66.60	46.20	37.20	25.80	20.40	17.40	13.80	10.80
26	1.31	124.80	105.00	93.00	79.20	65.40	46.20	35.40	25.20	19.20	16.20	13.20	10.80
27	1.26	123.60	105.00	85.80	78.60	62.40	45.60	35.40	24.60	18.60	15.00	12.60	9.60
28	1.21	122.40	104.40	84.00	76.80	61.20	45.00	34.80	24.00	18.60	15.00	12.60	9.00
29	1.17	122.40	103.20	84.00	70.80	60.00	42.60	34.20	24.00	18.00	15.00	12.00	8.40
30	1.13	122.40	103.20	83.40	70.80	53.40	41.40	33.60	23.40	18.00	13.20	10.80	7.80
31	1.10	120.00	100.80	82.20	68.40	53.40	37.20	33.00	22.20	17.40	13.20	9.60	7.20
32	1.06	118.80	97.80	81.60	67.20	51.60	36.60	31.80	21.00	14.40	13.20	9.00	6.60
33	1.03	108.00	90.60	79.80	66.00	50.40	34.80	28.20	19.20	14.40	11.40	9.00	6.60

¹ No se hace uso de la última columna correspondiente a duraciones de 360 minutos, ya que distorsiona la correlación al aplicar el método de regresión lineal múltiple.

Tabla 3.3 Ajuste de correlación lineal múltiple

X_2	X_1	y	$X_1 y$	$X_2 y$	$(X_1)^2$	$(X_2)^2$	$X_1 X_2$
0.69897	1.53148	2.38021	3.64524	1.66370	2.34543	0.48856	1.07046
0.69897	1.23045	2.37365	2.92065	1.65911	1.51400	0.48856	0.86005
0.69897	1.05436	2.32469	2.45106	1.62489	1.11167	0.48856	0.73696
0.69897	0.92942	2.28058	2.11961	1.59406	0.86382	0.48856	0.64964
0.69897	0.83251	2.27784	1.89632	1.59214	0.69307	0.48856	0.58190
0.69897	0.75333	2.25527	1.69896	1.57637	0.56750	0.48856	0.52655
0.69897	0.68638	2.25527	1.54798	1.57637	0.47112	0.48856	0.47976
0.69897	0.62839	2.23754	1.40605	1.56398	0.39487	0.48856	0.43923
0.69897	0.57724	2.23147	1.28809	1.55973	0.33320	0.48856	0.40347
0.69897	0.53148	2.20952	1.17431	1.54438	0.28247	0.48856	0.37149
0.69897	0.49009	2.20629	1.08127	1.54213	0.24018	0.48856	0.34256
0.69897	0.45230	2.19976	0.99494	1.53756	0.20457	0.48856	0.31614
0.69897	0.41754	2.19976	0.91848	1.53756	0.17434	0.48856	0.29184
0.69897	0.38535	2.18977	0.84383	1.53058	0.14850	0.48856	0.26935
0.69897	0.35539	2.17609	0.77336	1.52102	0.12630	0.48856	0.24841
0.69897	0.32736	2.17609	0.71236	1.52102	0.10716	0.48856	0.22881
0.69897	0.30103	2.17260	0.65402	1.51858	0.09062	0.48856	0.21041
0.69897	0.27621	2.16197	0.59715	1.51115	0.07629	0.48856	0.19306
0.69897	0.25273	2.15836	0.54547	1.50863	0.06387	0.48856	0.17665
0.69897	0.23045	2.15836	0.49739	1.50863	0.05311	0.48856	0.16108
0.69897	0.20926	2.15106	0.45013	1.50353	0.04379	0.48856	0.14627
0.69897	0.18906	2.14364	0.40527	1.49834	0.03574	0.48856	0.13214
0.69897	0.16975	2.13988	0.36325	1.49571	0.02882	0.48856	0.11865
0.69897	0.15127	2.12840	0.32196	1.48769	0.02288	0.48856	0.10573
0.69897	0.13354	2.10449	0.28103	1.47097	0.01783	0.48856	0.09334
0.69897	0.11651	2.09621	0.24422	1.46519	0.01357	0.48856	0.08143
0.69897	0.10012	2.09202	0.20944	1.46226	0.01002	0.48856	0.06998
0.69897	0.08432	2.08778	0.17604	1.45930	0.00711	0.48856	0.05894
0.69897	0.06908	2.08778	0.14423	1.45930	0.00477	0.48856	0.04829
0.69897	0.05436	2.08778	0.11349	1.45930	0.00295	0.48856	0.03799
0.69897	0.04012	2.07918	0.08341	1.45329	0.00161	0.48856	0.02804
0.69897	0.02633	2.07482	0.05463	1.45023	0.00069	0.48856	0.01840
0.69897	0.01296	2.03342	0.02636	1.42130	0.00017	0.48856	0.00906

La tabla anterior corresponde al ajuste de correlación lineal múltiple para la duración de 5 minutos; generando la misma hoja de cálculo para cada duración y realizando las sumatorias de las columnas se obtienen los siguientes coeficientes de las ecuaciones:

$$\begin{array}{lll} \Sigma(X_2) = 657.68 & \Sigma(X_1Y) = 288.00 & \Sigma(X_1)^2 = 120.62 \\ \Sigma(X_1) = 163.20 & \Sigma(X_2Y) = 1030.31 & \Sigma(X_2)^2 = 1196.92 \\ \Sigma(Y) = 662.61 & N = 396 & \Sigma(X_1X_2) = 271.04 \end{array}$$

Por lo tanto, dichas ecuaciones resultan:

$$\begin{aligned} 396a_0 + 163.20a_1 + 657.68a_2 &= 662.61 \\ 163.20a_0 + 120.62a_1 + 271.04a_2 &= 288.00 \\ 657.68a_0 + 271.04a_1 + 1196.92a_2 &= 1030.31 \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema anterior resulta:

$$a_0 = 2.6711$$

$$a_1 = 0.2796$$

$$a_2 = -0.6702$$

La ecuación que relaciona intensidad-duración-Frecuencia es:

$$i = \frac{k F^m}{(d + c)^n}$$

Donde:

$$k = 10^{a_0} = 10^{2.6711} = 468.9097$$

$$m = a_1 = 0.2796$$

$$n = -a_2 = 0.6702$$

$$c = 0$$

Por lo tanto la ecuación i-d-F queda:

$$i = \frac{468.9097 F^{0.2796}}{d^{0.6702}}$$

Donde: i en mm/h

F en años

d en minutos

La ecuación para un periodo de retorno de 5 años seria:

$$i = 735.3959 d^{0.3298}$$

Multiplicando esta ecuación por una duración “d” se obtiene la siguiente ecuación correspondiente a alturas de precipitación (hp):

$$hp = i \frac{d}{60} = 12.2566 d^{0.3298}$$

Para generar la tormenta de diseño para la red de aguas lluvias del municipio de San Matías se ha requerido del uso del grafico de la *figura 3.1* para tormenta de diseño de 120 min, proporcionado por el Servicio Nacional de estudios Territoriales (SNET).

Sustituyendo $d=120 \text{ min}$ en la ecuación anterior, se obtiene:

$$hp = 59.44 \text{ mm}$$

Multiplicando esta altura de precipitación por los porcentajes que se presentan en la *Figura 3.1*, obtenemos el Hietograma de la tormenta de diseño de 120 min y 59.44 mm de precipitación.

En la *Figura 3.2* se presentan las alturas de precipitación del Hietograma con el que se diseñara la red de aguas lluvias de San Matías.

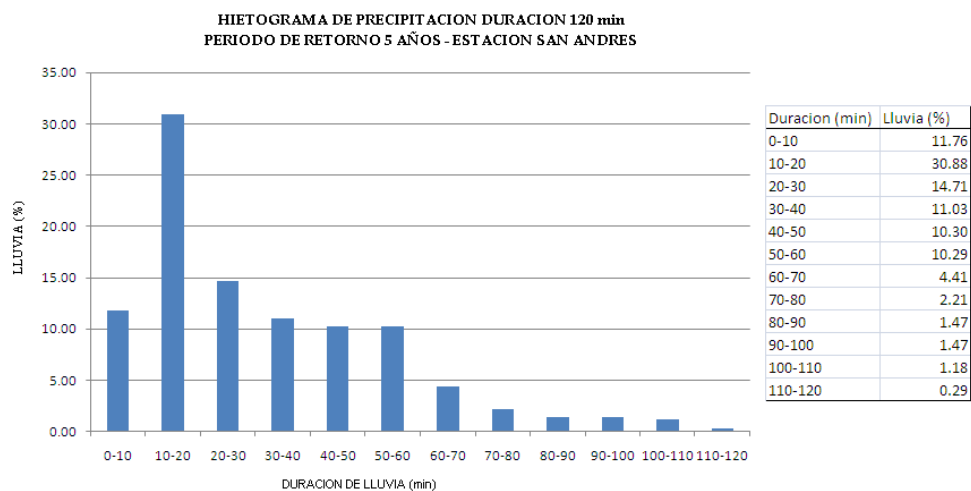


Figura 3.1 Hietograma para tormenta de diseño estacion San Andres

Fuente: SNET

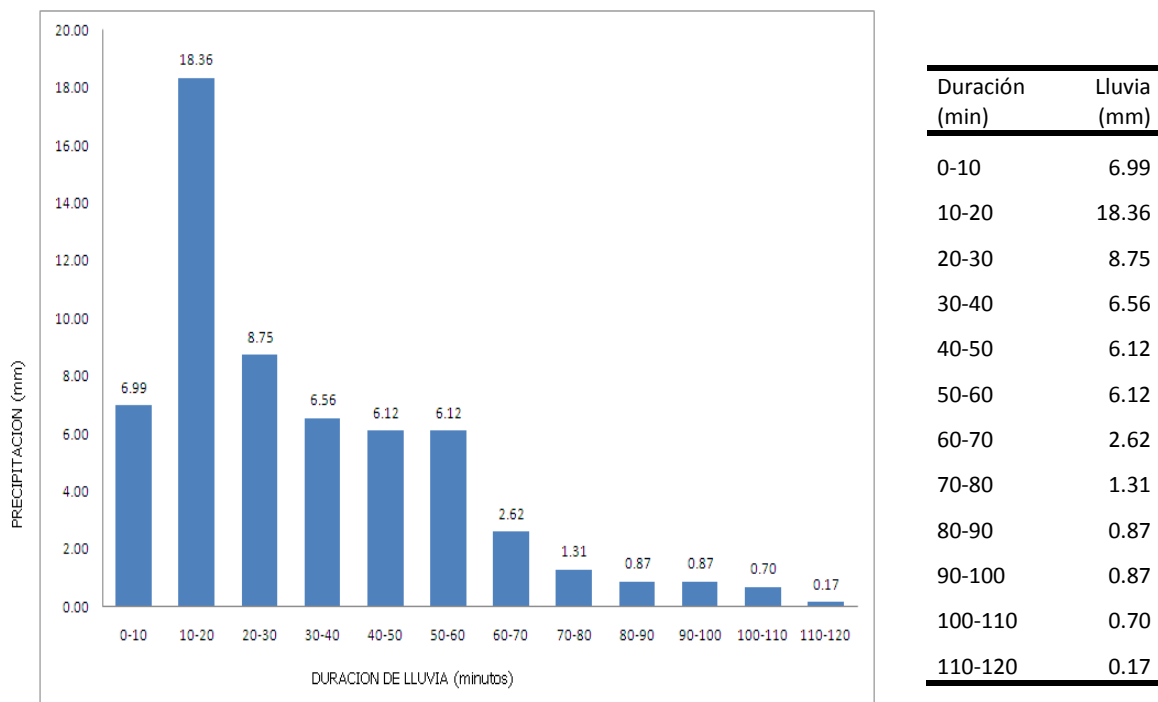


Figura 3.2 Hietograma de 59.44mm de precipitación y 120min de duración y periodo de retorno de 5 años para la estación San Andrés.

Fuente: Grupo de investigación.

3.2 SOFTWARE DE DISEÑO DE REDES DE AGUAS LLUVIAS STORMWATER MANAGEMENT MODEL (SWMM)

El diseño de la red de aguas lluvias para el área urbana del municipio de San Matías se realizara mediante el uso del programa Stormwater Management Model (SWMM).

El Stormwater Management Model (modelo de gestión de aguas pluviales) de la EPA es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido.

El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada, especialmente en alcantarillados urbanos.

El módulo de escorrentía de SWMM funciona con una serie de subcuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía.

El módulo de transporte de SWMM analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. Asimismo, SWMM es capaz de seguir la evolución de la cantidad y la calidad del agua de escorrentía de cada subcuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o la calidad del agua en cada tubería y canal durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

SWMM se desarrolló por primera vez en 1971, habiendo experimentando desde entonces diversas mejoras. La edición actual, que corresponde a la 5ª versión del programa, es un código reescrito completamente a partir de ediciones anteriores. Funcionando bajo Windows, EPA SWMM proporciona un entorno integrado que permite introducir datos de entrada para el área de drenaje, simular el comportamiento hidráulico, estimar la calidad del agua y ver todos estos resultados en una gran variedad de formatos. Entre estos, se pueden incluir mapas de contorno o isolíneas para el área de drenaje, gráficos y tablas de evolución a lo largo del tiempo, diagramas de perfil y análisis estadísticos de frecuencia.

La última revisión de SWMM ha sido realizada por la National Risk Management Research Laboratory de Estados Unidos, perteneciente a la agencia para la protección del medio ambiente, contándose con la colaboración de la consultoría CDM,Inc².

3.2.1 DESCRIPCION DE LOS COMPONENTES FISICOS DE LA MODELACION EN SWMM

La *Figura 3.3* representa los componentes físicos que pueden presentarse en un sistema de drenaje de aguas pluviales. Estos componentes u objetos pueden representarse dentro del mapa de SWMM. Los siguientes apartados describen cada uno estos objetos.

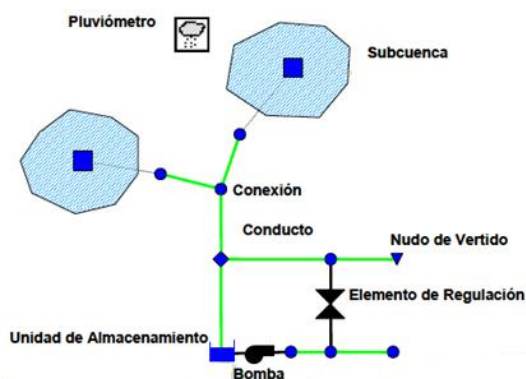


Figura 3.3 Ejemplo de los Componente Físicos empleados en el modelo de un sistema de drenaje.

Pluviómetros

Los Pluviómetros suministran los datos de entrada de las precipitaciones que ocurren sobre una o varias de las cuencas definidas en el área de estudio. Los datos de lluvia pueden ser definidos por el usuario mediante series temporales de datos o provenir de un archivo externo al programa. En la actualidad SWMM dispone de diferentes

² Camp & Dresser McKee, Inc.

formatos de archivos de datos de lluvia, así como un formato estándar definido por el usuario.

Las propiedades principales de entrada de un pluviómetro son:

- Tipo de datos de lluvia (por ejemplo, intensidad de lluvia, volumen o volumen acumulado).
- Intervalo de tiempo de los datos (por ejemplo, cada hora, cada 15 minutos, etc.).
- Origen de los datos de lluvia (especificando si es una serie temporal o un archivo externo).
- Nombre del origen de datos de lluvia.

Cuencas

Las cuencas son unidades hidrológicas de terreno cuya topografía y elementos del sistema de drenaje conducen la escorrentía directamente hacia un punto de descarga. El usuario del programa es el encargado de dividir el área de estudio en el número adecuado de cuencas e identificar el punto de salida de cada una de ellas. Los puntos de salida de cada una de las cuencas pueden ser bien nudos del sistema de drenaje o bien otras cuencas.

Las cuencas pueden dividirse en subáreas permeables y subáreas impermeables. La escorrentía superficial puede infiltrarse en la parte superior del terreno de las subáreas permeables, pero no a través de las subáreas impermeables. Las áreas impermeables pueden dividirse a su vez en dos subáreas: una que contiene el almacenamiento en depresión y otra que no lo contempla. El flujo de escorrentía desde un subárea de la cuenca puede fluir hacia otra subárea o por el contrario dos subáreas pueden drenar directamente hacia la salida de la cuenca.

La infiltración de lluvia de las zonas permeables de una determinada cuenca sobre la parte superior del suelo no saturado puede describirse utilizando tres modelos diferentes:

- El modelo de infiltración de Horton.
- El modelo de infiltración de Green-Ampt.
- El modelo de infiltración basado en el Número de Curva del SCS.

Para modelar el flujo de aguas subterráneas entre un acuífero situado por debajo de la cuenca y un nudo del sistema de drenaje, es necesario establecer los parámetros de Aguas Subterráneas de la cuenca. La acumulación y el arrastre de contaminantes desde las cuencas pueden asociarse con los Usos del Suelo asignados a la cuenca.

El resto de los parámetros principales de entrada de una cuenca son:

- El pluviómetro asignado.
- El nudo o la cuenca donde descarga la cuenca representada.
- Los usos del suelo asignados.
- Las áreas y superficies tributarias.
- El porcentaje de impermeabilidad.
- La pendiente de la cuenca.
- La anchura característica del flujo en superficie.
- Valor del coeficiente de Manning (n) para el flujo superficial tanto para áreas permeables como para áreas impermeables.
- El almacenamiento en depresión tanto para áreas permeables como áreas impermeables.
- El porcentaje de suelo impermeable carente de almacenamiento en depresión.

Nudos de Conexión

Las conexiones son nudos del sistema de drenaje donde se conectan diferentes líneas entre sí.

Físicamente pueden representar la confluencia de canales superficiales naturales, pozos de registro del sistema de drenaje, o elementos de conexión de tuberías. Los aportes externos de caudal entran en el sistema a través de las conexiones. El exceso de agua en

un nudo se traduce en un flujo parcialmente presurizado mientras las conducciones conectadas se encuentren en carga. Este exceso de agua puede perderse completamente del sistema o por el contrario estancarse en la parte superior para posteriormente volver a entrar de nuevo en la conexión.

Los parámetros principales de entrada de una conexión son:

- Cota de fondo o fondo del pozo que puede encontrarse en la conexión.
- Profundidad del pozo.
- Área superficial del área estancada cuando se produce un fenómeno de inundación. Es un parámetro opcional de entrada.
- Datos de aportes externos de caudal. Es también otro parámetro opcional.

Nudos de Vertido

Los Nudos de Vertido son nudos terminales del sistema de drenaje utilizados para definir las condiciones de contorno finales aguas abajo del sistema en el caso de utilizar el modelo de flujo de la Onda Dinámica. Para otros tipos de flujo, los nudos de vertido se comportan como conexiones. Una restricción del modelo es que solo es posible conectar una línea con un Nudo de Vertido.

Las condiciones de contorno en los Nudos de Vertido pueden describirse mediante una de las siguientes relaciones:

El calado crítico o el calado uniforme en la conexión con el conducto.

- Un nivel fijo de agua.
- El nivel de mareas representado como los diferentes niveles de la misma a lo largo del día.
- Una serie temporal que represente el nivel de agua en el punto de descarga a lo largo del tiempo.

Los parámetros de entrada principales de un Nudo de Vertido son:

- La cota de fondo.
- La descripción del tipo y estado de la condición de contorno.
- La presencia de una válvula de compuerta para prevenir el flujo inverso desde el Nudo de Vertido.

Conductos

Los conductos son tuberías o canales por los que se desplaza el agua desde un nudo a otro del sistema de transporte. Es posible seleccionar la sección transversal las distintas variedades de geometrías abiertas y cerradas definidas en el programa. Asimismo el programa permite también definir áreas de sección transversal irregular permitiendo representar con ello cauces naturales.






















Los principales parámetros de entrada para las conducciones son:

Nombres de los nudos de entrada y salida.

Alturas del conducto respecto de la cota de fondo de los nudos inicial y final.

- Longitud del conducto.
- Coeficiente de Manning.
- Geometría de la sección transversal del conducto.
- Coeficiente de pérdidas tanto para la entrada como para la salida del conducto.
- Presencia de una válvula de compuerta para prevenir el flujo inverso.

Tabla 3.4 Diferentes secciones transversales de conductos disponibles en SWMM.

Nombre	Parámetros	Forma	Nombre	Parámetros	Forma
Circular	Profundidad		Circular Relleno	Profundidad, profundidad del relleno	
Rectangular Cerrado	Profundidad, ancho		Rectangular Abierto	Profundidad, ancho	
Trapezoidal	Profundidad, ancho en la parte superior, pendiente lateral		Triangular	Profundidad, ancho en la parte superior	
Elipse Horizontal	Profundidad		Elipse Vertical	Profundidad	
Arco	Profundidad		Parabólica	Profundidad, ancho en la parte superior	
Potencial	Profundidad, Ancho en la parte superior, exponente		Rectangular – Triangular	Profundidad, ancho	
Rectangular Redondeada	Profundidad, ancho		Cesta de mano modificada	Profundidad, ancho	
Huevo	Profundidad		Huella de caballo	Profundidad	
Gótico	Profundidad		Catenaria	Profundidad	
Semi-elíptica	Profundidad		Cesta de mano	Profundidad	
Semicircular	Profundidad				

Fuente: Manual de usuario SWMM

3.2.2 CARACTERISTICAS GENERALES DEL ESPACIO DE TRABAJO DE SWMM

La ventana principal de EPA SWMM presenta el aspecto mostrado en la Figura 3.4. Ésta consiste en los siguientes elementos de interacción con el usuario: un Menú Principal, varias Barras de Herramientas, una Barra de Estado, un Mapa del Área de Estudio, un Visor y el Editor de Propiedades.

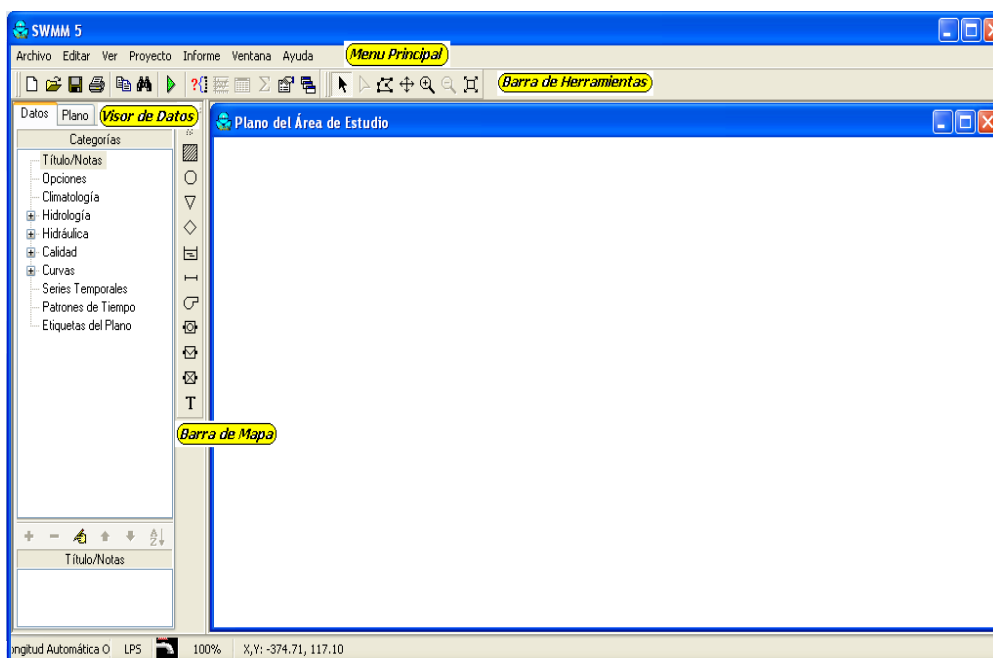


Figura 3.4 Vista general del espacio de trabajo de SWMM.

3.2.2.1 EL MENU PRINCIPAL

La barra principal de EPA SWMM se sitúa a lo largo de la parte superior de la ventana principal, y contiene una colección de menús utilizados para trabajar con el programa. Estos menús incluyen:

- *Menú archivo*
- *Menú edición*
- *Menú ver*
- *Menú proyecto*

- *Menú informe*
- *Menú ventana*
- *Menú ayuda*

Menú archivo

El menú Archivo contiene comandos para abrir y salvar archivos de datos, así como para imprimir.

Comando	Descripción
Nuevo	Crear un nuevo proyecto de SWMM
Abrir	Abrir un proyecto existente
Reabrir	Reabrir un proyecto usado recientemente
Guardar	Guardar el proyecto actual
Guardar como	Guardar el proyecto actual con un nombre diferente
Exportar	Exporta un mapa de área de estudio y datos a un archivo
Configurar página	Muestra el margen de la página y la orientación para la impresión
Vista preliminar	Muestra en pantalla como quedaría la impresión de la página actual
Imprimir	Imprime la página actual
Preferencias	Muestra las preferencias del programa
Salir	Salir de EPA SWMM

Menú edición

El menú Edición contiene comandos para editar y copiar.

Comando	Descripción
Copiar a...	Copia la ventana activa (mapa, informe, gráfico o tabla) al portapapeles o a un archivo.
Seleccionar objeto	Permite la selección de un objeto del mapa.
Seleccionar vértice	Permite la selección de los vértices de una subcuenca o una línea.
Seleccionar región	Permite al usuario seleccionar el contorno de una región en el mapa, seleccionando así múltiples objetos.
Seleccionar todo	Permite seleccionar todos los objetos cuando la ventana activa es la del mapa, o todas las celdas cuando la ventana activa es la del informe de tabla.
Buscar	Localiza un objeto específico en el mapa
Editar grupo	Edita una propiedad para el grupo de objetos que se encuentran dentro de una región definida en el mapa
Borrar grupo	Borra un grupo de objetos que se encuentran dentro de una región definida en el mapa

Menú ver

El menú Ver controla cómo se ve el mapa del área de estudio

Comando	Descripción
Dimensiones...	Muestra las dimensiones del área de estudio
Fondo	Permite añadir, ubicar y presentar una imagen de fondo en el mapa.
Desplazar	Desplaza la vista a lo largo del mapa
Zoom acercar	Acerca la vista de una zona del mapa
Zoom alejar	Aleja la vista de una zona del mapa
Zoom extensión	Muestra el mapa en toda su extensión
Consulta	Destaca en el mapa los objetos que cumplen ciertos criterios especificados por el usuario.
Vista general	Presenta una visión completa del mapa.
Objetos	Presenta las distintas clases de objetos del mapa
Legendas	Presenta las leyendas del mapa
Barra de herramientas	Presenta las barra de herramientas
Opciones del plano...	Muestra las distintas opciones de presentación del mapa

Menú proyectos

El menú proyectos muestra comandos relacionados con el proyecto que se está analizando:

Comandos	Descripción
Resumen	Muestra un resumen con el número de objetos de cada tipo.
Detalles	Muestra una lista detallada sobre todos los datos del proyecto.
Valores por defecto...	Edita las propiedades por defecto del proyecto.
Datos de calibración...	Registra los archivos con datos de calibración del proyecto.
Realizar la simulación	Pone en marcha la simulación.

Menú informe

El menú Informe consta de comandos que se utilizan para mostrar los resultados del análisis en diversos formatos:

Comandos	Descripción
Estado	Presenta un informe del estado de la última simulación realizada.
Gráfico	Presenta los resultados de la simulación de forma gráfica
Tabla	Presenta los resultados de la simulación en forma de tabla
Estadísticas	Presenta un análisis estadístico de los resultados de la simulación.
Opciones	Controla el estilo de la presentación del gráfico activo en ese momento.

Menú ventana

El menú Ventana contiene comandos para presentar o seleccionar ventanas dentro del espacio de trabajo de SWMM.

Comandos	Descripción
Cascada	Presenta las ventanas en estilo cascada, con el mapa del área de estudio llenando toda la zona de visualización.
Mosaico	Minimiza el mapa del área de estudio y presenta el resto de ventanas formando un mosaico vertical.
Cerrar todo	Cierra todas las ventanas abiertas excepto la del mapa del área de estudio.
Lista de ventanas	Muestra todas las ventanas abiertas; la ventana seleccionada actualmente aparecerá marcada.

Menú ayuda

El Menú de Ayuda contiene comandos para obtener ayuda sobre el manejo de EPA SWMM.

Comandos	Descripción
Temas de ayuda	Presenta el índice de contenidos de la ayuda de SWMM.
Cómo hacer...	Presenta preguntas típicas acerca de las operaciones más comunes.
Unidades de medida	Muestra las unidades de medida para todos los parámetros.
Mensajes de error	Muestra el significado de cada posible tipo de error
Tutorial	Presenta un breve manual de SWMM.
Acerca de...	Información acerca de la versión de EPA SWMM.

3.2.2.2 BARRAS DE HERRAMIENTAS

Las barras de herramientas proporcionan acceso directo a las operaciones más comunes. Hay cuatro tipos de barras de herramientas:








- Barra estándar
- Barra de mapa
- Barra de objeto
- Barra de animación







Salvo la barra de herramientas de Animación, todas las demás barras de herramientas pueden ser ancladas debajo del menú principal, a la derecha del Mapa del Área de Estudio, o en cualquier localización del área de trabajo de EPA SWMM. Cuando no están ancladas, se puede modificar su tamaño.

Las barras de herramientas pueden hacerse visibles o invisibles seleccionado **Ver >> Barras de Herramientas** desde el Menú Principal.

Barra de herramientas estándar








La barra de herramientas estándar contiene botones de acceso rápido para las operaciones más comunes que realiza el programa:

-  Crear un nuevo proyecto
-  Abrir el proyecto actual
-  Guardar el proyecto actual
-  Imprimir la página actual
-  Copia la selección actual al portapapeles o a un archivo
-  Localiza un objeto específico en el mapa del área de estudio
-  Pone en marcha una simulación

-  Realiza una consulta gráfica en el Mapa del Área de Estudio
-  Crea un nuevo gráfico con los resultados de la simulación
-  Crea una nueva tabla con los resultados de la simulación
-  Presenta un análisis estadístico de los resultados de la simulación
-  Modifica las opciones de presentación para la ventana activa
-  Arregla las ventanas en forma de cascada, con el Mapa del Área de estudio llenando toda la zona de visualización













Barra de herramientas de mapa

La barra de herramientas Mapa contiene botones para visualizar el área de estudio del mapa:

-  Selecciona un objeto en el mapa
-  Selecciona un vértice de una línea o una subcuenca
-  Selecciona una región del mapa
-  Desplazamiento a lo largo del mapa
-  Zoom acercar en el mapa
-  Zoom alejar en el mapa
-  Dibuja el mapa en toda su extensión

Barra de herramientas objeto

La barra de herramientas Objeto contiene botones para añadir objetos al mapa del área de estudio.

-  Añade un pluviómetro al mapa
-  Añade una subárea de captación (subcuenca) al mapa
-  Añade una unión al mapa
-  Añade un desagüe al mapa
-  Añade un divisor de flujo al mapa
-  Añade un depósito de almacenamiento al mapa
-  Añade un conducto al mapa
-  Añade una bomba al mapa
-  Añade un orificio al mapa
-  Añade un vertedero al mapa
-  Añade una descarga al mapa
-  Añade una etiqueta de texto al mapa

Barra de animación

La barra de animación contiene controles para crear animaciones del Mapa del Área de Estudio y todos los gráficos de perfil a través del tiempo, es decir, actualiza automáticamente el código de colores del mapa y el perfil de la lámina de agua conforme el tiempo de simulación avanza o retrocede. En la siguiente figura se muestra la barra de animación y la función de sus distintos controles.



Figura 3.5 Barra de animación y descripción de sus controles.

En el arranque del programa la barra de animación queda oculta. Para hacer la barra visible, debe seleccionar **Ver >> Barra de herramientas >> Animación** desde el menú principal.

Barra de estado

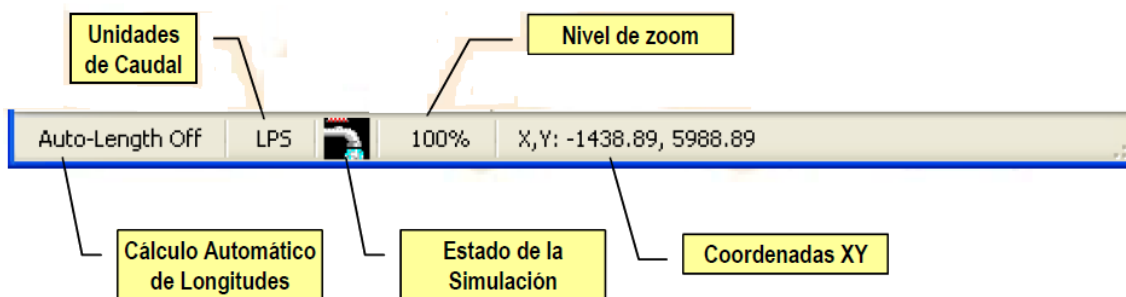


Figura 3.6 Barra de estado

La barra de estado aparece al pie de la ventana principal de EPA SWMM y se divide en cuatro secciones:

Cálculo automático de Longitudes

Indica si el cálculo automático de la longitud de los conductos y el área de las cuencas se encuentra activado o desactivado. Pulsando el botón derecho del ratón sobre esta sección puede activar o desactivar la opción.

Unidades de Caudal

Presenta las unidades de flujo utilizadas.

Estado de la puesta en marcha

Un icono de grifo muestra:

- Grifo sin agua cuando los resultados del análisis no están disponibles.
- Grifo con agua corriente si los resultados del análisis están disponibles.
- Un grifo roto cuando los análisis de resultados están disponibles pero pueden no ser válidos porque los datos del proyecto hayan sido modificados.

Nivel de Zoom

Presenta el nivel de Zoom actual en el mapa (100 % corresponde al plano completo)

Localización XY

Presenta las coordenadas del mapa en la posición actual del puntero del ratón.

3.2.2.3 MAPA DEL AREA DE ESTUDIO

El Mapa Área de Estudio (*Figura 3.7*) proporciona un plano esquemático de los objetos que componen una cuenca y su sistema de drenaje. Algunas de sus características son:

- La ubicación de los objetos y de las distancias entre ellos no tiene por qué coincidir necesariamente con su escala física.
- Las propiedades seleccionadas de estos objetos, como puede ser la calidad del agua en los nudos o el caudal en las líneas, pueden ser presentadas siguiendo un código de colores. El código de colores queda descrito en una leyenda, que debe ser presentada y editada.
- Se pueden añadir nuevos objetos al Mapa, y los ya existentes pueden ser editados, borrados o cambiados de posición.
- Se pueden utilizar imágenes de fondo (como planos callejeros o mapas topográficos) detrás del Mapa para utilizarlas de referencia.

- Se puede realizar un zoom a cualquier escala o encuadrar el Mapa desde una posición a otra.
- Los nudos y las líneas pueden representarse con distintos tamaños, se pueden representar flechas de dirección del flujo, símbolos de los objetos, etiquetas de los identificativos y los valores numéricos de las distintas variables.
- El mapa puede ser impreso, copiado al portapapeles de Windows o exportado como un archivo del tipo DXF o un meta-archivo Windows (EMF).

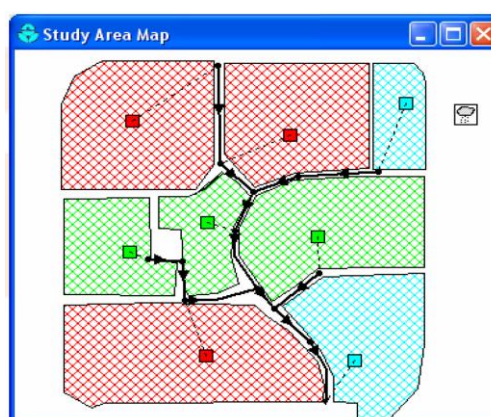


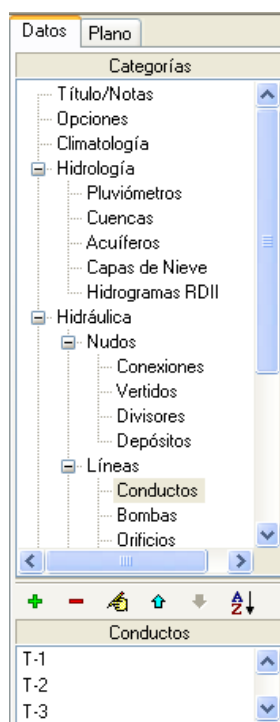
Figura 3.7 Mapa del área de estudio.

3.2.2.4 EL VISOR DE DATOS

El Visor de Datos (*Figura 3.8*) aparece cuando la pestaña de Datos del panel situado a la izquierda de la ventana principal de EPA SWMM se encuentra activa. Proporciona acceso a los datos de todos los objetos del proyecto.

Las selecciones hechas en el Visor de Datos se coordinan con los objetos resaltados en el Mapa y viceversa. Por ejemplo, seleccionar un conducto en el Visor provocará que el conducto se resalte en el Mapa, mientras que seleccionarlo en el Mapa lo hará convertirse en objeto seleccionado del visor.

La lista de categorías superior (Datos y Plano) presenta las distintas categorías de objetos disponibles en un proyecto de SWMM.



La lista de la parte inferior enumera todos los objetos de la categoría actualmente seleccionada.

Los botones entre las dos cajas del visor de datos se utilizan como sigue:



Añade un nuevo objeto



Borra el objeto seleccionado



Edita el objeto seleccionado



Se desplaza al objeto situado arriba en la lista



Se desplaza al objeto situado abajo en la lista



Ordena los objetos en orden creciente.

Figura 3.8 Visor de datos.

3.2.2.5 EL VISOR DEL MAPA

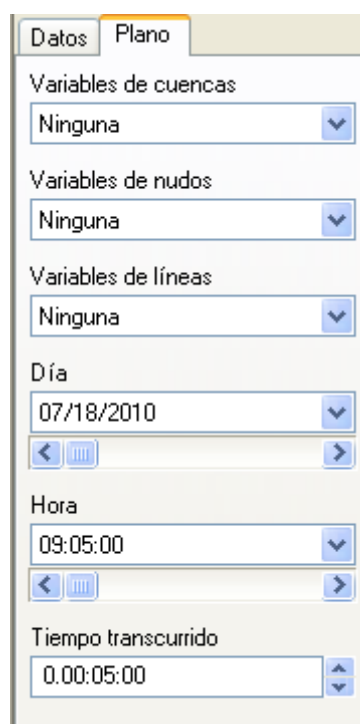
El Visor del Mapa (mostrado a continuación) aparece cuando la pestaña de Mapa del panel situado a la izquierda de la ventana principal de EPA SWMM se encuentra activa. Éste controla las variables y el instante de tiempo presentados en el Mapa.

A continuación se describen las selecciones posibles desde el Visor del Mapa:

Vista de las Cuencas- selecciona la variable a presentar para las cuencas mostradas en el Mapa.

Vista de los Nudos - selecciona la variable a presentar para los nudos del sistema de transporte mostrados en el Mapa.

Vista de las Líneas -selecciona la variable a presentar para las líneas del sistema de transporte mostradas en el Mapa.



Fecha -selecciona para qué día del periodo de simulación se están presentando los resultados.


Hora- selecciona la hora del día actual para la cual se están presentando los resultados de la simulación.

Tiempo transcurrido - selecciona el tiempo transcurrido desde el comienzo de la simulación para el cual se están presentando los resultados de la simulación.

Figura 3.9 Visor de mapa.

3.2.2.6 EDITOR DE PROPIEDADES

El Editor de Propiedades se utiliza para cambiar las propiedades de los objetos que aparecen en el Mapa.

Este aparece cuando uno de estos objetos es seleccionado (bien en el Mapa, bien en el Visor de Datos) y pulsamos dos veces con el botón izquierdo del ratón (doble clic) o bien cuando pulsamos el botón  en el Visor de Datos.

Las características más importantes del Editor de Propiedades incluyen:

- El editor es una tabla con dos columnas: una para el de las propiedades y otra para su valor.
- El tamaño de las columnas puede modificarse cambiando con el ratón el tamaño del encabezado en la fila superior.
- En la parte inferior del Editor aparece un área informativa con una descripción más completa de la propiedad seleccionada. El tamaño de esta área puede alterarse desplazando la barra que se encuentra encima de la misma.

- La ventana del Editor puede ser movida o cambiada de tamaño por los métodos normales de Windows.
- Las propiedades que tienen un asterisco al lado son propiedades necesarias para el cálculo y no pueden dejarse en blanco³.
- Dependiendo de la propiedad, el campo de valores puede ser uno de los siguientes:

Un cuadro de texto donde se escribe el valor.

Un cuadro desplegable donde se selecciona un valor de una lista de opciones.

Un cuadro desplegable donde se puede escribir un valor o seleccionar de una lista de opciones.

Un botón que al ser pulsado abre un editor específico.

- La propiedad seleccionada en el Editor será resaltada con un fondo blanco.
- Se pueden utilizar tanto el ratón como las teclas flecha en el teclado (↑ ↓) para desplazarse entre las distintas propiedades.
- Para editar la propiedad resaltada, comience a escribir un valor o presione la tecla Intro (Enter).
- Para hacer que el programa acepte los datos introducidos en una propiedad presione la tecla Intro (Enter) o muévase a otra propiedad. Para cancelar estos cambios presione la tecla Esc.

3.2.3 DISEÑO DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS DE SAN MATIAS HACIENDO USO DEL PROGRAMA SWMM

En este apartado se analizará la propuesta del sistema de drenaje correspondiente al área urbana del municipio de San Matías.

El trazado de la red y configuración de las subcuencas se muestra en la *Figura 3.10*, que consta de veinte subcuencas (numeradas C-1 a C-20), veinte colectores (T-1 a T20) y

³ La utilización de los valores por defecto hace que esta circunstancia no sé dé salvo en casos excepcionales.

veinte conexiones (P-1 a P-20). El sistema descarga en la quebrada El Zapote, marcado como V-1 su punto de vertido.

Empezaremos creando los distintos objetos en el Plano del Área de Estudio de SWMM para después fijar las distintas propiedades de los mismos.

Luego se simula la respuesta de la red en términos de cantidad (caudales) para una lluvia de 2 horas de duración y 59.44mm de altura de precipitación, que corresponde a una tormenta de diseño con un periodo de retorno de 5 años para la Estación San Andrés que fue calculada anteriormente.

Figura 3.10 Distribución de colectores, pozos de visita y cuencas de la red de aguas lluvias

3.2.3.1 CONFIGURACION DEL PROYECTO

La primera tarea consiste en crear un nuevo proyecto SWMM y asegurar que ciertas opciones por defecto han sido establecidas. El uso de estas opciones por defecto puede simplificar notablemente la posterior tarea de introducción de datos.

1. Lanzar el programa EPA SWMM si aún no ha sido iniciado y Archivo→Nuevo en la barra de Menú Principal para crear un nuevo proyecto.
2. Seleccionar la opción Proyecto→Valores por defecto para abrir el formulario de opciones por defecto del proyecto.
3. En la pestaña correspondiente a las Etiquetas ID, deben fijarse prefijos deseados, para nuestro proyecto usaremos los prefijos tal y como muestra en la *Figura 3.11*. Esto hará que SWMM etiquete automáticamente todos los objetos nuevos con números consecutivos después del prefijo correspondiente especificado.

Objeto	Prefijo de ID
Pluviómetros	LLUVIA
Cuencas	C-
Conexiones	P-
Vertidos	V-
Divisores	D-
Depósitos	Dp-
Conductos	T-
Bombas	Bm-
Reguladores	Reg-
Incremento ID	1

Guardar valores para nuevos proyectos

Aceptar Cancelar Ayuda

Figura 3.11 Etiquetado.

4. En la pestaña correspondiente a las Cuencas no fijaremos valores por defecto para *Área, Ancho, %Pendiente*, ya que estos valores son diferentes para cada cuenca que se dibujará, en su defecto se dejarán los valores que el programa nos propone.

Para el caso de *Área impermeable* se considerará de 65%, por ser una zona urbanizada.

Los coeficientes de Manning tanto para áreas permeables como impermeables se obtuvieron de la *Tabla A.1* (Anexo A), los cuales son:

N Impermeable 0.012 que corresponde a superficie de concreto.

N Permeable 0.13 que corresponde a pasto natural.

No se permitirá almacenamiento en depresión (Estancamiento), por lo cual en las propiedades de *A.Dep. Impermeable* y *A.Dep. Permeable*, no se modificaran los valores que el programa nos presenta.

Como no se permitirán estancamientos en la modelación, en la propiedad *% Área impermeable sin almacenamiento en depresión* colocaremos 100%.

The screenshot shows a dialog box titled "Valores por defecto del proyecto" with a close button (X) in the top right corner. It has three tabs: "Etiquetas ID", "Cuencas" (selected), and "Nudos/Líneas". Below the tabs is a table with two columns: "Propiedad" and "Valor por defecto".

Propiedad	Valor por defecto
Área	5
Ancho	500
% Pendiente	0.5
Área Impermeable [%]	65
N Impermeable	0.012
N Permeable	0.13
A.Dep. Impermeable	0.05
A.Dep. Permeable	0.05
(%) Área Imperm. sin A.De	100
Modelo de infiltración	CURVE_NUMBER ...

Below the table is a checkbox labeled "Guardar valores para nuevos proyectos" which is currently unchecked. At the bottom of the dialog are three buttons: "Aceptar", "Cancelar", and "Ayuda".

Figura 3.12 Detalle de valores por defecto para cuencas

La propiedad *Modelo de Infiltración* se utiliza para especificar valores de los parámetros que describen la tasa de lluvia que se infiltra a la capa superior del suelo en el área permeable de una subcuenca.

Los parámetros de infiltración dependen del modelo de infiltración que se haya seleccionado para el proyecto: Horton, Green-Ampt o Número de Curva:

Parámetros de infiltración de Horton

En el editor de infiltración para el modelo de Horton aparecen los siguientes parámetros:

Tasa Infiltración Máx. – Tasa máxima de infiltración en la curva de Horton (mm/h o in/h).

Los valores típicos de la *tasa máxima de infiltración* en la ecuación de Horton son:

a) Suelo SECO (con poca o ninguna vegetación):

Suelo de arena: 125 mm/h (5 in/h)

Suelo de margas: 75 mm/h (3 in/h)

Suelo de arcilla: 25 mm/h (1 in/h)

b) Suelo SECO (con vegetación densa):

Multiplicar los valores del apartado 1 por 2.

c) Suelo HÚMEDO:

Suelos drenantes que no se secan: dividir los valores de los apartados 1 y 2 entre 3.

Suelos cercanos a la saturación: valores próximos a la tasa mínima de infiltración.

Suelos que se han secado parcialmente: dividir los valores de los apartados 1 y 2 entre 1.5 a 2.5.

Tasa Infiltración Mín. – Tasa mínima de infiltración en la curva de Horton (mm/h o in/h). Es equivalente a la conductividad hidráulica del suelo saturado.

Constante Decaimiento – Constante de decaimiento del índice de infiltración para la curva de Horton (1/seg). Los valores típicos están entre 2 y 7.

Tiempo de Secado - Tiempo necesario (en días) para que un suelo completamente saturado se seque. Los valores típicos están entre 2 y 14 días.

Volumen máximo - Máximo volumen de infiltración posible (en mm o in, 0 si no es aplicable). Puede estimarse como la diferencia entre la porosidad del suelo y el producto del punto de marchitamiento por el espesor de la capa de infiltración.

Parámetros de infiltración de Green-Ampt

En el editor de infiltración para el modelo de Green-Ampt aparecen los siguientes parámetros:

Altura de Succión - Valor medio de la capacidad de succión capilar del suelo a lo largo del frente mojado (en mm o in).

Conductividad - Conductividad hidráulica del suelo completamente saturado (mm/h o in/h).

Déficit Inicial - Diferencia entre la porosidad del suelo y la humedad inicial (ambas expresadas como fracción volumétrica). Para un suelo completamente drenado, será la diferencia entre la porosidad del suelo y su capacidad.

Parámetros de infiltración del Método del Número de Curva

En el editor de infiltración para el método del Número de Curva aparecen los siguientes parámetros:

Número de Curva (CN) - Este es el Número de Curva del SCS tabulado en la publicación SCS Urban Hydrology for Small Watersheds, 2ª Ed., Junio 1986; el programa SWMM ya trae en su base de datos las curvas.

Conductividad - Conductividad hidráulica del suelo completamente saturado (mm/h o in/h).

Tiempo de Secado – Tiempo necesario para que un suelo completamente saturado se seque. Los valores típicos están entre 2 y 14 días.

Para el análisis del diseño de las subcuencas del proyecto de red de aguas lluvias de San Matías, se usará el modelo de infiltración del número de curva, para el cual se abre el editor de infiltración mostrado en la *figura 3.13*.

El número de curva se obtiene de la siguiente manera:

- Primero se escoge el tipo de suelo de la *tabla A.3* mostrada en el Anexo A; en nuestro caso al no contar con un estudio de suelos de la zona, se usará suelo con tasa de infiltración media que consideramos adecuado para suelos de origen volcánico como los de nuestro país, según la *tabla A.3* corresponde a suelo Tipo B, el cual tiene una conductividad hidráulica saturada (K) entre 3.75 a 7.5 mm/h.
- Se define el tipo de uso del suelo de las subcuencas, el cual para el área urbana de San Matías corresponde a zona residencial.
- Luego ya teniendo el tipo de suelo que para nuestro caso es Tipo B y el uso del suelo que es zona residencial, se busca el número de curva en la *Tabla A.4* mostrada en Anexo A.

Tomaremos la curva 85 que corresponde a suelo Tipo B de uso residencial con tamaño medio de parcela menor a 500 m² y 65% de impermeabilidad.

El parámetro de *Conductividad hidráulica saturada* para suelos tipo B varía entre 3.75 a 7.5 mm/h, en nuestro caso usaremos un valor promedio de 5.5 mm/h.

El parámetro de tiempo de secado varía entre 2 y 14 días, en nuestro caso usaremos un valor promedio de 7 días.

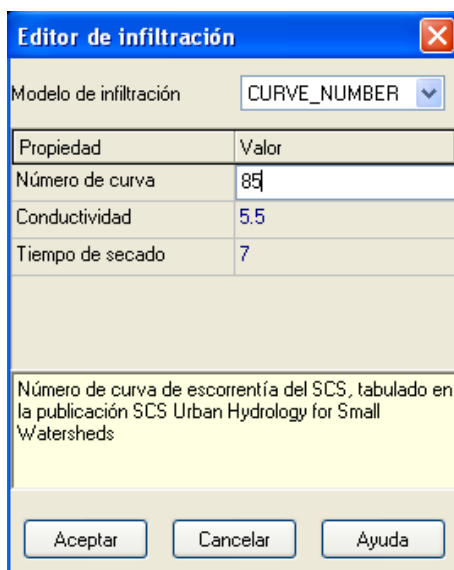


Figura 3.13 Editor de infiltración.

5. En la pestaña de opciones Nudos/Líneas no fijaremos valores por defecto para *Cota de fondo*, *Profundidad máxima*, *longitud de conductos*, esto debido a que cada colector tiene diferentes éstas características, en su defecto dejaremos los valores que nos propone el programa.

La geometría de los conductos será circular con diámetro de 18" (0.4572m) y n de Manning 0.011 que corresponde a tubería de PVC.

Debido a que no todas las tuberías de la red de San Matías son de ese diámetro, posteriormente se modificara esa propiedad a los colectores que lo requieran.

Las unidades de caudal que deseamos que nos presente el programa serán en litros por segundo (LPS).

Modelo de cálculo hidráulico:

El transporte de agua por el interior de cualquiera de los conductos representados en SWMM está gobernado por las ecuaciones de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento tanto para el flujo gradualmente variado como para el flujo transitorio.

El usuario de SWMM puede seleccionar el nivel de sofisticación con que desea resolver estas ecuaciones.

Por ello existen tres modelos hidráulicos de transporte:

- El Flujo Uniforme.
- La Onda Cinemática.
- La Onda Dinámica.

Modelo de flujo uniforme

El modelo de flujo uniforme representa la forma más simple de representar el comportamiento del agua en el interior de los conductos. Para ello se asume que en cada uno de los incrementos de tiempo de cálculo considerados el flujo es uniforme. De esta forma el modelo simplemente traslada los hidrogramas de entrada en el nudo aguas arriba del conducto hacia el nudo final del mismo. Para relacionar el caudal con el área, radio hidráulico y pendiente en el conducto se emplea la ecuación de Manning. Este modelo de análisis únicamente es apropiado para realizar análisis preliminares.

Modelo de Onda Cinemática

Este modelo hidráulico de transporte resuelve la ecuación de continuidad junto con una forma simplificada de la ecuación de cantidad de movimiento en cada una de las conducciones.

El caudal máximo que puede fluir por el interior de un conducto es el caudal a tubo lleno determinado por la ecuación de Manning. Cualquier exceso de caudal sobre este valor en el nudo de entrada del conducto se pierde del sistema o bien puede permanecer estancado en la parte superior del nudo de entrada y entrar posteriormente en el sistema cuando la capacidad del conducto lo permita.

El modelo de la onda cinemática permite que tanto el caudal como el área varíen tanto espacial como temporalmente en el interior del conducto. Esto origina una cierta

atenuación y retraso en los hidrogramas de salida respecto de los caudales de entrada en los conductos.

No obstante, este modelo de transporte no puede considerar efectos como el resalto hidráulico, las pérdidas en las entradas o salidas de los pozos de registro, el flujo inverso o el flujo presurizado, así como su aplicación está restringida únicamente a redes ramificadas.

Modelo de Onda Dinámica

Con este tipo de modelo de transporte es posible representar flujo inverso y el flujo presurizado cuando una conducción cerrada se encuentra completamente llena, de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder del valor de caudal a tubo completamente lleno obtenido mediante la ecuación de Manning.

El modelo de transporte de la Onda Dinámica puede contemplar efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos, las pérdidas en las entradas y salidas de los pozos de registro, el flujo inverso y el flujo presurizado. Dado que resuelve de forma simultánea los valores de los niveles de agua en los nudos y los caudales en las conducciones puede aplicarse para cualquier tipo de configuración de red de saneamiento, incluso en el caso de que contengan nudos con múltiples divisiones del flujo aguas abajo del mismo o incluso mallas en su trazado. Se trata del método de resolución adecuado para sistemas en los que los efectos de resalto hidráulico, originados por las restricciones del flujo aguas abajo y la presencia de elementos de regulación tales como orificios y vertederos, sean importantes.

Por ser el método de la onda dinámica el que teóricamente genera los resultados más precisos, es el que será seleccionado para el análisis de la red de Aguas Lluvias del municipio de San Matías.

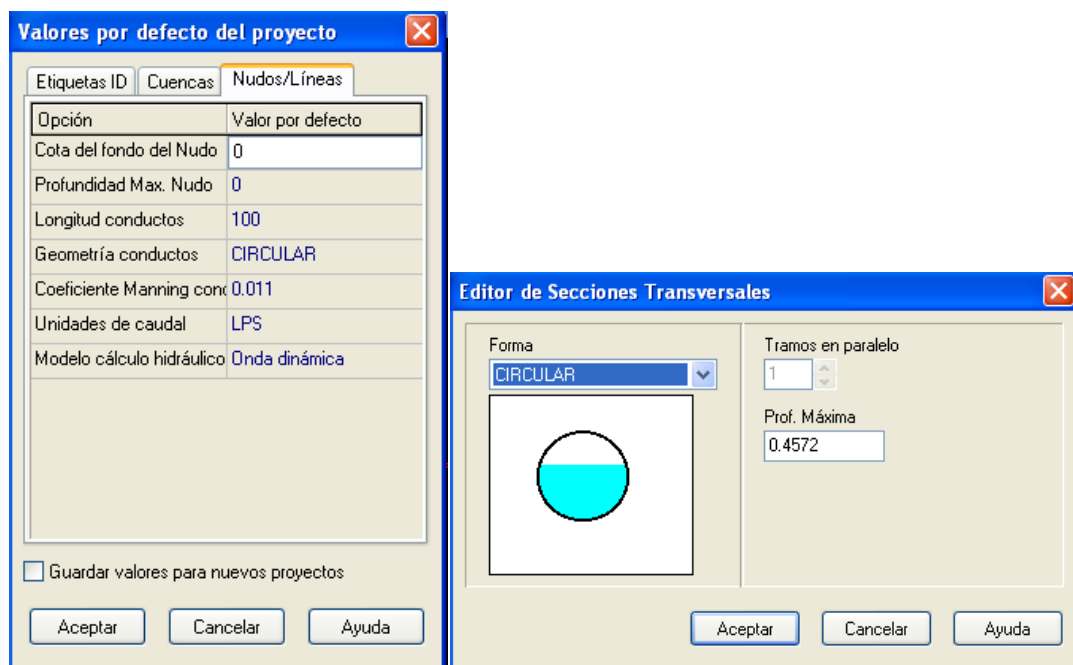


Figura 3.14 (a) Valores por defecto para Nudos/Líneas y (b) Detalle de la Geometría por defecto de los conductos (Prof. Máxima es el diámetro de la tubería 18''=0.4572m).

6. Por último se pulsa el botón de Aceptar para fijar estas opciones y cerrar el formulario. Si se desea que todos los nuevos proyectos tomen estos valores por defecto, debe seleccionarse la casilla inferior (Guardar valores para nuevos proyectos) antes de aceptar.

A continuación, se fijan algunas opciones de presentación del mapa de modo que se muestren las etiquetas con el nombre de los elementos y los símbolos conforme se añaden nuevos objetos al mapa.

También se selecciona la opción de presentar las flechas de dirección de flujo en las líneas.

1. Seleccionar la opción Ver→Opciones del Plano para presentar el formulario de opciones del plano (ver Figura 3.15).
2. Seleccionar la página correspondiente a las cuencas y fijar el estilo de relleno en Diagonal y el tamaño del símbolo en 5.

3. A continuación seleccionar la pestaña de los nudos y fijar el tamaño del nudo a 5.
4. Seleccionar la pestaña de Etiquetas y marcar las opciones de presentación de los identificativos de Pluviómetros, Cuencas, Nudos y Líneas, dejando el resto sin marcar.
5. Seleccionar la pestaña de Fondo y marcar la opción de fondo color negro.
6. Finalmente, seleccionar la página de Flechas de Caudal y fijar el estilo en flecha rellena y fije el tamaño en 7.
7. Pulsar el botón de Aceptar para validar estas opciones y cerrar el formulario.

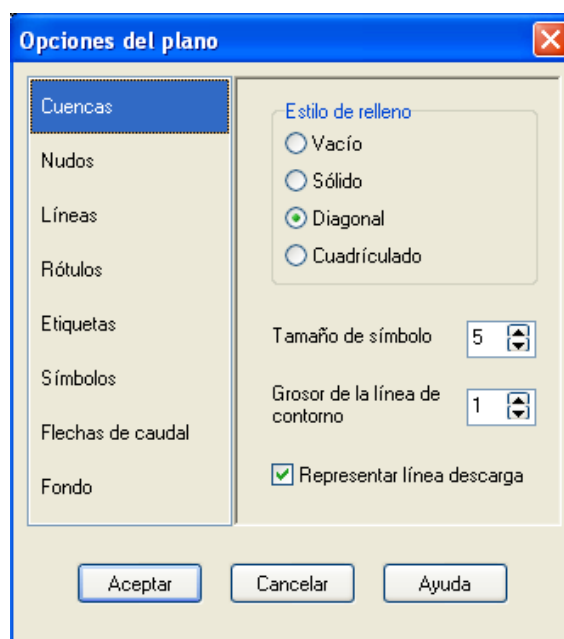


Figura 3.15 Formulario de opciones del plano

3.2.3.2 DIBUJO DE LOS OBJETOS

Antes de iniciar el dibujo de objetos es necesario contar con un plano o mapa de fondo que contenga la distribución de calles del área urbana de San Matías, esto para facilitar el dibujo de los objetos sobre el área de trabajo de SWMM.

Añadir un mapa de fondo:

La imagen de fondo tiene que ser un metaarchivo de Windows (EMF, Windows Enhanced Metaarchivo) o un mapa de bits (BMP, Windows BitMapa o JPG) creado fuera de EPA SWMM. Una vez importado, sus características no pueden ser modificadas, aunque su escala y área de visión cambiarán si se realiza un zoom sobre la ventana del mapa o se mueve ésta. Por este motivo, los metaarchivos trabajan mejor que los mapas de bits, ya que no pierden resolución cuando se les cambia la escala.

La mayoría de los programas de CAD y GIS tienen la posibilidad de salvar sus dibujos y mapas como metaarchivos.

Al seleccionar Ver→Fondo del Menú Principal aparece un submenú que presenta los siguientes comandos:

- Cargar: Carga un archivo de imagen de fondo dentro del proyecto.
- Descargar: Quita la imagen de fondo del proyecto.
- Alinear: Alinea la red de tuberías con la imagen de fondo
- Redimensionar: Ajusta las coordenadas de la imagen de fondo.
- Marca de Agua: cambia la apariencia del fondo entre normal o atenuada.

Para cargar una imagen de fondo seleccionar Ver→Fondo →Cargar en el Menú Principal. Aparecerá un formulario de selección de la imagen de fondo presentado en la *figura 3.16*.

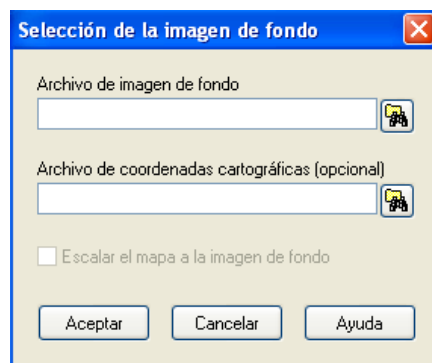





Figura 3.16 Formulario para seleccionar imagen de fondo

Introducir el nombre del archivo que contiene la imagen. Puede pulsar el botón de examinar  para abrir un cuadro de diálogo estándar para seleccionar archivos en Windows y buscar la imagen desde ahí.

Añadir nudos:

La red de aguas lluvias que se propone para el área urbana de San Matías consta de veinte pozos de visita numerados del P-1 al P-20 y un nudo de vertido (descarga) numerado como V-1, distribuidos tal como se muestra en la *figura 3.10* de este capítulo.


La forma de añadir los nudos (pozos de visita) y el Nudo de Vertido de que consta la red de drenaje es la siguiente:

1. Para comenzar a añadir nudos, se selecciona mediante el ratón el botón  en la Barra de Objeto.
2. Mover el ratón a la posición donde se debe insertar el nudo P-1 y pulsar el botón izquierdo del ratón. Realizar el mismo procedimiento para los nudos P-2 a P-20.
3. Para añadir una Descarga (o punto de Vertido), se selecciona el botón  en la Barra de Objeto, desplace el ratón al punto de localización del vertido en el mapa y pulsar el botón izquierdo del ratón. El nudo de vertido recibe de forma automática el nombre V-1.

Añadir colectores:

La red de aguas lluvias de San Matías estará compuesta de veinte colectores numerados del T-1 al T-20 tal como se muestra en la *Figura 3.10*. Es de tener en cuenta que antes de crear cualquier línea es necesario tener creados previamente los nudos extremos de la misma.

Es requerido dibujar los colectores de forma ordenada ya que el programa automáticamente les colocara su número correlativo. Para ello se comienza con el conducto T-1 que conecta los nudos P-1 y P-2.


1. Se selecciona el botón  en la Barra de Objetos. El cursor del ratón cambia de aspecto representando una cruz.
2. Dar un clic izquierdo del ratón sobre el nudo P-1. En este momento el cursor del ratón se modifica y adquiere el aspecto de un lápiz.
3. Mover el ratón hacia el nudo P-2 (Se nota como mientras se desplaza el ratón se dibuja una línea representando la futura conducción que se está dibujando) y pulsar el botón izquierdo del ratón para crear la conducción. En cualquier momento puede cancelarse esta operación, bien mediante el botón derecho del ratón, bien mediante la tecla *Esc* del teclado del ordenador.

Aunque todas las conducciones de nuestro ejemplo se representan como líneas rectas, es posible dibujar líneas con curvas o vértices. Para ello no hay más que ir definiendo los diferentes vértices que definen el trazado de la conducción con el botón izquierdo del ratón antes de seleccionar el nudo final de la conducción.

Añadir cuencas:

El proyecto de red de aguas lluvias de San Matías está compuesto de veinte subcuencas, las cuales se han numerado de la C-1 a la C-20, tal como se indica en la *Figura 3.10*, su forma se ha determinado teniendo en cuenta la escorrentía superficial de las calles.

El procedimiento para dibujarlas en el programa es el siguiente:

1. En primer lugar se selecciona mediante el ratón la opción  de la Barra de Objeto. En el caso de que esta barra de herramientas no está visible debe seleccionarse la opción Ver→Barras de Herramientas→Objeto. Al seleccionar la opción de Cuencas el cursor del ratón se modifica y adquiere el aspecto de un lápiz.
2. Mover el ratón al punto del mapa donde se desea insertar una de las esquinas de la cuenca C-1 y pulsar el botón izquierdo del ratón.
3. Se realiza el mismo procedimiento para las siguientes esquinas y finalmente se pulsa el botón derecho del ratón (o bien pulse la tecla Enter) para cerrar el contorno que representa a la cuenca C-1. En cualquier momento puede presionarse la tecla

Esc si se desea cancelar la cuenca parcialmente dibujada y comenzar de nuevo con el dibujo de la misma. No debe suponer un problema que el aspecto y la posición de la cuenca dibujada no sean exactamente los deseados. Posteriormente se pueden modificar tanto la posición como el aspecto.

4. Se repite el proceso para las cuencas C-2 a la C-20.

Añadir pluviómetro:

Se añadirá un pluviómetro al cual se le asignan las características de la lluvia de diseño que probara la eficiencia de la red de aguas lluvias de San Matías.

La manera de añadir un pluviómetro es la siguiente:

1. Seleccionar el botón de Pluviómetro en la Barra de Objetos.
2. Desplazar el ratón sobre el Plano del Área de Estudio del programa hasta el lugar donde se desea localizar el pluviómetro y posteriormente accionar el botón izquierdo del ratón, el pluviómetro toma automáticamente el nombre LLUVIA1.

En este momento se dispone de un dibujo completo de la red de aguas lluvias de San Matías. El programa debe tener en su vista de mapa un aspecto como el mostrado en la *Figura 3.17*.

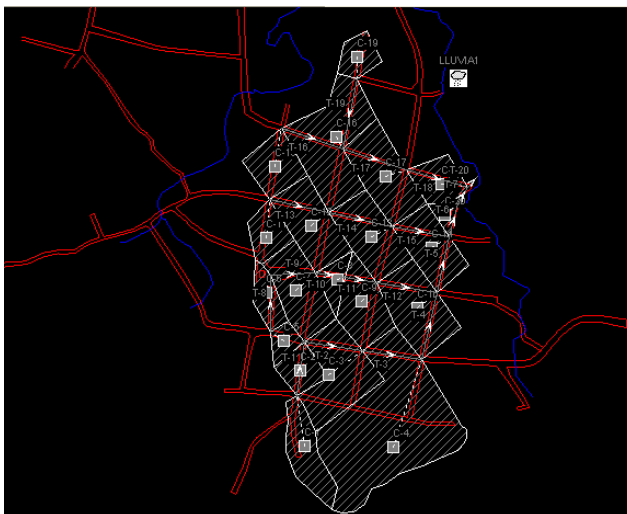



Figura 3.17 Aspecto del mapa del área de estudio en SWMM

3.2.3.3 INTRODUCCION DE PROPIEDADES A LOS OBJETOS⁴

Conforme se fueron añadiendo los objetos visuales en SWMM el programa les asignó la serie de propiedades y valores por defecto que se habían fijado. Para modificar el valor de algunas de estas propiedades particulares en uno de los objetos debe seleccionarse el Editor de Propiedades del objeto. Existen diferentes formas de realizar esto. Si el Editor de Propiedades está visible tan solo es necesario seleccionar con el ratón el objeto a editar o bien seleccionarlo desde la página de Datos del Panel de Navegación de la ventana principal del programa.

Si el Editor no está visible puede hacerse que aparezca mediante una de las siguientes acciones:

- Haciendo doble clic con el ratón sobre uno de los objetos del mapa
- O haciendo clic con el botón derecho del ratón y seleccionando la opción Propiedades en el menú emergente que aparece.
- O seleccionando el objeto desde la página de Datos del Panel de Navegación y seleccionando entonces el botón .

Propiedades del pluviómetro

Para establecer en nuestro proyecto una determinada lluvia de entrada es necesario especificar las propiedades del Pluviómetro. Para ello se selecciona el pluviómetro LLUVIA1 en el Editor de Propiedades y se editan las siguientes propiedades:

Formato de Lluvia : Recoge los datos de lluvia suministrados que pueden ser intensidades en mm/h (INTENSITY), pluviograma de volúmenes de lluvia en mm (VOLUMEN) o pluviogramas de precipitación acumulado en mm (CUMULATE); nosotros utilizaremos la opción VOLUMEN ya que nuestro Hietograma de tormenta de diseño (mostrado en la *Figura 3.2*) se encuentran los datos de lluvia en mm.

⁴ En el ANEXO B se encuentran las ventanas del editor de propiedades para los diferentes tipos de objetos dentro de la red.


Intervalo de Lluvia: Aquí se coloca el tiempo transcurrido entre cada tiempo de lectura del pluviómetro en hh:mm, debido a que nuestro Hietograma cuenta con intervalos de diez minutos entonces colocaremos 0:10

Origen de Datos: Aquí se especifica la fuente de los datos de la lluvia, esta puede ser una serie temporal editada por el usuario (TIMESERIES) o un archivo externo que contenga la serie temporal (FILE), para nuestro caso editaremos manualmente la serie temporal por lo cual usaremos la opción TIMESERIES.

Nombre de la Serie: Corresponde al nombre que le daremos a la serie temporal que se editará, nosotros la llamaremos LLUVIA

Tal como se indicaba con anterioridad, se desea simular la respuesta del área estudiada a una tormenta de diseño de 2 horas de duración y 59.44 mm de altura de precipitación.

Para ello la serie temporal denominada LLUVIA contendrá las intensidades de lluvia en cada uno de los intervalos horarios definidos en el Hietograma de la tormenta de diseño⁵. Por ello es necesario crear una serie temporal de datos y rellenar de la siguiente manera:

1. Desde el Visor de Datos seleccionar la categoría de objetos Series Temporales.
2. Hacer clic con el botón derecho del ratón sobre el botón  del Visor para abrir el Editor de Series Temporales, tal como muestra la *Figura 3.18*.
3. Introducir LLUVIA en el campo Nombre de la Serie Temporal y Estación San Andrés en el campo Descripción.
4. Introducir los valores del Hietograma como se muestra en la *Figura 3.18*. en las columnas de Hora y Valor de la rejilla de datos. Nótese que debe mantenerse en blanco la columna de Fecha.
5. Es posible visualizar el gráfico de los valores introducidos mediante el botón Visualizar. Para aceptar los valores de la serie de datos pulsar el botón Aceptar.

⁵ Hietograma de la tormenta de diseño de encuentra en la *Figura 3.2*.



Figura 3.18 Ventana de diálogo del Editor de Series Temporales.

Propiedades de las cuencas

Es necesario introducir en las Cuencas el Indicativo de LLUVIA1 (que recoge los datos de lluvia sobre la cuenca)

Dado que todas las cuencas de este ejemplo utilizan el mismo Indicativo de Lluvia, LLUVIA1, se puede emplear un atajo para asignar esta propiedad a todas las cuencas al mismo tiempo:

1. Seleccionar la opción Editar→Seleccionar Todo en el menú principal de la aplicación.
2. Seleccionar entonces la opción Editar→Editar Grupo para hacer que aparezca la ventana de diálogo del Editor de Grupos de Elementos, tal como muestra la Figura 3.19.
3. Seleccionar la opción Cuencas como el tipo de objeto que se pretende editar, Pluviómetro como la propiedad a editar y teclear Lluvia1 como el nuevo valor a introducir.
4. Seleccionar con el ratón el botón de Aceptar para cambiar el Pluviómetro de todas las cuencas. Aparecerá un mensaje pidiendo la confirmación de modificación de los

datos de las veinte cuencas. A continuación seleccionar la opción “No” cuando se realice la pregunta de si se desea continuar editando el grupo de elementos.

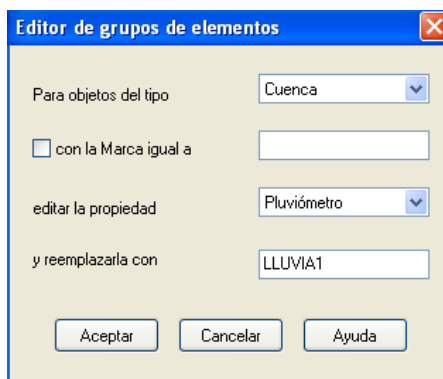



Figura 3.19 Ventana de diálogo del Editor de Grupos

Dado que el *nudo de descarga, área, ancho y pendiente media* de cada una de las cuencas es diferente, estos datos deben fijarse individualmente de acuerdo al procedimiento siguiente:

1. Hacer doble clic con el ratón en la cuenca C-1 o bien seleccionar esta mediante la ventana de Datos del Visor y presionar posteriormente el botón  para abrir el Editor de Propiedades.
2. Teclar P-1 en el campo Descarga y presionar Enter. Nótese como se dibuja una línea discontinua entre el centroide de la cuenca y el nudo indicado.
3. Introducir los datos (mostrados en la *Tabla 3.5*) de *Área, Ancho y pendiente media* en sus respectivos campos.
4. El paso 1 al 3 es repetitivo para el resto de cuencas.

Propiedades de los nudos

Los pozos de visita deben tener definida la cota de fondo y su profundidad y el nudo de vertido del sistema de drenaje requiere tener definida su cota de fondo. Por ello, se selecciona individualmente cada uno de estos nudos y en el Editor de Propiedades y se

introducen los valores de Cota de Fondo y Profundidad que se muestran en la *Tabla 3.6* para pozos y *Tabla 3.7* para el nudo de vertido⁶.

Propiedades de las tuberías o colectores

Para el caso de los colectores las únicas propiedades que falta editar son longitud, desnivel de entrada y desnivel de salida. Por ello, se selecciona individualmente cada uno de estos conductos y en el Editor de Propiedades y se introducen los valores que se muestran en la *Tabla 3.8*.

Tabla 3.5 Características de las cuencas

CUENCAS						
Cuenca	Descarga	Área (Ha)	Ancho* (m)	Pendiente** (%)	% Impermeable	NC***
C-1	P-1	1.1200	162.14	16	65	85
C-2	P-2	0.3064	40.97	7	65	85
C-3	P-3	0.6713	53.56	13	65	85
C-4	P-4	4.3300	143.86	16	65	85
C-5	P-5	0.1506	32.07	10	65	85
C-6	P-6	0.2705	30.10	1	65	85
C-7	P-7	0.6547	44.71	12	65	85
C-8	P-8	0.1771	42.55	11	65	85
C-9	P-9	0.5932	62.20	5	65	85
C-10	P-10	0.7592	62.33	5	65	85
C-11	P-11	0.3307	36.59	6	65	85
C-12	P-12	0.7057	59.96	8	65	85
C-13	P-13	0.6716	59.39	3	65	85
C-14	P-14	0.5619	52.83	5	65	85
C-15	P-15	0.4143	42.65	3	65	85
C-16	P-16	1.2415	73.96	2	65	85
C-17	P-17	0.7728	61.12	1	65	85
C-18	P-18	0.3781	44.69	8	65	85
C-19	P-19	0.3038	46.94	1	65	85
C-20	P-20	0.0963	29.94	9	65	85

⁶ Una forma alternativa de ir moviéndose de un elemento al siguiente (o al anterior) dentro del Editor de Propiedades es mediante las teclas *Avanza Página* y *Retrocede Página*.

* Ancho de la cuenca se obtuvo de dividir el área de la cuenca entre la longitud del cauce más largo.

** Corresponde a la pendiente media de la cuenca en %.

*** Número de Curva del SCS tabulado en la publicación SCS Urban Hydrology for Small Watersheds, 2ª Ed., Junio 1986.

Tabla 3.6 Características de los pozos de visita

POZOS			
POZO	Profundidad (m)	Cota de Tapadera (m)	Cota de Fondo (m)
P-1	3.50	463.80	460.30
P-2	4.00	458.10	454.10
P-3	1.75	451.77	450.02
P-4	3.90	451.11	447.21
P-5	1.50	456.34	454.84
P-6	2.00	455.87	453.87
P-7	3.75	452.39	448.64
P-8	1.50	447.76	446.26
P-9	1.50	446.55	445.05
P-10	4.00	446.19	442.19
P-11	1.50	449.27	447.77
P-12	1.50	446.03	444.53
P-13	1.50	443.86	442.36
P-14	5.00	442.22	437.22
P-15	1.50	446.23	444.73
P-16	3.20	444.50	441.30
P-17	4.00	442.99	438.99
P-18	3.00	437.15	434.15
P-19	1.50	443.66	442.16
P-20	2.60	437.93	435.33

Tabla 3.7 Características del nudo de vertido

VERTIDO	
VERTIDO	Cota de Fondo (m)
V-1	433.75


Tabla 3.8 Características de los colectores

COLECTORES							
Colector	Pozo Inicial	Pozo Final	Longitud (m)	Diámetro* (Pulg)	Desnivel**		CALLE
					Entrada	Salida	
T-1	P-1	P-2	73.34	18	0.00	2.50	Av 24 de febrero Sur
T-2	P-2	P-3	81.60	18	0.00	0.00	4ª Calle
T-3	P-3	P-4	80.29	18	0.00	0.50	
T-8	P-5	P-6	74.84	18	0.00	0.50	1ª Av. Sur
T-9	P-6	P-7	59.13	18	0.00	2.25	2ª Calle
T-10	P-7	P-8	41.76	18	0.00	0.00	
T-11	P-8	P-9	40.94	18	0.00	0.00	
T-12	P-9	P-10	82.59	18	0.00	1.00	
T-13	P-11	P-12	81.73	18	0.00	0.00	Calle Maximiliano
T-14	P-12	P-13	87.46	18	0.00	0.00	
T-15	P-13	P-14	77.98	18	0.00	2.90	
T-16	P-15	P-16	86.04	18	0.00	1.70	1ª Calle
T-17	P-16	P-17	91.18	18	0.00	0.30	
T-18	P-17	P-18	84.29	18	0.00	1.00	
T-4	P-4	P-10	92.46	30	0.00	2.70	4ª Avenida
T-5	P-10	P-14	75.89	30	0.00	3.00	
T-6	P-14	P-20	46.90	30	0.00	0.70	
T-7	P-20	P-18	26.41	30	0.00	0.55	
T-19	P-19	P-16	93.93	18	0.00	0.30	Av 24 de febrero Norte
T-20	P-18	V-1	20.00	36	0.00	0.00	Al sitio de vertido

*En SWMM los diámetros se introducen su equivalente en metros.

**Corresponde a desnivel desde el fondo del pozo a la base del colector.

3.2.3.4 REALIZANDO SIMULACION

Después de los datos introducidos ya se está en condiciones de realizar la simulación. Para comenzar con la simulación debe seleccionarse la opción **Proyecto→Realizar Simulación** (o bien pulsar el botón ). En el caso de que se produzca algún tipo de problema durante la simulación, aparecerá un Informe de Estado describiendo los errores que han sucedido.

Una vez se completa de forma exitosa la simulación, existen multitud de formas de visualizar los resultados de la simulación ya sea de manera grafica, como también un resumen completo de los resultados que se presenta en el Informe de Estado.

Revisión del Informe de Estado.

El Informe de Estado (Status Informe) contiene un resumen útil de información relacionada con los cálculos de la simulación. Para visualizar este informe, seleccionar la opción Informe→Estado. Una parte del informe obtenido de la simulación de la red de aguas lluvias para el área urbana de San Matías es el que se muestra en la *Tabla 3.9* y *Tabla 3.10*.

Cuando la simulación se completa con éxito, los errores totales de continuidad e itinerario del flujo se muestran en la ventana de estado de la simulación. Estos errores representan la diferencia en porcentaje entre el almacenaje inicial más el flujo que entra y el almacenamiento final más el flujo que sale. Si esta diferencia excede un nivel razonable, (sobre un 10%), los resultados de la simulación tienen que ser puestos en duda.

- Para nuestro caso la calidad de la simulación realizada es suficientemente buena, ya que al revisar el error en la realización del balance de masas en el sistema tanto para la escorrentía como para el flujo, estos errores son despreciables. En la *Figura 3.20* se muestra el error en la simulación para la red de San Matías.

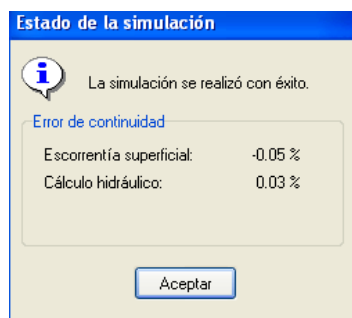


Figura 3.20 Ventana de estado de simulación

Tabla 3.9 Informe de estado correspondiente a los pozos de la Red de Aguas Lluvias de San Matías

Resumen Nivel Nudos

Nudo	Nivel Medio Metros	Nivel Max. Metros	Altura Máx. Metros	Instante de Valor Máx. días hr:min	Inundac. Total mm/ha	Tiempo Minutos Inundado
P-1	0.08	0.17	460.47	0 00:30	0	0
P-2	0.09	0.20	454.30	0 00:30	0	0
P-3	0.13	0.31	450.33	0 00:30	0	0
P-4	0.20	0.44	447.65	0 00:30	0	0
P-5	0.05	0.11	454.95	0 00:30	0	0
P-6	0.05	0.11	453.98	0 00:30	0	0
P-7	0.07	0.17	448.81	0 00:30	0	0
P-8	0.10	0.22	446.48	0 00:30	0	0
P-9	0.13	0.31	445.36	0 00:30	0	0
P-10	0.23	0.56	442.75	0 00:30	0	0
P-11	0.05	0.10	447.87	0 00:30	0	0
P-12	0.09	0.21	444.74	0 00:30	0	0
P-13	0.11	0.26	442.62	0 00:30	0	0
P-14	0.28	1.05	438.27	0 00:30	0	0
P-15	0.06	0.13	444.86	0 00:30	0	0
P-16	0.13	0.31	441.61	0 00:30	0	0
P-17	0.13	0.30	439.29	0 00:30	0	0
P-18	0.30	0.74	434.89	0 00:30	0	0
P-19	0.07	0.15	442.31	0 00:30	0	0
P-20	0.28	0.92	436.25	0 00:30	0	0
V-1	0.30	0.74	434.49	0 00:30	0	0

En la *tabla 3.9* podemos observar que el diseño propuesto es adecuado en cuanto a profundidades de los pozos de visita ya que en la simulación no se presenta inundación en ningún elemento.

Tabla 3.10 Informe de estado correspondiente a los colectores de la Red de Aguas Lluvias de San Matías

```

*****
Resumen Caudales Conductos
*****

```

Conducto	Caudal Máximo LPS	Instante de Caudal Máx. días hr:min	veloc. Máxima m/seg	Factor Longi.	Máximo /Diseño Caudal	Total Minutos En carga
T-1	234.55	0 00:30	4.19	1.00	0.30	0
T-2	301.41	0 00:30	3.22	1.00	0.38	0
T-3	478.29	0 00:30	4.04	1.00	0.80	0
T-4	1368.63	0 00:30	5.04	1.00	0.63	0
T-5	1946.88	0 00:30	5.47	1.00	0.88	0
T-6	2185.66	0 00:30	5.46	1.00	0.91	0
T-7	1962.62	0 00:30	5.51	1.00	0.89	0
T-8	35.16	0 00:30	1.16	1.00	0.13	0
T-9	93.75	0 00:30	3.22	1.00	0.12	0
T-10	247.57	0 00:30	3.68	1.00	0.29	0
T-11	288.12	0 00:30	2.93	1.00	0.48	0
T-12	415.55	0 00:30	3.56	1.00	0.79	0
T-13	76.52	0 00:30	1.57	1.00	0.11	0
T-14	233.47	0 00:30	2.74	1.00	0.42	0
T-15	376.19	0 00:30	3.84	1.00	0.63	0
T-16	91.29	0 00:30	2.31	1.00	0.18	0
T-17	415.67	0 00:30	3.53	1.00	0.80	0
T-18	575.56	0 00:30	5.04	1.00	0.77	0
T-19	63.81	0 00:30	1.35	1.00	0.24	0
T-20	3103.18	0 00:30	5.48	1.00	0.98	0

En la *tabla 3.10* podemos observar que ningún colector de la red propuesta trabaja a flujo presurizado, además se obtiene que los mayores caudales en los colectores se presentan a los treinta minutos de la tormenta de diseño.

3.3 ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL Y SANITARIO

3.3.1 INSTALACIONES PROVISIONALES

3.3.1.1 ALCANCE DEL TRABAJO

Se incluyen todas las operaciones que se deberán realizar para la instalación de todos los servicios temporales que sean necesarios en las obras, tales como bodegas, oficinas, instalaciones provisionales de servicios sanitarios, cercas protectoras, vallas, rótulos, etc.

El contratista será quien proporcione el material, mano de obra, herramientas y equipo que sean necesarios para la correcta ejecución de todos los trabajos, así como también será responsable de presentar un plano de ubicación de dichas instalaciones para la subsiguiente evaluación por parte de la supervisión.

3.3.1.2 MATERIALES

Todas aquellas instalaciones que deban proporcionar protección contra los agentes atmosféricos deberán ser construidas con materiales de buena calidad. Las estructuras serán de madera de pino o metálicas. Las paredes serán de lámina galvanizada o lámina de fibrocemento. Los techos serán de lámina galvanizada. Las estanterías o tarimas serán de madera. El piso será de suelo cemento.

3.3.1.3 LOCALES DE BODEGA Y OFICINA

Las dimensiones de la bodega serán tales que se disponga del espacio necesario para almacenar los materiales y equipos necesarios en la construcción de la obra. Su ubicación debe estar lo mas cerca posible de los lugares de ejecución de la obra a fin de facilitar el acarreo de materiales de la bodega a los lugares de trabajo. La oficina no tendrá menos de doce metros cuadrados.

3.3.1.4 SERVICIOS DE ENERGIA ELECTRICA, AGUA POTABLE Y AGUAS NEGRAS.

Se proveerán las tramitaciones, material, mano de obra y otros gastos necesarios para dotar de energía suficiente a la obra durante el proceso de construcción. La acometida deberá instalarse de manera que no estorbe el transporte de materiales, de preferencia será subterránea, con alambre de suficiente calibre instalado dentro de "poliducto" que llegue a un contador y caja de corte, estas deberán ser protegidas por interruptores térmicos, la cual contará con los circuitos necesarios para alimentar la iluminación que sea necesaria utilizar. Cada uno de los circuitos será independiente y estará protegido por térmicos de amperaje adecuado a cada carga.

Las instalaciones provisionales deben estar funcionando antes de dar comienzo a las obras

3.3.1.5 CERCAS PROTECTORAS

Deberán suministrarse los materiales, la mano de obra, herramientas, equipo y todo lo que sea necesario para cerrar en puntos estratégicos a lo largo de toda la tubería proyectada, el acceso al público o a cualquier otra persona que no sean sus trabajadores a los sitios de trabajo, para la cual someterá la aprobación de la supervisión un plano con sitios que se cerrarán.

3.3.2 TRAZO Y NIVELACION

El trazo o replanteo comprende la colocación sobre el terreno de las referencias básicas en las cuales se apoyarán las líneas, niveles, formas, dimensiones, y todos los detalles de las obras que se van a construir para garantizar de que se terminaran tal y como están representadas en los planos.

Se deberá suministrar todo el personal calificado, el equipo, herramientas y los materiales necesarios para levantar la topografía, estacar, calcular y registrar la información requerida para controlar la ejecución de las obras, en su forma, dimensiones, elevaciones y tamaño.

El personal, el equipo y los materiales deberán consistir en una cuadrilla de topografía técnicamente calificada, capaz de realizar la actividad en el plazo y con la precisión requerida. La cuadrilla estará en el proyecto siempre que sea necesario actualizar el avance en la ejecución de las obras.

El equipo estará constituido por aparatos e instrumentos de apoyo capaces de conseguir la aproximación requerida para estas mediciones.

3.3.2.1TRAZO PRELIMINAR

El contratista establecerá tanto para el trazo preliminar como para el definitivo, un control horizontal y vertical sobre el terreno donde se ubican las tuberías y obras requeridas. Todos estos puntos se referirán a objetos físicos inamovibles y sus referencias se dejarán indicadas en libretas de topografía y en los planos.

El trazo preliminar consistirá en llevar al terreno los datos mostrados en los planos, fijando las zonas previstos para el trabajo y aquellas destinadas para otros usos, de tal manera que puedan ejecutarse las actividades preparatorias tales como limpieza, desbroces, descapote, construcción de terrazas, y otras que faciliten realizar después el trazo definitivo.

En el estado antes descrito, el contratista juntamente con el supervisor, inspeccionará el proyecto para verificar la ubicación de las obras que se construirán y determinar si con dicha ubicación se obtendrá el funcionamiento esperado. Conocido lo anterior se levantará un acta que firmarán supervisor y contratista autorizando el trazo definitivo. O se escribirá en la bitácora existente en el lugar del proyecto.

3.3.2.2TRAZO DEFINITIVO

Para el trazo definitivo, se utilizará la red de control establecida en el trazo preliminar así como las referencias, ángulos y coordenadas que se dan en los planos para establecer la dirección de los colectores de aguas negras, pozos de inspección, y cajas.

La medición y forma de pago será por metro lineal de trazo de tubería.

3.3.3 EXCAVACION PARA TUBERIAS

Este trabajo es aplicable a todo tipo de material, excepto roca. La profundidad de la excavación deberá ser conforme a las profundidades de desplante establecidas en los planos respectivos.

El material extraído de la zanja deberá ser adecuadamente depositado de manera que se eviten pérdidas de éste; si esto sucediese el material deberá reponerse. Asimismo si las excavaciones son realizadas en época lluviosa, se deberá proteger el material excavado con plástico para evitar la saturación del mismo.

La excavación de las zanjas se llevará a cabo con equipo manual y mecánico apropiado cuando sea posible. Los taludes de las excavaciones deben ser verticales o inclinados hacia el exterior si es necesario para su estabilidad.

La anchura de la zanja es función del diámetro nominal de la tubería, de la naturaleza del terreno, de la profundidad de colocación y del método de blindaje y compactación.

El ancho de la zanja deberá ser igual o mayor a 1.5 veces el diámetro de la tubería pero nunca menor a 0.60 m.

El material excavado debe acopiarse a una distancia igual a su profundidad. Y Colocar la tierra movida a una distancia de por lo menos 0.40 m. Del borde de la zanja para evitar que caiga dentro de ella.

Las dimensiones para el ancho de excavación de acuerdo al diámetro de la tubería a instalar y la profundidad de la misma, son de 0.70 metros para pasajes peatonales y de 1.00 metros para calles y avenidas.

La profundidad de las zanjas en cada punto serán las indicadas por los perfiles longitudinales en los planos constructivos. Salvo estipulación diferente del pliego de bases técnicas, la profundidad normal de las zanjas es tal que el espesor del relleno no sea inferior a 1 m por encima de la corona de la tubería.

El contratista deberá proteger las excavaciones de posibles derrumbes que pudieran ocasionar daños al personal que labora en el proyecto, así como a la misma excavación.

La protección consistirá en tablestacados de madera. La colocación de éste blindaje dependerá de la profundidad de la zanja y del tipo de material a excavar.

Se considera el ademado de las zanjas ubicadas en todas las calles y avenidas, debido a que la mayoría de ellas, posee profundidades mayores o iguales a 1.50 m. Y considerando que el suelo existente en el lugar es del tipo limo-arenoso, y susceptible a derrumbes y deslizamientos.

Las zanjas en los pasajes peatonales no se ademaran, ya que las profundidades de estas, son inferiores a la altura promedio de los trabajadores y consideramos además que el espacio que necesita un trabajador para realizar todas las actividades en las zanjas debe ser aproximadamente igual a su altura.

La medición y forma de pago será por metro cúbico de excavación, tanto manual como mecánicamente.

3.3.4 COMPACTACION EN ZANJA

Se realizará en capas uniformes y sucesivas, de espesor en estado suelto no mayor de 15 cm., compactado con vibrocompactadora mecánica, y no mayor de 10 cm. en compactación con apisonador manual.

3.3.4.1 COMPACTACION CON SUELO NATURAL

El procedimiento usado será el tendido de capas de suelo de calidad y homogeneidad aprobadas, con un espesor tal que se compruebe que es posible alcanzar la compactación especificada con el equipo usado. El contenido de humedad del suelo deberá estar a $\pm 2\%$ del óptimo y el grado de compactación el 90% del obtenido de acuerdo a la norma AASHTO sección T-180. La selección y control de calidad del material de relleno será avalada por un laboratorio de suelos y materiales, que deberá ser contratado previo al inicio del proyecto por parte del contratista, para actividades de diseños de mezcla y elaboración de ensayos proctor.

3.3.4.2 SUELO-CEMENTO

Cuando se indique este tipo de mejoramiento por parte de supervisión y/o laboratorio de suelos y materiales, el suelo cemento se elaborará con una mezcla de suelo inorgánico aprobado, mezclando uniformemente en una proporción 20:1 (5%) de cemento con un contenido de humedad de $\pm 2\%$ del óptimo obtenido de acuerdo al ensayo de referencia AASHTO T-134. La mezcla de los componentes se hará con el cemento en seco y el suelo adecuadamente húmedo para que se pueda obtener una mezcla homogénea. El proceso completo de compactación no será mayor a dos horas luego de iniciada la mezcla de suelo con el cemento. La mezcla de suelo cemento debe compactarse uniformemente hasta obtener un porcentaje del 95% obtenido de acuerdo a norma AASHTO T-134; teniendo en cuenta para este tipo de compactaciones el curado de capas.

Cuando sea necesaria una suspensión parcial de la elaboración de una capa por más de 24 horas, deberá realizarse una junta de construcción transversal, cortando una cara aproximadamente vertical en la capa anteriormente terminada si es de forma longitudinal, si esta se presenta en elevación deberá ranurarse la parte superficial de la última capa y humedecerse para hacer el tendido de la siguiente.

El contenido óptimo de humedad de los diferentes materiales para alcanzar la densidad requerida, será obtenida en base a pruebas de laboratorio; es sin embargo, responsabilidad del ejecutante determinar si la humedad del material al momento de su compactación es o no la conveniente.

Deberán efectuarse ensayos de densidad aleatoriamente, entregando los resultados a la mayor brevedad posible; en caso de resultados inferiores a los especificados, se llevarán a cabo los trabajos necesarios para llegar al grado de densidad especificado.

Antes de ejecutar la prueba de la tubería se compactará manualmente hasta una altura de 0.30 metros sobre el tubo en la forma ya indicada anteriormente.

Se deberá dejar libres las juntas espiga-campana para observar las posibles fugas, el resto del relleno se ejecutará en forma descrita en el Relleno Compactado.

La medición y forma de pago será por metro cúbico de compactación. Ya sea que esta se realice de forma manual o mecánica.

3.3.5 ALBAÑILERIA

El trabajo consiste en el suministro de materiales, mano de obra, herramientas, equipo y servicios necesarios para ejecutar las obras de albañilería que se indiquen en los planos y las especificaciones, como es el caso de los pozos, cajas, demolición y reparación de calles y avenidas.

3.3.5.1 POZOS DE VISITA

Se construyen con ladrillo de barro, tanto el cilindro como el cono, repellido y pulido hasta un metro desde su fundación para la prueba hidrostática. La parte cónica es excéntrica con respecto a su eje. La fundación debe tener un espesor de 0.20 mt. Y está hecha de concreto simple. Se colocaran estribos de hierro de 5/8" de diámetro en forma de escalera para habilitar el acceso en caso de cualquier inspección. Las tapaderas pueden ser de hierro fundido para accesos vehiculares y de concreto armado en pasajes peatonales.

Los pozos de visita deben cumplir con las pruebas de infiltración y estanqueidad que efectuara la supervisión del proyecto.

La medición y forma de pago para los pozos de visita, será por metro lineal.

3.3.5.2 CAJAS DE REGISTRO

Estas se construyen del mismo material que los pozos y tienen la misma función de ellos, sin embargo su utilización está sujeta a lo siguiente: En pasajes peatonales que tienen tuberías de aguas negras profundas y que por su ancho no puede hacerse el pozo. Las dimensiones que corresponden a este elemento son de 1 metro por lado.

Las cajas de registro deben cumplir con las pruebas de infiltración y estanqueidad que efectuara la supervisión del proyecto.

La medición y forma de pago para dichos elementos, será por metro lineal.

3.3.5.3 TRAGANTES (APLICA SOLO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO)

Estos se construyen del mismo material que los pozos y tienen la función de recolectar el agua de lluvia, que son transportadas por las canaletas o cunetas y conducidas por las tuberías subterráneas hacia los distintos pozos.

Están constituidas de una cámara de almacenamiento, rejilla de acero y una tubería de salida.

Se construirán de ladrillo de barro, repellido y pulido desde su fundación. La fundación debe de tener un espesor de 0.20 m. y está hecha de mampostería de piedra pegada con mortero arena-cemento de relación 1:4. Se colocaran estribos de hierro de 5/8" de diámetro en forma de escalera para habilitar el acceso en caso de cualquier inspección. Las tapaderas pueden ser de hierro fundido para accesos vehiculares y de concreto armado en pasajes peatonales. Con dimensiones de 0.60 m. por 01.20 m.

Los tragantes se deberán ubicar en la inspección de las calles, en los puntos medios cuando su longitud sea mayor de 100 m. y en los puntos bajos de las curvas vehiculares.

Los tragantes se conectan al sistema por medio de tuberías, pudiendo unir dos tragantes y luego conectarse al pozo o a la caja de registro, si se une de tragante a pozo el diámetro mínimo de tubería es de 15", si se unen dos tragantes y luego a pozo su diámetro mínimo será de 18".

3.3.5.4 MATERIALES MORTEROS, CONCRETOS Y ENCOFRADOS.

Los materiales a usarse en los morteros llenarán los siguientes requisitos:

a) Cemento PORTLAND Tipo "I", según Especificaciones ASTM C-150 o su equivalente regido bajo la norma ASTM C-1157 GU. Se usara cemento "Pórtland", de calidad uniforme que llene los requisitos de la norma ASTM C-150 o ASTM C-1157. El cemento será entregado en la obra en su empaque original y será almacenado bajo techo sobre plataformas que se encuentren 15 cm. por encima del suelo, asegurando protección contra la humedad. No se aceptará el cemento contenido en bolsas abiertas o rotas.

El contratista deberá usar el cemento que tenga mas tiempo de estar almacenado, antes de usar el almacenado recientemente.

El cemento en sacos no se almacenará en pilas de más de diez sacos y se dispondrán en forma tal que permita el fácil acceso para la correcta inspección e identificación.

b) Arena (agregado fino) conforme ASTM Designación C-144 y C-40. Los agregados del concreto llenaran los requisitos para agregados de concreto, ASTM C-33. El agregado grueso deberá de ser, de piedra triturada proveniente de roca compacta; no se aceptará grava que presente aspecto laminar. El tamaño máximo de los agregados no será mayor que 1/2 veces la dimensión mas angosta entre los lados de los encofrados, ni 3/4 de la separación entre las barras o paquetes de barras de refuerzo.

El agregado fino será arena de granos duros, carente de impurezas, su modulo de finura deberá estar entre 2.3 y 3.0. La granulometría de los agregados gruesos y finos quedará dentro de los límites indicados en la designación ASTM C-33.

La procedencia de los agregados, deberá mantenerse durante toda la construcción. Si fuere necesario cambiarla deberá someterse a la aprobación de la supervisión y realizar un nuevo diseño de mezcla.

c) Agua para mezclado.

Debe ser limpia, libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros, materiales orgánicos y otras sustancias contaminantes.

d) Mampostería de elementos de barro cocido

Los ladrillos de barro macizo hechos a mano tendrán las dimensiones 7x14x28 cm., y cumplirán con las especificaciones AASHTO MI 14 para la clase NW, con la siguiente modificación: Carga mínima de ruptura a compresión 50 Kg./cm². determinada de conformidad a ASTM C67; 90 Kg./cm². para el mortero.

e) Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo para el concreto será grado 40, según la norma ASTM A 615; tendrá un refuerzo de fluencia de 2800 Kg/cm², valor que deberá comprobar con pruebas de tensión .

El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura y su calidad deberá estar garantizada por el fabricante y justificado por el contratista, antes de su uso, por medio de pruebas realizadas en el material entregado a la obra.

COLOCACION DEL REFUERZO

El contratista cortará, doblará y colocará todo el acero de refuerzo, de acuerdo con lo que indiquen los planos y especificaciones o como ordene la supervisión. Todo el refuerzo deberá estar libre de oxido suelto; de aceite, grasa u otro recubrimiento que pueda destruir o reducir su adherencia con el concreto.

Se utilizarán, cubos de concreto, separadores, amarres, etc., para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar su desplazamiento durante el colado.

DOBLADO

Todas las barras deberán ser rectas, excepto donde se indique en los planos; los dobleces se harán en frío, sin excepción. El doblado de las barras de refuerzo deberá hacerse cumpliendo con las especificaciones ACI 318. Las barras normalmente no llevarán ganchos en sus extremos, excepto donde se indique en los planos.

ESTRIBOS

Los estribos se construirán estrictamente en la forma en que están indicados en los planos. No se permitirá calentar las barras antes de doblarlas para formar los estribos; para ejecutar estos dobleces deberán utilizarse dobladores especiales, que no dañen el acero.

LIMPIEZA Y PROTECCION DEL REFUERZO

El acero de refuerzo deberá estar limpio de oxidación, costras de concreto de colados anteriores, aceites, tierra o cualquier elemento extraño que pudiera reducir la adherencia con el concreto. En caso contrario, el acero deberá limpiarse con un cepillo de alambre o con algún disolvente cuando se trate de materias grasosas. Por ningún motivo, una vez aprobada la posición del refuerzo, se permitirá la colocación de cargas y el paso de operarios o carretillas sobre los amarres, debiendo utilizarse pasarelas que no se apoyen sobre el refuerzo y así evitar que se deformen o pierdan la posición correcta en que fueron colocados y aprobados

ALMACENAJE

Inmediatamente después de ser entregado el acero de refuerzo será clasificado por tamaño, forma, longitud o por su uso final. Se almacenará en estantes que no toquen el suelo y se protegerá en todo momento de la intemperie.

PRUEBAS DEL ACERO DE REFUERZO

De cada lote de diferente diámetro del acero de refuerzo entregado en la obra, se tomarán tres probetas que deberán ser proporcionadas por cuenta del contratista para ser sometidas a pruebas para acero de refuerzo de acuerdo con las especificaciones ASTM A370.

f) Diseño de Mezclas de Concreto

El concreto de los elementos estructurales primarios deberá ser premezclado y el suministrante garantizará la resistencia y calidad de concreto. Cuando se fabrica en la obra, las mezclas de concreto deberán ser diseñadas por un laboratorio designado por la Supervisión para tal efecto, que tendrá a su cargo un control de la calidad del concreto colocado, tomando muestras cilíndricas y sometiéndolas a pruebas de compresión.

La resistencia cilíndrica a la compresión requerida por el proyecto es de 210 kg/cm² . La resistencia promedio requerida para el diseño de las mezclas se determinará de

acuerdo a la sección 5.3 del American Concrete Institute (ACI 318). Esta resistencia deberá ser comprobada por medio de especímenes preparados, curados y sometidos a prueba de conformidad con las normas American Society for Testing and Materials (ASTM) C 31, C39, C 172. Por lo menos se harán tres cilindros por cada 12 metros cúbicos o de acuerdo con las necesidades de la obra. De las tres muestras una se someterá a la prueba de compresión a los 7 días y las otras dos se probarán a los 28 días, excepto cuando se usare algún aditivo acelerante, en cuyo caso las edades de prueba serán 3 y 14 días respectivamente.

La aceptación del concreto en cuanto a su resistencia se hará en base a la sección 5.6 del ACI 318. En caso de que los resultados no sean satisfactorios se procederá a pruebas no destructivas. Si persistiese la duda, se procederá a la extracción y prueba de núcleos de concreto endurecido, según la norma ASTM C 42, y los huecos se rellenarán con mortero epóxico.

Podrán utilizarse aditivos químicos para mejorar las propiedades del concreto, siempre y cuando cumplan con la norma ASTM C 494.

Como documento de apoyo en ésta sección se adopta el reglamento ACI 318 mas reciente al momento de ejecutar el proyecto y los requisitos del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador.

Transporte del concreto

El concreto se trasladará hasta el elemento a colar, por métodos que prevengan la segregación o pérdida de materiales.

Colocación del Concreto

El método de colocación del concreto será tal que evite la segregación de los materiales y deberá se consolidado utilizando vibradores de inmersión. La vibración deberá ser suficientemente intensa como para afectar visiblemente al concreto en radio mínimo de 60 cms., alrededor del punto de aplicación, pero no deberá prolongarse demasiado para evitar la segregación de los agregados pétreos.

Se permitirán juntas de colado en los puntos de esfuerzos constantes mínimos, en caso de puntos delicados deberán tenerse las precauciones siguientes:

- Escarificar y limpiar la superficie de concreto existente
- Aplicar resina epóxica para unir concreto nuevo con viejo
- Proveer estribos diagonales adicionales.

Curado del concreto

El concreto deberá protegerse de la pérdida de humedad durante un período mínimo de 7 días, cubriéndolo permanentemente con una capa de agua o con algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante el proceso de fraguado.

g) Mortero

El mortero consistirá en una mezcla de una (1) parte de cemento Pórtland bajo la norma ASTM C91 Tipo M, tres (3) partes de agregado fino en proporción volumétrica, de consistencia que pueda manejarse fácilmente.

Los morteros tendrán las siguientes proporciones en volumen y según el uso que le dará, en:

Tabla 3.11 proporciones volumétricas para morteros

MAMPOSTERIA DE PIEDRA	1 cemento : 4 arena
MAMPOSTERIA DE LADRILLO DE BARRO	1 cemento : 3 arena
REPELLOS	1 cemento : 3 arena
AFINADOS	1 cemento : 1 arena
PULIDOS	Pasta de Cemento

h) Repello

Se aplicará en las paredes de los pozos. Las estructuras de concreto serán picadas, limpiadas y mojadas antes de la aplicación del repello.

Todas las superficies deberán ser humedecidas antes de recibir el repello y éste tendrá un espesor máximo de 1.5 cm. y será curado durante un período de tres (3) días continuos.

Donde se especifiquen repellos éstos deberán ajustarse como en paredes, empleando una proporción cemento a arena (1:3). Cuando se trate de un muro de contención deberá dejarse un espacio no menor de 0.50 m entre el corte y la mampostería.

Los repellos al estar terminados deben quedar nítidos, limpios, sin manchas, parejos, a plomo, sin grietas, depresiones e irregularidades y con las esquinas vivas.

No se permitirá el uso de una mezcla que tenga más de 30 minutos de preparada ni el retemplado de las mismas. La arena deberá ser graduada y pasar al tamiz de 1/16".

La medición y forma de pago será por metro cuadrado de pared repellada

i) Afinado

Para los afinados se utilizará una mezcla de cemento y arena en las siguientes proporciones: una (1) parte de cemento y una (1) de arena graduada, que será cernida en tamiz de 1/64". Los afinados se harán con acabado a liana de metal y para poder efectuar el afinado, la pared debe estar completamente mojada y previamente repellada.

La medición y forma de pago será por metro cuadrado de pared afinada.

j) Pulidos

Para los pulidos se utilizará pasta de cemento de consistencia trabajable y con un espesor máximo de 1.5 milímetros. Para poder efectuar el pulido la pared debe estar completamente mojada y repellada. La pasta no se podrá reemplar, ni se utilizará cuando tenga más de 30 minutos de preparada, su curado durará tres (3) días.

La medición y forma de pago será por metro cuadrado de pared pulida.

k) Encofrados

Se deben revisar planos de taller para encofrados antes de su autorización, preferiblemente con un diseño que garantice la resistencia estructural de los mismos.

Una vez instalados se debe verificar que sus dimensiones coincidan con la sección transversal de los elementos de concreto y que estén limpios interiormente. Conviene recomendar ventanas en el fondo de los moldes para una mejor limpieza previa al colado.

Se deberá verificar la hermeticidad de los moldes antes de autorizar el colado.

En el desencontrado la atención de la supervisión debe centrarse en la observación de daños en el concreto, tales como colmenas y segregación (pérdida de helado). No debe permitirse ningún resane sin la aprobación escrita del supervisor. En caso de daños importantes deben aplicarse los criterios que al respecto establezcan las especificaciones técnicas.

Se utilizará madera de pino o moldes metálicos, con una estructuración adecuada y conforme un diseño basado en el ACI 347, de madera que soporten las cargas laterales del empuje del concreto, así como las gravitacionales ocasionadas por el peso de los materiales y la carga viva actuante durante el colado.

La medición y forma de pago de los encofrados, será por metro lineal.

3.3.6 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE PVC

Esta especificación se refiere al suministro e instalación de tubería de PVC para el proyecto, de acuerdo a diámetros, características y diseño mostrados en los planos.

La tubería y accesorios de PVC, para alcantarillado de 100 PSI, deberán satisfacer las normas ASTM-F891, 2241-2265; CS272, con anillo elastómero ASTM D- 3212.

El tipo de junta a utilizar puede ser del tipo de "Junta Rápida" o del tipo "cementada", esto será determinado por el contratante al momento de licitar el proyecto, o si en su

defecto es ejecutado directamente por la Alcaldía Municipal, podrá utilizar indistintamente cualquiera de los tipos de tubería.

3.3.6.1 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Se deberá efectuar el transporte siguiendo las normas y recomendaciones sobre manejo, embalaje y transporte. En cuanto al almacenamiento deberá ser tal que evite deformaciones o deterioro alguno en las tuberías.

3.3.6.2 INSTALACION DE TUBERIAS

Antes de que la tubería sea bajada dentro de la zanja, la pendiente del material de cimentación deberá ser verificada con los niveles. La tubería deberá colocarse respetando la pendiente establecida en los planos constructivos, permitiéndose una desviación máxima de 10 mm. En la escala vertical por cada 6mts de tubería.

Antes de su instalación, la tubería deberá ser inspeccionada para asegurarse que está en buenas condiciones y que los extremos no estén dañados. La técnica utilizada para recoger y bajar la tubería debe ser seleccionada para asegurar que ésta no resulte dañada. Para el caso de zanjas profundas (mayores de 2 metros), se recomienda bajar la tubería utilizando lazos en sus extremos. En el proceso de cementado de tuberías, deberá colocarse el pegamento en ambas superficies a unir, pero no sin antes asegurarse que dichas superficies se encuentren libres de polvo, resinas u otras impurezas. La colocación de secciones adicionales, deberá ser demorada hasta que la última junta haya sido instalada. Las secciones en Tee y curvas para los pozos de visita con caída hidráulica, deberán ser protegidas por una caja de paredes de ladrillo de barro rellena de concreto. Tan pronto como las tuberías sean colocadas y la instalación inspeccionada, las zanjas deberán ser rellenas para evitar que cargas externas puedan causar daños en éstas.

La tubería de PVC deberá instalarse de acuerdo a lo indicado en los planos. El fondo de la zanja deberá conformarse cuidadosamente, de manera que la tubería quede apoyada en toda su longitud y no en las campanas o uniones, la rasante deberá quedar libre de piedras o protuberancias para que no entren en contacto con la tubería y la dañen.

Las tuberías PVC deberán instalarse usando herramientas y equipo adecuado de acuerdo a las instrucciones del fabricante, especialmente en lo que se refiere a la limpieza de los extremos, aplicación de lubricantes y el ensamblaje de las juntas.

La medición y forma de pago para las instalaciones de las tuberías se efectuara por metro lineal

3.3.6.3 PRUEBA HIDRAULICA DE INFILTRACION Y ESTANQUEIDAD.

La Asociación Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), comprobará la correcta instalación y estanqueidad de la tubería, juntas, derivaciones y demás accesorios instalados, aplicando al conjunto una presión hidrostática mínima equivalente a la carga que genera el pozo de mayor nivel con una carga de un metro de profundidad de agua, para lo cual deberá estar taponado el inferior y así sucesivamente ir probando los diferentes tramos que componen el proyecto, la cual deberá mantenerse sin variación por un lapso no menor de una hora. Durante la prueba, todas las instalaciones sometidas a ella, deberán estar visibles, a excepción de los tramos lisos (sin juntas, derivaciones o accesorios) de la tubería, los cuales deberán tener el relleno inicial (los primeros 30 cms.) con el objeto de darle firmeza al conjunto.

3.3.7 REMOCION Y REPARACION DE ADOQUINADOS

En la remoción de pisos o pavimentos adoquinados, obligada por la construcción de las obras, se deberá retirar los adoquines con el cuidado de no dañarlos para utilizarlos de nuevo. Se protegerá los adoquines y arena extraída no permitirá su reutilización.

Se evitará asimismo que la erosión provocada por la lluvia dañe el adoquinado inalterado. Los adoquines dañados durante la remoción serán sustituidos por nuevos, de calidad y dimensiones iguales a los existentes

La reconstrucción del adoquinado, se hará como sigue:

Sobre la base preparada, que puede requerir un tratamiento de suelo-cemento de acuerdo a la calidad del pavimento a restituir, se colocará una capa soporte de arena de

25 a 35 mm. de espesor; sobre esta capa de arena se colocarán los adoquines, dejando entre ellos una separación de 5 a 10 mm.

Las juntas se rellenarán utilizando mortero de proporción volumétrica 1:3 es decir una porción de cemento por tres de arena. Según las especificaciones anteriores.

Si el pavimento a restituir tiene juntas ligadas o zulaqueado con mortero o pasta de cemento, el pavimento nuevo deberá cumplir con los mismos requerimientos.

El relleno de las juntas se debe repetir hasta lograr una junta perfecta, necesaria para la estabilización de los adoquines. El piso o pavimento terminado, deberá estar de acuerdo con los niveles indicados en los planos con una tolerancia en más o menos de 5 mm.

En los lugares donde existen depresiones, que sobrepasen la tolerancia indicada, y que se hayan retirado los adoquines y colocados nuevamente, éstos se retirarán corrigiéndose las deficiencias y repitiendo el proceso de construcción indicado.

Una vez finalizados los adoquinados, deberán dejarse limpios y en perfectas condiciones; toda la grasa, polvo y costras, deberán ser removidos cuidadosamente de su superficie. Además, el Contratista deberá protegerlos de agrietamientos, roturas, y cualquier daño hasta la entrega final de la obra.

Cualquier defecto deberá ser corregido o reemplazado, sin que por ello el Contratista reciba pago adicional alguno.

La medición y forma de pago para la remoción y la reparación de los adoquinados será por metro cuadrado.

3.3.8 REMOCION Y REPARACION DE EMPEDRADOS

En la remoción de empedrados, obligada por la construcción de la obra, se deberá remover el empedrado acopiando las piedras para su reutilización.

El empedrado reparado deberá quedar correctamente nivelado y las piedras debidamente acomodadas, y cuando menos en condiciones similares a las que tenía antes de su remoción.

La medición y forma de pago para la remoción y la reparación de las superficies empedradas serán por metro cuadrado.

3.3.9 REMOCION Y REPARACION DE ASFALTO

Después de haber efectuado el trazo definitivo de la excavación de las zanjas, se deberá efectuar el corte del pavimento asfáltico según lo indicado en los planos.

Después de haber compactado las zanjas, se deberá colocar una nueva superficie de asfalto donde fue efectuado el corte, teniendo presente de no dejar alteraciones o desniveles en la superficie de rodadura.

La medición y forma de pago para la remoción y la reparación de las superficies con pavimento asfáltico serán por metro cuadrado

3.3.10 MAMPOSTERIA DE PIEDRA

Las piedras a utilizar tendrán una resistencia a la rotura no inferior a 150 Kg/cm^2 y deberán estar libres de grietas, aceites, tierra y otros materiales que reduzcan su resistencia e impidan la adherencia del mortero. El tamaño de las piedras no podrá ser menor de 0.20 m por lado (0.008 m^3), serán preferiblemente de forma cúbica, pero en caso contrario su lado mayor no podrá ser superior a 1.5 veces el lado menor. En general las piedras serán de cantera y de una dureza que no de un desgaste mayor al 50% al ser sometido a la prueba de Los Ángeles ASSHTO, designación T-96-65 (ASTM C-131-64- T).

El mortero a utilizar tendrá una proporción cemento-arena de 1:4. No se permitirá el uso del mortero que haya permanecido más de 60 minutos sin usar después de haber iniciado su preparación.

Las obras de mampostería de piedra se construirán de acuerdo a las dimensiones, elevaciones y pendientes indicadas en los planos.

Las piedras deberán colocarse en tal forma de no provocar planos continuos entre unidades adyacentes. Las juntas tendrán un espesor promedio de 3 cm. En ningún lugar las piedras quedarán en contacto directo. Inmediatamente después de la

colocación y mientras el mortero esté fresco, todas las piedras visibles deberán limpiarse de las manchas del mortero y mantenerse limpias hasta que la obra esté terminada. Cualquier trabajo de canteado de las piedras deberá hacerse antes de su colocación en el muro y no se permitirá ningún golpe o martilleo posterior a dicha colocación que pueda aflojar las piedras. La piedra deberá ser bien humedecida antes de recibir el mortero. La mampostería se mantendrá mojada por lo menos 7 días después de terminada.

La medición y forma de pago para la mampostería de piedra será por metro cúbico.

3.4 PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS

PLANO 1/12

TOPOGRAFIA DE SAN MATIAS

PLANO 2/12

PLANTA DE DISTRIBUCION DE TUBERIAS DE AGUAS
LLUVIAS

PLANO 3/12

COLECTOR AVENIDA 24 DE FEBRERO

PLANO 4/12

COLECTOR 4^a CALLE ORIENTE

PLANO 5/12

COLECTOR 1ª AVENIDA SUR

PLANO 6/12

COLECTOR 2^a CALLE PONIENTE Y ORIENTE

PLANO 7/12

COLECTOR CALLE MAXIMILIANO MARTINEZ

PLANO 8/12

COLECTOR 1ª CALLE PONIENTE Y ORIENTE

PLANO 9/12

COLECTOR 4^a AVENIDA NORTE Y SUR

PLANO 10/12

COLECTOR AVENIDA 24 DE FEBRERO NORTE

PLANO 11/12

DETALLE DE POZO DE VISITA

PLANO 12/12

DETALLE DE TRAGANTE

3.5 PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS LLUVIAS

- Las cantidades de obras de las partidas se obtuvieron de los planos y detalles de los elementos diseñados y presentados en el apartado 3.4 de este capítulo.
- Las áreas, volúmenes y longitudes se calcularon con ayuda de un software de Dibujo Asistido por Computadora (CAD por sus siglas en inglés).
- Los Costos Directos se obtuvieron de la lista de precios del FISDL para el año 2010
- El Costo Indirecto asumido es el 30% del Costo Directo ($CI = 0.30 * CD$).
- El IVA es el 13% de la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto de la actividad correspondiente ($IVA = 0.13(CD + CI)$).
- El Costo Unitario corresponde a la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto mas el IVA ($Costo\ Unitario = CD + CI + IVA$).
- El Total de la Partida se obtuvo de multiplicar la Cantidad de Obra por el costo unitario.

CAPITULO IV

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS NEGRAS

4.1 DISEÑO DE LA ALTERNATIVA PARA LA EVACUACION DE LAS AGUAS NEGRAS

4.1.1 CONSIDERACIONES TECNICAS PARA EL DISEÑO

En la presentación del diseño de la red de aguas residuales se han tomado en cuenta varias consideraciones en base a la información recolectada en campo, esta información ha permitido seleccionar una alternativa de solución adecuada para la disposición de aguas residuales. Las consideraciones son las siguientes:

- Periodo de diseño de 20 años de acuerdo a normas de ANDA.
- Utilización de tuberías de PVC para el diseño de colectores, el coeficiente de rugosidad que presenta el material es $n=0.011$ según Normas Técnicas de ANDA.
- La dotación de agua que se utilizará es de 200 l/p/d, este valor de dotación de diseño que fue proporcionada por autoridades de ANDA.
- Para la estimación de población futura se hace uso del Método Geométrico en su cálculo, pero debido a las condiciones de diseño particular de este municipio se consideró una población mínima de 6 habitantes por lote, utilizando esta proyección para el cálculo de la población futura, teniendo en cuenta de que en determinadas zonas dentro de las colonias a diseñar se encuentran lotes vacíos que en un futuro pueden ser ocupados por familias, es por eso que se aclara que en el diseño se toman en cuenta el numero de lotes totales y no solamente aquellos en los cuales actualmente se encuentran con viviendas.
- Cálculo de caudal de diseño es igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del periodo de diseño, sumado a una infiltración por caudales incontrolados de 0.1 lts/s/Ha.
- El factor de seguridad es 2.0 según Normas Técnicas de ANDA, para PVC y $\Phi 8''$.

- El caudal a tubería llena ha sido determinado con la fórmula de Chezy-Manning.
- El diámetro de los colectores será de 8", con base en Normas Técnicas de ANDA.
- La distancia máxima entre pozos es de 100 m.

4.1.2 PRESENTACION DEL DISEÑO

A continuación se desarrollará a manera de ejemplo el cálculo de dos tramos de la red de aguas negras, continuando de forma sistemática por medio de hojas electrónicas que facilitan los procesos repetitivos, para después sintetizar los resultados en tablas.

CALCULO DE TRAMO 1 ENTRE POZOS 29 Y 24 DE LA AVENIDA 24 DE FEBRERO

Datos:

Número de lotes = 8

L = 30.81 m

Habitantes por tramo = 8 x 6 = 48 hab.

Tomando en cuenta que la longitud del tramo en planta es menor que 100 m, que el área tributaria ha sido establecida de acuerdo a planos y que la población ha sido fijada por motivos propios del proceso de cálculo, se procede paso a paso:

CAUDAL MEDIO DIARIO

$$Q_{medio} = \text{Dotacion} \times \text{Numero de habitantes}$$

$$Q_{medio} = 200 \frac{\text{Lts}}{\text{hab.día}} \times 48 \text{ hab} = 9600 \text{ Lts/día}$$

$$Q_{medio} = 9600 \frac{\text{Lts}}{\text{día}} \times \frac{1 \text{ día}}{86400 \text{ seg}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ Lts}} = 0.000111111 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

CAUDAL MAXIMO DIARIO

Para el caso se elige el coeficiente de variación $K_1 = 1.5$, de acuerdo a numeral 6 parte I de Norma Técnica de ANDA (Variaciones de consumo)

$$Q_{max\ d} = K_1 \times Q_{medio}$$

$$Q_{max\ d} = 1.5 \times 0.00011111 \frac{m^3}{dia} = 0.00016667 \frac{m^3}{seg}$$

CAUDAL MAXIMO HORARIO

Para el caso se elige el coeficiente de variación $K_2 = 2.4$, de acuerdo a numeral 6 parte I de Norma Técnica de ANDA (Variaciones de consumo)

$$Q_{max\ horario} = K_2 \times Q_{medio}$$

$$Q_{max\ horario} = 2.4 \times 0.00011111 \frac{m^3}{seg} = 0.00026667 \frac{m^3}{seg}$$

$$Q_{max\ horario} = 0.26667 \frac{Lts}{seg}$$

CONTRIBUCION DEL TRAMO

El caudal de diseño de aguas negras corresponde al 80% del caudal máximo horario incrementado por infiltración, que será 0.1 lts/s/Ha, todo esto afectado por un factor de seguridad, que de acuerdo a la Norma Técnica de ANDA, numeral 4 parte II, el factor será $FS = 2.0$, para tuberías comprendidas entre 8 y 12 pulgadas.

$$A_{tributaria} = 0.2027 \text{ Ha}$$

$$Q_{diseño} = FS \times \left((0.8 \times Q_{max\ horario}) + \left(0.1 \frac{Lts}{Seg \times Ha} \times A_{tributaria} \right) \right)$$

$$Q_{diseño} = 2 \times \left(\left(0.8 \times 0.26667 \frac{Lts}{seg} \right) + \left(0.1 \frac{Lts}{Seg \times Ha} \times 0.2027 \text{ Ha} \right) \right)$$

$$Q_{diseño} = 0.46721 \frac{Lts}{seg}$$

$$Q_{diseño} = 0.00046721 \frac{m^3}{seg}$$

CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO

Para el caso el caudal de diseño acumulado será igual a la contribución del mismo tramo sin ningún incremento, debido a que no hay tubería alguna que la preceda.

$$Q_{\text{diseño acumulado}} = 0.00046721 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

AREA A TUBO LLENO

Para los cálculos siguientes se ha establecido una pendiente $S = 7.59\%$ y un diámetro de tubería de 8".

$$A = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \times (0.2032)^2 = 0.0324 \text{ m}^2$$

CAUDAL A TUBO LLENO

$$Q_{\text{tubo lleno}} = V \times A = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} A$$

$$Q_{\text{tubo lleno}} = \frac{1}{0.011} \left(\frac{0.2032}{4}\right)^{2/3} \times \left(\frac{9.5}{100}\right)^{1/2} \times 0.0324$$

$$Q_{\text{tubo lleno}} = 0.124525 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

VELOCIDAD A TUBO LLENO

Dado que ya se cuenta con el caudal y área a tubo lleno, se procede como sigue:

$$V_{\text{tubo lleno}} = \frac{Q_{\text{tubo lleno}}}{A} = \frac{0.124525 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}}{0.0324 \text{ m}^2}$$

$$V_{\text{tubo lleno}} = 3.84 \text{ m/seg}$$

VELOCIDAD REAL

Para la evaluación de la velocidad real se ha recurrido a un software que sustituye los procesos de lectura en la curva de elementos hidráulicos básicos (curva del banano) o gráficos tipo nomograma.

Para efectos de revisión, con el programa se pueden verificar los resultados a tubo lleno, para luego determinar los datos con el caudal de diseño acumulado de la siguiente manera:

- Proceda a la aplicación de *HCANALES*.
- En la barra de menús elija *Tirante-Normal*.
- Luego de haberse desplegado la lista elija *Sección Circular*, que es nuestro caso.
- Aparecerá una ventana llamada *Cálculo del tirante Normal, sección Circular*, como la mostrada en la *figura 4.1*.

Figura 4.1 Ventana de cálculo de tirante normal para secciones circulares, Software Hcanales.

- El cuadro Datos requiere se le proporcione el caudal, diámetro, coeficiente de rugosidad de Manning y pendiente, tomando el cuidado de respetar las unidades correspondientes.
- A continuación hacer clic en el botón *Ejecutar* ubicado en la parte inferior izquierda de la ventana.
- Ahora se muestra dentro del cuadro *Resultados* el tirante normal, área hidráulica, espejo de agua, Número de Froude, tipo de flujo, perímetro mojado, radio hidráulico, velocidad y energía específica, cada una con sus unidades indicadas a un lado.
- El valor medular para nuestro diseño lo compone tanto el tirante normal como la velocidad real, los cuales deben ser comparados con los valores límites que proporciona la Norma Técnica de ANDA.
- Luego existen las opciones adicionales de *Imprimir* el reporte, introducir nuevos datos por medio de *Limpiar pantalla*, así como volver al *Menú Principal*.

Después de seguir este proceso para los datos del ejemplo, se concluye que la velocidad real del flujo dentro de la tubería corresponde a:

$$V_{real} = 0.92 \text{ m/seg}$$

Debido a que $0.5 \text{ m/seg} < V_{real} < 5.0 \text{ m/seg}$, que es lo que exige la Norma Técnica de ANDA en su numeral 6 de la parte II, esta velocidad se considera satisfactoria.

TIRANTE NORMAL

Obtenido también de los resultados del software *HCANALES*, necesita ser comparado con el tirante máximo que para efectos de seguridad es el 70% del diámetro de la tubería:

$$T_{max} = 0.70 \times 0.2032 \text{ m} = 0.142 \text{ m}$$

$$T_{rel} = 0.009 \text{ m} < T_{max} = 0.142 \text{ m} \Rightarrow \text{OK}$$

CALCULO DE TRAMO 2 ENTRE POZOS 24 Y 20 DE LA AVENIDA 24 DE FEBRERO

Datos:

Número de lotes = 7

L = 70.05 m

Habitantes por tramo = 7 x 6 = 42 hab.

CAUDAL MEDIO DIARIO

$Q_{medio} = \text{Dotacion} \times \text{Numero de habitantes}$

$$Q_{medio} = 200 \frac{\text{Lts}}{\text{hab.dia}} \times 42 \text{ hab} = 8400 \text{ Lts}/\text{dia}$$

$$Q_{medio} = 8400 \frac{\text{Lts}}{\text{dia}} \times \frac{1 \text{ dia}}{86400 \text{ seg}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ Lts}} = 0.00009722 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

CAUDAL MAXIMO DIARIO

$Q_{max d} = K_1 \times Q_{medio}$

$$Q_{max d} = 1.5 \times 0.00009722 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} = 0.00014583 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

CAUDAL MAXIMO HORARIO

$Q_{max \text{ horario}} = K_2 \times Q_{medio}$

$$Q_{max \text{ horario}} = 2.4 \times 0.00009722 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 0.00023333 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$Q_{max \text{ horario}} = 0.23333 \frac{\text{Lts}}{\text{seg}}$$

CONTRIBUCION DEL TRAMO

$A_{tributaria} = 0.2680 \text{ Ha}$

$$Q_{diseño} = FS \times ((0.8 \times Q_{max \text{ horario}}) + (0.1 \frac{\text{Lts}}{\text{Seg} \times \text{Ha}} \times A_{tributaria}))$$

$$Q_{diseño} = 2 \times \left(0.8 \times 0.23333 \frac{\text{Lts}}{\text{seg}} \right) + \left(0.1 \frac{\text{Lts}}{\text{Seg} \times \text{Ha}} \times 0.2680 \text{ Ha} \right)$$

$$Q_{diseño} = 0.42693 \frac{\text{Lts}}{\text{seg}}$$

$$Q_{diseño} = 0.00042693 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO

Para el caso el caudal de diseño acumulado será igual a la contribución del tramo 1 de la avenida 24 de febrero mas la contribución del mismo tramo.

$$Q_{diseño \text{ acumulado}} = 0.00046721 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} + 0.00042693 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$Q_{diseño \text{ acumulado}} = 0.00089414 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

AREA A TUBO LLENO

Para los cálculos siguientes se ha establecido una pendiente $S = 5.67\%$ y un diámetro de tubería de 8".

$$A = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \times (0.2032)^2 = 0.0324 \text{ m}^2$$

CAUDAL A TUBO LLENO

$$Q_{tubo \text{ lleno}} = V \times A = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} A$$

$$Q_{tubo \text{ lleno}} = \frac{1}{0.011} \left(\frac{0.2032}{4} \right)^{2/3} \times \left(\frac{5.67}{100} \right)^{1/2} \times 0.0324$$

$$Q_{tubo \text{ lleno}} = 0.09620249 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

VELOCIDAD A TUBO LLENO

Dado que ya se cuenta con el caudal y área a tubo lleno, se procede como sigue:

$$V_{tubo\ lleno} = \frac{Q_{tubo\ lleno}}{A} = \frac{0.09620249 \frac{m^3}{seg}}{0.0324 m^2}$$

$$V_{tubo\ lleno} = 2.97 \text{ m/seg}$$

VELOCIDAD REAL

La velocidad real del flujo dentro de la tubería corresponde a:

$$V_{real} = 0.93 \text{ m/seg}$$

Debido a que $0.5 \text{ m/seg} < V_{real} < 5.0 \text{ m/seg}$, que es lo que exige la Norma Técnica de ANDA en su numeral 6 de la parte II, esta velocidad se considera satisfactoria.

TIRANTE NORMAL

Los resultados del software *HCANALES*, necesita ser comparado con el tirante máximo que para efectos de seguridad es el 70% del diámetro de la tubería:

$$T_{max} = 0.70 \times 0.2032 \text{ m} = 0.142 \text{ m}$$

$$T_{rel} = 0.0138 \text{ m} < T_{max} = 0.142 \text{ m} \Rightarrow \text{OK}$$

El procedimiento adoptado para todos los tramos es el mismo indicado en los dos ejemplos anteriores, a continuación se presenta el desarrollo en si del diseño, haciendo uso de hojas de cálculo que de forma sistemática se utilizan a través de toda la red.

Colector: Avenida 24 de Febrero

TRAMO	DE POZO DE	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	29	24	30.81	0.2027	8	48	0.00011111	0.00026667	2	0.00046721
2	24	20	70.05	0.2680	7	42	0.00009722	0.00023333	2	0.00042693
3	20	15	84.89	0.3270	5	30	0.00006944	0.00016667	2	0.00033207
4	15	8	83.93	0.3570	8	48	0.00011111	0.00026667	2	0.00049807
5	8	5	87.70	0.3730	8	48	0.00011111	0.00026667	2	0.00050127
6	2	5	98.00	0.4270	16	96	0.00022222	0.00053333	2	0.00093873
7	1	2	62.15	0.1740	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00056813

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad se ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: Avenida 24 de Febrero

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	29	24	9.5	8	0.2032	0.00046721	0.00046721	0.0324	0.12452501	3.84	0.92	0.0090
2	24	20	5.67	8	0.2032	0.00042693	0.00089414	0.0324	0.09620249	2.97	0.93	0.0138
3	20	15	4.41	8	0.2032	0.00033207	0.00148134	0.0324	0.08484262	2.62	1.00	0.0187
4	15	8	5.86	8	0.2032	0.00049807	0.00226774	0.0324	0.09780107	3.02	1.25	0.0214
5	8	5	2.33	8	0.2032	0.00050127	0.00326647	0.0324	0.06166983	1.90	1.01	0.0318
6	2	5	1	8	0.2032	0.00093873	0.00150687	0.0324	0.04040125	1.25	0.60	0.0268
7	1	2	3.76	8	0.2032	0.00056813	0.00056813	0.0324	0.07834093	2.42	0.70	0.0123

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: 1ª Avenida Norte

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	12	7	77.87	0.2610	14	84	0.00019444	0.00046667	2	0.00079887
2	7	4	96.30	0.3970	14	84	0.00019444	0.00046667	2	0.00082607

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad de ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: 1ª Avenida Norte

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	12	7	7.1	8	0.2032	0.00079887	0.00079887	0.0324	0.10765246	3.32	0.97	0.0125
2	7	4	3.16	8	0.2032	0.00082607	0.00162493	0.0324	0.07181883	2.22	0.91	0.0211

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: 2ª Avenida Norte

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	25	21	78.46	0.3020	12	72	0.00016667	0.00040000	2	0.00070040
2	21	16	92.72	0.3990	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00061313
3	16	9	78.32	0.3030	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00059393
4	9	6	78.88	0.3140	8	48	0.00011111	0.00026667	2	0.00048947
5	6	3	102.56	0.4120	7	42	0.00009722	0.00023333	2	0.00045573
6	3	30	65.18	0.0618	0	0	0.00000000	0.00000000	2	0.00001236

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad se ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: 2ª Avenida Norte

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	25	21	12.47	8	0.2032	0.00070040	0.00139620	0.0324	0.14266848	4.40	1.40	0.0142
2	21	16	4.54	8	0.2032	0.00061313	0.00261167	0.0324	0.08608406	2.66	1.19	0.0243
3	16	9	2.8	8	0.2032	0.00059393	0.00356200	0.0324	0.06760422	2.09	1.10	0.0317
4	9	6	1.13	8	0.2032	0.00048947	0.01136542	0.0324	0.04294712	1.33	1.12	0.0713
5	6	3	1	10	0.2540	0.00045573	0.01955456	0.0507	0.07336086	1.45	1.22	0.0896
6	3	30	1	10	0.2540	0.00001236	0.02029088	0.0507	0.07336086	1.45	1.24	0.0914

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: 4ª Avenida Norte

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	27	26	37.59	0.1470	5	30	0.00006944	0.00016667	2	0.00029607
2	26	22	46.12	0.1500	5	30	0.00006944	0.00016667	2	0.00029667
3	22	17	92.00	0.3440	11	66	0.00015278	0.00036667	2	0.00065547
4	17	10	75.53	0.3460	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00060253

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad se ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: 4ª Avenida Norte

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	27	26	13.7	8	0.2032	0.00029607	0.00153087	0.0324	0.14953921	4.62	1.49	0.0145
2	26	22	7.6	8	0.2032	0.00029667	0.00182753	0.0324	0.11137856	3.44	1.28	0.0181
3	22	17	3.15	8	0.2032	0.00065547	0.00377773	0.0324	0.07170511	2.21	1.17	0.0317
4	17	10	3.26	8	0.2032	0.00060253	0.00561587	0.0324	0.07294636	2.25	1.33	0.0381

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: 6ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	24	25	77.14	0.2790	12	72	0.00016667	0.00040000	2	0.00069580
2	25	27	79.00	0.3130	14	84	0.00019444	0.00046667	2	0.00080927
3	28	27	61.03	0.2610	7	42	0.00009722	0.00023333	2	0.00042553

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad se ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: 6ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	24	25	2.11	8	0.2032	0.00069580	0.00069580	0.0324	0.05868621	1.81	0.61	0.0155
2	25	27	1.65	8	0.2032	0.00080927	0.00080927	0.0324	0.05189634	1.60	0.59	0.0177
3	28	27	21.6	8	0.2032	0.00042553	0.00042553	0.0324	0.18776804	5.80	1.18	0.0072

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: 4ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	19	20	36.70	0.2090	4	24	0.00005556	0.00013333	2	0.00025513
2	20	21	80.71	0.3450	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00060233
3	21	22	80.68	0.3640	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00060613
4	23	22	31.92	0.2430	12	72	0.00016667	0.00040000	2	0.00068860

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad se ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: 4ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	19	20	2.45	8	0.2032	0.00025513	0.00025513	0.0324	0.06323796	1.95	0.58	0.0094
2	20	21	8.43	8	0.2032	0.00060233	0.00060233	0.0324	0.11730286	3.62	0.95	0.0105
3	21	22	1.14	8	0.2032	0.00060613	0.00060613	0.0324	0.04313673	1.33	0.57	0.0168
4	23	22	1.78	8	0.2032	0.00068860	0.00068860	0.0324	0.05390199	1.66	0.58	0.0161

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: 2ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	13	15	33.18	0.3750	4	24	0.00005556	0.00013333	2	0.00028833
2	15	14	36.00	0.1810	5	30	0.00006944	0.00016667	2	0.00030287
3	14	16	47.73	0.1820	6	36	0.00008333	0.00020000	2	0.00035640
4	16	17	82.59	0.3260	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00059853
5	18	17	50.40	0.2520	11	66	0.00015278	0.00036667	2	0.00063707

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad de ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: 2ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	13	15	8.1	8	0.2032	0.00028833	0.00028833	0.0324	0.11498397	3.55	0.75	0.0075
2	15	14	10.7	8	0.2032	0.00030287	0.00030287	0.0324	0.13215594	4.08	0.84	0.0072
3	14	16	4.23	8	0.2032	0.00035640	0.00035640	0.0324	0.08309310	2.56	0.64	0.0096
4	16	17	1.04	8	0.2032	0.00059853	0.00059853	0.0324	0.04120135	1.27	0.56	0.0171
5	18	17	1.21	8	0.2032	0.00063707	0.00063707	0.0324	0.04444137	1.37	0.53	0.0170

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: Calle Maximiliano Martínez

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	7	8	81.73	0.3540	8	48	0.00011111	0.00026667	2	0.00049747
2	8	9	87.39	0.3580	13	78	0.00018056	0.00043333	2	0.00076493
3	10	9	78.44	0.3170	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00059673
4	11	10	25.41	0.0821	6	36	0.00008333	0.00020000	2	0.00033642

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad se ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: Calle Maximiliano Martínez

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	7	8	3.98	8	0.2032	0.00049747	0.00049747	0.0324	0.08060024	2.49	0.69	0.0114
2	8	9	2.47	8	0.2032	0.00076493	0.00076493	0.0324	0.06349555	1.96	0.67	0.0157
3	10	9	1	8	0.2032	0.00059673	0.00654902	0.0324	0.04040125	1.25	0.92	0.0533
4	11	10	2.76	8	0.2032	0.00033642	0.00033642	0.0324	0.06711960	2.07	0.54	0.0104

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: 1ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	4	5	84.32	0.3870	12	72	0.00016667	0.00040000	2	0.00071740
2	5	6	91.36	0.4220	10	60	0.00013889	0.00033333	2	0.00061773

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coefficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad se ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: 1ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	4	5	2.27	8	0.2032	0.00071740	0.00234233	0.0324	0.06087062	1.88	0.91	0.0272
2	5	6	1.12	8	0.2032	0.00061773	0.00773341	0.0324	0.04275666	1.32	1.00	0.0585

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad $n=0.011$, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

Colector: 3ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	LONGITUD DE TUBERIA	AREA TRIBUTARIA (Ha)	NUMERO DE LOTES	HABITANTES POR TRAMO	CAUDAL MEDIO (m ³ /s)	CAUDAL MAX. HORARIO (m ³ /s)	FACTOR DE SEGIURIDAD	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)
1	2	3	90.11	0.4198	8	48	0.00011111	0.00040000	2	0.00072396

La dotación es de 200 L/hab/dia

Coeficiente de variación diaria $K_1 = 1.5$, Coeficiente de variación horaria $K_2 = 2.4$

El factor de seguridad se ha considerado igual a 2 de acuerdo a parte II cap 4. de la norma técnica de ANDA, para un diámetro de 8"

Colector: 3ª Calle Oriente

TRAMO	DE POZO	A POZO	PEND. (%)	DIAM. (Pulg.)	DIAM. (m)	CONTRIBUCION DEL TRAMO (m ³ /s)	CAUDAL DE DISEÑO ACUMULADO (m ³ /s)	AREA A TUBO LLENO (m ²)	CAUDAL A TUBO LLENO (m ³ /s)	VELOCIDAD A TUBO LLENO (m/s)	VELOCIDAD REAL (m/s)	TIRANTE HIDRAULICO (m)
1	2	3	5.05	8	0.2032	0.00072396	0.00072396	0.0324	0.09079052	2.80	0.84	0.0129

Para los cálculos se ha usado un coeficiente de rugosidad n=0.011, de acuerdo a parte II, cap 5 norma técnica de ANDA
 Resultados de Velocidad Real y Tirante Hidráulico fueron determinados mediante el uso del software Hcanales
 Celdas sombreadas indican que existe contribución de un tramo externo

4.2 PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LA RED DE AGUAS NEGRAS

PLANO 1/13

PLANTA DE DISTRIBUCIÓN DE TUBERÍAS DE AGUAS
NEGRAS

PLANO 2/13

COLECTOR DE LA 3^a CALLE ORIENTE

PLANO 3/13

COLECTOR DE LA 1ª CALLE ORIENTE

PLANO 4/13

COLECTOR DE LA CALLE MAXIMILIANO MARTÍNEZ

PLANO 5/13

COLECTOR DE LA 2^a CALLE ORIENTE

PLANO 6/13

COLECTOR DE LA 4^a CALLE ORIENTE

PLANO 7/13

COLECTOR DE LA 6^a CALLE ORIENTE

PLANO 8/13

COLECTOR DE LA 1ª AVENIDA NORTE

PLANO 9/13

COLECTOR DE LA AVENIDA 24 DE FEBRERO NORTE Y
SUR

PLANO 10/13

COLECTOR DE LA 2^a AVENIDA NORTE Y SUR

PLANO 11/13

COLECTOR 4^a AVENIDA NORTE Y SUR

PLANO 12/13

DETALLE DE POZO DE AGUAS NEGRAS

PLANO 13/13

DETALLE DE EXCAVACION PARA TUBERIAS

4.3 PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS NEGRAS

- Las cantidades de obras de las partidas se obtuvieron de los planos y detalles de los elementos diseñados y presentados en el apartado 4.2 de este capítulo.
- Las áreas, volúmenes y longitudes se calcularon con ayuda de un software de Dibujo Asistido por Computadora (CAD por sus siglas en inglés).
- Los Costos Directos se obtuvieron de la lista de precios del FISDL para el año 2010
- El Costo Indirecto asumido es el 30% del Costo Directo ($CI = 0.30 * CD$).
- El IVA es el 13% de la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto de la actividad correspondiente ($IVA = 0.13(CD + CI)$).
- El Costo Unitario corresponde a la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto mas el IVA ($Costo\ Unitario = CD + CI + IVA$).
- El Total de la Partida se obtuvo de multiplicar la Cantidad de Obra por el costo unitario.

Tabla 4.1 Presupuesto de la red de aguas negras

PRESUPUESTO DE LA RED DE AGUAS NEGRAS					
ITEM	DESCRIPCION DE ACTIVIDADES	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL
1	Trazo y nivelación	2674.43	ml	\$ 0.94	\$ 2,513.96
2	Remoción de adoquinado	1585.47	m ²	\$ 2.01	\$ 3,186.79
3	Excavación para tubería y pozos de aguas residuales	3590.92	m ³	\$ 7.97	\$ 28,619.63
4	desalojo de material	554.92	m ³	\$ 8.20	\$ 4,550.34
5	Suministro e instalación de tubería PVC 100 PSI, Ø 8" incluye cama de arena, ver detalle	2474.73	ml	\$ 18.18	\$ 44,990.59
6	Suministro e instalación de tubería PVC 100 PSI, Ø 10" incluye cama de arena, ver detalle	167.74	m ²	\$ 38.90	\$ 6,525.09
7	Relleno compactado manual con material selecto	721.4	m ³	\$ 18.78	\$ 13,547.89
8	Relleno compactado mecánico con material del lugar	2881.5	m ³	\$ 10.00	\$ 28,815.00
9	Suministro y hechura de Adoquinado	1585.47	m ²	\$ 13.29	\$ 21,070.90
10	Suministro y Hechura de base de pozo	30	c/u	\$ 57.01	\$ 1,710.30
11	Suministro y Hechura de Cilindro de pozo	166.1	m ²	\$ 43.98	\$ 7,305.08
12	suministro y hechura de losas de concreto p/pozos	19	c/u	\$ 253.92	\$ 4,824.48
13	Suministro y hechura de conos para pozos	11	c/u	\$ 730.93	\$ 8,040.23
14	Instalaciones Provisionales	6	meses	\$ 150.00	\$ 900.00
				TOTAL \$ 176,600.29	

CAPITULO V

ALTERNATIVAS PARA LOS SECTORES INACCESIBLES AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

5.1 INTRODUCCION

Como se puede apreciar en el capítulo IV de esta investigación, existen ciertos sectores de la población que no han sido incluidos en el diseño de la red, esto se debe a lo siguiente:

En los perfiles de los planos constructivos se puede observar que la topografía del lugar hace imposible el flujo por gravedad en sectores como: Calle a la Bomba, Barrio El Tablón, Calle San Matías, Calle Los Cerritos, Parte de Segunda Calle Poniente, Parte de Cuarta Calle Poniente y parte de Calle Maximiliano Poniente; debido a esto, si se construyeran colectores en dichos tramos, el flujo no podría ser transportado hasta el punto final de descarga propuesto.

Una alternativa que permitiría la conexión de estas viviendas al sistema de alcantarillado propuesto, es evacuar esta agua por el método del bombeo; pero, esta opción se descarta ya que un sistema de bombeo resulta incosteable para la Alcaldía Municipal de San Matías.

Existen dos alternativas, las cuales resultan viables desde los puntos de vista técnico, económico y ambiental, éstas son:

- La implementación, en cada vivienda, del sistema de Letrinas de pozo seco, de las cuales se proponen dos tipos:

Letrina Solar.

Letrina Abonera Seca Familiar Modificada.

- La implementación en cada vivienda del sistema de Fosa Séptica (Caja Séptica- Pozo de Absorción)

Ambos sistemas son los que el grupo de trabajo propone para darle solución a este problema.

5.2 LETRINAS

Objetivos:

- Eliminar olores desagradables
- Controlar la proliferación de insectos para evitar la transmisión de enfermedades.
- Disminuir las causas de la contaminación del agua.
- Mejorar las condiciones sanitarias y/o de salud pública.

Existe un amplio rango de métodos de disposición de excretas lo cual ha dado lugar a varias clasificaciones. Una de estas divisiones es de acuerdo a los requerimientos de agua lo cual da lugar a dos grupos:

- Sistemas secos, de los cuales las letrinas de composteo constituyen el mejor ejemplo.
- Sistemas que emplean agua, en los que se mezcla agua con la excreta mediante algún mecanismo manual de inundación.

En esta tesis se propone como alternativa a sectores inaccesibles, el grupo de letrinas de pozo seco de tipo Solar y la letrina Abonera Seca Familiar con Ventilación, las cuales se desarrollaran las siguientes dos propuestas:

- Letrina Solar.
- Letrina abonera seca familiar con Ventilación.

5.2.1 LETRINA SOLAR

Esta letrina sanitaria, es una letrina abonera, reducida a una sola cámara con una plancha y una taza, a la cual se le ha agregado un colector solar, la cual es cubierta con una tapa metálica, pintada de negro para que absorba más calor, caliente el material y que deshidrate las heces, acelerando de esta manera su proceso de desecación.

Quincenalmente se levanta la tapa metálica, y con un azadón se arrastra el excremento sólido mezclado con papel y ceniza o cal, para situarlo debajo de la plancha metálica.

Es aconsejable colocar una chimenea de aireación que termine por encima del techo de la caseta. El tubo de aireación no debe permitir la entrada de agua de lluvia y debe estar provisto de una rejilla para no permitir la salida de las moscas, que naturalmente buscan la luz.

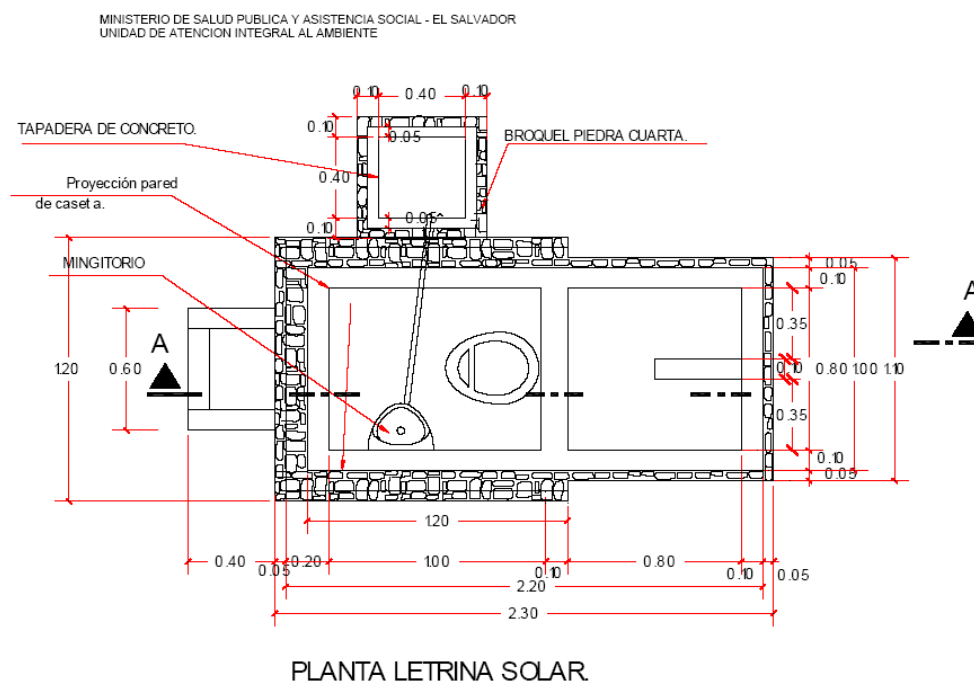


Figura 5.1 Planta de letrina solar

MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL - EL SALVADOR
UNIDAD DE ATENCIÓN INTEGRAL AL AMBIENTE

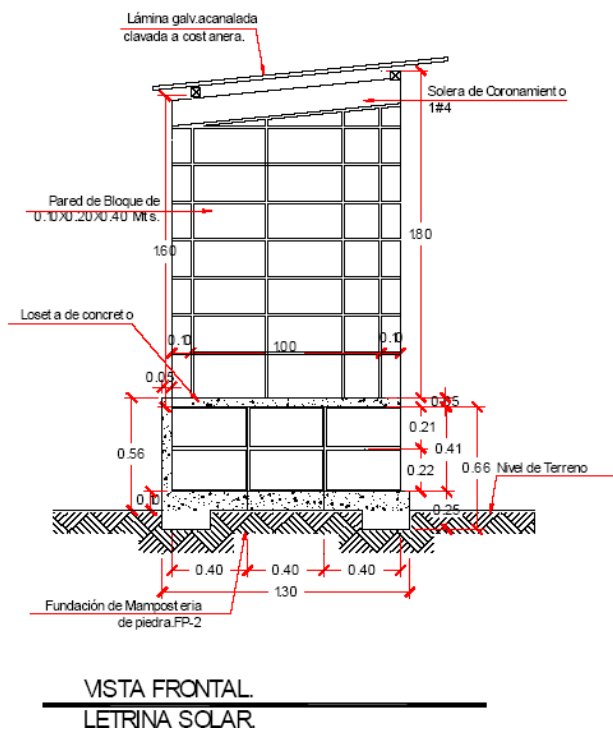


Figura 5.2 Vista Frontal de la letrina Solar.

Partes constitutivas de una letrina Solar son la losa, taza, filtro para orina, asiento y tapa, caseta y el urinario de hombres

1. La taza o asiento: Son de concreto y pueden variar desde un cilindro hasta excusados de sección variable y tipo elíptico con la pared posterior inclinada para facilitar la limpieza. Las dimensiones aproximadas son: 30 cm de alto x 32 cm de ancho x 35 cm de largo, para uso adecuado de los niños se sugiere un asiento más pequeño de 25 cm de diámetro colocado sobre el asiento diseñado para los adultos.
2. El Colector Solar. Su función consiste en almacenar las excretas humanas, y darles un tratamiento térmico con el fin de deshidratar las heces para su desecación. Deberá ser de lámina lisa, con marco de hierro y pintada con anticorrosivo de color negro

MINISTERIO DE SALUD PÚBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL - EL SALVADOR
UNIDAD DE ATENCIÓN INTEGRAL AL AMBIENTE

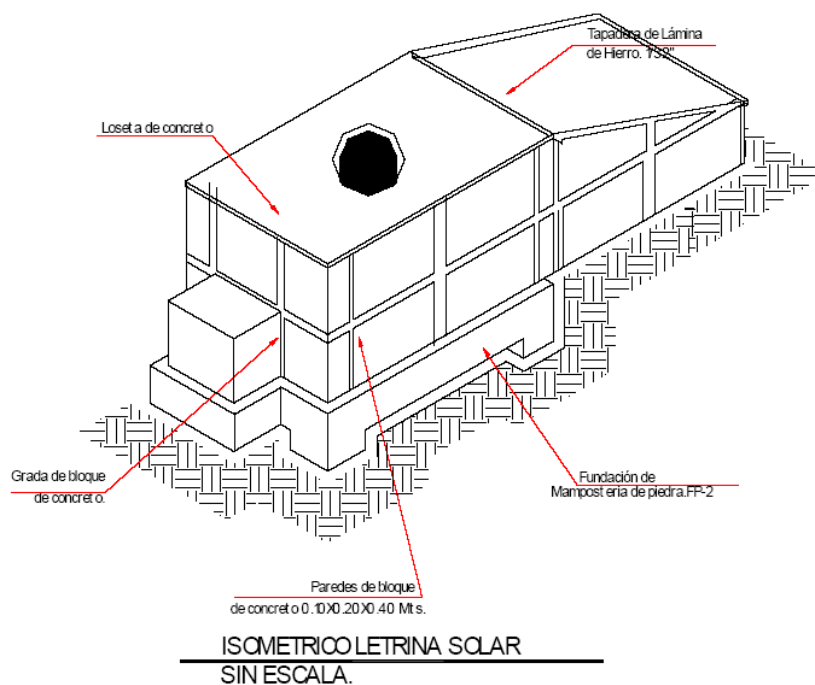


Figura 5.3 Cámara y Colector Solar

3. Urinario. Se colocara un Urinario de Hombres prefabricado estándar.
4. Filtro para orina: La orina resultante deberá depositarse en un foso resumidero con lecho filtrante, de por lo menos un mínimo de volumen de 0.4x0.4x0.5 metros y tres capas de material filtrante de, arena, grava y piedra cuarta.
5. El piso: Es de concreto armado y en él descansan las paredes de la caseta a la vez que cubre el colector solar. Para evitar que penetren insectos o roedores debe construirse de manera que encaje perfectamente con un mínimo de grietas y aberturas en la superficie.

Limpieza: Una caseta sucia y en constante estado de deterioro no tardará en ser abandonada y dejar de utilizarse. Es sumamente importante que la caseta esté limpia en todo momento, tanto por dentro como por fuera, y que no entren en ella aves de corral ni otros animales. Conviene pintarla y podar la vegetación de los alrededores inmediatos. El techo debe cubrir completamente la caseta.

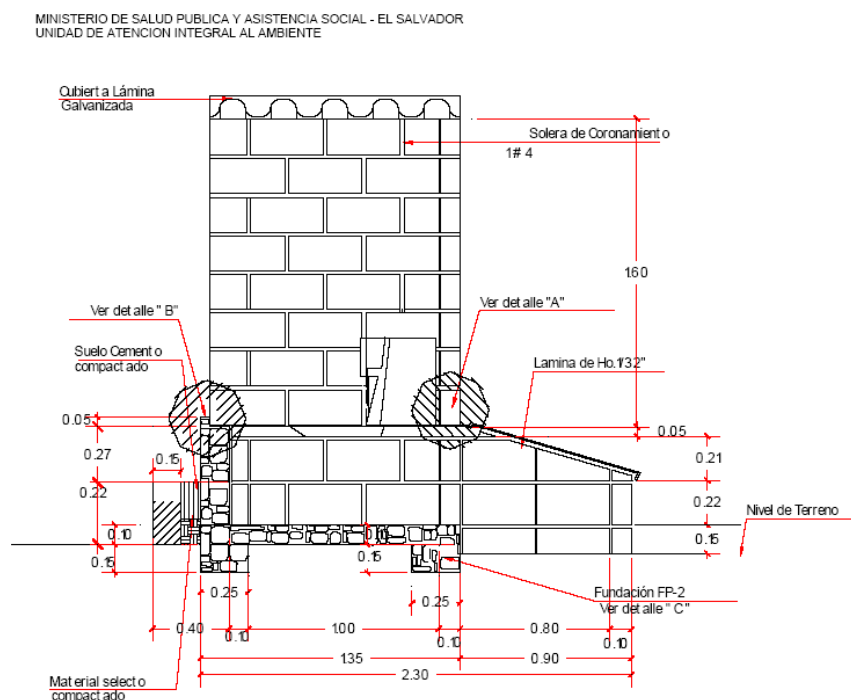


Figura 5.5 Sección de letrina solar con su caseta

Ubicación: Para la ubicación se deberá tomar en cuenta, el lugar más soleado del terreno, no importando que este muy cerca de la vivienda, ya que un buen mantenimiento no da problemas de malos olores o de insectos, sin embargo deberá construirse a 1.00 metros de la línea de colindancia.

El colector solar deberá estar orientada hacia el Sur, para que los rayos que llegan al colector solar, tanto en invierno como en verano, lo transmitan hacia la Cámara. No deben colocarse bajo sombra. Se deberá promover el uso de aditivos, como Cal o cenizas.

5.2.2 LETRINA ABONERA SECA FAMILIAR CON VENTILACION

Una alternativa más económica que la de fosa séptica es un tipo de letrina; la cual, a diferencia de la letrina de hoyo seco, ofrece gran seguridad sanitaria en la disposición de las heces, minimiza la posibilidad de contaminación de las fuentes de agua y reduce las condiciones para la producción de olores desagradables y criaderos de insectos dañinos.

Son letrinas de tipo seco, que tienen dos cámaras de descomposición, las que se usan en forma alternante, permitiendo mantener el proceso de degradación de la materia fecal.

Las características de esta letrina también permiten su construcción en terrenos húmedos y poco firmes, como los suelos arenosos. Este tipo de letrinas se conoce con el nombre de Letrina Abonera Seca Familiar con ventilación o sencillamente por sus siglas LASF.

La letrina Abonera Seca familiar con Ventilación, cumple con las mismas características de la Letrina Abonera Seca familiar sin Ventilación, con la diferencia que lleva incorporado un Tubo de Ventilación, cuya función principal es la de optimizar la evacuación de olores y sirve como trampa para insectos que puedan proliferar en su interior.

Para la instalación del Tubo de Ventilación se deben observar los siguientes requisitos:

El tubo de ventilación debe sobresalir por lo menos 10 cm. de la sección superior del techo de la caseta, debe ser preferentemente de PVC de 80 PSI y con un diámetro de 3 pulgadas. Debe ubicarse en la parte posterior de la caseta y que sobrepase por lo menos 2 cm. la plancha de la letrina. Debe estar fijado en la pared por medio de abrazaderas.

En la parte superior del tubo debe instalarse un codo de 60° y una malla o cedazo Color blanco o amarillo, para que el color no obstruya el brillo producido por el Sol y debe garantizarse que quede bien sujeta al tubo.

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL - EL SALVADOR
 UNIDAD DE ATENCION INTEGRAL AL AMBIENTE

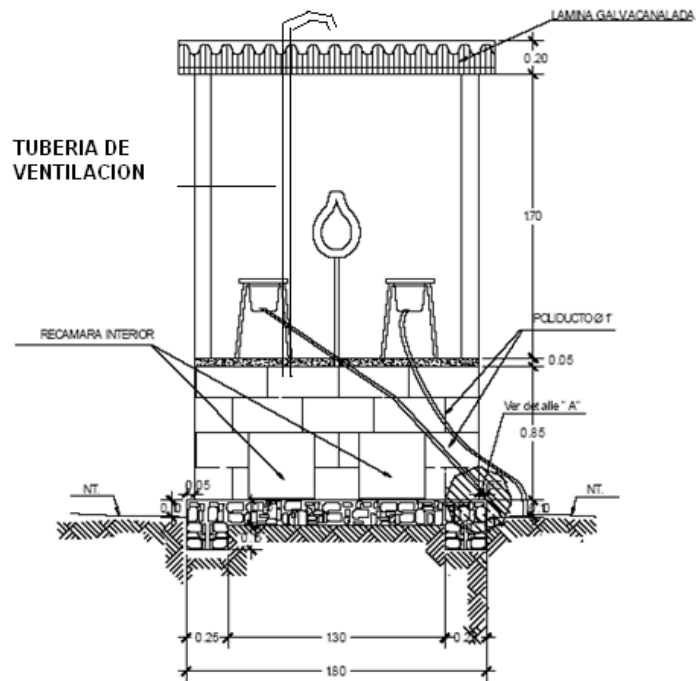


Figura 5.6 Detalle de LASF.

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL - EL SALVADOR
 UNIDAD DE ATENCION INTEGRAL AL AMBIENTE

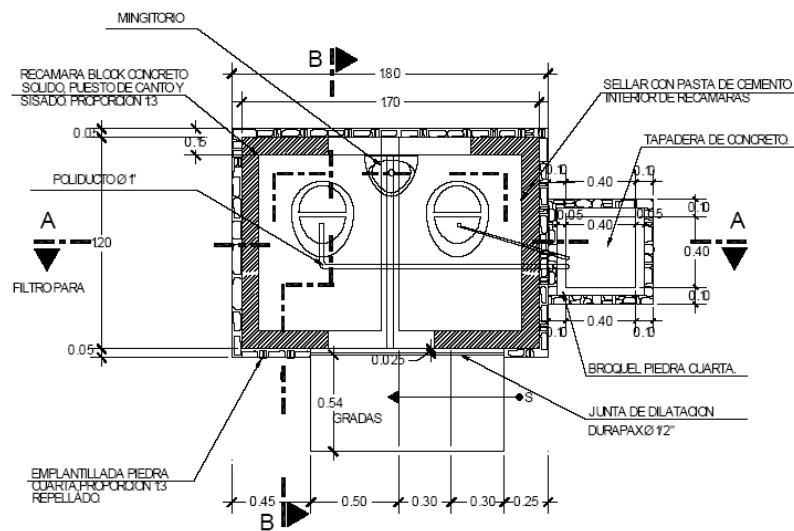


Figura 5.7 Planta de LASF.

5.2.2.1 PRINCIPIOS TECNICOS MAS IMPORTANTES DE LAS LASF:

Principio 1. Dos Cámaras o Depósitos de Almacenamiento

La LASF provee dos depósitos o cámaras colocados uno junto al otro, los cuales permiten la recolección de las heces. Cuando una cámara está llena no es necesario trasladar a otro lugar toda la letrina, como sucede en las de foso; sencillamente se cambia de una taza a otra, dejando sellada y temporalmente sin uso la taza empleada al principio.

Principio 2. Urinarios para Garantizar el Proceso Seco

Es una letrina que funciona con la condición de mantenerse seca, no está diseñada para recibir líquidos tales como orina o agua. Precisamente por ello, los asientos o tazas utilizados en ella tienen un elemento particular que los hace diferentes a los de otros tipos de letrinas; las tazas cuentan con una prolongación delantera que impide la penetración de orina en la cámara.

Esta prolongación o urinario recibe la orina, y la traslada hasta un foso sumidero por medio de un tubo o poliducto. A la letrina también se le ha adaptado un colector de orina de diseño especial que ha de ser utilizado exclusivamente por varones.

El tamaño de las tazas, permite que éstas sean utilizadas por personas de todos los grupos de edad. Adaptándole un asiento más reducido, la taza se adecúa para que la usen los niños de corta edad.

Principio 3. Mantenimiento Mejorado

El mantenimiento de las LASF es sumamente sencillo; ésta posee dos cámaras, cada una de estas cámaras se llena, en condiciones normales, en unos seis meses. Una vez llena, se sella y suspende su uso durante los próximos seis meses. Este será el tiempo necesario para que el excremento humano se descomponga y seque; en su nuevo estado el material será removido más fácilmente y no ofrecerá peligros para la salud.

La cámara llena podrá ser vaciada después de pasados seis meses de haber sido sellada, mientras tanto, la otra estará en uso por un período igual de tiempo.

Principio 4. El Material de Desecho Puede Ser Aprovechado

Además de las ventajas de higiene y mantenimiento, este tipo de letrina ofrece la ventaja de producir abono orgánico. En la LAFS, el excremento humano experimenta un proceso de transformación, que lo convierte en materia aprovechable para el enriquecimiento de la tierra de cultivo.

Para el logro de este propósito, el uso de la letrina abonera seca, exige que las heces depositadas en la cámara sean cubiertas con cantidades regulares de ceniza, o en su defecto, una mezcla de tierra seca con cal. Las heces así tratadas, sufren un cambio en su composición; son secadas y se descomponen, reduciendo su contenido de gérmenes y produciendo un tipo de abono perfectamente aprovechable.

Principio 5. Las Familias de la Comunidad Pueden Encargarse de la Construcción de sus Letrinas

La construcción de la LASF es relativamente sencilla y se presenta para que las familias de la comunidad se organicen y se apoyen mutuamente en las actividades necesarias para su construcción.

La comunidad puede intercambiar herramientas de trabajo, ayudar en la consecución de materiales a las familias que tengan más dificultades para obtenerlos y apoyarse mutuamente en los distintos pasos para la construcción de las letrinas.

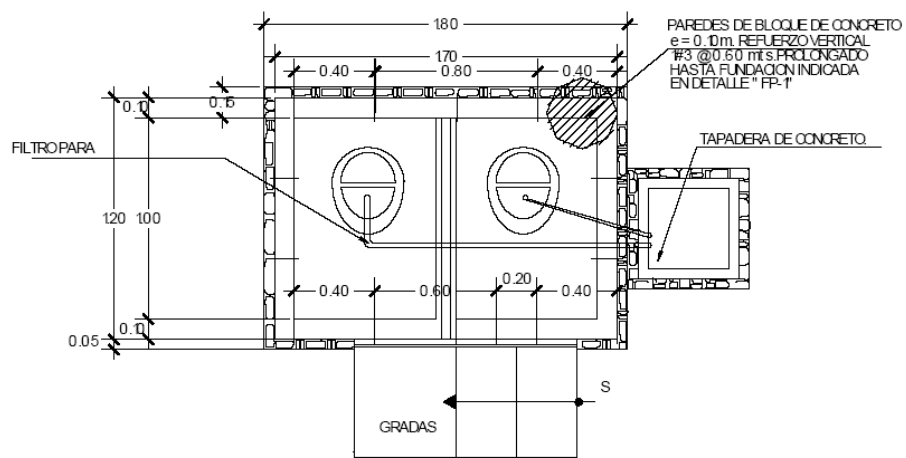


Figura 5.8 Planta Típica de LASF

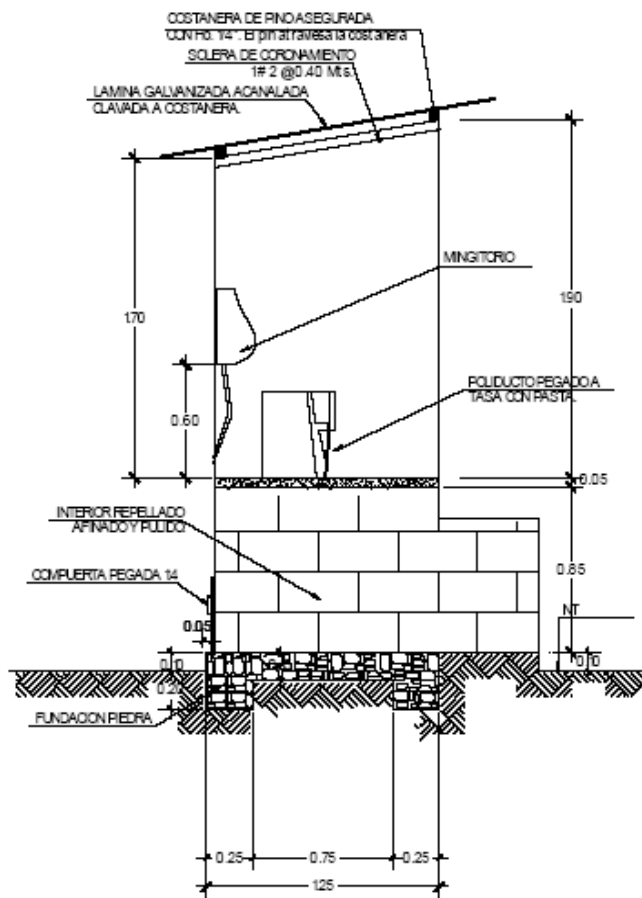


Figura 5.9 Detalle Típico de LASF

Recomendaciones antes de iniciar el uso de las LASF

Para garantizar la correcta utilización de la LASF, es necesario seguir las siguientes recomendaciones:

- En primer lugar, se debe dejar en uso solamente una de las tazas, para ello hay que sellar temporalmente la otra, asegurándola con un plástico resistente y una tapadera que ejerza presión sobre éste.
- Antes de iniciar el uso de la cámara que se utiliza, se colocará en ella una delgada capa de estiércol seco de caballo, ceniza o una mezcla de tierra seca con cal. Previamente deberán cerrarse las compuertas.
- Preparar un recipiente con ceniza o tierra seca con cal (material secante), en proporción 1:5, esta mezcla deberá permanecer cerca de la taza.

Recomendaciones cuando esté en uso la LASF

- Para utilizar la letrina, los miembros de la familia se sentarán en la taza al momento de defecar.
- Se asegurarán de que el material que utilizaron para limpiarse sea depositado dentro de la cámara.
- Después de defecar, cubrirán los excrementos con material secante, cuidando de no tapar los orificios por donde desagua la orina.
- La taza en uso deberá permanecer tapada. La letrina cuenta con un urinario para varones.
- Es preciso lavarse las manos con agua y jabón, inmediatamente después de haber defecado, de haber manipulado las heces de los lactantes y niños pequeño, o de haber utilizado los implementos usados en la letrina.

Recomendaciones para el mantenimiento de la LASF

En cuanto al mantenimiento de las LASF se recomienda lo siguiente:

- Limpiar la letrina periódicamente: barriendo todos los días el interior de la caseta y sus alrededores, lavando los urinarios cada semana con agua y jabón, y aplicándoles una porción de lejía de cal o ceniza.
- Cuidar de que la masa de la cámara se mantenga seca. Si se nota liquidez, deberá agregarse material secante.
- De manera periódica se debe mover el contenido de las cámaras (una o dos veces por semana), utilizando para ello el palo o vara (ver figura 5.12).



Figura 5.12 El proceso de movido del contenido de las LASF.

- Las tazas de las LASF se usarán alternadamente, mientras se utiliza una, la otra permanece sellada.
- Cada cámara se llenará en seis u ocho meses. Cuando falten unos 10 cm para el llenado completo, se suspenderá el uso y se concluirá el llenado con material secante. Luego se debe sellar la taza y habilitar la otra.
- Después de 5 meses, se comprueba la contextura del contenido de la cámara sellada. Si ésta presenta una apariencia completamente seca, ya puede utilizarse como

abono. Si la apariencia es pastosa y húmeda deberá conservarse uno o dos meses más hasta su secado.

- Cuando se extraiga el contenido seco de la primera cámara convertido en abono, debe limpiarse y prepararse para volver a usarla, y así sucesivamente.

Precauciones que deben guardarse con la LASF

En general, se deben de tener en cuenta las siguientes precauciones en el uso de la LASF:

Ante todo evitar la entrada de cualquier tipo de líquido en la cámara.

Cuando se note humedad excesiva, deberá agregarse suficiente material secante.

La acumulación de líquidos en la cámara propicia la proliferación de gérmenes e insectos dañinos.

No usar ambas recámaras a la vez, pues no funcionaría paralelamente el proceso de transformación del material de desecho en abono orgánico con el uso de la letrina.

No quemar los papeles depositados en el interior de la letrina, porque podría quemarse el poliducto.

No tirar basura en el interior de la taza. Los objetos tales como plásticos, vidrios o animales muertos, pueden dañar el proceso de transformación del material de desecho.

No guardar objetos dentro de la caseta, ni introducir animales en ésta; así se evitarán los criaderos de insectos.

5.3 SISTEMAS DE FOSA SEPTICA

Los sistemas de fosas sépticas, comúnmente son utilizados en el tratamiento de las aguas residuales de familias que habitan en localidades que no cuentan con servicios de alcantarillado o que la conexión al sistema de alcantarillado les resulta costosa por su lejanía.

5.3.1 ELEMENTOS DE UNA FOSA SEPTICA

Tanque Séptico

Es un depósito impermeable generalmente subterráneo, cuyo diseño se realiza atendiendo ciertas especificaciones establecidas por ANDA las cuales se desarrollarán en este capítulo.

En este dispositivo el agua queda en reposo, efectuándose un proceso de sedimentación y formación de nata. Los sedimentos y las natas tienden a desaparecer con el tiempo y el agua intermedia entre la nata y los sedimentos se va convirtiendo en un líquido clarificado. Esto se debe a que la ausencia del aire y la luz crean las condiciones propicias para la vida de bacterias anaeróbicas.

Estas bacterias toman los elementos necesarios de la materia orgánica para su existencia, convirtiéndolos en líquidos y gases, reduciéndose así las formas peligrosas de dicha materia orgánica a productos minerales inofensivos. A la putrefacción de las materias contenidas en las aguas negras por la acción de las bacterias anaerobias se le conoce con el nombre de proceso séptico.

En resumen, los tanques sépticos cumplen tres funciones: a) eliminación y digestión de sólidos; b) tratamiento biológico; y c) almacenamiento de natas y lodos.

No es recomendable la descarga de grandes cantidades de productos químicos hacia los tanques sépticos, por que se inhibirá la digestión de los lodos sedimentados y consecuentemente puede producir la liberación de malos olores. La presencia de grandes cantidades de grasas en las aguas residuales también afecta el funcionamiento

de los tanques sépticos, por lo que se hace necesario la construcción de trampas de grasas en aquellas instalaciones cuyas aguas residuales son ricas en estos elementos.

La velocidad del proceso de digestión aumenta con la temperatura, con el máximo alrededor de los 35°C. El empleo de desinfectantes en cantidades anormalmente grandes, también hace que mueran las bacterias, inhibiendo así el proceso de digestión.

Como el efluente de los tanques sépticos es anaerobio y contiene probablemente un elevado número de agentes patógenos, que son una fuente potencial de infección, no debe usarse para regar cultivos ni descargarse a canales o aguas superficiales.

Los principios que han de orientar el diseño de un tanque séptico son los siguientes:

- Prever un tiempo de retención de las aguas servidas, suficiente para la separación de los sólidos y la estabilización de los líquidos.
- Asegurar que el tanque sea lo bastante grande para la acumulación de lodos y espumas.
- Prevenir las obstrucciones y asegurar la adecuada ventilación de los gases.

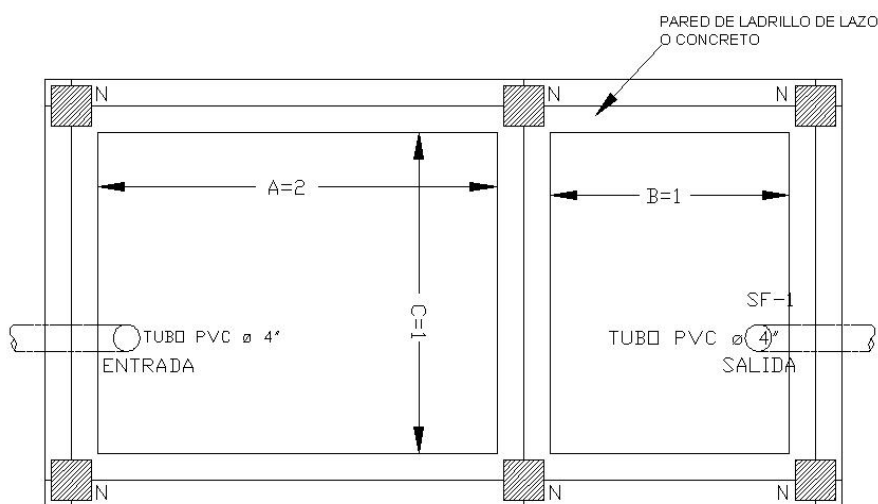


Figura 5.13 Detalle en planta de un tanque séptico.

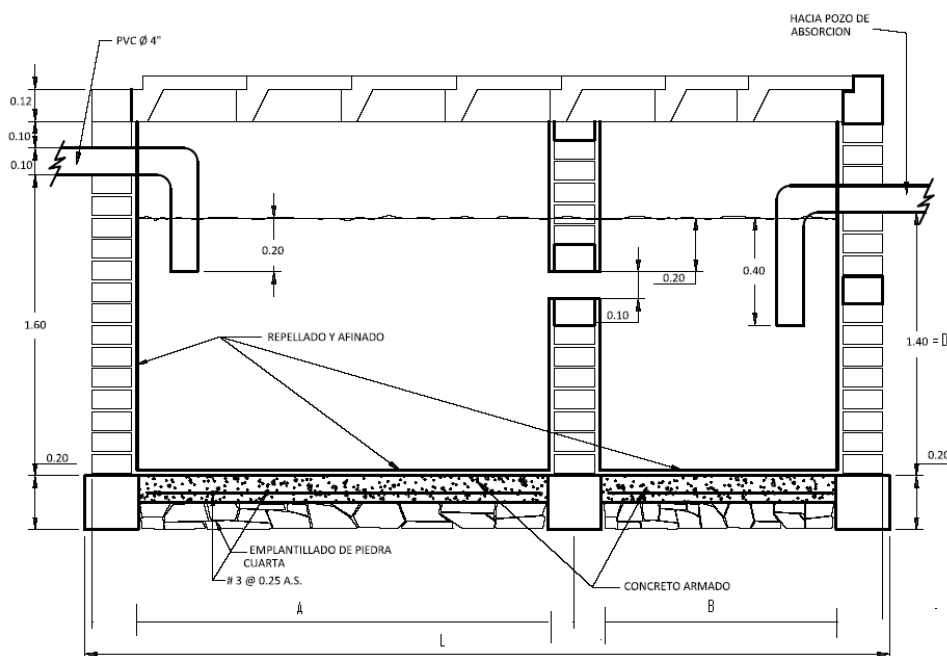


Figura 5.14 Detalle en elevación de un tanque séptico.

Pozo de absorción

El medio más recomendable para la oxidación de las aguas provenientes de la caja séptica es el pozo de absorción, en donde las aguas se infiltran al subsuelo a través de paredes y piso permeables, construidos respetando las dimensiones y parámetros establecidos por ANDA.

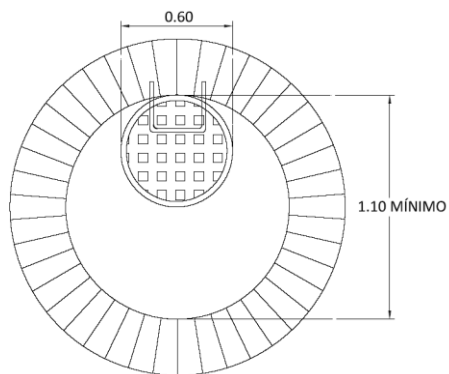


Figura 5.15 planta típica de pozo de absorción.

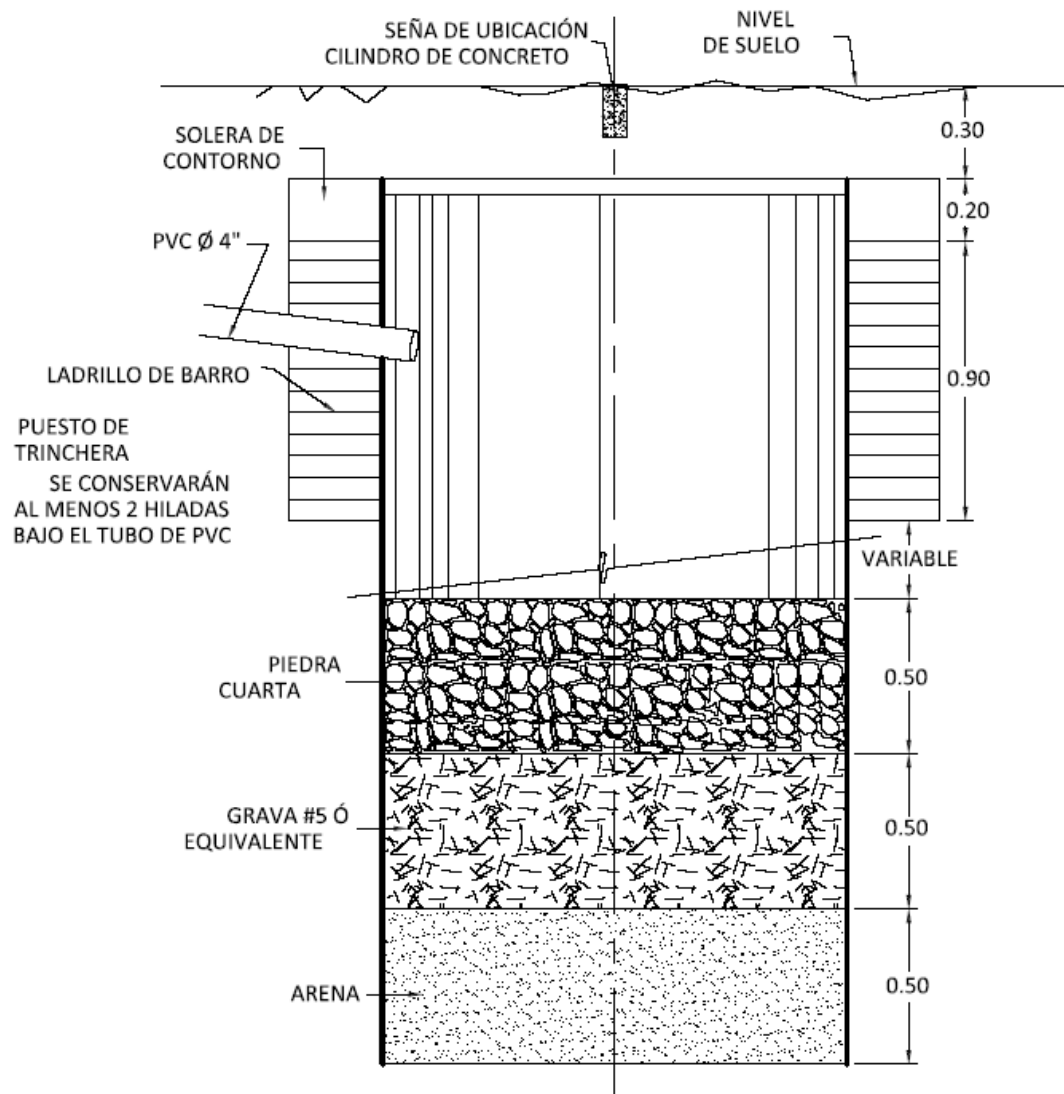


Figura 5.16 detalle típico de elevación de pozo de absorción.

5.3.2 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE FOSAS SEPTICAS⁷

Se deberá construir un sistema por cada vivienda.

El dimensionamiento de la caja séptica depende del número de personas que habitan la vivienda, respetando los parámetros presentados en la *tabla 5.1*.

Tabla 5.1 Dimensionamiento de caja séptica

Dimensiones de la caja (Medidas Interiores)			
Nº de personas	Largo (L)	Ancho (A)	Profundidad (H)
6	2.00	1.00	1.60
10	2.40	1.10	1.70
16	3.20	1.20	1.80

La tubería que conecta el inodoro con la caja deberá tener un diámetro nominal de 6" y una pendiente de 2 a 4%.

El fondo de la excavación para el pozo de absorción deberá realizarse hasta encontrar material permeable, pero deberá estar por lo menos 3m por encima del nivel freático, preferiblemente a 5 m o más.

En el fondo del pozo se deberá colocar una capa de por lo menos 30 cm. De grava, y encima de ésta una capa de por lo menos 30 cm. de piedra suelta.

La tubería que conecta la caja con el pozo de absorción deberá tener un diámetro mínimo de 6" y una pendiente mínima de 1%.

En la parte superior del pozo se deberá construir un ademe de ladrillo de barro puesto de lazo para prevenir posibles derrumbes e infiltraciones de aguas lluvias. La altura de esta estructura variará entre 1.00 y 2.00 metros, dependiendo del tipo de suelo y medidos hacia abajo a partir de una losa de concreto reforzado de 10 cm. de espesor.

⁷ Fuente: Normas para el Diseño de Fosas Sépticas, Departamento de Evacuación de ANDA

La tapadera del pozo deberá estar ubicada, por lo menos, a 30 cm. por debajo de la superficie del terreno.

La limpieza de los sólidos en las cajas sépticas deberá realizarse en un período máximo de dos años para evitar posibles derrames, dejando un residuo del 10%.

El pozo de absorción no deberá estar a menos de 3.0 m de distancia horizontal de un pozo de agua potable, ni a menos de 3 m de una construcción o del lindero del terreno.

El diámetro interior del pozo deberá tener un valor de 1m.

5.3.3 TANQUE SEPTICO PREFABRICADO:

El tanque séptico prefabricado, es una solución rápida y eficiente para la eliminación de desechos de aguas negras. Y puede ser utilizado en este tipo de proyectos, para las viviendas que no cubre el sistema de alcantarillado sanitario, como es el caso de algunos sectores, en el casco urbano del municipio de San Matías. A continuación la *tabla 5.2* describe las características de los tanques sépticos prefabricados más comunes y utilizados.

Tabla 5.2 características de tanques sépticos prefabricados

Volumen (litros)	750	1100	2500
Capacidad medio rural (personas)	4 a 5	6 a 10	11 a 20
Capacidad medio urbano (personas)	2 a 3	4 a 5	6 a 10
Diámetro en metros	1.10	1.10	1.55
Altura en metros	1.02	1.39	1.60

Fuente: Durman

La *tabla 5.2* describe las capacidades de los tanques sépticos prefabricados para una dotación de 200 lt./hab./día y un volumen del tanque de 1100 lt. Tomando en cuenta el número de personas por vivienda, y la frecuencia de uso de estos elementos.

Tabla 5.3 Período de limpieza de tanques sépticos prefabricados

Uso	Diario	Fin de semana
N° de personas	Periodo de limpieza (años)	Periodo de limpieza (años)
5	3	10
8	2	7
15	1	4

Fuente: Durman

Debemos considerar que los periodos de limpieza pueden ser aumentados al doble o más, si colocamos dos o más unidades o tanques sépticos en paralelo.



Figura 5.17 Tanque séptico prefabricado Durman

Características de los tanques sépticos prefabricados.

- Fabricado con polietileno de alta densidad.
- El tanque es liviano y hermético.
- Posee tapadera para inspección.
- Fácil de transportar y colocar.
- Reduce el tiempo de ejecución de obra.
- Económicos y resistentes.
- Capacidad 750 lt. o más

- Fabricado de una sola pieza, lo que evita problemas de fugas y contaminación de
- las aguas subterráneas.
- Se pueden agregar dos o más cámaras para aumenta su capacidad.
- Poseen 5 años de garantía por cualquier defecto de fabricación.

5.3.4 DISEÑO DE LA FOSA SEPTICA

Se presenta la siguiente metodología de diseño, aunque para el dimensionamiento del tanque séptico pueden usarse los datos de la *Tabla 5.1*.

a. Cálculo del volumen útil requerido para el tanque (V_u , en m^3)

Se recomienda que los tanques sépticos, deben dimensionarse teniendo en cuenta un volumen destinado a la sedimentación y un volumen para la acumulación del lodo, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_u = 1000 + N(DT + L_f K)$$

Donde:

V_u = volumen útil del tanque séptico (l)

N = número de personas o unidades de contribución (habitantes o unidades)

T = tiempo de retención (días)

L_f = contribución de lodo fresco (l/h/d)

D = dotación per cápita de aguas residuales por persona (l/h/d)

K = tasa de acumulación de lodo (días)

A continuación se describen los valores de los parámetros de la ecuación anterior:

- Periodo de retención hidráulica (T en días)

Los valores de tiempo de retención deben ser considerados de acuerdo a la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Tiempos de retención para fosas sépticas

Contribución diaria (Litros)	Tiempo de retención (T)	
	Días	Horas
Hasta 1,500	1.00	24
De 1,501 a 3,000	0.92	22
De 3,001 a 4,500	0.83	20
De 4,501 a 6,000	0.75	18
De 6,001 a 7,500	0.67	16
De 7,501 a 9,000	0.58	14
Mas 9,000	0.50	12

- Contribución de lodo fresco (L_f)

Se tomara como contribución de lodo fresco per cápita $L_f = 1$ l/h/día, de manera general y para casos específicos se deben considerar los valores de la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Contribución de lodo fresco (L_f) en L/día

Predio	Unidades	Contribución de lodo
Ocupantes permanentes		
Residencia		
Clase alta	Persona	1.00
Clase media	Persona	1.00
Clase baja	Persona	1.00
Hotel (excepto lavandería y cocina)	Persona	1.00
Alojamiento provisional	Persona	1.00
Ocupantes temporales		
Fabrica en general	Persona	0.30
Oficinas temporales	Persona	0.20
Edificios públicos o comerciales	Persona	0.20
Escuelas	Persona	0.20
Bares	Persona	0.10
Restaurantes	Comida	0.01

- Tasa de acumulación de lodos digeridos (K)

Esta tasa de acumulación depende de la temperatura del lugar donde se construirá el tanque séptico y el intervalo de limpieza medido en años y tiene valores de acuerdo a la *tabla 5.6*:

Tabla 5.6 Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos

Intervalos de limpieza (años)	Valores de K (días) por intervalo de temperatura ambiente (t) en °C		
	t = 10 °C	10 °C < t < 20 °C	t = 20 °C
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

b. Dimensionamiento del tanque séptico

- Determinación de la profundidad útil del tanque (P_u):

Se debe establecer la profundidad del tanque séptico a partir de los datos de la *Tabla 5.7*, que contiene rangos de profundidades de acuerdo al volumen útil del tanque, que se calcula en base a la expresión del paso anterior, las alturas varían de 1.2 a 2.8 m.

Tabla 5.7 Valores de profundidad útil de acuerdo al volumen estimado para el tanque séptico

Volumen útil (m ³)	Profundidad útil mínima (m)	Profundidad útil máxima (m)
Hasta 6	1.2	2.2
De 6 a 10	1.5	2.5
Mas de 10	1.8	2.8

Fuente: Norma Colombiana RAS

- Determinación del largo y el ancho del tanque

En base a la relación largo-ancho elegida, el volumen útil encontrado y la altura del tanque ya establecida, se puede determinar tanto el largo como el ancho del tanque séptico. Si se consideran dos cámaras en el tanque entonces la primera cámara tendrá una longitud $2L/3$ y el largo de la otra cámara será de $L/3$.

$$L = (r)(Ancho)$$

Donde:

L = Largo total del tanque séptico (m, 1m mínimo)

r = Relación largo - ancho del tanque séptico (2:1 a 4:1)

Ancho = Ancho del tanque séptico (m, 0.80 m mínimo)

$$Ancho = \sqrt{\frac{V_u}{r * P_u}}$$

$$V_u = Ancho^2 * r * P_u$$

c. Volumen de natas

Como valor se considera un volumen mínimo de 0.7 m^3 / periodo de limpieza.

d. Profundidad de espuma sumergida (H_e , en m)

$$H_e = \frac{0.70}{L * Ancho}$$

e. Profundidad libre de espuma sumergida

Distancia entre la superficie inferior de la capa de espuma y el nivel inferior de la Tee de salida o cortina deflectora del dispositivo de salida del tanque séptico, debe tener un valor mínimo de 0.10 m.

f. El espacio libre entre nivel superior de natas y nivel inferior de losa de tapadera del tanque séptico, debe de ser como mínimo 0.30 m.

g. Profundidad neta del tanque séptico

Es la suma de las profundidades de natas, útil, que comprende la de sedimentación y almacenamiento de lodos, profundidad libre de natas sumergidas y borde libre.

Dimensiones internas del tanque séptico

Para determinar las dimensiones internas de un tanque séptico rectangular, se deben emplear los siguientes criterios:

- En general, la profundidad no deberá ser superior a la longitud total.
- El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 150mm (6").
- El nivel de la tubería de salida del tanque séptico deberá estar situado a 0.05 m por debajo de la tubería de entrada.
- La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deberán dejar una luz libre para ventilación de no más de 0,05 m por debajo de la losa de techo del tanque séptico.
- El fondo de los tanques tendrá una pendiente de 2% orientada al punto de ingreso de los líquidos.
- El techo de los tanques sépticos deberá estar dotado de losas removibles y registros de inspección de 150 mm de diámetro (6").

En general se debe de considerar las siguientes especificaciones:

- El fondo de la excavación para el pozo de absorción deberá realizarse hasta encontrar material permeable, pero deberá estar por lo menos 3.0 m por encima del nivel freático.
- En el fondo del pozo se deberá colocar una capa de por lo menos 30 cm de grava, y encima de esta una capa de por lo menos 30 cm de piedra suelta.
- En la parte superior del pozo se deberá construir un ademe de ladrillo de barro puesto de lazo para prevenir posibles derrumbes e infiltraciones de aguas lluvias. La altura de esta estructura variara entre 1.00 y 2.00 metros,

dependiendo del tipo de suelo y medidos hacia abajo a partir de una losa de concreto reforzado de 10 cm de espesor.

- La tapadera del pozo deberá estar ubicada, por lo menos, a 30 cm por debajo de la superficie del terreno.
- La limpieza de los sólidos en las cajas sépticas deberá realizarse en un periodo máximo de dos años para evitar posibles derrames, dejando un residuo del 10%.
- El pozo de absorción no deberá estar a menos de 3.0 m de distancia horizontal de un pozo de agua potable, ni a menos de 3.0 m de una construcción o del lindero del terreno.
- El diámetro interior del pozo deberá tener un valor de 1 m.

CAPITULO VI

DISEÑO, ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PRESUPUESTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

6.1 CARACTERISTICAS DEL LUGAR

El terreno donde se propone la instalación de la planta de tratamiento, se ubica al norte del casco urbano del municipio de San Matías. El cual posee una superficie que permite que los componentes de la planta puedan ser ubicados de la mejor manera posible para que puedan funcionar adecuadamente, encontrándose cerca el lugar en el que se realizara la descarga del agua residual tratada. El área con que cuenta el inmueble es aproximadamente 3,524.46 m², y se muestra en la figura 6.1.



Figura 6.1 Ubicación del terreno propuesto para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales domesticas.

6.2 PARAMETROS DE DISEÑO Y CARACTERISTICAS DEL EFLUENTE

Las normas técnicas deben tenerse presentes a la hora del diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales, con el fin de garantizar que las aguas residuales descargadas a los cuerpos receptores no contribuyan a la degradación del medio ambiente y la salud del hombre.

En nuestro país la legislación con la que se cuenta para el control de aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor, es la establecida por el CONACYT. Dichas normas establecen los siguientes parámetros máximos permitidos, en la descarga de aguas residuales de origen domestico.

Tabla 6.1 Parámetros máximos permitidos en el efluente del sistema para aguas residuales domesticas⁸

PARAMETRO	VALOR MAXIMO PERMISIBLE
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO5)	60 mg/l
Demanda química de oxígeno (DQO)	150 mg/l
Potencial de hidrogeno (PH)	5-9
Sólidos suspendidos	60 mg/l
Sólidos sedimentables	1 mg/l
Aceites y grasas	10 mg/l
Fosforo total	3 mg/l
Temperatura	30 ± 5 °C

⁸ FUENTE: NORMA DE ESPECIFICACIONES DE CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL DESCARGADAS A UN CUERPO RECEPTOR (CONACYT).

Dado que el municipio de San Matías no cuenta con el sistema de alcantarillado, la obtención de muestras para el análisis del agua residual y su caracterización a través de pruebas de laboratorio es imposible, por tanto las opciones para la selección de los parámetros son:

- Concentraciones usuales de los contaminantes presentes en un agua residual del tipo domestica (Metcalf & Eddy, 1995)⁹.
- Concentraciones del Caudal de descarga de la Ciudad de Atiquizaya¹⁰

Las concentraciones usuales propuestas por Metcalf-Eddy pueden servir para tener una idea de los parámetros que el agua residual llega a tener, pero dado que las condiciones climáticas, alimentación y estilos de vida varían en todo el mundo, estos valores pueden no coincidir con los del sitio en estudio; por tanto se utilizaran los parámetros obtenidos de la población de Atiquizaya por ser una población que posee similares costumbres y actividades, además de poseer una población de similar tamaño.

Los datos del análisis se muestran en la tabla 6.2; presentada en la página siguiente, y se comparan con los valores máximos permitidos por la Norma propuesta del CONACYT para aguas residuales de tipo ordinario:

⁹ TRATAMIENTO Y DEPURACION DE LAS AGUAS RESIDUALES, METCALF - EDDY.

¹⁰ TRABAJO DE GRADUACION, DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE ATIQUIZAYA, UES.

Tabla 6.2 Valores de parámetros para estudio de efluente en estado crudo

PARAMETRO	UNIDADES	RESULTADO OBTENIDO	LIMITES DE PROPUESTA CONACYT	OBSERVACIONES
Sólidos suspendidos	mg/l	870	60	El parámetro se encuentra fuera del rango
Sólidos sedimentables	mg/l	7	1	El parámetro se encuentra fuera del rango
DBO5	mg/l	300	60	El parámetro se encuentra fuera del rango
DQO	mg/l	722	150	El parámetro se encuentra fuera del rango
Aceites y grasas	mg/l	17	10	El parámetro se encuentra fuera del rango

6.3 CALCULO DEL CAUDAL

Para el cálculo del caudal se proyecta la población por el método geométrico, para un periodo de 20 años.

Nº de habitantes: $P_{2010} = 2040$

Periodo de diseño de la planta de tratamiento: $n = 20$ años

Tasa de crecimiento poblacional: $i = 2.81\%$, fuente censo de población año 2007

$$Pob_{2030} = Pob_{2010}(1 + i)^n = 2040(1 + 0.0281)^{20}$$

$$Pob_{2030} = 3551 \text{ habitantes}$$

Las dotaciones utilizadas para el cálculo del caudal de diseño son:

Dotaciones recomendadas en la norma técnica de ANDA:

Dotación población = 200 l/hab/d

Dotación escuelas = 40 l/hab/d

Dotación clínica = 500 l/consultorio/d

Dotación pensiones = 350 l/persona/d

Restaurantes = 50 l/m²/d

Mercado = 15 l/m²/d

Datos obtenidos por grupo de investigación:

Nº de estudiantes = 1040

Nº de clínicas = 1

Restaurantes = 400 m²

Pensiones = 10 personas

Mercado = 200 m²

Oficinas = 500 m²

Área de infiltración = 15.95 Ha

De norma de ANDA se obtiene que el caudal medio (Q_{md}) de descarga es:

$$Q_{md} = 0.8 \left(\frac{Pob \times Dot}{86400} \right) + 0.1 A_{inf}$$

$$Q_{md} = 0.8 \left(\frac{3551 \times 200 + 1040 \times 40 + 1 \times 500 + 400 \times 50 + 10 \times 350 + 200 \times 15 + 500 \times 6}{86400} \right) + 0.1 \times 15.95$$

$$Q_{md} = 9.049 \text{ l/s} + 1.594 \text{ l/s}$$

$$Q_{md} = 10.64 \text{ l/s}$$

De forma similar y considerando $K_2 = 2.4$ para obtener el caudal máximo horario (Q_{max}):

$$Q_{max} = K_2 \times 0.8 \left(\frac{Pob \times Dot}{86400} \right) + 0.1 A_{inf}$$

$$Q_{max} = 2.4 \times 9.049 + 0.1 \times 15.95$$

$$Q_{max} = 23.31 \text{ l/s}$$

De forma similar y considerando $K_3 = 0.3$ para obtener el caudal mínimo (Q_{min}):

$$Q_{min} = K_3 \times 0.8 \left(\frac{Pob \times Dot}{86400} \right) + 0.1 A_{inf}$$

$$Q_{min} = 0.3 \times 9.049 + 0.1 \times 15.95$$

$$Q_{min} = 4.31 \text{ l/s}$$

6.4 ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

6.4.1 ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO #1

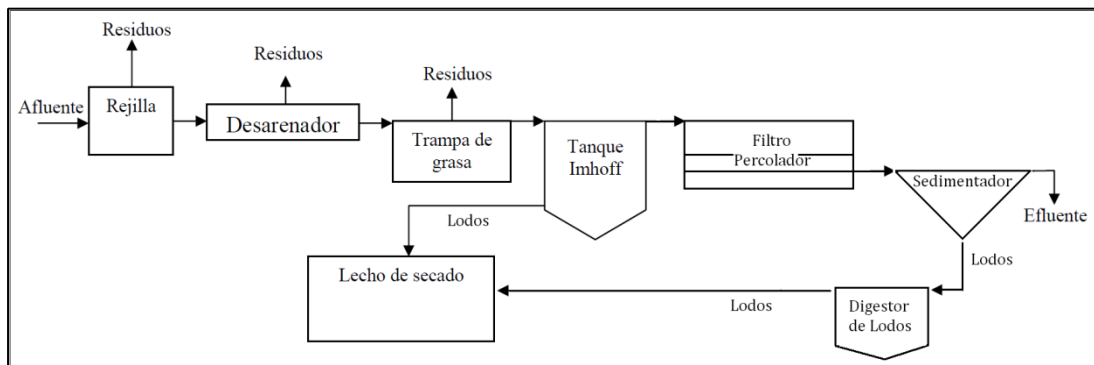


Figura 6.2 Diagrama de bloque de la planta de tratamiento #1

DISEÑO DE REJILLAS

Canal de Entrada

Para el diseño del canal de entrada se considerara el caudal máximo que pueda tenerse en la planta de tratamiento y este corresponderá al caudal máximo horario que tiene un valor de:

$$Q_{max} = 23.31 \text{ l/s} = 0.02331 \text{ m}^3/\text{s}$$

La velocidad de escurrimiento antes de pasar por la reja tiene que ser suficientemente rápida para evitar la formación de depósitos por sedimentación:

$$v_{min} = 0.5 \text{ m/s}$$

Y la velocidad en los espacios libres entre las barras no debe superar:

$$v_{max} = 1.0 \text{ m/s}$$

Con el fin de evitar el paso de los residuos retenidos en las barras.

Parámetros de diseño:

$$Q = 0.02331 \text{ l/s}$$

$$v = 0.7 \text{ m/s}$$

Por continuidad el caudal (Q) es igual a la velocidad (V) por la sección transversal (A):

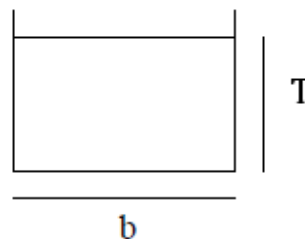
$$Q = V \times A$$

Despejando y sustituyendo para encontrar el área transversal

$$A = Q/v = 0.02331/0.7 = 0.0333 \text{ m}^2$$

Diseñando para un ancho de canal (b) de 25 cm.

$$b = 0.25 \text{ m}$$



Para encontrar el tirante del flujo considerando un canal de sección rectangular se tiene que:

$$A = T \times b ; (\text{Donde } T \text{ es el tirante o profundidad del flujo})$$

$$T = A/b$$

Sustituyendo valores y resolviendo para T (Tirante)

$$T = 0.0333 \text{ m}^2 / 0.25 \text{ m}$$

$$T = 0.1332 \text{ m}$$

$$T \approx 14 \text{ cm}$$

Para determinar la pendiente se uso la formula de Manning ($n = 0,015$ para concreto)

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

$$0.7 = \frac{(0.0333/0.53)^{2/3} S^{1/2}}{0.015}$$

Despejando y resolviendo para encontrar la pendiente del canal (S):

$$S \approx 0.44 \%$$

Teniendo un tirante de 14 cm y considerando un borde libre de 16 cm, se propone un canal de 25 cm de base por 30 cm de altura con una pendiente de 0.44 %

Sistema de rejas

Para el diseño de las rejillas se escogieron los siguientes parámetros:

Espesor de barra (b): 13 mm (varilla de 1/2")

Espaciamiento entre barras (e): $e = 20 \text{ mm}$

Inclinación de la rejilla (δ): $\delta = 45^\circ$

Coefficiente de sección (β): $\beta = 1.79$ (sección circular)

Ancho de canal de conducción: 25 cm

Velocidad de aproximación (v): $v = 0.7$ m/s

Profundidad del agua: $h = 0.14$ m (Tirante calculado anteriormente)

Debido al espesor de las barras el ancho del canal tiene que ser ampliado aproximadamente un 40% en el sitio que se instala la tubería:

Incrementando la sección un 40%: $25 \times 1.4 = 35$ cm

Por lo tanto el ancho de rejilla (B) es: 35 cm

La pérdida de la carga por la obstrucción de los barrotes será:

$$\Delta h = \beta \left(\frac{b}{e} \right)^{4/3} * \frac{v^2}{2g} * \text{sen } \delta$$

Donde:

Δh = Pérdida de carga en cm

β = Coeficiente de sección

b = Espesor de la barra en mm

e = Espaciamiento entre barras en mm

v = Velocidad de aproximación en m/s

g = Aceleración de la gravedad en m/s²

δ = Angulo de inclinación de la rejilla

$$\Delta h = 1.79 \left(\frac{12.7}{20} \right)^{4/3} * \frac{0.7^2}{2 * 9.81} * \text{sen}45^\circ$$

$$\Delta h = 0.017 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

Para condición de rejilla sucia en un 50%

Esta condición implica que el espacio libre entre barras (e') será el 50% que al estar limpias, implica también que el espesor de las barras (b') se verá incrementado en un valor igual a la mitad de la reducción del espacio libre a cada lado de ellas.

$$e' = 2.0 (0.5) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

$$b' = 1.27 + 1 = 2.27 \text{ cm} = 22.7 \text{ mm}$$

Entonces la pérdida de carga será:

$$\Delta h' = 1.79 \left(\frac{22.7}{10} \right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0.7^2}{2 * 9.81} * \text{sen } 45^\circ$$

$$\Delta h' = 0.094 \text{ m} = 9.4 \text{ cm}$$

La pérdida de carga promedio (Δh_{prom}) es:

$$\Delta h_{prom} = \frac{1.7 + 9.4}{2}$$

$$\Delta h_{prom} = 5.55 \text{ cm}$$

Numero de barras (n):

$$n = \frac{B - S}{a + S} = \frac{35 - 2}{1.27 + 2} = 10 \text{ barras}$$

Por lo tanto serán 10 barras espaciadas cada 2 cm

DISEÑO DE DESARENADOR

Tabla 6.3 Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores.

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Numero de cámaras desarenadoras	unidad	2	2	2
Velocidad en la cámara	m/s	0.20 - 0.40	0.20 - 0.40	0.30 - 0.36
Tiempo de retención hidráulico	minutos	20 segundos y 3 minutos	20 segundos y 3 minutos	-
Tasa de desbordamiento	m ³ /m ² /día	700 - 1600	700 - 1600	1080 - 1680
Tipo de limpieza	-	Manual para Q _{max} inferiores a 50 l/s	Manual para Q _{max} inferiores a 50 l/s	manual
Caudal de diseño	m ³ /día	Q _{max} horario	Q _{max} horario	Q _{max} horario
Frecuencia mínima de limpieza	semana	-	-	1 vez
Estructuras de control de caudal	unidad	Sutro	Sutro	Sutro, Parshall o Palmer

Sección transversal (S):

Para diseñar el desarenador se utiliza una velocidad de escurrimiento (v_{esc}) menor a 0.5 m/s, ya que se desea provocar sedimentación.

Utilizando velocidad de escurrimiento 0.3 m/s y teniendo que $Q_{max} = 0.02331 \text{ m}^3/\text{s}$ y diseñando para una profundidad del flujo (h) de 0.20 m, entonces:

$$S = \frac{Q_{max}}{v_{esc}} = \frac{0.02331 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.0777 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho} = \frac{S}{h} = \frac{0.0777 \text{ m}^2}{0.20 \text{ m}} = 0.39 \text{ m}$$

Para $Q_{\min} = 0.00431 \text{ m}^3/\text{s}$ y diseñando para una profundidad de flujo (h) de 10 cm el área transversal (S) requerida es:

$$S = \frac{Q_{\min}}{v_{esc}} = \frac{0.00431 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}} = 0.01437 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho} = \frac{S}{h} = \frac{0.01437 \text{ m}^2}{0.10 \text{ m}} = 0.144 \text{ m}$$

Se usaran dos desarenadores de dimensiones teóricas de 18.5cm x 20 cm.

Dimensiones de construcción de los desarenadores se obtienen al aumentar un 20% las dimensiones teóricas:

Ancho = 22 cm

Profundidad = 25 cm

Se utilizarán dos desarenadores en momentos de caudal máximo y se cerrara la compuerta de un desarenador en momentos de caudal mínimo.

Longitud del desarenador

La longitud será la necesaria para que se produzca la sedimentación de arena de un diámetro de 0.1 mm cuya velocidad de sedimentación se obtiene de la ley de Stokes:

$$V_s = \frac{g(Ss - 1)d^2}{18 \nu}$$

Donde:

V_s = Velocidad de sedimentación en m/s

g = 9.81 m/s (Aceleración de la gravedad)

Ss = 1.9 (Gravedad específica de la partícula)

d = 0.1 mm (Diámetro de la partícula)

ν = 0.893 E-6 m²/s (Viscosidad cinemática)

$$V_s = \frac{9.81(1.9 - 1)(0.0001)^2}{18 (0.893 E^{-6})} = 0.005493 \text{ m/s}$$

El área superficial y la longitud se obtienen:

Debido a que se tendrán dos desarenadores en momentos de caudal máximo (Q_{max}), para dimensionar el desarenador se tiene que dividir el caudal a la mitad.

$$Q = \frac{Q_{max}}{2} = \frac{0.02331 \text{ m}^3/\text{s}}{2} = 0.011655 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_{superf} = \frac{Q}{V_s} = \frac{0.011655 \text{ m}^3/\text{s}}{0.005493 \text{ m/s}} = 4.24 \text{ m}^2$$

$$Long = \frac{A_{superf}}{ancho} = \frac{2.12 \text{ m}^2}{0.18 \text{ m}} = 11.78 \text{ m}$$

Para asegurar la remoción de las partículas escogidas y por la turbulencia que se produce a la entrada y salida del canal, se añade un 20% de longitud extra.

$$Largo = 14 \text{ m}$$

Almacenamiento de arena

Se genera un promedio de 5.0 l/hab-año

Diseñando una cuneta de almacenamiento de 10 x 10 cm

$$Vol \text{ de Almac} = 2(0.10 \times 0.10 \times 14) = 0.28 \text{ m}^3$$

$$Produccion \text{ Anual: } 3551 \text{ hab} \times 0.0050 \frac{\text{l}}{\text{hab}} - \text{año} = 17.76 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$Limpieza \text{ por año: } \frac{17.76}{0.28} = 64 \text{ remociones}$$

$$\frac{365}{64} = 5.7 \text{ dias/remocion}$$

⇒ **1 vez cada 5 dias**

TRAMPA DE GRASAS

Parámetros a usar:

- Relación Largo/ Ancho = 1.8
- Tiempo de retención hidráulica (TRH) = 6 min = 360 seg
- Tasa de aplicación = 0.25 m² l/s
- Caudal Q= 23.31 l/s

$$\text{Area Superficial} = \text{tasa de aplicacion} \times Q = 0.25 \frac{\text{m}^2 \text{l}}{\text{s}} \times 23.31 \text{ l/s}$$

$$\text{Area superficial} = 5.83 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = \left(\frac{Q}{1000} \right) \times \text{TRH} = \left(\frac{23.31 \text{ l/s}}{1000} \right) \times 360 \text{ seg}$$

$$\text{Volumen} = 8.39 \text{ m}^3$$

$$\text{Longitud} = \sqrt{\text{Area superficial} \times \text{relacion largo/ancho}} = \sqrt{5.83 \text{ m}^2 \times 1.8}$$

$$\text{Longitud} = 3.24 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = \frac{\text{Longitud}}{\text{Relacion largo/ancho}} = \frac{3.24 \text{ m}}{1.8} = 1.8 \text{ m}$$

$$h = \frac{2}{3} \left(\frac{\text{Volumen}}{\text{Area superficial}} \right) = \frac{2}{3} \left(\frac{8.39 \text{ m}^3}{5.83 \text{ m}^2} \right) = 0.96 \text{ m}$$

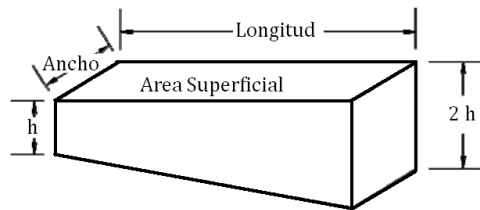
$$2h = 1.92 \text{ m}$$

Para facilitar el proceso constructivo las dimensiones teóricas calculadas se aproximarán a múltiplos de 5 cm, siendo las dimensiones de diseño las siguientes:

$$\text{Longitud} = 3.25 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 1.8 \text{ m}$$

$$h = 1 \text{ m} \quad \text{y} \quad 2h = 2 \text{ m}$$



MEDIDOR PARSHALL

a) Condiciones que debe de cumplir un medidor Parshall

Tabla 6.4 Límites de aplicación, medidores Parshall con descarga libre

W (Garganta)		Capacidad (l/s)	
Pulg, Pie	cm	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.9	53.8
6"	15.2	1.5	110.4
9"	22.9	2.6	251.9
1'	30.5	3.1	455.6
1.5'	45.7	4.3	696.2
2'	61.0	11.9	936.7
3'	91.5	17.3	1426.3
4'	122.0	36.8	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	220.0	5660.0

Fuente: "MANUAL DE HIRAUICA" (J.M. DE AZEVEDO NETTO, GUILLERMO ACOSTA, PAG. 474, 1ª Edición, 1976)

Con $Q_{\max} = 23.31$ l/s y $Q_{\min} = 4.31$ l/s

Se selecciona un W de 3" o 7.6 cm con una capacidad mínima de 0.9 l/s y máxima de 53.8 l/s

Las dimensiones para este ancho de garganta vienen de la tabla 6.5

Tabla 6.5 Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	33.0	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1.5'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	192.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	239.2	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	427.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Fuente: "MANUAL DE HIRAUICA" (J.M. DE AZEVEDO NETTO, GUILLERMO ACOSTA, PAG. 472 1ª Edición, 1976)

Las dimensiones en cm consideradas son las siguientes:

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7

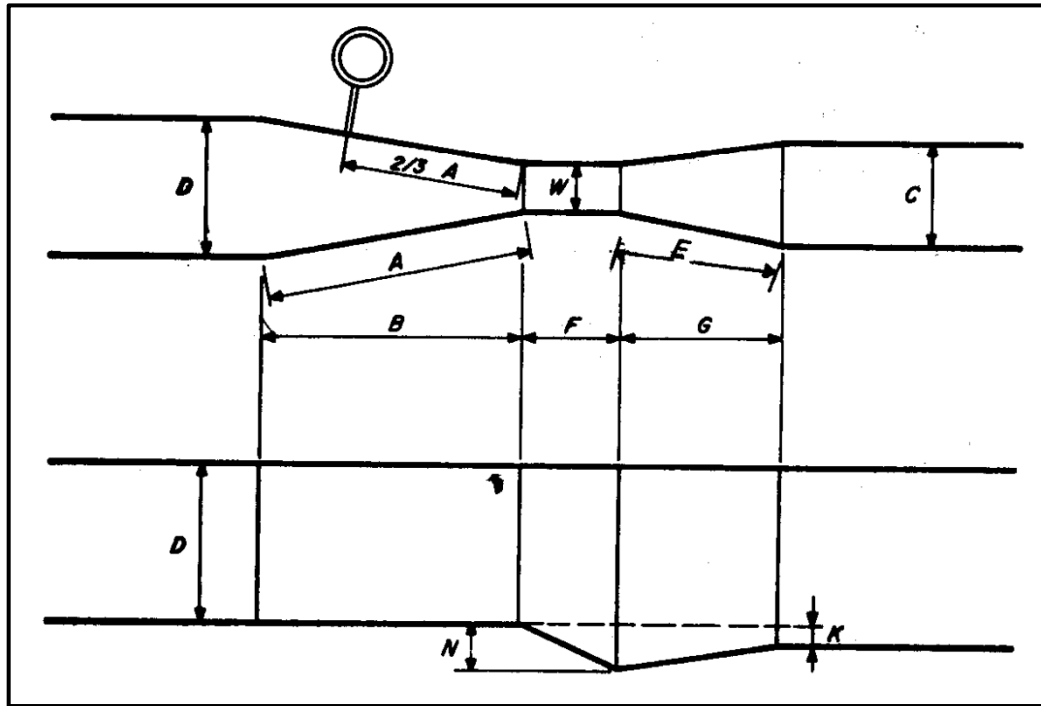


Figura 6.3 Dimensionamiento del medidor de caudal Parshall

Punto de medición (PM)

La medida de la carga H se recomienda tomarla a $2/3 A$ o $2/3 B$ (Manual de hidráulica, Azevedo Netto, Guillermo Acosta).

En este caso se tomara a $2/3 A$, resultando:

$$PM = \left(\frac{2}{3}\right) (46.6 \text{ cm}) \cong 31 \text{ cm}$$

Medición del caudal

El caudal puede ser obtenido empleando la siguiente fórmula propuesta por R.L. Parshall.

$$Q = K H^n$$

Donde: K= coeficiente que depende de la relación de estrechamiento

H= medida de la carga o altura en la zona de medición

n= es un exponente que depende del tamaño del medidor

Los valores de n y K son tomados de la siguiente tabla.

Tabla 6.6 Valores del exponente n y el coeficiente K

W		n	K	
Pulg, Pie	m		U. Métricas	U. Inglesas
3"	0.076	1.547	0.176	0.0992
6"	0.152	1.580	0.381	2.06
9"	0.229	1.530	0.535	3.07
1'	0.305	1.522	0.690	4.00
1.5'	0.457	1.538	1.054	6.00
2'	0.610	1.550	1.426	8.00
3'	0.915	1.566	2.182	12.00
4'	1.220	1.578	2.935	16.00
5'	1.525	1.587	3.728	20.00
6'	1.830	1.595	4.515	24.00
7'	2.135	1.601	5.306	28.00
8'	2.440	1.606	6.101	32.00

Fuente: "MANUAL DE HIRAUICA" (J. M. DE AZEVEDO NETTO, GUILLERMO ACOSTA, PAG. 476)

Es decir que para nuestro caso la ecuación para determinar el caudal es la siguiente:

$$Q = 0.176 H^{1.547}$$

Con los valores de caudal máximo y caudal mínimo encontramos los valores de H para ambas situaciones:

$$H_{max} = \frac{1.574 Q_{max}}{\sqrt{0.176}} = \frac{1.574 \sqrt{0.02331}}{\sqrt{0.176}} = 0.271 \text{ m} \cong 27.1 \text{ cm}$$

$$H_{min} = \frac{1.574 Q_{min}}{\sqrt{0.176}} = \frac{1.574 \sqrt{0.00431}}{\sqrt{0.176}} = 0.091 \text{ m} \cong 9.1 \text{ cm}$$

Condiciones de descarga

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos:

- a) Flujo o Descarga libre (D.L.)
- b) Ahogamiento o Sumersión (S)

En el caso del flujo libre es suficiente medir la carga H para determinar el caudal (fig.6.4). Si el medidor es ahogado, será necesario medirse también, una segunda carga H2, en un punto próximo a la sección final de la garganta (fig. 6.4).

La relación H2 / H (grado de sumersión S) constituye la razón de sumersión:

Si $H_2/H \leq 0.60$ (60%) para los Parshall con W = 3,6 ó 9 pulgadas, → D.L.

Si $H_2/H \leq 0.70$ (70%) para los Parshall con W = 1 a 8 pies, → D.L.

Para nuestro caso la relación H2/H deberá ser menor o igual a 0.6

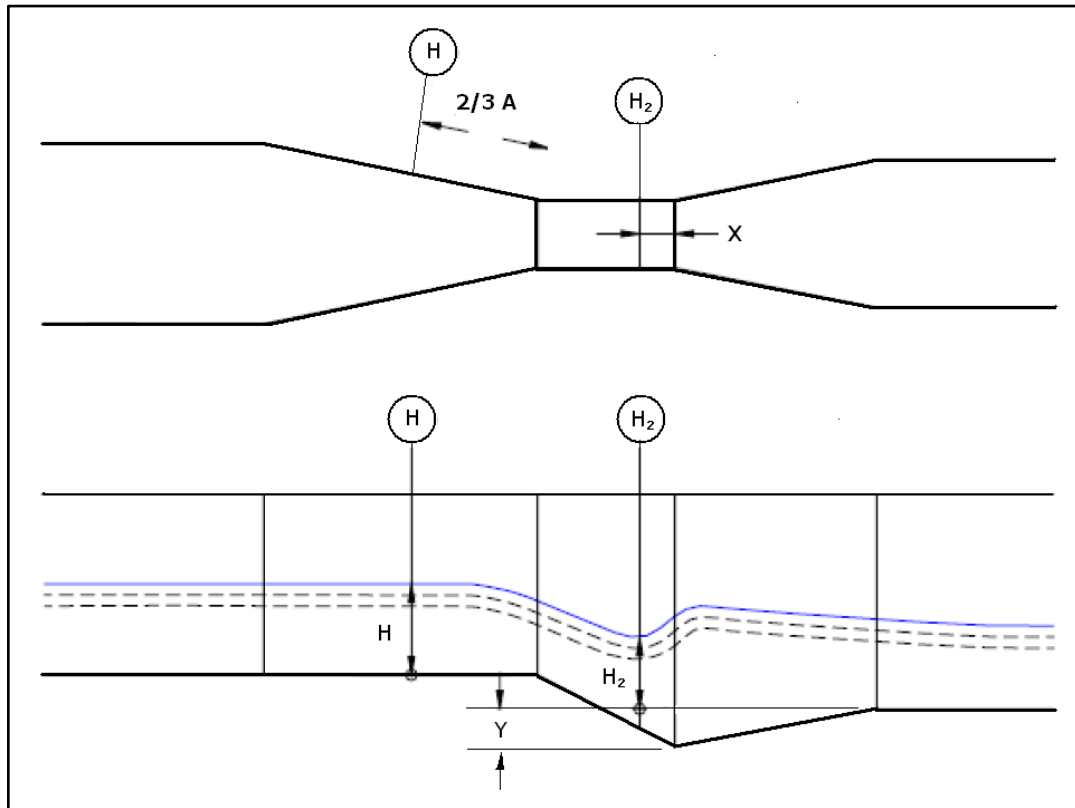


Figura 6.4 Punto de medición del medidor de caudal Parshall

Si los límites anteriores se exceden será entonces necesario, medir las dos alturas para calcular el caudal. La descarga real será inferior a la obtenida por la fórmula, siendo indispensable aplicar una corrección C negativa a la ecuación de caudal anterior.

$$Q = KH^n - C$$

Donde:

$$C = K \left[H \left(\frac{H_2}{H} \right) \right]^n$$

Luego:

$$Q = K(H^n - H_2^n)$$

De cualquier manera la sumergencia nunca deberá exceder el límite práctico de 95%, pues arriba de este valor, no se puede contar con la precisión deseable (Manual de Hidráulica, J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta, Pág. 473).

Perdida de Carga

La pérdida de carga que tiene lugar en un medidor Parshall está en función de su tamaño W , del gasto Q y del grado de sumersión S con que trabaja la estructura. Para calcular la pérdida de carga se usó el siguiente nomograma figura 6.5 recomendado por J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta.

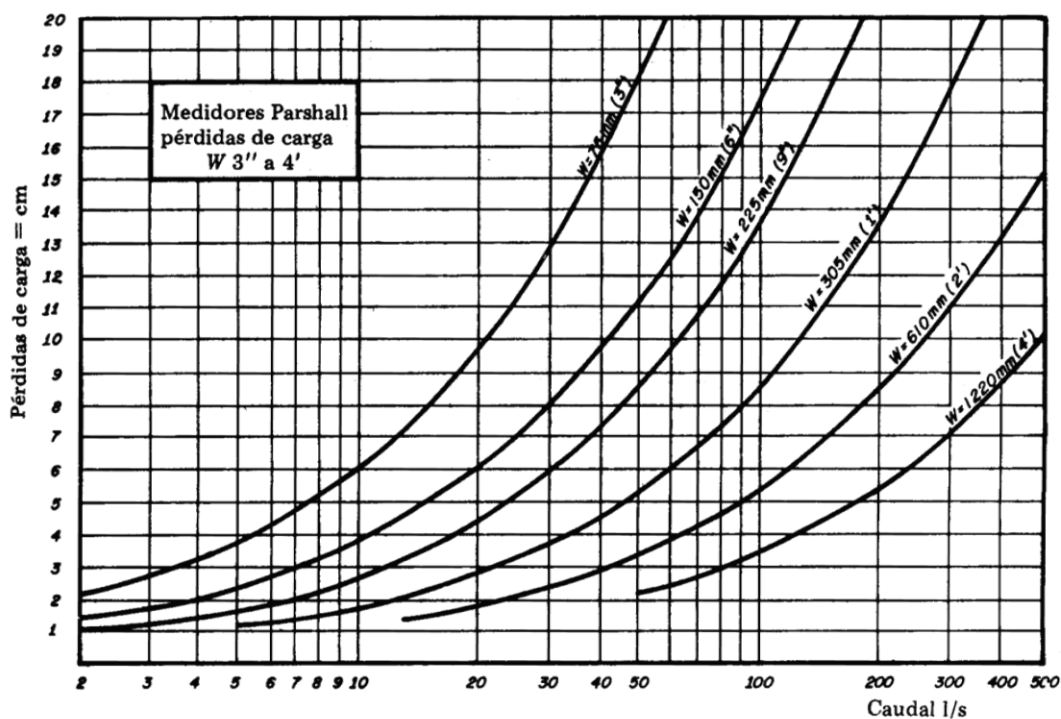


Figura 6.5 Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall

De acuerdo con el monograma anterior se obtienen las siguientes pérdidas:

h_f para $Q_{\max} = 10.5$ cm

h_f para $Q_{\min} = 3.4$ cm

DISEÑO DE TANQUE IMHOFF

El tanque Imhoff es de forma rectangular el cual se divide en tres compartimentos:

- Cámara de sedimentación
- Área de ventilación y cámara de natas
- Cámara de digestión de lodos

Datos:

$$Q_{md} = 10.64 \text{ l/s} \cong 919.30 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Diseño del sedimentador

Área Superficial (A_s): Se obtiene de dividir el caudal medio (Q_{md}) entre la carga superficial (C_s), que para nuestro caso usaremos $32.6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ que corresponde al valor usual recomendado en el libro *Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas poblaciones*, Ron Crites, George Tchobanoglous, Mc Graw Hill

$$A_s = \frac{Q_{md}}{C_s} = \frac{919.30 \text{ m}^3/\text{dia}}{32.6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}} = 28.20 \text{ m}^2$$

Ancho y largo de la cámara de sedimentación

Usando una relación largo-ancho 3:1 (Tomado de tabla 6.7)

$$A_s = \text{largo} \times \text{ancho} = (3\text{ancho}) \times \text{ancho} = 3a^2$$

$$\text{ancho} = \sqrt{\frac{A_s}{3}} = \sqrt{\frac{28.20 \text{ m}^2}{3}} = 3.07 \text{ m} \cong 3.10 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 3 \times \text{Ancho} = 3 \times 3.07 \text{ m} = 9.20 \text{ m}$$

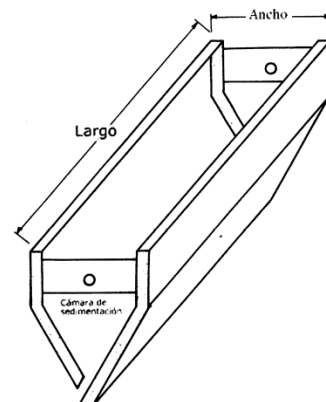


Tabla 6.7 Parámetros de diseño para cámaras de sedimentación de un Tanque Imhoff

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Carga superficial	m ³ /m ² /d	24	25 a 40	24
Periodo de retención	horas	1.5 a 2	2 a 4	1.5 a 2
Forma del fondo del tanque de sedimentación	-	Forma de V	Forma de V	Forma de V
Pendiente del fondo respecto de la horizontal	-	1.2:1 a 1.75:1	1.25:1 a 1.75:1	1.2:1 a 1.75:1
Abertura para paso de sólidos	m	0.15 a 0.20	0.15 a 0.30	0.15 a 0.20
Prolongación de Transición	m	0.15 a 0.20	0.15 a 0.30	0.15 a 0.20
Borde libre mínimo	m	0.30	-	0.30
Altura de la cámara de sedimentación	m	2.0 a 3.5	-	2.0 a 3.5
Relación Largo-Ancho	-	3:1 a 10:1	2:1 a 5:1	3:1 a 10:1
Relación Largo-Profundidad	-	5.0 a 30.0	-	5.0 a 30.0
Longitud máxima de la cámara de sedimentación	m	30.0	-	30.0

Volumen de cámaras sedimentadoras (Vs)

$$V_s = \frac{Q_{md} \times Tr}{\# \text{ de Unidades}}$$

Usando un periodo de retención (Tr) de 3 horas = 0.125 días y 2 cámaras de sedimentación se tiene:

$$V_s = \frac{919.30 \text{ m}^3/\text{dia} \times 0.125 \text{ dia}}{2}$$

$$V_s = 57.46 \text{ m}^3$$

Dimensionamiento de las cámaras sedimentadoras

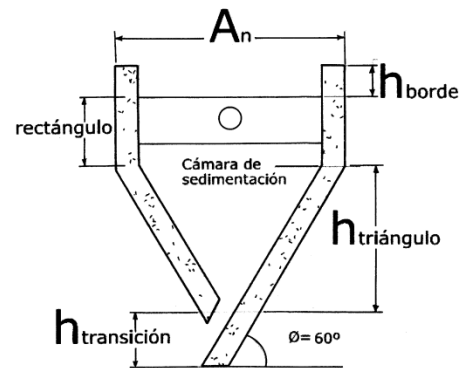
El área transversal ($A_{transversal}$) será:

$$A_{transversal} = \frac{Vs}{Largo} = \frac{57.46 \text{ m}^3}{9.20 \text{ m}} = 6.25 \text{ m}^2$$

Altura del triángulo ($h_{triangulo}$) si $\Phi = 60^\circ$

$$h_{triangulo} = \frac{Ancho}{2} \times \text{tang } \Phi = \frac{3.10 \text{ m}}{2} \times \text{tang } 60$$

$$h_{triangulo} = 2.68 \text{ m} \cong 2.70 \text{ m}$$



El área del triángulo ($A_{triangulo}$) será:

$$A_{triangulo} = \frac{Ancho \times h_{triangulo}}{2} = \frac{3.10 \text{ m} \times 2.68 \text{ m}}{2} = 4.15 \text{ m}^2$$

El área del rectángulo ($A_{rectangulo}$) es:

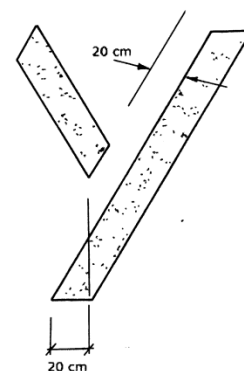
$$A_{rectangulo} = A_{transversal} - A_{triangulo} = 6.25 \text{ m}^2 - 4.15 \text{ m}^2 = 2.10 \text{ m}^2$$

Altura del rectángulo ($h_{rectangulo}$):

$$h_{rectangulo} = \frac{A_{rectangulo}}{Ancho} = \frac{2.10 \text{ m}^2}{3.10 \text{ m}} = 0.68 \text{ m} \cong 0.70 \text{ m}$$

Altura de transición ($h_{transicion}$):

$$h_{transicion} = 0.20 \text{ m}; \text{ Tomado de parametros de diseño}$$



Altura total del sedimentador ($h_{sedimentacion}$) dejando un borde libre de 0.5 m será:

$$h_{sedimentacion} = h_{borde} + h_{rectangulo} + h_{triangulo} + h_{transicion}$$

$$h_{sedimentacion} = 0.50 \text{ m} + 0.70 \text{ m} + 2.70 \text{ m} + 0.2 \text{ m}$$

$$h_{sedimentacion} = 4.10 \text{ m}$$

La altura anterior (altura calculada de sedimentación) debe de encontrarse en un rango cercano (ligeramente mayor) a la altura calculada con la siguiente relación:

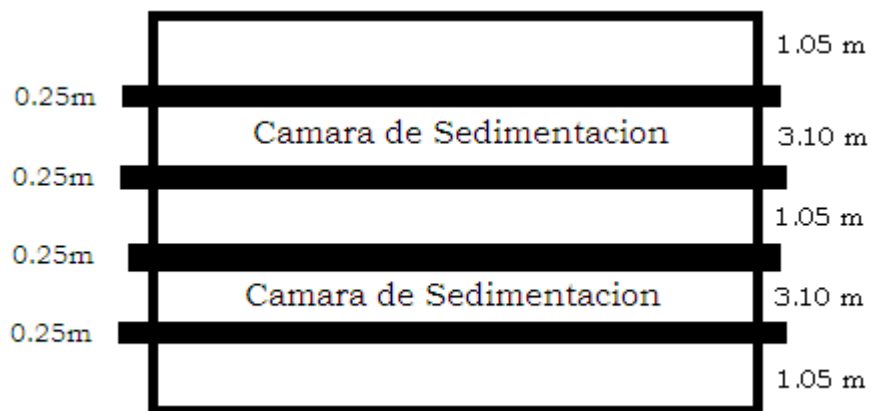
$$h_{sedimentacion} = Cs \times Tr = 32.6 \times 0.125 = 4.08 \text{ m}$$

El dimensionamiento es adecuado ya que $4.08 \text{ m} < 4.10 \text{ m}$

Diseño del área de ventilación y cámara de natas

Área de ventilación

En este caso como se han tomado 2 unidades o cámaras de sedimentación tenemos:



Ancho efectivo ($A_{efectivo}$):

$$A_{efectivo} = 0.25 \text{ m} \times 4 + 3.10 \text{ m} \times 2 + 1.05 \text{ m} \times 3 = 10.35 \text{ m}$$

Área superficial libre conocida también como área de ventilación y natas (A_{natas}):

$$A_{natas} = [A_{efectivo} - \# \text{ unid} \times (\text{Ancho} + 0.5)] \times \text{Largo}$$

Donde:

A_{natas} = Área de ventilación y natas

$A_{efectivo}$ = Ancho efectivo del tanque Imhoff

Ancho = Ancho interno de la cámara de sedimentación

$\# \text{ unid}$ = Numero de cámaras de sedimentación

Largo = Largo del tanque Imhoff y cámaras de sedimentación

$$A_{natas} = [10.35 \text{ m} - 2 * (3.10 \text{ m} + 0.5)] * 9.20 \text{ m}$$

$$A_{natas} = 28.98 \text{ m}^2$$

Se debe de comprobar que el área que se encontró represente por lo menos el 30% del área total superficial del tanque Imhoff, si no es así, se debe dimensionar con un ancho mayor la zona de ventilación.

$$\frac{A_{natas} \times 100}{\text{Largo} \times A_{efectivo}} \% > 30\%$$

$$\frac{28.98 \text{ m}^2 \times 100}{9.20 \text{ m} \times 10.35 \text{ m}^2} > 30\%$$

30.43 % > 30 % *Por lo cual se concluye que el área de ventilación está bien dimensionada.*

Cámara de natas

Volumen de natas (V_{natas}):

$$V_{natas} = 30 \text{ l/hab} \times 3551 \text{ hab} = 106530 \text{ l} = 106.53 \text{ m}^3$$

Altura de natas y gases ($h_{natas\ y\ gases}$):

$$h_{natas\ y\ gases} = \frac{V_{natas}}{A_{natas}} = \frac{106.53\ m^3}{28.98\ m^2} = 3.68\ m$$

Esta altura debe compararse con la altura que se ha calculado para el sedimentador:

$$h_{natas\ y\ gases} < h_{sedimentacion}$$

$3.68\ m < 4.10\ m$; El dimensionamiento de la cámara de sedimentación es la correcta.

Diseño de la cámara de digestión

Volumen de almacenamiento y digestión

Para el dimensionamiento del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta la tabla 6.8 y el uso de la siguiente fórmula:

$$V_d = \frac{70 \times Poblacion \times f_{cr}}{1000}$$

Donde:

V_d = Volumen de almacenamiento y digestión

f_{cr} = Factor de capacidad relativa

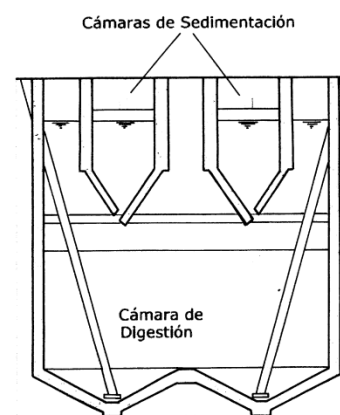


Tabla 6.8 Factor de capacidad relativa de acuerdo a la temperatura

Temperatura (°C)	Factor de Capacidad Relativa (f_{cr})
5	2.00
10	1.40
15	1.00
20	0.70
>25	0.50

Usando un f_{cr} de 0.5 (de Tabla 6.8) se tiene:

$$Vd = \frac{70 \times 3551 \text{ hab} \times 0.50}{1000} = 124.29 \text{ m}^3$$

Tabla 6.9 Parámetros de diseño para cámaras de digestión de un Tanque Imhoff

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Distancia mínima desde el fondo del sedimentador al lodo	m		0.30 a 0.90	0.50
Forma de la tolva de lodos	-	Pirámide truncada	-	Pirámide truncada
Inclinación de las paredes del fondo	°	35 a 40	-	15 a 30
Tasa per cápita de acumulación de lodo para periodos de 6 meses	l/hab	50 a 100	55 a 100	-
Profundidad del tanque desde la superficie hasta el fondo	m	-	7 a 10	-
Diámetros mínimos de tubería de remoción de lodos	mm	200	-	200
Distancia mínima de la tubería de extracción de lodos con respecto al fondo del tanque	m	0.15	-	0.15
Carga hidráulica mínima para lograr la remoción de lodos	m	1.8	-	1.8

Dimensionamiento de tolvas

Numero de tolvas (# tolvas):

$$\# \text{ tolvas} = \frac{2L}{A_{\text{efectivo}}}$$

Donde:

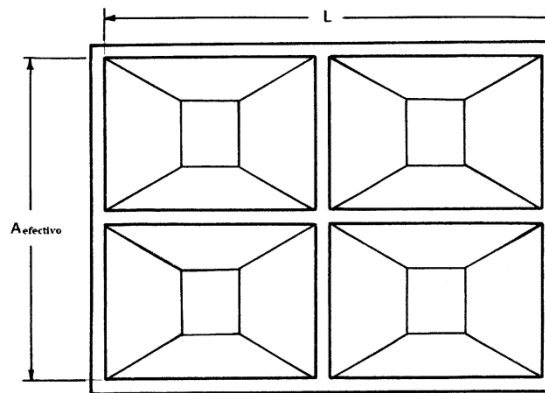
L = Largo del tanque Imhoff (dimensión interna sin incluir paredes)

$A_{\text{efectivo}} =$ Ancho efectivo del tanque Imhoff (sin incluir paredes)

tolvas = Numero de tolvas

$$\# \text{ tolvas} = \frac{2L}{A_{\text{efectivo}}} = \frac{2 \times 9.20 \text{ m}}{10.35 \text{ m}} = 1.78 \cong 2 \text{ tolvas}$$

Se usaran dos líneas con dos tolvas cada una



Ancho de tolvas (LT_2):

$$LT_2 = \frac{A_{\text{efectivo}} - 0.25(\# \text{ unidades.sed} - 1)}{\# \text{ unidades.sed}}$$

$$LT_2 = \frac{10.35 - 0.25(2 - 1)}{2} = 5.05 \text{ m}$$

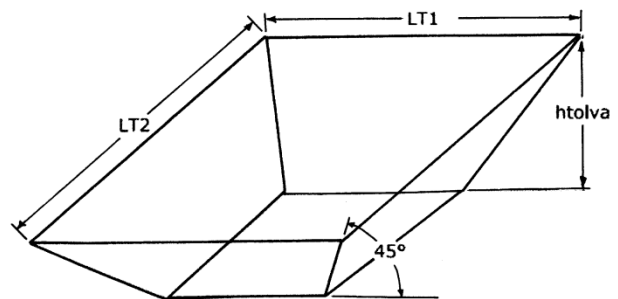
Largo de tolvas (LT_1):

$$LT_1 = \frac{L - 0.25(\# \text{ tolvas/linea} - 1)}{\# \text{ tolvas/linea}}$$

$$LT_1 = \frac{9.20 - 0.25(2 - 1)}{2} = 4.48 \text{ m}$$

Altura de tolvas (h_{tolvas}):

$$h_{\text{tolvas}} = \frac{LT_2}{4} = \frac{5.05}{4} = 1.26 \text{ m}$$



Calculo del volumen por tolva (V_{tolvas}) :

$$V_{tolvas} = \frac{(LT_1)(LT_2)(h_{tolvas})}{3} = \frac{(4.48 \text{ m})(5.05 \text{ m})(1.26 \text{ m})}{3} = 9.50 \text{ m}^3$$

Volumen total de tolvas ($V_{total \text{ tolvas}}$) usando fórmula para el cálculo del volumen de una pirámide:

$$V_{total \text{ tolvas}} = \# \text{ tolvas} \times V_{tolvas} = 4 \times 9.50 \text{ m}^3$$

$$V_{total \text{ tolvas}} = 38 \text{ m}^3$$

Dimensionamiento de la parte rectangular de la cámara de digestión:

$$V_{rectangular} = V_{digestion} - V_{total \text{ tolvas}}$$

Donde:

$V_{rectangular}$ = Volumen en la parte rectangular de la cámara de digestión

$V_{digestion}$ = Volumen de almacenamiento y digestión

$V_{total \text{ tolvas}}$ = Volumen total de tolvas

$$V_{rectangular} = 124.99 \text{ m}^3 - 38 \text{ m}^3$$

$$V_{rectangular} = 86.29 \text{ m}^3$$

Altura de la parte rectangular de la cámara de digestión ($h_{rectangular}$) :

$$h_{rectangular} = \frac{V_{rectangular}}{A_{efectivo} * Largo} = \frac{86.29 \text{ m}^3}{10.35 \text{ m} \times 9.20 \text{ m}} = 0.91 \text{ m}$$

$$h_{rectangular} \cong 1.0 \text{ m}$$

Altura de la zona neutra ($h_{zona\ neutra}$):

La altura máxima de los lodos deberá estar 0.50 m por debajo del fondo del sedimentador (Tomado de tabla 6.9).

$$h_{zona\ neutra} = 0.50\ m$$

Altura total del Tanque Imhoff ($h_{tanque\ imhoff}$):

$$h_{tanque\ imhoff} = h_{sedimentador} + h_{zona\ neutra} + h_{rectangular} + h_{tolvas}$$

$$h_{tanque\ imhoff} = 4.10\ m + 0.50\ m + 1.00\ m + 1.26\ m$$

$$h_{tanque\ imhoff} = 6.86\ m$$

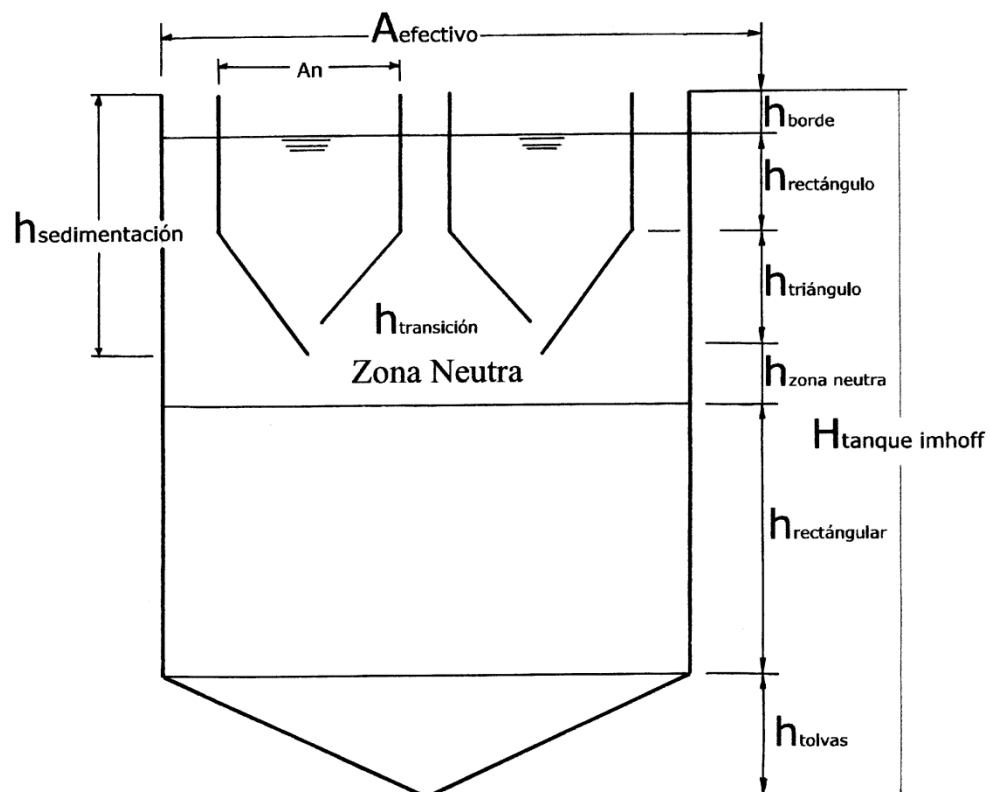


Figura 6.3 Esquema de dimensionamiento de un tanque Imhoff

FILTRO PERCOLADOR SIN RECIRCULACION

Debido a la reducción de DBO del 30% en el tanque Imhoff se tiene una DBO de entrada al filtro percolador de 210 mg/l.

Las características de diseño se tomaron de la tabla 6.10 presentada a continuación

Tabla 6.10 Características de diseño para diferentes tipos de filtros percoladores

	Tasa Baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Tasa Superalta	Rugoso	Dos Etapas
Medio Filtrante	Roca escoria	Roca escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, Plástico
Carga hidráulica m ³ /(m ² .dia)	0.9 - 3.7	3.7 - 9.4	9.4 - 37.4	14.0 - 84.2	46.8 - 187.1 (no incluye recirculación)	9.4 - 37.4 (no incluye recirculación)
Carga orgánica Kg DBO ₅ /(m ³ .dia)	0.1 - 0.4	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	0.5 - 1.6	1.6 - 8.0	1.0 - 1.9
Profundidad, m	1.8 - 2.4	1.8 - 2.4	0.9 - 1.8	3.0 - 12.2	4.6 - 12.2	1.8 - 2.4
Tasa de recirculación	0	0 - 1	1 - 2	1 - 2	1 - 4	0.5 - 2
Eficiencia de remoción de DBO ₅ , %	80 - 90	50 - 70	65 - 85	65 - 80	40 - 65	85 - 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No hay nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo

Fuente: "Guías Técnicas Para El Diseño De Alcantarillado Sanitario Y Sistemas De Tratamiento De Aguas Residuales" del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados.

Considerando que el límite de la norma del CONACYT es de 60 mg/l de DBO, para nuestro caso diseñaremos para una DBO de 40 mg/l en la descarga del cuerpo receptor, para la cual obtenemos la eficiencia en la remoción de DBO requerida E_r de :

Eficiencia Requerida (E_r) :

$$E_r = \frac{DBO_i - DBO_f}{DBO_i}$$

Donde:

DBO_i = DBO a la entrada del filtro percolador

DBO_f = DBO a la salida del filtro percolador

$$E_r = \frac{210 - 40}{210} = 80,95 \%$$

Si consideramos que no habrá recirculación, entonces $R = 0$ y encontramos un factor de seguridad (F), tenemos:

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2}$$

$$F = \frac{1 + 0}{\left(1 + \frac{0}{10}\right)^2}$$

$$F = 1$$

Calculando carga de DBO (W_1) con la siguiente ecuación:

$$W_1 = \frac{C_{DBO} \times Q}{1000}$$

Donde:

W_1 = carga de DBO

C_{DBO} = Concentración de DBO del afluente en mg/l

Q = caudal medio en m^3/s

Sustituyendo

$$W_1 = \frac{210 \frac{mg}{l} \times 0.01064 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{dia}}{1000}$$

$$W_1 = 193.05 \text{ kg DBO/día}$$

Sustituyendo términos conocidos en la siguiente ecuación y diseñando para una eficiencia del 81% ($E_1 = 81\%$):

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{W_1}{VF}}}$$

Donde:

E_1 = Eficiencia de remoción de DBO del filtro percolador

W_1 = carga de DBO

V = Volumen del filtro percolador

F = Factor de seguridad

$$81 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{193.05}{V(1)}}}$$

De esto resulta que

$$V = 687.00 \text{ m}^3$$

Considerando una profundidad de 2.4 m ($h = 2.4\text{m}$ de tabla 6.10), encontramos el área superficial del filtro percolador (A):

$$A = \frac{V}{h} = \frac{687.00 \text{ m}^3}{2.4 \text{ m}} = 282.50 \text{ m}^2$$

Considerando que el filtro será cuadrado, encontramos la longitud de sus lados (l) :

$$l = \sqrt{A} = \sqrt{282.50 \text{ m}^2} = 16.81 \text{ m} \approx 17 \text{ m}$$

Revisando si se cumple con el volumen requerido:

$$A = l^2 \times h = (17 \text{ m})^2 \times 2.4\text{m} = 693.60 \text{ m}^3$$

Calculando eficiencia real (E_{real}) :

$$E_{real} = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{193.05}{693.60 \times 1}}}$$

$$E_{real} = 81.07 \%$$

Remoción:

$$\text{Remoción} = \text{DBO} \times E_{real} = 210 \times 81.07\% = 170.25 \text{ mg/l}$$

$$\text{DBO}_{\text{efluente}} = 39.75 \text{ mg/l}$$

DISEÑO DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Los parámetros considerados para el diseño de este proceso son los indicados en la tabla 6.11 presentada en la página siguiente.

Considerando un período de retención (t_r) de 1.2 horas (Valor usual recomendado en libro *Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas poblaciones, Ron Crites, George Tchobanoglous, Mc Graw Hill*), y diseñando con el caudal medio diario de 10.64 l/s.

Tabla 6.11 Valores recomendados para diseño de sedimentadores

Parámetro	Intervalo
Tiempo de retención, horas	1.5 - 2.5
Carga superficial, m ³ /m ² /d	
Gasto medio	32 - 48
Gasto máximo	80 - 120
Dimensiones en metros	
Rectangular	
Profundidad	3 - 5
Longitud	15 - 90
Ancho	3 - 24
Circular	
Profundidad	3 - 5
Diámetro	3.6 - 60
Pendiente de fondo, mm/m	60 - 160

Fuente: Metcalf & Eddy

El volumen del sedimentador se calcula considerando el volumen de almacenamiento de agua durante el período de retención seleccionada y el volumen necesario para almacenar durante 7 días los lodos.

El volumen de almacenamiento de agua (V_{ar}) se calcula así:

$$V_{ar} = Q \times t_r$$

$$V_{ar} = 0.01064 \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 \text{ s/h} \times 1.2\text{h}$$

$$V_{ar} = 45.96 \text{ m}^3$$

Las cantidades de lodo producidas por el sedimentador se tomaron de la tabla 6.12 presentada a continuación.

Tabla 6.12 Cantidad normal de lodo producido por distintos procesos de tratamiento

Procesos de tratamiento	Cantidad normal de fango			Humedad (%)	Peso específico de S. del fango	Peso específico del fango	Sólidos secos	
	m ³ /miles de m ³ de A.R.	t/miles de m ³ de A.R.	m ³ /1000 personas y día				Kg/miles de m ³ de A.R.	Kg/1000 personas y día
Sedimentación primaria								
Sin Digerir	2.950	3.300	1.090	95.0	1.4	1.02	150	56
Digeridos en tanques separados	1.450	1.650	0.530	94.0	-	1.03	90	34
Digerido y deshidratado en lechos de arena	-	0.250	0.160	60.0	-	-	90	34
Digerido y deshidratado en filtro de vacío	-	0.360	0.120	72.5	-	1	90	34
Filtro percolador	0.745	0.830	0.270	92.5	1.33	1.025	57	22
Precipitación química	5.120	5.800	1.900	92.5	1.93	1.03	396	150
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.580	0.550	72.5	-	-	396	150
Sedimentación primaria y fango activado								
Sin Digerir	6.900	7.800	2.550	96.0	-	1.02	280	106
Sin digerir y deshidratado en filtro de vacío	1.480	1.550	0.560	80.0	-	0.95	280	106
Digerido en tanque separado	2.700	3.000	1.000	94.0	-	1.03	168	63
Digerido y deshidratado en lechos de arena	-	0.450	0.500	60.0	-	-	168	63
Digerido y deshidratado en filtros de vacío	-	0.920	0.330	80.0	-	0.95	168	63
Fango Activado								
Fango Húmedo	19.400	20.000	7.200	98.5	1.25	1.005	270	102
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.500	0.530	80.0	-	0.95	270	102
Secado por calentadores térmicos	-	0.300	0.080	4.0	-	1.25	270	102
Fosas sépticas, digerido	0.900	-	0.320	90.0	1.4	1.04	97	37
Tanque Imhoff, digerido	0.500	-	0.180	85.0	1.27	1.04	83	31

Fuente: Metcalf y Eddy

Se tomó el dato de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de A.R.

Con este dato obtenemos el volumen de lodos producidos en el sedimentador secundario cada día (V_{lss}):

$$V_{lss} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.01064 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$V_{lss} = 0.6849 \text{ m}^3/\text{d}$$

Considerando remociones cada 7 días, se obtiene un volumen de almacenamiento de lodos (V_{al}):

$$V_{al} = V_{lss} \times 7d = 0.6849 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times 7d$$

$$V_{al} = 4.79 \text{ m}^3$$

El volumen del sedimentador (V) será:

$$V = V_{ar} + V_{al}$$

$$V = 45.96 \text{ m}^3 + 4.79 \text{ m}^3$$

$$V = 50.75 \text{ m}^3$$

Considerando una carga superficial de $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times d$ (Tomado de tabla 6.12) y sabiendo que el área superficial (A_s) es igual al caudal (Q) entre la carga superficial (C_s) tenemos:

$$A_s = \frac{Q}{C_s} = \frac{0.01064 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}}{40 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{d}}}$$

$$A_s = 22.98 \text{ m}^2$$

Utilizando el área superficial se obtiene el diámetro (D), del sedimentador secundario:

$$D = \sqrt{\frac{4 A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 22.98 \text{ m}^2}{\pi}}$$

$$D = 5.41 \text{ m} \approx 5.5 \text{ m}$$

Para calcular la altura del cono del sedimentador (h_c) se utilizó el ancho efectivo del sedimentador (A_e); que corresponde al diámetro encontrado anteriormente más el ancho de las dos pantallas deflectoras (0.15 cm cada una), y la inclinación del fondo de 60° con respecto a la horizontal entonces:

$$h_c = \frac{A_e}{2} = \frac{5.80 \text{ m}}{2} \times \tan 60$$

$$h_c = 5.00 \text{ m}$$

Entonces el volumen del cono (V_c) es:

$$V_c = \frac{\pi r^2 \times h_c}{3} = \frac{\pi (2.75 \text{ m})^2 \times 5.00 \text{ m}}{3}$$

$$V_c = 39.59 \text{ m}^3$$

Restando al volumen del sedimentador el volumen del cono se obtiene un volumen necesario para el almacenamiento adicional al cono (V_{cl}), que será proporcionado por un cilindro cuyo volumen y altura (h_{cl}) se determina así:

$$V_{cl} = V - V_c$$

$$V_{cl} = 50.75 \text{ m}^3 - 39.59 \text{ m}^3 = 11.15 \text{ m}^3$$

$$h_{cl} = \frac{V_{cl}}{A_s} = \frac{11.15 \text{ m}^3}{\pi (2.75 \text{ m})^2} = 0.46 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m}$$

La profundidad total del sedimentador será de 5.50 m

El volumen del sedimentador es suficiente para almacenar al agua durante el periodo de retención considerado junto con el volumen de lodos producidos.

DISEÑO DE DIGESTOR DE LODOS

Las cantidades de lodo producidas por los procesos se tomaron de la tabla 6.12 presentada anteriormente.

Los lodos producidos por el sedimentador secundario (V_{lss}) se calculan de la siguiente manera:

Se tomó el dato de $0.745 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de A.R. para lodos de sedimentador secundario luego de filtro percolador.

Con este dato obtenemos el volumen de lodos producidos en el sedimentador secundario cada día (V_{lss}):

$$V_{lss} = \frac{0.745 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.01064 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$V_{lss} = 0.6849 \text{ m}^3/\text{d}$$

Obteniendo volumen de almacenamiento de lodos del digester (V_{digester}) para un periodo de 45 días:

$$V_{\text{digester}} = 0.6849 \text{ m}^3/\text{d} \times 45 \text{ d} = 30.82 \text{ m}^3$$

Para dimensionar el Digester se considero una profundidad (h) de 3.0 m. Con esta profundidad y el volumen total (V_{digester}) se calcula el área superficial del digester (A_d)

$$A_d = \frac{V_{\text{digester}}}{h} = \frac{30.82 \text{ m}^3}{3.0 \text{ m}} = 10.27 \text{ m}^2$$

Considerando un digester circular se calcula el diámetro (D_d) del mismo con el área anterior.

$$D_d = \sqrt{\frac{4 A_d}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 10.27 \text{ m}^2}{\pi}} = 3.62 \text{ m}$$

Para determinar el volumen del cono del fondo del digester se calculó primero la altura de este cono (h_c) considerando una pendiente del fondo (m) de 1:6 (recomendación de "Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes" de La Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias).

$$hc = \frac{D_d}{2} \times m = \frac{3.62 \text{ m}}{2} \times 1/6 = 0.30 \text{ m}$$

DISEÑO DE PATIOS DE SECADO DE LODOS

Para el diseño de los patios de secado se considerarán las cantidades de lodos producidas por el digestor de lodos (calculado anteriormente) más los producidos por el tanque Imhoff.

De acuerdo a tabla 6.12 se obtiene el valor de 0.5 m³ de lodos /1000 m³ de agua residual para lodos de Tanque Imhoff.

Con este dato se calcula el volumen de lodos producidos en el tanque Imhoff cada día (V_{li}):

$$V_{li} = \frac{0.50 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.01064 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$V_{li} = 0.4596 \text{ m}^3/\text{d}$$

El volumen de lodos producidos por el tanque Imhoff ($V_{limhoff}$) para el periodo de digestión de 45 días es:

$$V_{limhoff} = 0.4596 \text{ m}^3/\text{d} \times 45 \text{ d} = 20.68 \text{ m}^3$$

El volumen de lodos a verter en los patios de secado (V_{lps}) se obtiene de la suma de los lodos producidos por el tanque Imhoff ($V_{limhoff}$) y los lodos producidos en el digestor de lodos ($V_{ldigestor}$):

$$V_{lps} = V_{limhoff} + V_{ldigestor} = 20.68 \text{ m}^3 + 30.82 \text{ m}^3 = 51.50 \text{ m}^3$$

Considerando que serán vertidos formando una capa de 40 cm de espesor obtenemos un área superficial (A_s):

$$A_s = \frac{51.50 \text{ m}^3}{0.40 \text{ m}} = 128.75 \text{ m}^2$$

Considerando dos patios de secado de 64.38 m²

Si el ancho del patio es de 6 m se encuentra la longitud (l) del mismo:

$$l = \frac{64.38 \text{ m}^2}{6 \text{ m}} = 10.73 \text{ m} \approx 11 \text{ m}$$

6.4.2 ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO #2

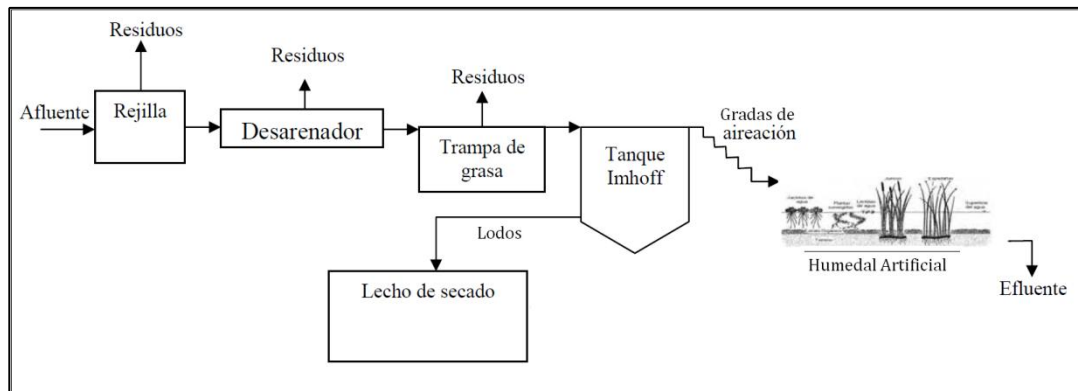


Figura 6.4 Diagrama de bloque de la planta de tratamiento #2

Se mantienen los procesos de pre-tratamiento:

- Rejas
- Desarenador
- Trampa de grasas

Se mantiene tratamiento primario por medio de tanque Imhoff.

HUMEDAL ARTIFICIAL

Debido a la reducción de DBO del 30% en el tanque Imhoff se tiene una DBO de entrada al humedal artificial de 210 mg/l.

Considerando el límite de la norma del CONACYT de 60 mg/l de DBO en la descarga, el área del humedal artificial se diseñara para una DBO en el efluente de 40 mg/l :

$$A = \frac{Q(\ln C_0 - \ln C_t)}{K}$$

Donde:

A= Superficie del humedal artificial en m²

Q= Caudal medio en m³/d

C₀= Limite de DBO₅ en el afluente en mg/l

C_t= Limite de DBO₅ que debe cumplir el efluente en mg/l

K= Permeabilidad en m/d

Tabla 6.13 Valores de permeabilidad

Permeabilidad	Valores de K (m/s)	Suelo típico
Muy permeable	1 x 10 ⁻¹ a 1 x 10 ⁻³	Grava gruesa
Permeable	1 x 10 ⁻³ a 1 x 10 ⁻⁵	Grava
Moderadamente permeable	1 x 10 ⁻⁵ a 1 x 10 ⁻⁷	Arena, arena fina
Muy poco permeable	1 x 10 ⁻⁷ a 1 x 10 ⁻⁹	Limo y arenisca fina
Impermeable	< 1 x 10 ⁻⁹	Arcilla

Fuente: Terzaghi K. y Peck R., 1980.

Usando grava para el humedal artificial tomamos de la tabla 6.13 un valor de permeabilidad de 1x10⁻⁴ m/s, por lo tanto:

Convirtiendo permeabilidad a unidades de m/d

$$K_{arena\ fina} = \left(1 \times 10^{-4} \frac{m}{s}\right) \times \left(\frac{86400\ s}{1\ d}\right) = 8.64\ m/d$$

Convirtiendo caudal a m³/d

$$Q = 0.01064 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d} = 919.30\ m^3/d$$

Sustituyendo valores:

$$A = \frac{919.30 \times [(\ln 210) - (\ln 40)]}{8.64}$$

$A = 176.44 \text{ m}^2$ Aumentando un 20% el área calculada se tiene:

$$A = 211.72 \text{ m}^2$$

Asumiendo ancho del humedal de 8 m, el largo sería:

$$\text{Largo} = \frac{211.72 \text{ m}^2}{8 \text{ m}} = 26.46 \text{ m} \approx 26.50 \text{ m}$$

La profundidad del humedal artificial será de 30 cm en el afluente y de 60 cm en el efluente, garantizando con esto una pendiente del 1.1% en el piso del humedal (Valor dentro del rango recomendado de 1%-2% en libro *Tratamiento por Humedales Artificiales: fundamentos científicos, tecnologías, Diseños / Mariano Seoáñez Calvo*).

La vegetación será de zacate Taiwan (*Pennisetum purpureum*).

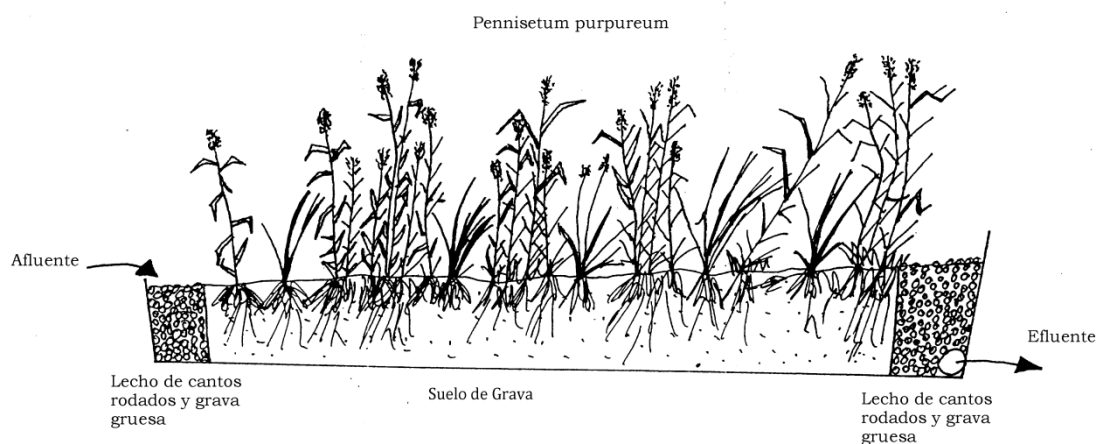


Figura 6.5 Esquema de corte longitudinal del humedal artificial

DISEÑO DE PATIOS DE SECADO DE LODOS

Para el diseño de los patios de secado se considerarán las cantidades de lodos producidas por el tanque Imhoff ya que en esta alternativa es el único elemento que produce lodos.

De acuerdo a tabla 6.12 se obtiene el valor de 0.5 m^3 de lodos / 1000 m^3 de agua residual para lodos de Tanque Imhoff.

Con este dato se calcula el volumen de lodos producidos en el tanque Imhoff cada día (V_{li}):

$$V_{li} = \frac{0.50 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} \times 0.01064 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}}$$

$$V_{li} = 0.4596 \text{ m}^3/\text{d}$$

El volumen de lodos producidos por el tanque Imhoff (V_{imhoff}) para el periodo de digestión de 45 días es:

$$V_{imhoff} = 0.4596 \text{ m}^3/\text{d} \times 45 \text{ d} = 20.68 \text{ m}^3$$

Considerando que serán vertidos formando una capa de 40 cm de espesor obtenemos un área superficial (A_s):

$$A_s = \frac{20.68 \text{ m}^3}{0.40 \text{ m}} = 51.70 \text{ m}^2$$

Considerando dos patios de secado de 25.85 m²

Si el ancho del patio es de 4 m se encuentra la longitud (l) del mismo:

$$l = \frac{25.85 \text{ m}^2}{4 \text{ m}} = 6.46 \text{ m} \approx 6.5 \text{ m}$$

6.5 ESPECIFICACIONES TECNICAS

6.5.1. OBRAS PRELIMINARES

Se incluye en esta partida todas las operaciones necesarias para iniciar el proceso constructivo; esto incluye: limpieza del terreno, trazo y nivelación, construcción de bodega, oficina, desvestideros, comedores, construcción de cerca protectora, instalaciones hidráulicas y sanitarias e instalaciones eléctricas provisionales.

Se deberá proveer en todos los sitios de trabajo los servicios básicos que requieren tanto el personal como los procesos constructivos involucrados.

Debido a que las zonas donde se ejecutaran los trabajos no cuentan con instalaciones públicas para el suministro de agua potable, se proveerán todos los equipos, accesorios y mano de obra necesarias para abastecerse de agua potable para el consumo de su personal, asimismo los depósitos para el almacenamiento y distribución, así como el agua misma, deberán ser higiénicos y sanitariamente seguros.

Para el manejo y disposición de las aguas negras, se contratara, el servicio de sanitarios portátiles (un sanitario por cada 20 personas), lo cual tendrá que incluir la evacuación periódica y disposición final y adecuada de los desechos fuera de los lugares de trabajo. La forma de evacuación y disposición final de las aguas residuales, será realizada por medio de camiones recolectores de la empresa contratista o subcontratista que preste los servicios de arrendamiento y deberá contar con todos los permisos exigidos por la legislación vigente para la República de El Salvador.

Si en la zona donde se desarrollaran los trabajos no se cuenta con un servicio público de energía eléctrica, el Contratista será el responsable de suministrar todo el material, equipo y mano de obra para conectarse a las instalaciones existentes, y en las aéreas que no se pudiese conectar deberá de proveerse de equipos de generación portátil para garantizar el suministro de este servicio para el desarrollo de los trabajos encomendados.

El material, equipo y servicios en general, serán de buena calidad y deberá estar en buen estado de funcionamiento.

Trazo y nivelación

El trazo se realizara con niveletas de madera que replanteen los ejes principales y un plano horizontal de referencia.

El contratista desarrollara estos trabajos con procedimientos que garanticen la seguridad de las personas, evitando daños en las colindancias y sin menoscabo del medio ambiente.

Medición y forma de pago

Las instalaciones provisionales se pagaran por suma global una vez estén terminadas y recibidas a satisfacción por la supervisión de la obra.

6.5.2. MOVIMIENTO DE TIERRA

El alcance del trabajo incluye descapote, destronado, corte de terrazas, rellenos, excavación, compactación con tierra o suelo cemento, desalojos, acarreo, conformación de taludes, terraplenes y cualquier otra obra de movimiento de tierra indicada en los planos constructivos.

Limpieza, chapeo y destronque

Se eliminara y removerá del sitio de la construcción, todos los arboles marcados para tal efecto, así como los materiales, raíces, troncos, arbustos, cercas, basura y cualquier otro material objetable dentro de los límites de la construcción de la vía y de las estructuras.

No se removerá ningún árbol, aunque se haya incluido en la lista correspondiente, mientras no sea específicamente marcado por el Ingeniero.

La limpieza y chapeo deberá hacerse con cuadrillas de personal, utilizando herramientas manuales y no se permitirá el uso de maquinaria pesada, salvo para la operación de destroncado, la cual se hará posteriormente al chapeo manual o cuando lo autorice el Ingeniero.

Todos los materiales, los troncos enterrados, las raíces, los matorrales, los troncos de desecho, las ramas y copas de los árboles o cualquier otro desperdicio resultante de las operaciones de limpieza y chapeo, se dispondrán según lo determine el Ingeniero, de manera que no se perjudique o ponga en peligro la propiedad pública o privada.

En cualquier caso, será obligación del Contratista el hallar un lugar apropiado y el autorizado por el propietario del mismo y aprobado por el Ingeniero, para depositar el material sobrante, a menos que el Ingeniero indique otro lugar específicamente.

En los caminos existentes, sobre los cuales se apoye el proyecto, no se llevaran a cabo las operaciones de limpieza y chapeo, a menos que sea ordenado por el Ingeniero.

Calidad de los materiales

El material para rellenos y compactación deberá estar libre de contaminación, y deberá ser evaluado por un laboratorio de control de calidad de suelos.

Requerimientos constructivos

Excavación

Consistirá en el corte de suelos de acuerdo a los niveles indicados en el plano o el estudio de suelos. Los suelos adecuados o material selecto, deberán reservarse para su uso en los rellenos, acopiándolos en sitios protegidos de la lluvia y contaminación orgánica o arcillosa. Los materiales

inadecuados deberán desalojarse de la obra.

Compactación

El material para compactar será evaluado por un laboratorio, que deberá realizar una prueba PROCTOR y establecer la densidad máxima y humedad óptima para los procesos de compactación. No deberá utilizarse, material orgánico o arcilloso. Los espesores a compactar serán de 15 cm, para utilizar una vibrocompactadora, en caso de utilizar rodillos vibratorios el espesor adecuado por capas será aprobado por el supervisor. Se deberá establecer un control de laboratorio que realice pruebas de densidad de campo (AASHTO T-99, T-180 según el caso), las cuales deben dar como resultado mínimo el 90% de la densidad máxima.

No se permitirá compactación manual, salvo en el caso de rellenos no estructurales.

Suelo cemento

Se define al suelo-cemento como un material elaborado a partir de una mezcla de suelos finos y/o granulares, cemento y agua, la cual se compacta y se cura para formar un material endurecido con propiedades mecánicas específicas.

El contenido de cemento en peso suele ser del orden del 3 al 7% en peso de materiales secos y a largo plazo, su resistencia a compresión suele ser superior a 4 MPa. El contenido de agua se elige para obtener mezclas de consistencia seca que permitan su compactación con rodillo. La mezcla se tendera en capas no mayores de 15 cm, y se compactara hasta obtener el 90% de la densidad establecida según la norma AASHTO T-134 "Método Estándar de Prueba para las Relaciones de Densidad de Humedad de Mezclas de Suelo Cemento.

Medición y forma de pago

Los procesos de destroncado se pagaran por suma global; el proceso de conformación de taludes, y conformación de terraplenes se medirán y pagaran por metro cuadrado.

Los trabajos de descapote, corte en terrazas, rellenos, excavación, compactación con tierra o suelo cemento, desalojos y acarreo se pagara por metro cubico medido de

acuerdo a volúmenes realmente ejecutados. La compactación se medirá con el volumen compactado, los desalojos y acarreo por volúmenes sueltos.

6.5.3. ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Esta sección incluye todos los elementos de concreto reforzado, tales como columnas, vigas y losas.

Se establecen en esta sección los criterios mínimos de fabricación, colocación, curado y reparaciones del concreto, así como la instalación de moldes de refuerzo.

Calidad de los materiales

Diseño de mezclas de concreto

El concreto de los elementos estructurales primarios deberá ser premezclado y el suministrante garantizará la resistencia y calidad de concreto. Cuando se fabrica en la obra, las mezclas de concreto deberán ser diseñadas por un laboratorio designado por la Supervisión para tal efecto, que tendrá a su cargo un control de la calidad del concreto colocado, tomando muestras cilíndricas y sometiéndolas a pruebas de compresión.

La resistencia cilíndrica a la compresión requerida por el proyecto es de 210 kg/cm². La resistencia promedio requerida para el diseño de las mezclas se determinará de acuerdo a la sección 5.3 del American Concrete Institute (ACI 318-05). Esta resistencia deberá ser comprobada por medio de especímenes preparados, curados y sometidos a prueba de conformidad con las normas American Society for Testing and Materials (ASTM) C 31, C39, C 172. Por lo menos se harán tres cilindros por cada 12 metros cúbicos o de acuerdo con las necesidades de la obra. De las tres muestras una se someterá a la prueba de compresión a los 7 días y las otras dos se probarán a los 28 días, excepto cuando se usare algún aditivo acelerante, en cuyo caso las edades de prueba serán 3 y 14 días respectivamente.

La aceptación del concreto en cuanto a su resistencia se hará en base a la sección 5.6 del ACI 318. En caso de que los resultados no sean satisfactorios se procederá a pruebas no destructivas. Si persistiese la duda, se procederá a la extracción y prueba de núcleos de concreto endurecido, según la norma ASTM C 42, y los huecos se rellenaran con mortero epóxico. Como documento de apoyo en esta sección se adopta el reglamento ACI 318 más reciente y los requisitos del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador.

Cemento

Todo el cemento deberá ser Portland tipo I, de conformidad con la norma ASTM C 150 o Portland bajo la norma ASTM C-1157 GU y deberá almacenarse de manera que la humedad y la edad no bajen su calidad, para lo cual deberán tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- Colocar las bolsas de cemento sobre una plataforma de manera que se levante 0.15 m del suelo.
- Ordenar las estibaciones en no más de 10 bolsas y asegurar que la rotación de inventarios siga el método de primera entrada – primera salida (PEPS).
- Colocar plástico sobre la última y bajo la primera fila de bolsas de cemento.

Agregados

Los agregados pétreos deberán cumplir con la norma ASTM C 33. El agregado grueso deberá ser piedra triturada de buena calidad, no deberá presentar poros ni aspecto laminar. El tamaño máximo deberá ser de 1½" en cimentaciones, 1" y ¾" en losas y llenos de huecos y paredes.

Los agregados finos deberán ser arenas limpias de grano duro, libre de pómez, polvo, grasas, sales, álcalis, orgánicos y otras impurezas perjudiciales para el concreto. Deberán protegerse contra la lluvia, viento y contaminación con otros materiales.

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo para el concreto será grado 40, según la norma ASTM A 615; tendrá un refuerzo a la fluencia de 2800 kg/cm², valor que deberá comprobar con pruebas de tensión según la norma ASTM A 615, tomando tres muestras de cada lote de diferentes diámetros.

Requerimientos constructivos

Fabricación del concreto

Todo el concreto de los sedimentadores será colocado con un revenimiento de 12.5 a 15 cm. en un tiempo no mayor de 60 minutos después de la salida de la planta.

El propósito del ensayo de revenimiento (asentamiento) del concreto es determinar la consistencia del concreto fresco o de morteros cementicios y verificar la uniformidad de la mezcla de bachada a bachada. Este ensayo está basado en el método ASTM C-143 "Método de ensayo estándar para el Concreto de cemento portland."

Tome dos o más muestras representativas, a intervalos espaciados de manera regular, de la mitad de la descarga de la mezcladora; no tome muestras del comienzo o el final de la descarga. Obtenga muestras dentro de los primeros 15 minutos. Los ensayos de revenimiento deben hacerse dentro de los 5 minutos después del muestreo. Combine las muestras en una carretilla o en un recipiente adecuado y vuelva a mezclar antes de llevar a cabo el ensayo.

Transporte del concreto

El concreto se trasladará hasta el elemento a colar, por métodos que prevengan la segregación o pérdida de materiales.

Colocación del concreto

El método de colocación del concreto será tal que evite la segregación de los materiales y deberá ser consolidado utilizando vibradores de inmersión. La vibración deberá ser

suficientemente intensa como para afectar visiblemente al concreto en radio mínimo de 60 cm, alrededor del punto de aplicación, pero no deberá prolongarse demasiado para evitar la segregación de los agregados pétreos.

Se permitirán juntas de colado en los puntos de esfuerzos constantes mínimos, en caso de puntos delicados deberán tenerse las precauciones siguientes:

- Escarificar y limpiar la superficie de concreto existente
- Aplicar resina epoxica para unir concreto nuevo con viejo
- Proveer estribos diagonales adicionales.

Curado del concreto

El concreto deberá protegerse de la pérdida de humedad durante un periodo mínimo de 7 días, cubriéndolo permanentemente con una capa de agua o con algún recubrimiento que garantice un curado efectivo durante el proceso de fraguado.

Reparación de defectos de colado

Todos los defectos superficiales que resulten en el concreto al retirar los moldes deberán ser corregidos. Las colmenas cuya profundidad no exceda de $1/5$ de la sección de concreto, así como las rajaduras y delaminaciones superficiales, deberán picarse hasta encontrar concreto compacto, después serán lavadas y resanadas con un mortero epóxido. En caso de agrietamiento se podrá realizar una inyección con resina epoxica de baja viscosidad.

Si la colmena excede $1/5$ de la sección transversal se procederá a la demolición total o parcial del elemento colado. En caso que sea parcial, la zona demolida será restaurada con un concreto de igual resistencia, pero se aplicara una resina epoxica para unir concreto nuevo con viejo y un estabilizador volumétrico de buena calidad.

Colocación del refuerzo

En este aspecto regirán las notas estructurales establecidas en los planos y los criterios del Reglamento ACI 318.

El contratista presentara planos de taller con la ubicación de empalmes, posición y tamaño de los anclajes y cualquier otra información pertinente a la armadura. No podrá proceder con estos trabajos hasta que la supervisión los revise y autorice.

Encofrados

Se deben revisar planos de taller para encofrados antes de su autorización, preferiblemente con un diseño que garantice la resistencia estructural de los mismos.

Una vez instalados se debe verificar que sus dimensiones coincidan con la sección transversal de los elementos de concreto y que estén limpios interiormente. Conviene recomendar ventanas en el fondo de los moldes para una mejor limpieza previa al colado.

Se deberá verificar la hermeticidad de los moldes antes de autorizar el colado.

En el desencontrado la atención de la supervisión debe centrarse en la observación de daños en el concreto, tales como colmenas y segregación (perdida de helado). No debe permitirse ningún resane sin la aprobación escrita del supervisor. Se utilizara madera de pino o moldes metálicos, con una estructuración adecuada y conforme un diseño basado en el ACI 347, de madera que soporten las cargas laterales del empuje del concreto, así como las gravitacionales ocasionadas por el peso de los materiales y la carga viva actuante durante el colado.

La remoción de los moldes no se podrá efectuar antes del siguiente periodo:

Sedimentadores 3 días

Pedestales 2 días

Medición y forma de pago

Todas las estructuras de concreto armado se medirán en m³ y se pagaran en proporción a los volúmenes de concreto endurecidos.

6.5.4. ESTRUCTURAS METALICAS

El alcance del trabajo incluye la construcción de los elementos estructurales metálicos, con la combinación de perfiles metálicos y varillas de acero indicados en los planos, para formar elementos de alma abierta o llena. Se incluyen los detalles de conexión.

Calidad de los materiales

Todos los perfiles metálicos indicados en estos planos deberán cumplir con los requisitos de calidad de la designación ASTM A-36.

Requerimientos constructivos

Para la fabricación y montaje de la estructura metálica se deberá desarrollar planos de taller y en la ejecución deberá garantizarse la estabilidad de la estructura por medio de puntales y arriostramientos laterales.

Las soldaduras se realizaran con el proceso de arco eléctrico con electrodo protegido del tipo E-7018.

Medición y forma de pago

Los elementos estructurales se medirán por metro lineal construido, y se pagara en proporción a la cantidad de elementos colocados en su ubicación final, con sus conexiones revisadas y aprobadas por el supervisor.

6.5.5. ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUES DE CONCRETO

Se incluyen todas las paredes de mampostería de bloque de concreto indicadas en los planos.

El contratista debe incluir todos los movimientos de materiales y personas para la correcta instalación de las piezas, en el alineamiento establecido en planos y con la verticalidad necesaria. Deberá incluir andamios, reglas y cualquier otro material o equipo necesario.

Calidad de los materiales

Bloques de Concreto

Los bloques de concreto serán fabricados con una mezcla de cemento Portland y agregado de arena de piedra de escoria, moldeado por vibración y curados a vapor. Deberán tener una resistencia mínimo a la compresión sobre área bruta de 70 kg/cm² y cumplir con la norma ASTM C 90.

Mortero

El mortero para pegamento de bloques deberá ser del tipo normal y cumplirá con la norma ASTM C 270 y será verificado por el por el laboratorio de control de calidad de materiales.

Grout

El concreto para los llenos de los huecos deberá cumplir con la norma ASTM C 476 y deberá tener una consistencia fluida, con un revenimiento mínimo de 15 cm, y un tamaño máximo de agregados de 3/4".

Acero de refuerzo

Se atenderán las indicaciones de la sección de 10.1.3 de las especificaciones técnicas y no se permitirá doblar las varillas de acero para colocar los bloques de concreto. La cantidad de agua en la mezcla será la mínima para obtener la trabajabilidad adecuada. No se permitirá el retemplado de la mezcla ni el uso de mortero que haya permanecido 30 minutos o mas sin usar después de mezclado.

Los bloques serán colocados sobre un tendido completo de mortero con todas las juntas llenas y no serán humedecidos antes de su colocación.

Medición y forma de pago

El trabajo realizado se medirá en m² y se pagara por la cantidad de paredes construidas, una vez verificado su alineamiento y verticalidad.

6.5.6. ACABADOS EN PAREDES

Los tipos de acabados en paredes se indican en los cuadros que para tal efecto presentan en los planos arquitectónicos y consisten en repellos, afinados, pintura.

Calidad de los materiales

Las mezclas de mortero para los repellos, afinados y pegamento de piezas deberán cumplir con lo establecido en la sección 6.5.3 de las especificaciones técnicas. Los repellos se harán con mortero de cemento Portland tipo I y arena de río de granos menores de 1/16", en una proporción volumétrica 1:4. Los afinados se harán con llana metálica aplicando un mortero de cemento Portland tipo I y arena con granos menores de 1/64", en proporción volumétrico 1:2.

Requerimientos constructivos

Repellos y afinados

Antes de repellar se limpiaran y mojaran las paredes, en el caso de estructuras de concreto, deberá escarificarse la superficie. El máximo espesor de repellos será de 1.5 cm, y de afinado 2 mm.

Deberán formarse fajas verticales de mezcla de 0.15 m de ancho a cada 2 metros, que sirvan de referencia para la superficie a repellar. Después de 24 horas se deberá azotar la mezcla de mortero en capas hasta lograr el espesor requerido y se eliminarán los excesos por medio del codal apoyado en las fajas de referencia.

El repello deberá curarse por lo menos durante tres días, después de los cuales podrá procederse al afinado con llana metálica, hasta lograr una superficie tersa y uniforme. El afinado deberá curarse por lo menos durante 5 días.

Cualquier desperfecto o falta de adherencia de los repellos obligará al supervisor a ordenar su reparación, por lo cual se demolerá la zona afectada y se repetirá el proceso.

6.5.7. INSTALACIONES PARA AGUA POTABLE

Se incluyen todas las instalaciones para la red de agua potable, tanto las tuberías como sus accesorios, válvulas, cajas y cualquier otro elemento indicado en los planos de instalaciones hidráulicas.

Calidad de los materiales

Se utilizará tubería y accesorios de Cloruro de Polivinilo (PVC) fabricado bajo norma, para una presión mínima de 250 PSI.

Requerimientos constructivos

Antes de iniciar estos trabajos el contratista presentará a la supervisión los isométricos de la red, en la que se indicarán las posibles interferencias con elementos constructivos.

Deberán instalarse válvulas de control en la entrada a los distintos artefactos sanitarios.

Medición y forma de pago

La red de agua potable se medirá en metros de tubería instalada, incluyendo sus accesorios. Las válvulas se medirán por unidad. El pago se realizara en base a la cantidad de metros lineales de tubería debidamente instalada y probada por la supervisión.

6.5.8. INSTALACIONES PARA DRENAJE

Se incluyen todas las instalaciones de aguas negras y aguas lluvias, tanto las tuberías como sus accesorios, cajas, pozos y cualquier otro elemento indicado en los planos de instalaciones de drenajes.

Calidad de los materiales

Para las aguas negras y aguas lluvias, podrán usarse tuberías de (PVC) fabricadas bajo norma para rigidez. Los planos constructivos indicaran el tipo de tubería, diámetro y pendiente.

Requerimientos constructivos

En el caso de tuberías enterradas, la excavación deberá tener un ancho mínimo de 45 cm, en tuberías de diámetros menores a 6", y en diámetros mayores según la siguiente tabla.

Tabla 6.14 Ancho de excavación para tuberías

Diámetro de tubería	Ancho de excavación
6"	75 cm
8"	80 cm
10"	85 cm
12"	90 cm
15"	100 cm

El relleno sobre tuberías deberá realizarse con material limo arenoso, depositado en capas de 15 cm, y compactado hasta tener un 80% de la densidad máxima.

La construcción de cajas se hará de acuerdo a detalles típicos establecidos en las Normas Técnicas de ANDA.

6.6 PLANOS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS
ALTERNATIVAS DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES

PLANO 1/13

ESQUEMA DE PLANTA DE TRATAMIENTO OPCION #1

PLANO 2/13

DISTRIBUCION GENERAL EN PLANTA OPCION #1

PLANO 3/13

PERFIL TOPOGRAFICO OPCION #1

PLANO 4/13

TRATAMIENTO PRELIMINAR

PLANO 5/13

TRATAMIENTO PRIMARIO (TANQUE IMHOFF)

PLANO 6/13

FILTRO PERCOLADOR

PLANO 7/13

SEDIMENTADOR SECUNDARIO

PLANO 8/13

DIGESTOR DE LODOS Y PATIOS DE SECADO DE LODOS
OPCION #1

PLANO 9/13

ESQUEMA DE PLANTA DE TRATAMIENTO OPCION #2

PLANO 10/13

DISTRIBUCION GENERAL EN PLANTA OPCION #2

PLANO 11/13

PERFIL TOPOGRAFICO OPCION #2

PLANO 12/13

HUMEDAL ARTIFICIAL

PLANO 13/13

PATIOS DE SECADO DE LODOS OPCION #2

6.7 PRESUPUESTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

- Las cantidades de obras de las partidas se obtuvieron de los planos y detalles de los elementos diseñados y presentados en el apartado 6.6 de este capítulo.
- Las áreas, volúmenes y longitudes se calcularon con ayuda de un software de Dibujo Asistido por Computadora (CAD por sus siglas en inglés).
- Los Costos Directos se obtuvieron de la lista de precios del FISDL para el año 2010
- El Costo Indirecto asumido es el 30% del Costo Directo ($CI = 0.30 * CD$).
- El IVA es el 13% de la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto de la actividad correspondiente ($IVA = 0.13(CD + CI)$).
- El Costo Unitario corresponde a la suma del Costo Directo mas el Costo Indirecto mas el IVA ($Costo\ Unitario = CD + CI + IVA$).
- El Total de la Partida se obtuvo de multiplicar la Cantidad de Obra por el costo unitario.

Tabla 6.15 Presupuesto de la planta de tratamiento alternativa # 1

PRESUPUESTO ALTERNATIVA # 1					
ITEM	DESCRIPCION DE ACTIVIDADES	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL
1	COMPRA DE TERRENO	1	SG	\$ 15,000.00	\$ 15,000.00
2	INSTALACIONES PROVISIONALES	1	SG	\$ 1,000.00	\$ 1,000.00
3	TERRACERIA GENERAL, AREA VERDE Y DE CIRCULACION	1	SG	\$ 16,023.95	\$ 16,023.95
4	TUBERIA DE ENTRADA A LA PLANTA	1	SG	\$ 4,201.70	\$ 4,201.70
5	CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS	1	SG	\$ 1,086.80	\$ 1,086.80
6	DESARENADORES	1	SG	\$ 550.51	\$ 550.51
7	MEDIDOR TIPO PARSHALL	1	SG	\$ 401.77	\$ 401.77
8	TRAMPA DE GRASAS	1	SG	\$ 1,765.41	\$ 1,765.41
9	TANQUE IMHOFF	1	SG	\$ 60,009.09	\$ 60,009.09
10	FILTRO PERCOLADOR	1	SG	\$ 55,954.04	\$ 55,954.04
11	SEDIMENTADOR SECUNDARIO	1	SG	\$ 43,670.31	\$ 43,670.31
12	DIGESTOR DE LODOS	1	SG	\$ 30,254.89	\$ 30,254.89
13	PATIOS DE SECADO DE LODOS	1	SG	\$ 47,125.52	\$ 47,125.52
14	TUBERIAS DE CONEXIÓN Y DESCARGA	1	SG	\$ 12,918.27	\$ 12,918.27
15	PROTECCION PERIMETRAL	1	SG	\$ 48,446.84	\$ 48,446.84
16	CASETA DEL OPERADOR	1	SG	\$ 6,933.83	\$ 6,933.83
				TOTAL	\$ 345,342.93

Tabla 6.16 Presupuesto de la planta de tratamiento alternativa # 2

PRESUPUESTO ALTERNATIVA # 2					
ITEM	DESCRIPCION DE ACTIVIDADES	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL
1	COMPRA DE TERRENO	1	SG	\$ 15,000.00	\$ 15,000.00
2	INSTALACIONES PROVISIONALES	1	SG	\$ 1,000.00	\$ 1,000.00
3	TERRACERIA GENERAL, AREA VERDE Y DE CIRCULACION	1	SG	\$ 16,023.95	\$ 16,023.95
4	TUBERIA DE ENTRADA A LA PLANTA	1	SG	\$ 4,201.70	\$ 4,201.70
5	CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS	1	SG	\$ 1,086.80	\$ 1,086.80
6	DESARENADORES	1	SG	\$ 550.51	\$ 550.51
7	MEDIDOR TIPO PARSHALL	1	SG	\$ 401.77	\$ 401.77
8	TRAMPA DE GRASAS	1	SG	\$ 1,765.41	\$ 1,765.41
9	TANQUE IMHOFF	1	SG	\$ 60,009.09	\$ 60,009.09
10	GRADAS DE AIREACION	1	SG	\$ 375.00	\$ 375.00
12	HUMEDAL ARTIFICIAL	1	SG	\$ 22,304.95	\$ 22,304.95
13	PATIOS DE SECADO DE LODOS	1	SG	\$ 40,999.20	\$ 40,999.20
14	TUBERIAS DE CONEXIÓN Y DESCARGA	1	SG	\$ 12,918.27	\$ 12,918.27
15	PROTECCION PERIMETRAL	1	SG	\$ 48,446.84	\$ 48,446.84
16	CASETA DEL OPERADOR	1	SG	\$ 6,933.83	\$ 6,933.83
				TOTAL \$ 232,017.32	

6.8 OPERACION Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Por operación se entiende las acciones que garantizan el funcionamiento de la planta de tratamiento. La operación de la planta contempla un trabajo rutinario con frecuencia diario, semanal o mensual y trabajo ocasional.

Al mantenimiento corresponden los actos dedicados al sostenimiento de las estructuras de la planta de tratamiento, el personal necesario para el mantenimiento depende principalmente de los tipos y magnitudes de estos sistemas.

Tipos de mantenimiento a desarrollar:

Mantenimiento preventivo: incluye limpieza, reparaciones, inspecciones y supervisión. Para alcanzar esas metas se deben tomar en cuenta algunas actividades como: visitas técnicas frecuentes, limpieza general en cada reactor, medición de caudal, evacuación de lodos, funcionamiento de tuberías, análisis de laboratorio, conformación y disposición final de lodos en los patios de secado.

Mantenimiento correctivo: son operaciones de emergencia como resultado de problemas observados en el funcionamiento como reemplazo de tuberías, fugas o infiltraciones detectadas.

6.8.1 OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL TRATAMIENTO PRELIMINAR

REJILLAS

Las rejillas deben ser limpiadas por lo menos dos veces al día, por la mañana y por la tarde, en épocas de lluvia la limpieza debe ser cada hora.

Los sólidos retenidos en las rejillas deben ser extraídos con un rastrillo metálico y depositados por un espacio de media hora sobre la placa perforada, allí se escurre el agua en exceso y luego son transportados hasta su disposición final.

Para la recolección de los sólidos el operador debe usar guantes plásticos que lo protejan de posibles enfermedades.

Asegurarse que la placa perforada se mantenga limpia y libre de sólidos.

Se debe limpiar todas las semanas con agua a presión.

Revisar periódicamente puntos de corrosión, limpiar y pintar, si es necesario reemplazar.

DESARENADOR

La frecuencia de limpieza del desarenador, será de una vez cada cinco días y se mantendrá operando uno mientras se le dá mantenimiento a lo otro, estos deben quedar limpios de sedimentos o agua estancada.

La limpieza del desarenador se hará manualmente y el material extraído se trasladara con carretilla hasta los patios de secado.

Revisar las compuertas una vez por año, para verificar puntos de corrosión y repararlos.

TRAMPA DE GRASAS

Las trampas de grasa deben operarse y limpiarse regularmente para prevenir el escape de cantidades apreciables de grasa y la generación de malos olores. La frecuencia de limpieza debe determinarse con base en la observación. Generalmente, la limpieza debe hacerse cada vez que se alcance el 75% (equivale a 75 cm para la trampa de grasas propuesta) de la capacidad de retención de grasa como mínimo.

MEDIDOR DE CAUDAL

Tomar medidas diarias del caudal de entrada y a diferentes horas, para tener conocimiento del caudal tratado.

Limpiar paredes y piso semanalmente.

Revisar cada año la escala colocada para medir el tirante de agua y sustituir si se encuentra dañada.

Revisar periódicamente si existen daños en las paredes, repararse con acabado fino sin modificar sus medidas originales.

6.8.2 OPERACION Y MANTENIMIENTO DEL TRATAMIENTO PRIMARIO

TANQUE IMHOFF

ARRANQUE:

Antes de poner en funcionamiento el tanque Imhoff, deberá ser llenado con agua limpia y si fuera posible, el tanque de digestión inoculado con lodo proveniente de otra instalación similar para acelerar el desarrollo de los microorganismos anaeróbicos encargados de la mineralización de la materia orgánica. Es aconsejable que la puesta en funcionamiento se realice en los meses de mayor temperatura para facilitar el desarrollo de los microorganismos en general.

Zona de Sedimentación

En el caso que el tanque Imhoff disponga de más de un sedimentador, el caudal de ingreso debe dividirse en partes iguales a cada una de ellas. El ajuste en el reparto de los caudales se realiza por medio de la nivelación del fondo del canal, de los vertederos de distribución o mediante el ajuste de la posición de las pantallas del repartidor de caudal.

Durante la operación del tanque Imhoff, la mayor proporción de los sólidos sedimentables del agua residual cruda se asientan a la altura de la estructura de ingreso, produciendo el mal funcionamiento de la planta de tratamiento. En el caso de tanques Imhoff compuesto por dos compartimientos, la homogenización de la altura

de lodos se realiza por medio de la inversión en el sentido del flujo de entrada, la misma que debe realizarse cada semana mediante la manipulación de los dispositivos de cambio de dirección del flujo afluente.

Zona de Ventilación

Debe prestarse atención a la formación de natas, si se mantiene húmeda ella continuará digiriéndose en la zona de ventilación y progresivamente irá sedimentándose dentro del compartimiento de digestión.

Se permite la presencia de pequeñas cantidades de material flotante en las zonas de ventilación. Un exceso de material flotante en estas zonas de ventilación puede producir olores ofensivos y a la vez cubrir su superficie con una pequeña capa de espuma lo que impide el escape de los gases. Para mantener estas condiciones bajo control, la capa de espuma debe ser rota o quebrada periódicamente y antes de que seque. La rotura de la capa se puede ejecutar con chorros de agua proveniente de la zona de sedimentación o manualmente quebrando y sumergiendo la capa con ayuda de trinchas, palas o cualquier otro medio. Esta nata o espuma puede ser descargada a los lechos de secado o en su defecto enterrado o ser dispuesto al relleno sanitario. Los residuos conformados por grasas y aceites deberán ser incinerados o dispuestos por enterramiento o en el relleno sanitario.

Zona de digestión de lodos

La puesta en marcha del tanque Imhoff o después que ha sido limpiado, debe ejecutarse en la época de verano. Muchos meses de operación a una temperatura cálidas es requerida para el desarrollo de las condiciones óptimas de digestión.

Drenaje de lodos

Es deseable mantener el lodo el mayor tiempo posible en zona de digestión a fin de lograr una buena mineralización. Al efecto el nivel de lodo debe ser mantenido entre 0.5 y un metro por debajo de la ranura del sedimentador y en especial de su deflector.

Es aconsejable que durante los meses de verano se drene la mayor cantidad posible de lodos para proveer capacidad de almacenamiento y mineralización de los lodos en época de invierno.

Por ningún motivo debe drenarse la totalidad de lodos, siendo razonable descargar no más de 15% de volumen total o la cantidad que puede ser aceptado por un lecho de secado.

El drenaje de lodo debe ejecutarse lentamente para prevenir alteración en la capa de lodo fresco.

LIMPIEZA:

Zona de sedimentación

Toda la superficie de agua del sedimentador debe estar libre de la presencia de sólidos flotantes, espumas, grasas y materiales asociados a las aguas residuales, así como de material adherido a las paredes de concreto y superficies metálicas con el cual los sólidos están en contacto.

El material flotante tiende a acumularse rápidamente sobre la superficie del reactor y debe ser removido con el propósito de no afectar la calidad de los efluentes, por lo que ésta actividad debe recibir una atención diaria retirando todo el material existente en la superficie de agua del sedimentador.

La recolección del material flotante se efectúa con un desnatador. La versión común de esta herramienta consiste de una paleta cuadrada de 0.45 x 0.45 m construida con malla de 1/4" de abertura y acoplada a un listón de madera.

Las estructuras de ingreso y salida deberán limpiarse periódicamente, así mismo los canales de alimentación de agua residual deben limpiarse una vez concluida la maniobra de cambio de alimentación con el propósito de impedir la proliferación de insectos o la emanación de malos olores. Semanalmente o cuando las circunstancias así lo requieran, los sólidos depositados en las paredes del sedimentador deben ser retirados mediante el empleo de raspadores y la limpieza de las paredes inclinadas del sedimentador debe efectuarse con un limpiador de cadena.

La grasa y sólidos acumulados en las paredes a la altura de la línea de agua deben ser removidos con un raspador metálico.

Zona de ventilación

La zona de ventilación de la cámara de digestión, debe encontrarse libre de natas o de sólidos flotantes, que hayan sido acarreados a la superficie por burbujas de gas. Para hundirlas de nuevo, es conveniente el riego con agua a presión, si no se logra esto, es mejor retirarlas, y enterrarlas inmediatamente. La experiencia indica la frecuencia de limpieza, pero cuando menos, debe realizarse mensualmente. Generalmente se ayuda a corregir la presencia de espuma, usando cal hidratada, la cual se agrega por las áreas de ventilación. Conviene agregar una suspensión de cal a razón aproximada de 5 Kg. por cada 1000 habitantes.

Zona de Digestión de lodos

Evaluación de lodo:

Es importante determinar constantemente el nivel de lodos para programar su drenaje en el momento oportuno.

Cuando menos una vez al mes, debe determinarse el nivel al que llegan los lodos en su compartimiento. Para conocer el nivel de lodos se usa una sonda, la que hace descender cuidadosamente a través de la zona de ventilación de gases, hasta que se aprecie que la

lamina de la sonda toca sobre la capa de los lodos; este sondeo debe verificarse cada mes, según la velocidad de acumulación que se observe.

Los lodos digeridos se extraen de la cámara de digestión abriendo lentamente la válvula de la línea de lodos y dejándolos escurrir hacia los lechos de secado.

Los lodos deben extraerse lentamente, para evitar que se apilen en los lechos de secado, procurando que se destruyan uniformemente en la superficie de tales lechos.

La fuga de material flotante en la salida del sedimentador será un indicio de la necesidad de una extracción más frecuente de lodo del digestor.

Se recomienda que en cada descarga de lodos, se tome la temperatura del material que se está escurriendo, lo mismo que la temperatura ambiente. Con esto se tiene una indicación muy valiosa de las condiciones en que se está realizando la digestión.

6.8.3 FILTRO PERCOLADOR

Diariamente revisar los canales de distribución y retirar los sólidos flotantes que se acumulan en los vertedores.

Semanalmente limpiar los canales con agua a presión, eliminar cualquier rastro de lodo en las aberturas de aireación y en los canales de salida del filtro.

Cada quince días limpiar con agua a presión, la superficie del filtro logrando desprender parte de la biomasa de las piedras, y en las zonas donde se pueda observar una tendencia al encharcamiento penetrar unos centímetros.

Anualmente revisar toda la estructura de concreto, estructura metálica, localizar puntos de corrosión, lijar y pintar.

6.8.4 SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Las descargas de los lodos se hará una vez a la semana, además se deben retirar diariamente las natas, espumas y sólidos flotantes, con una malla de alambre galvanizado.

Diariamente se debe limpiar el canal perimetral con una escoba plástica, para evitar sedimentos y que se vuelva resbaloso, además revisar las válvulas.

Semanalmente se hará limpieza con agua a presión de la caja de inspección, distribución y de conexión al digestor para evitar obstrucciones.

Vaciar una vez al año el tanque y revisar la estructura de concreto, localizar los puntos de corrosión de los vertederos, placa deflectora y cincho metálico y pintar con anticorrosivo si es necesario, para evitar el deterioro del material.

6.8.5 DIGESTOR DE LODOS

La frecuencia de descarga de los lodos, hacia los patios de secado se hará cada 45 días, pero hay otras actividades que se deben tener en cuenta, como:

Revisar que las válvulas estén funcionando adecuadamente, y que estas no tengan fugas ni signos de corrosión.

Cada vez que se utilice la válvula del digestor para enviar los lodos al lecho de secado asegurarse que no quede lodo en la tubería porque al secarse puede taponarla.

Preparar los patios de secado antes de la extracción.

El digestor debe vaciarse por completo una vez al año con el fin de limpiarlo y para poder revisar los posibles daños en su estructura y poder hacer las reparaciones necesarias.

6.8.6 PATIOS DE SECADO DE LODOS

Cada purga de lodos se deberá hacer en celdas diferentes cada vez.

Extender los lodos sobre los lechos en capas de 20 a 25 centímetros y dejarlos secar.

El lodo debe extraerse del área de secado después de que se haya drenado y secado suficientemente para ser paleable, este lodo seco posee una superficie agrietada y es de color negro o marrón oscuro después de estar expuesto de 10 a 15 días, en condiciones favorables.

El mantenimiento del lecho consistirá en reemplazar la arena perdida durante la remoción del lodo seco, por arena nueva de igual calidad a la señalada en el proyecto, además se deberá prevenir el crecimiento de vegetación de todo tipo.

6.8.7 HUMEDAL ARTIFICIAL

El humedal debe controlarse periódicamente para observar las condiciones generales del sitio y para descubrir cambios importantes que puedan ser adversos, como erosión o crecimiento de vegetación indeseable. Debe supervisarse la vegetación periódicamente para evaluar su salud y abundancia.

La composición de las especies y densidad de las plantas se determina fácilmente, inspeccionando cada seis meses parcelas cuadradas, normalmente de 1 m x 1 m, dentro del humedal. Los cambios a tener en cuenta incluyen un aumento en el número de especies no deseadas o agresivas, una disminución en la densidad de la capa vegetativa, o señales de enfermedad en las plantas.

El aumento de los sedimentos acumulados así como de la capa de residuos, disminuye la capacidad de almacenamiento de agua, afectando la profundidad de ésta en el humedal y posiblemente alterando los caminos de flujo. Los sedimentos, la capa de residuos, y la profundidad del agua deben verificarse en la misma.

El humedal debe ser verificado periódicamente para asegurar que el agua se está moviendo a través de todas las partes del humedal y que el aumento de residuos no ha bloqueado caminos de flujo, y no se han desarrollado áreas de estancamiento que aumentan la probabilidad de mosquitos. Deben verificarse flujos y niveles de agua regularmente. Deben verificarse que no se esté desarrollando flujo en la superficie.

VEGETACION DEL HUMEDAL:

Zacate Taiwán

La reproducción de este pasto es de forma vegetativa, utilizando cañas de plantas de alrededor de 6 meses de edad. Su siembra puede ser por estacado o por cepas. La caña se corta en canutos (estacas) de 40 a 45 cm, estos se siembran en forma inclinada dejando 1 ó 2 nudos enterrados. El uso de cepas se refiere a la separación de hijuelos de cada macollo, los cuales significan el material de siembra (Figura 6.6).



Figura 6.6 Zacate Taiwán, tallos y canutos usados para su reproducción.

Debido a lo agresivo de su crecimiento, el intervalo de podas debe ser cada 2 o 3 meses o cuando alcance una altura de 2 m. El corte debe efectuarse a una altura de 30 a 40 cm del suelo.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES RESPECTO AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.

La implementación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial es de gran importancia, ya que con él, se mitigarán los impactos negativos, generados por las aguas residuales producto de la actividad humana, que actualmente se descargan sin ningún tratamiento a las calles y avenidas del Municipio y por la escorrentía superficial generada en las tormentas.

Ambos sistemas de red de alcantarillado, se han logrado desarrollar de tal forma que trabajen enteramente por gravedad, sin necesidad de elementos de bombeo en ningún punto. Esto es importante debido a que el proyecto es con orientación estrictamente social, por lo que los costos juegan un papel sumamente importante para su viabilidad de ejecución y mantenimiento futuro.

Con la red de alcantarillado sanitario se ha logrado cubrir el 70% de la totalidad de las viviendas existentes, en todos los sectores del área urbana del Municipio de San Matías y el restante 30% se cubrirá con los sistemas alternativos de fosas sépticas, letrina abonera seca familiar (LASF) y letrina solar.

Dada la topografía del lugar, para el sistema de alcantarillado pluvial no es necesario el contar con derechos de servidumbre ya que se obtiene una fácil evacuación, debido a la cercanía de las quebradas; para el alcantarillado sanitario se hace necesario el contar con los derechos de servidumbre para evacuar las aguas residuales hasta el lugar propuesto, para la ubicación de la planta de tratamiento. Si no fuera factible el lograr dichos derechos, se hará necesario reubicar la planta de tratamiento, obligando al rediseño de la red.

La red de alcantarillado sanitario constituye un factor determinante para evitar que las aguas provenientes de lavaderos, y cocinas sigan siendo evacuadas en las calles y avenidas del Municipio de San Matías, contribuyendo a prolongar la vida útil de la red vial.

La ejecución de un proyecto de sistema de alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial lleva implícito un aumento en la calidad de vida de la población del Municipio de San Matías y una disminución de la proliferación de las enfermedades ocasionadas por vectores y bacterias que se desarrollan en las aguas residuales.

El monto estimado para la realización del proyecto de alcantarillado sanitario y alcantarillado pluvial asciende a: Alcantarillado Sanitario \$176,600.29 dólares y Alcantarillado Pluvial \$205,325.23 dólares. Este monto es el resultado de tomar en cuenta todos los rubros que se consideran necesarios para una ejecución satisfactoria del proyecto, además se ha considerado e incluye un 30% de costos indirectos.

El presupuesto estimado de la obra, es para el período en el cual se ha desarrollado este estudio, por lo que tendría que ser ajustado en el futuro al momento de realizar el proyecto.

7.2 CONCLUSIONES RESPECTO AL SISTEMA DE TRATAMIENTO.

Se propusieron dos alternativas para el tratamiento de las aguas residuales: la primera alternativa de planta de tratamiento con tanque Imhoff seguido de un Filtro Percolador y la segunda alternativa con un tanque Imhoff seguido de un Humedal Artificial.

El punto propuesto para la construcción de la planta depuradora de aguas residuales está ubicado a 200 metros del límite urbano Norte del Municipio, ya que en ese lugar pueden ser colectadas por gravedad las aguas residuales, permitiendo construir una infraestructura que funcione sin necesidad de equipos de bombeo, lo cual minimiza los costos de operación y mantenimiento de las instalaciones.

El terreno propuesto brinda con las condiciones favorables y características topográficas para la ubicación de la planta de tratamiento, de tal manera que el sistema funciones estrictamente por gravedad,

El sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto está diseñado para una vida útil de 20 años. Cumplido su período de diseño podrá seguir funcionando tratando caudales mayores que los de diseño aunque a una eficiencia menor, por lo que es necesario una revisión en el mismo.

El efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales será descargado directamente a la quebrada El Sapo. Dicho efluente tendría parámetros por debajo de la norma propuesta por el CONACYT: “Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor” (NSO 13.07.03:02 CONACYT).

El monto estimado para la realización del proyecto de la planta de tratamiento asciende a \$ 345,342.93 para la alternativa # 1 y \$ 232,017.32 para la alternativa # 2, este monto es el resultado de tomar en cuenta todos los rubros que se consideran necesarios para una ejecución satisfactoria del proyecto.

El presupuesto estimado de la obra, es para el período en el cual se ha desarrollado este estudio, por lo que tendría que ser ajustado en el futuro al momento de realizar el proyecto.

7.3 RECOMENDACIONES RESPECTO AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.

Se recomienda realizar un estudio de suelos, previo al inicio de la construcción de la red.

Se recomienda que se desarrollen ambos sistemas de alcantarillados, ya que sería apropiado tomar en cuenta ambos estudios, con el fin de evitar efectos de interferencias entre los distintos elementos constituyentes de ambos sistemas en campo.

Si el proyecto se llegase a ejecutar en etapas, se recomienda comenzar primero por el sistema de alcantarillado sanitario.

Se recomienda respetar los diámetros y pendientes, así como calidad de materiales establecidas en el diseño, pues cualquier variación cambiará las condiciones hidráulicas del diseño, lo que podría originar rebalses en la red u obstrucciones en sectores específicos.

Se recomienda a la Alcaldía Municipal de San Matías crear ordenanzas, en las que se prohíba el depósito de cualquier tipo de desechos en la quebrada El Sapo, y que se exija que las viviendas que tengan acceso a la red de alcantarillado sanitario, se integren a ésta; y que aquellas viviendas que no tengan dicho acceso, utilicen los sistemas alternativos de fosa séptica o un tipo de propuestas en esta tesis.

Para un funcionamiento eficiente de la red de alcantarillado sanitario y pluvial, es necesario que se capacite personal para darle un mantenimiento adecuado.

Se recomienda orientar a la población con el correcto uso de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial, así como los diferentes tipos de letrinas.

Para la satisfactoria ejecución del proyecto de alcantarillado sanitario, se recomienda tomar en cuenta la implementación de los servicios de un laboratorio de control de calidad de los materiales y suelos. El laboratorio también deberá brindar apoyo a la supervisión en la selección del material de compactación y materiales de construcción conforme a sus respectivos diseños de mezclas.

En vista de que los costos de mano de obra es uno de los factores que encarecen el proyecto, se recomienda recurrir al recurso de participación de Ayuda Mutua y contratación de personal de la zona.

7.4 RECOMENDACIONES RESPECTO AL SISTEMA DE TRATAMIENTO.

Debido a la distribución del nivel socioeconómico en las familias que habitan los sectores, donde la introducción de la red de alcantarillado sanitario no es factible, queda a su criterio implementar uno de los sistemas propuestos para los sectores inaccesibles, según su capacidad económica.

Se recomienda construir la planta de aguas residuales en la zona establecida en el presente estudio, añadiendo un tramo como un sistema de bypass o derivador, ante cualquier eventualidad de mal funcionamiento de la planta de tratamiento.

Se recomienda realizar monitoreos periódicos de la planta de tratamiento para conocer la eficiencia de la misma.

Se recomienda realizar una revisión periódica de cada uno de los elementos constitutivos de la planta de tratamiento, para garantizar un buen estado de los mismos o realizar las reparaciones necesarias.

Se recomienda el diseño y construcción de una fosa séptica, para tratar el efluente de los patios de secado de lodos.

Cuando la red de alcantarillado sanitario o la planta de tratamiento de aguas residuales cumplan con su período de diseño se recomienda que su diseño sea revisado, con el fin de determinar si el sistema de alcantarillado satisface las especificaciones hidráulicas para un funcionamiento adecuado y si la planta de tratamiento es capaz de depurar las aguas residuales al nivel requerido por la reglamentación vigente.

Se recomienda que antes del desarrollo del proyecto se lleve a cabo una evaluación de Impacto Ambiental.

Se recomienda para la planta de tratamiento con humedal, contar con el asesoramiento de un ingeniero agrónomo, para que verifique los periodos vegetativos y tiempos de poda recomendados para el zacate Taiwán; así como también si existe la necesidad de suplementos de potasio para el adecuado desarrollo del humedal.

ANEXOS

ANEXO A

TABLAS DE VALORES REQUERIDOS PARA EDITAR PROPIEDADES DE OBJETOS
EN SWMMTabla A.1 Coeficiente n de Manning para Escorrentía Superficial

Superficie	n
Asfalto liso	0,011
Hormigón liso	0,012
Revestimiento de hormigón basto	0,013
Madera pulida	0,014
Ladrillo con mortero de cemento	0,014
Arcilla vitrificada	0,015
Fundición de hierro	0,015
Tuberías de metal corrugado	0,024
Superficie de escombrera	0,024
Terreno improductivo (libre de residuos)	0,05
Terreno cultivado	
Cubierta de residuos < 20%	0,06
Cubierta de residuos > 20%	0,17
Pasto natural	0,13
Hierba	
Corta, pradera	0,15
Densa	0,24
Hierba <i>Bermuda</i>	0,41
Bosque	
Con cubierta ligera de arbustos	0,40
Con cubierta dense de arbustos	0,80

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla A.2 Valores del Coeficiente n de Manning para Flujo en Conductos Cerrados.

Material del conducto	n
Fibro cemento	0,011 - 0,015
Ladrillo	0,013 - 0,017
Fundición con revestimiento de cemento y junta recubierta	0,011 - 0,015
Hormigón (en bloques):	
Acabado liso	0,012 – 0,014
Acabado basto	0,015 – 0,017
Hormigón (tubo)	0,011 – 0,015
Metal corrugado ($\frac{1}{2}$ " \times $2\frac{2}{3}$ ")	
Sin revestimiento interior	0,022 – 0,026
Solera recubierta	0,018 – 0,022
Revestido de asfalto centrifugado	0,011 – 0,015
Tubería de plástico liso	0,011 – 0,015
Cerámica vitrificada (gres)	
tubería de gres	0,011 – 0,015
revestimiento por placas	0,013 – 0,017

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla A.3 Definiciones de Tipo de Suelos.

Tipo	Descripción	K (mm/h)
A	Bajo potencial de escorrentía. Suelos con una alta tasa de infiltración incluso cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en arenas y gravas con drenaje profundo entre bueno y excesivo.	≥ 11
B	Suelos con tasa de infiltración media cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos con drenaje profundo a moderado y textura de grano mediano. Ejemplos: marga arenosa o <i>loess</i> poco profundo.	3,75 – 7,5
C	Suelos con tasa de infiltración baja cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos con una capa que impide el flujo de agua hacia abajo, o suelos con textura de grano fino. Ejemplos: marga arcillosa o marga arenosa poco profunda.	1,25 – 3,75
D	Alto potencial de escorrentía. Suelos con tasa de infiltración muy baja cuando están completamente mojados. Consisten principalmente en suelos arcillosos con un alto potencial de expansión, con un nivel freático permanentemente alto, con cubierta de arcilla en o cerca de la superficie y suelos poco profundos con una capa impermeable cerca de la superficie.	$\leq 1,25$

K = Conductividad hidráulica saturada (mm/h)

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Nota: Para determinar el número de curva para una cuenca es necesario primero definir el tipo de suelo según la tabla A.3, para luego asignar el número de curva según el tipo de uso del suelo.

En la tabla A.4 se encuentra el número de curva para cada tipo de usos del suelo.

Tabla A.4 Número de Curva (CN) para escorrentía según el tipo de uso del suelo

Descripción del Uso del Suelo	Tipo de Suelos			
	A	B	C	D
Tierra cultivada				
Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastos y prados				
En malas condiciones	68	79	86	89
En buenas condiciones	39	61	74	80
Pradera				
En buenas condiciones	30	58	71	78
Terreno boscoso				
Poco denso, cubierta forestal pobre o inexistente	45	66	77	83
Buena cubierta forestal	25	55	70	77
Espacios abiertos (césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.)				
En buenas condiciones (75% o más de hierba)	39	61	74	80
En pobres condiciones (50-75% de hierba)	49	69	79	84
Zonas comerciales (85% impermeable)	89	92	94	95
Polígonos industriales (72% impermeable)	81	88	91	93
Zona residencial				
Tamaño medio de la parcela (% Impermeabilidad)				
< 500 m ² (65%)	77	85	90	92
1000 m ² (38%)	61	75	83	87
1500 m ² (30%)	57	72	81	86
2000 m ² (25%)	54	70	80	85
4000 m ² (20%)	51	68	79	84
Aparcamientos pavimentados, tejados, caminos asfaltados, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras				
Pavimentados, con cunetas y colectores de drenaje	98	98	98	98
Caminos de grava	76	85	89	91
Sucios	72	82	87	89

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

APENDICE B

TABLAS DE DESCRIPCION DE PROPIEDADES DE LOS OBJETOS EN SWMM

Tabla B.1 Propiedades de los pluviómetros

Property	Value
Name	LLUVIA1
X-Coordinate	1335.40
Y-Coordinate	7391.30
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Rain Interval	1:00
Snow Catch Fac	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	
DATA FILE:	
- File Name	
- Station No.	
- Rain Units	IN
User-assigned name of rain gage	

Nombre	Nombre asignado por el usuario al pluviómetro
Coordenada X	Ubicación horizontal del pluviómetro en el Mapa. Si se deja en blanco el pluviómetro no aparecerá en el mapa.
Coordenada Y	Ubicación vertical del pluviómetro en el Mapa. Si se deja en blanco el pluviómetro no aparecerá en el mapa.
Descripción	Descripción opcional del pluviómetro
Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar el pluviómetro
Formato de lluvia	Formato de los datos de lluvia suministrados: INTENSITY (Hietograma). Cada valor de precipitación es la intensidad media de lluvia (en mm/h o in/h) a lo largo del intervalo de registro. VOLUMEN (Pluviograma). Cada valor de precipitación es el volumen de lluvia que recogido durante el intervalo de registro (en mm o in) CUMULATIVE (Pluviograma acumulado). Cada valor de precipitación representa la precipitación acumulada desde el inicio de la lluvia (en mm o in)
Intervalo de tiempo	El intervalo de tiempo transcurrido entre cada lectura del pluviómetro en formato bien decimal, bien como hh:mm.
Factor de Nieve	Factor que corrige las lecturas por nieve en el pluviómetro.
Origen de datos	Fuente de datos de lluvia: TIMESERIES . Serie temporal suministrada por el usuario. FILE . Archivo externo de datos.
TIMESERIES (Serie Temporal)	
Nombre de la serie	Nombre de la serie temporal con los datos de lluvia si el origen de datos es una serie temporal (deje en blanco en cualquier otro caso). Haga doble clic para editar la serie.
FILE (Archivo Externo)	
Nombre de archivo	Nombre del archivo externo que contiene los datos de lluvia
N° Estación	Identificador de la estación donde está el pluviómetro cuyos datos se van a utilizar.
Unidades de lluvia	Unidades en que están expresados los datos de lluvia del fichero (mm o in)

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla B.2 Propiedades de las cuencas

Subcatchment S1		Nombre	Nombre asignado por el usuario a la cuenca
Property	Value	Coordenada X	Ubicación horizontal del centroide del área de la cuenca en el Mapa. Si se deja en blanco la subcuenca no aparecerá en el mapa.
Name	S1	Coordenada Y	Ubicación vertical del centroide del área de la cuenca en el Mapa. Si se deja en blanco la subcuenca no aparecerá en el mapa.
X-Coordinate	4751.55	Descripción	Descripción opcional de la cuenca.
Y-Coordinate	7204.97	Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar la cuenca.
Description		Pluviómetro	Nombre del pluviómetro asociado a la cuenca.
Tag		Descarga	Nombre del nudo o subcuenca que recibirá la escorrentía de la cuenca actual.
Rain Gage	Lluvia1	Área	Área de la cuenca (hectáreas o acres)
Outlet	C1	Ancho	Anchura característica del flujo debido a la escorrentía superficial (m o ft). (*)
Area	1.616	Pendiente (%)	Pendiente media de la cuenca, en %
Width	122	Área impermeable(%)	Porcentaje de cuenca cuyo suelo es impermeable
% Slope	0.5	Coef. <i>n</i> – Suelo impermeable	Coef. <i>n</i> de Manning para el flujo superficial sobre el área impermeable de la cuenca (ver A.6 para valores típicos)
% Imperv	50	Coef. <i>n</i> – Suelo permeable	Coef. <i>n</i> de Manning para el flujo superficial sobre el área permeable de la cuenca (ver A.6 para valores típicos)
N-Imperv	0.01	Alm. Dep. – Suelo imperm.	Altura de almacenamiento en depresión sobre el área impermeable de la cuenca (ver A.5 para valores típicos)
N-Perv	0.1	Alm. Dep. – Suelo perm.	Altura de almacenamiento en depresión sobre el área permeable de la cuenca (ver A.5 para valores típicos)
Dstore-Imperv	0.05	% Alm. Dep. 0	Porcentaje de suelo impermeable que no presenta almacenamiento en depresión.
Dstore-Perv	0.05	Flujo entre subáreas	Selección del sentido del flujo interno entre las áreas impermeable y permeable de la cuenca: IMPERV. Flujo desde permeable hacia impermeable. PERV. Flujo desde impermeable hacia permeable. OUTLET. Ambas áreas aportan directamente a la descarga
%Zero-Imperv	25	% Flujo	Porcentaje de escorrentía entre las distintas áreas.
Subarea Routing	OUTLET	Infiltración	Pulse <input type="button" value="..."/> o [Enter] para editar los parámetros de infiltración de la cuenca
Percent Routed	100	Aguas subterráneas	Pulse <input type="button" value="..."/> o [Enter] para editar los parámetros de flujo subterráneo de la cuenca
Infiltration	GREEN_AMPT	Nieve	Nombre del conjunto de parámetros de nieve asignados a la cuenca (si existen)
Groundwater	NO	Acumulación inicial	Pulse <input type="button" value="..."/> o [Enter] para especificar cantidades iniciales de acumulación de comntaminantes sobre la cuenca
Snow Pack		Usos del suelo	Pulse <input type="button" value="..."/> o [Enter] para asignar usos del suelo a la cuenca
Land Uses	0	Long. Cauce	Longitud total de cunetas o cauces en la cuenca (en m o ft). Se utiliza cuando la acumulación de contaminantes se define por unidad de longitud del cauce.
Initial Buildup	NONE		
Curb Length	0		
User-assigned name of subcatchment			

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla B.3 Propiedades de los nudos o conexiones

Junction C3		Nombre	Nombre asignado por el usuario a la conexión
Property	Value	Coordenada X	Ubicación horizontal de la conexión en el Mapa. Si se deja en blanco la conexión no aparecerá en el mapa.
Name	C3	Coordenada Y	Ubicación vertical de la conexión en el Mapa. Si se deja en blanco la conexión no aparecerá en el mapa.
X-Coordinate	3185.62	Descripción	Descripción opcional de la conexión.
Y-Coordinate	6254.18	Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar la conexión.
Description		Aportes	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para asignar una serie temporal, caudal de tiempo seco o aportes por infiltración en la red (RDII)
Tag		Tratamiento	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para editar el conjunto de funciones que describen el tratamiento de contaminantes en la conexión.
Inflows	NO	Cota del fondo	Cota de la solera o fondo de la conexión (en m o ft).
Treatment	NO	Profundidad	Profundidad o nivel máximo en la conexión (medido desde la cota del terreno, en m o ft)
Invert El.	28.34	Nivel Inicial	Nivel del agua al comienzo de la simulación (m o ft)
Max. Depth	1.22	Sobrepresión	Altura adicional de agua por encima del máximo antes de que aparezca la inundación (m o ft). Se utiliza para simular pozos con la tapa soldada o cubierta.
Initial Depth	0	Área de inundación	Área ocupada por el agua acumulada sobre la conexión en caso de inundación (m ² o ft ²). Si se ha seleccionado la opción <i>Allow Ponding Simulation</i> (Permitir Estancamiento), un valor no nulo permitirá acumular el agua y reingresarla en la red cuando la capacidad de ésta lo permita.
Surcharge Depth	0		
Ponded Area	0		
User-assigned name of junction			

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla B.4 Propiedades de los nudos de vertido

Property	Value	Nombre	Nombre asignado por el usuario al vertido
Name	DESCARGA	Coordenada X	Ubicación horizontal de la descarga en el plano. Si se deja en blanco la descarga no aparecerá en el plano.
X-Coordinate	-1000.00	Coordenada Y	Ubicación vertical de la descarga en el plano. Si se deja en blanco la descarga no aparecerá en el plano.
Y-Coordinate	5445.38	Descripción	Descripción opcional de la descarga.
Description	Punto de Vi...	Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar la descarga.
Tag		Aportes	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para asignar una serie temporal, caudal de tiempo seco o aportes por infiltración en la red (RDII)
Inflows	NO	Tratamiento	Pulse <input type="checkbox"/> o [Enter] para editar el conjunto de funciones que describen el tratamiento de contaminantes en la descarga.
Treatment	NO	Cota Fondo	Cota de la solera o fondo del punto de vertido (en m o ft).
Invert El.	27.4	Compuerta	YES. Existe compuerta para prevenir flujo inverso NO. No existe compuerta
Tide Gate	NO	Tipo	Condición de contorno en la descarga: FREE. Nivel de descarga determinado por el mínimo entre el calado crítico y el calado uniforme del conducto. NORMAL. Nivel de descarga basado en el calado uniforme del conducto. FIXED. Nivel de descarga constante. TIDAL. Nivel de descarga dado por una curva de nivel de la marea a cada hora del día. TIMESERIES. Nivel de descarga a un nivel aportado en forma de serie temporal.
Type	FREE		FIXED OUTFALL (Descarga a nivel constante)
Fixed Outfall		Nivel	Nivel del agua fijo para descarga de tipo FIXED (en m o ft)
Fixed Stage	0		TIDAL OUTFALL (Descarga en función de la marea)
Tidal Outfall		Nombre de Curva	Nombre de la curva que representa el nivel de agua a cada hora del día para descargas del tipo TIDAL . (Haga doble clic para editar la curva).
Curve Name			TIMESERIES (Serie Temporal)
Time Series Outf		Nombre de la Serie	Nombre de la serie temporal con los datos de nivel de agua para descargas del tipo TIMESERIES . (Haga doble clic para editar la serie).
Series Name			
Optional comment or description			

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

Tabla B.5 Propiedades de las conducciones

Property	Value	Nombre	Nombre asignado por el usuario a la conducción
Name	C-8	Nudo Inicial	Nombre del nudo inicial de la conducción (que será normalmente el de mayor cota).
Inlet Node	P-8	Nudo Final	Nombre del nudo final de la conducción (que será normalmente el de menor cota).
Outlet Node	P-9	Descripción	Descripción opcional de la conducción.
Description		Etiqueta	Etiqueta opcional utilizada para clasificar la conducción.
Tag		Forma	Pulse <input type="text"/> o [Enter] para editar las características geométricas de la sección transversal de la conducción.
Shape	TRAPEZOIDAL	Longitud	Longitud de la conducción (en m o ft)
Max. Depth	2	Rugosidad	Coef. de rugosidad n de Manning (ver valores en secciones A.7 para conductos cerrados y A.8 para canales abiertos)
Length	92	Desnivel Ent.	Desnivel entre la base del nudo inicial y la de la conducción.
Roughness	0.015	Desnivel Sal.	Desnivel entre la base del nudo final y la de la conducción.
Inlet Offset	0	Caudal Inicial	Caudal inicial en la conducción al comienzo de la simulación (en unidades de caudal).
Outlet Offset	0	Caudal Máximo ¹¹	Máximo caudal permitido en simulación mediante Onda Dinámica en condiciones de sobrecarga (en unidades de caudal). Use 0 si no es aplicable.
Initial Flow	0	Coef. Pérd. Ent.	Coficiente de pérdidas menores debidas a la entrada en la conducción.
Maximum Flow	0	Coef. Pérd. Sal.	Coficiente de pérdidas menores debidas a la salida de la conducción.
Entry Loss Coeff.	0	Coef. Pérd. Medio	Coficiente de pérdidas menores a lo largo de la conducción.
Exit Loss Coeff.	0	Compuerta	YES. La conducción dispone de compuerta para evitar flujo inverso. NO. La conducción no dispone de compuerta.
Avg. Loss Coeff.	0		
Flap Gate	NO		
User-assigned name of Conduit			

Fuente: Manual del usuario de SWMM.

BIBLIOGRAFIA

- Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Ingeniería Ambiental. Terence J. McGhee. Sexta Edición, 1999.
- "Aguas residuales: tratamiento por humedales artificiales, fundamentos científicos, tecnologías. Diseños". Mariano Seoáñez Calvo; colaboración de Ana Gutiérrez de Ojesto. Editorial Mundi-Prensa, Madrid, 1999.
- "Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización", OPS/ CEPIS, Lima 2005
- "Guías Técnicas para El Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales" del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados.
- "Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización", Volúmenes 1 y 2, Metcalf & Eddy, Editorial McGraw-Hill. Tercera Edición, México D.F., 1997.
- "Manual de Alcantarillado Sanitario" de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales, México, 2007.
- "Manual de Alcantarillado Pluvial" de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales, México, 2007.
- Manual de Hidráulica, J.M. de Azevedo Netto, Guillermo Acosta, 1ª Edición, 1976.
- "Norma Salvadoreña, sobre la Descarga a un Cuerpo Receptor". Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), Art. 13
- Normas para el Diseño de Fosas Sépticas, Departamento de Evacuación de ANDA.

- Normas Técnicas Para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras, A.N.D.A. 1998.
- Reglamento Especial de Aguas Residuales (Decreto 39). El Salvador, 2000.
- Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET).
- Trabajo de Graduación “Diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales para el municipio de Atiquizaya, Departamento de Ahuachapán”, Universidad de El Salvador.
- Trabajo de Graduación: “Diseño de la Red de Aguas Residuales para la Ciudad de Santo Tomás del Departamento de San Salvador”. Universidad de El Salvador, 2005.
- Trabajo de graduación “Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domesticas en El Salvador”. Universidad de El Salvador, 2008.
- Trabajo de Graduación: “Propuesta de Diseño de Alcantarillado Sanitario para la Zona Urbana del Municipio de San Buenaventura, Departamento de Usulután”. Universidad de El Salvador, 2003.
- Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones, George Tchobanoglous, Ron Crites. Editorial McGraw Hill, 2000.