



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Diseño de la red de alcantarillado sanitario para el Asentamiento Monja
Blanca del Municipio de Villa Canales, Departamento de Guatemala**

Luis Alberto Vásquez
Asesorado por Ing. Óscar Argueta Hernández

Guatemala, febrero de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL
ASENTAMIENTO MONJA BLANCA DEL MUNICIPIO DE VILLA CANALES,
DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

LUIS ALBERTO VÁSQUEZ

ASESORADO POR ING. ÓSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Guatemala, febrero de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuel Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuel Milson
EXAMINADOR	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Montenegro Raíz
EXAMINADORA	Ing. Lionel Alfonso Barillas Romillo
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA EL ASENTAMIENTO MONJA BLANCA DEL MUNICIPIO DE VILLA CANALES, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 15 de octubre de 2003.

Luis Alberto Vásquez

AGRADECIMIENTOS A

DIOS

Por darme la vida y jamás abandonarme en los momentos de tensión y alegría. También por darme las fuerzas para perseverar y alcanzar mis metas.

MIS PADRES

VENTURO FRANCIS VÁSQUEZ (+)

EDITA VÁSQUEZ NÉE GUERRA

Gracias a su amor y ayuda me fue posible alcanzar esta meta

LA FAMILIA MONZÓN

Por su ayuda al llegar a Guatemala

ING. ÓSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

Por su asesoría y colaboración en la realización de este trabajo

MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

Por la oportunidad que me brindaron en el desempeño del presente trabajo

LA COMUNIDAD

De Monja Blanca por su colaboración en la realización del levantamiento topográfico

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS

Por ayudarme a lo largo del camino y estar ahí en los momentos de tensión y alegría

LA FACULTAD DE INGENIERÍA

ACTO QUE DEDICO A

MIS PADRES

*EDITA VÁSQUEZ NÉE GUERRA
VENTURO FRANCIS VÁSQUEZ (+)*

MIS TÍOS

*DIONISIO GUERRA (+)
MARTA GUERRA
MISRAEL GUERRA*

MIS ABUELOS

*JOSÉ MARIA GUERRA (+)
EPIFANÍA GUERRA NÉE MIS (+)*

MIS HERMANOS

*CARMITA VÁSQUEZ
DAVID VÁSQUEZ
SANDRA VÁSQUEZ*

MI SOBRINO

DAN ANTONIO HULSE

MIS PRIMOS

MI FAMILIA

*MIS AMIGOS Y
COMPAÑEROS*

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	VII
GLOSARIO.....	VIII
RESUMEN.....	XI
OBJETIVOS.....	XII
INTRODUCCIÓN.....	XIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía.....	1
1.1.1. Ubicación.....	1
1.1.1.1. Extensión territorial y ubicación geográfica.....	1
1.1.1.2. División política.....	2
1.1.1.3. Vías de comunicación.....	3
1.1.2. Aspectos climatológicos e hidrográficos.....	3
1.1.3. Características geográficas del municipio.....	4
1.1.4. Reseña histórica.....	4
1.1.5. Aspectos topográficos.....	5
1.1.6. Características de la población.....	5
1.1.7. Servicios existentes en la comunidad.....	6
1.1.7.1. Agua potable.....	6
1.1.7.2. Saneamiento.....	7
1.1.7.2.1. Desechos líquidos.....	7
1.1.7.2.2. Desechos sólidos.....	7
1.1.7.3. Energía eléctrica.....	8
1.1.7.4. Transporte público.....	8
1.1.7.5. Teléfono.....	9
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	11
2.1. Tipos de sistema de alcantarillado.....	11
2.1.1. Sistema sanitario.....	11
2.1.2. Sistema pluvial.....	11
2.1.3. Sistema combinado.....	12
2.2. Partes de un sistema de alcantarillado.....	12
2.2.1. Pozo de visita.....	12

2.2.2.	Conexión domiciliar	13
2.2.3.	Tragante	15
2.2.4.	Tanque de lavado.....	16
2.2.5.	Pozo de lámpara	16
2.2.6.	Sifón invertido.....	16
2.2.7.	Tubería de ventilación.....	17
2.2.8.	Aliviadores de descarga	17
2.3.	Diseño del sistema.....	17
2.3.1.	Estudio topográfico	17
2.3.1.1.	Planimetría.....	18
2.3.1.2.	Altimetría	18
2.3.2.	Población futura	19
2.3.3.	Periodo de diseño.....	19
2.3.4.	Tipo de sistema a usar.....	20
2.3.5.	Selección de ruta.....	20
2.3.6.	Cálculo de caudales	20
2.3.6.1.	Consideraciones generales.....	20
2.3.6.1.1.	Caudal.....	21
2.3.6.1.2.	Velocidad de flujo.....	21
2.3.6.1.3.	Velocidad de arrastre.....	22
2.3.6.1.4.	Tirante o profundidad de flujo.....	22
2.3.6.1.5.	Factor de retorno.....	22
2.3.6.2.	Caudal domiciliar	23
2.3.6.3.	Caudal de conexiones ilícitas.....	23
2.3.6.4.	Caudal de infiltración	24
2.3.6.5.	Caudal comercial.....	25
2.3.6.6.	Caudal industrial.....	25
2.3.6.7.	Factor de caudal medio.....	25
2.3.6.8.	Factor de flujo.....	26
2.3.6.9.	Caudal de diseño.....	27
2.3.6.10.	Pendiente	27
2.3.6.11.	Especificaciones de los pozos de visita	27
2.3.6.11.1.	Cálculo de cotas invert	32
2.3.6.12.	Volumen de excavación.....	34
2.3.6.13.	Principios hidráulicos.....	35
2.3.6.13.1.	Ecuación de Manning para flujo en canales	35
2.3.6.13.2.	Ecuación a sección llena.....	37
2.3.6.13.3.	Ecuación a sección parcialmente llena	37
2.3.6.13.4.	Relaciones hidráulicas.....	38
2.3.6.14.	Especificaciones técnicas.....	39
2.3.6.14.1.	Parámetros de diseño	39
2.3.6.15.	Ejemplo del cálculo de un ramal.....	40

3.	PLANTA DE TRATAMIENTO	43
3.1.	Sistemas de tratamiento	45
3.1.1.	Tratamiento preliminar	45
3.1.1.1.	Rejillas	46
3.1.1.2.	Desarenadores	47
3.1.1.3.	Tanques desgrasadores	47
3.1.1.4.	Tanques de aireación preliminar	48
3.1.1.5.	Cloración preliminar	48
3.1.2.	Tratamiento primario	49
3.1.2.1.	Tanque séptico	50
3.1.2.2.	Tanques Imhoff	50
3.1.2.3.	Tanques de flotación	53
3.1.3.	Tratamiento secundario	53
3.1.3.1.	Lagunas aeróbicas	55
3.1.3.2.	Lagunas anaeróbicas	56
3.1.3.3.	Lagunas aeradas	57
3.1.3.4.	Lagunas facultativas	59
3.1.3.4.1.	Disposición de las lagunas	60
3.1.3.5.	Lodo activado	61
3.1.3.6.	Filtros percoladores	62
3.1.4.	Tratamiento terciario	63
3.2.	Propuesta de planta de tratamiento, asentamiento Monja Blanca	64
3.2.1.	Descripción general del sistema	64
3.2.2.	Operación y mantenimiento	65
4.	CUANTIFICACIÓN Y PRESUPUESTO DEL PROYECTO	67
4.1.	Línea central	69
4.1.1.	Cantidades de trabajo	69
4.1.1.1.	Distancia horizontal efectiva	69
4.1.1.2.	Longitud de tubería	70
4.1.1.3.	Excavación	70
4.1.1.4.	Relleno	70
4.1.1.5.	Limpieza	71
4.1.2.	Materiales	71
4.1.3.	Mano de obra	71
4.1.3.1.	Excavación	72
4.1.3.2.	Relleno	73
4.1.3.3.	Colocación de tubería	73
4.2.	Pozos de visita	73
4.2.1.	Cantidades de trabajo	74
4.2.1.1.	Excavación	74
4.2.1.2.	Relleno	74

4.2.1.3. Limpieza	75
4.2.2. Materiales	75
4.2.3. Mano de obra	76
4.2.3.1. Excavación	76
4.2.3.2. Relleno	77
4.2.3.3. Levantado de paredes	77
4.3. Conexión domiciliar	78
4.3.1. Cantidades de trabajo	78
4.3.1.1. Altura promedio	78
4.3.1.2. Longitud de conexiones domiciliarias	78
4.3.1.3. Excavación	79
4.3.1.4. Relleno	79
4.3.1.5. Limpieza	80
4.3.2. Materiales	80
4.3.3. Mano de obra	81
4.3.3.1. Excavación	81
4.3.3.2. Relleno	82
4.3.3.3. Colocación de tubería	82
4.4. Costo directo del proyecto	83
4.4.1. Costo de herramienta y equipo	83
4.4.2. Costo de flete	83
4.4.3. Imprevistos	83
4.5. Costo de obras accesorias	84
4.6. Costo total del proyecto	84
CONCLUSIONES	85
RECOMENDACIONES	87
BIBLIOGRAFÍA	89
APÉNDICES	92
ANEXOS	120

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Departamento de Guatemala	1
2.	Asentamiento Monja Blanca	2
3.	Conexión domiciliar	15
4.	Caso "a"	28
5.	Caso "b"	29
6.	Caso "c"	29
7.	Caso "d 1"	30
8.	Caso "d 2"	31
9.	Caso "d 3"	31
10.	Caso "e"	32
11.	Cota invert	33
12.	Volumen de excavación.....	34
13.	Plano de densidad de vivienda	107
14.	Planta de la red general	109
15.	Planta perfil del terreno 1.....	110
16.	Planta perfil del terreno 2.....	111
17.	Planta perfil del terreno 3.....	112
18.	Planta perfil del terreno 4.....	113
19.	Planta perfil del terreno 5.....	114
20.	Planta perfil del terreno 6.....	115
21.	Planta perfil del terreno 7.....	116
22.	Detalles de pozo de visita	117
23.	Detalles de conexiones domiciliars	118

24.	Columna litológica 1.....	125
25.	Columna litológica 2.....	126
26.	Columna litológica 3.....	127

TABLAS

I.	Costos de mano de obra.....	67
II.	Constantes para registro en conexión domiciliar.....	68
III.	Constantes para pozos de visita.....	68
IV.	Constantes para cuantificación de materiales cajas de visita.....	68
V.	Andamio de pozo de visita.....	69
VI.	Diseño y cálculo hidráulico.....	93
VII.	Cantidades de material.....	96
VIII.	Costos totales de material.....	99
IX.	Cantidades de trabajo.....	100
X.	Costos totales de mano de obra.....	103
XI.	Resumen del presupuesto.....	105
XII.	Dimensiones básicas de la tubería NOVAFORT.....	123

LISTA DE SÍMBOLOS

AMSA	Autoridad para el Manejo Sustentable de la Cuenca y del Lago de Amatitlán
msnm	metros sobre el nivel del mar
mm	milímetros
m/s	metros por segundo (velocidad)
m³/seg	metro cúbico por segundo
l/hab/día	litro por habitante por día
Hp	caballo fuerza
DH	distancia horizontal
v	velocidad del flujo en la alcantarilla
V	velocidad del flujo a sección llena
d	altura del tirante de agua en la alcantarilla
D	diámetro de la tubería a sección llena
q	caudal de diseño
Q	caudal a sección llena de la tubería
v/V	relación de velocidades
d/D	relación de diámetros
a/A	relación de áreas
q/Q	relación de caudales
n	coeficiente de rugosidad
S%	pendiente en porcentaje
PV	pozo de visita
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
D.G.O.P.	Dirección General de Obras Públicas

GLOSARIO

Aeración	Generalmente referido a la transferencia de oxígeno del aire al agua por medios naturales (flujo natural, cascadas, etc.) o artificiales (agitación mecánica o difusión de aire comprimido).
Afluente	Agua, aguas negras u otro líquido que ingresa a un reservorio, planta de tratamiento o proceso de tratamiento.
Anaeróbico	Condición en la cual hay ausencia de aire u oxígeno libre.
Bacteria	Grupo de organismos microscópicos unicelulares, rígidos y carentes de clorofila, que desempeñan una serie de procesos de tratamiento incluyendo: oxidación biológica, digestión, nitrificación y desnitrificación.
Biopelícula	Película biológica adherida a un medio sólido que lleva a cabo la degradación de la materia orgánica.
Caudal	Volumen de agua escurrida en la unidad de tiempo.
Coagulación	Resultado de la desestabilización de cargas eléctricas de los coloides por la adición de productos químicos por medio del cual las partículas se aglutinan en pequeñas masas con peso superior a la fuerza de flotación ejercida por las partículas aglomeradas.

Cota de terreno	Altura de un punto del terreno referido a un nivel determinado.
DBO	Demanda bioquímica de oxígeno; una cantidad de oxígeno usado en la estabilización especificado que generalmente es 5 días y 20° C.
DQO	Demanda química de oxígeno; una cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica (carbonácea) del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en una prueba que dura dos horas.
Especificaciones	Descripción detallada de características y condiciones mínimas de calidad que debe reunir un material o producto, las que, por lo general, son presentadas en forma escrita como normas de la obra.
Floculación	En la coagulación la fuerza principal es electrostática y prevalece la acción física o de agrupamiento físico. Es necesaria una mezcla suave y prolongada, en donde las partículas submicroscópicas se tornan distintas y visibles, siendo posible su decantación y filtración.
Método físico	Procesos donde no existen cambios químicos o biológicos y sólo procesos físicos se usan para mejorar el tratamiento de las aguas negras. Un ejemplo sería las rejillas para remover grandes partículas en las aguas negras.

- Método químico** Usar reacción o reacciones químicas para mejorar la calidad del agua. Probablemente, el proceso químico más usado es la cloración. Se usa el cloro para matar la bacteria y disminuir el proceso de descomposición en las aguas negras. Ciertos procesos, como el que emplea carbón activado que se usa para adsorber o remover organismos, puede ser método físico o químico.
- Método biológico** En este método los microorganismos, principalmente las bacterias, se usan en la descomposición bioquímica de las aguas negras para estabilizar los productos finales. El tratamiento biológico se divide en método aerobio y método anaerobio, dependiendo de la disponibilidad de oxígeno.
- Oxígeno disuelto** Concentración de oxígeno disuelto medida en un líquido, por debajo de la saturación, normalmente expresada en mg/l.

RESUMEN

En el presente estudio, se desarrolla el diseño de la red de alcantarillado sanitario para el asentamiento Monja Blanca del Municipio de Villa Canales, departamento de Guatemala. Este documento consta de cuatro capítulos compuestos de la siguiente manera.

CAPITULO 1. Se presenta una breve monografía del municipio de Villa Canales conjuntamente con la comunidad a servir, debido a que los aspectos socio-culturales y económicos de los beneficiarios son fundamentales para el desarrollo del proyecto.

CAPITULO 2. Se describen los aspectos técnicos que intervienen en el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario y se hace un ejemplo de cómo calcular los datos para el diseño de un tramo.

CAPITULO 3. Se describen los sistemas de una planta de tratamiento típico, como el tratamiento preliminar, primario, secundario y terciario, y por último, se da una propuesta de una planta de tratamiento para dicho alcantarillado.

CAPITULO 4. Se describen los criterios utilizados para el cálculo y estimación de costos en un sistema de alcantarillado aplicados al presente estudio. También estos mismos criterios pueden ser utilizados para otros proyectos de esta índole dentro de la República de Guatemala.

OBJETIVOS

- **GENERAL**

Desarrollar el diseño de la red de alcantarillado sanitario para el asentamiento Monja Blanca del municipio de Villa Canales, departamento de Guatemala, que permitirá darle una solución técnica a un servicio de vital importancia para que disminuya la proliferación de enfermedades y mejore el nivel de vida de los habitantes del lugar. Además, colaborar con la gestión ambiental, evitando la alteración de los sistemas ambientales (edifício, atmosférico y audiovisuales).

- **ESPECÍFICOS**

1. Realizar el diseño de la red de alcantarillado sanitario
2. Capacitar a los comités del asentamiento Monja Blanca en operaciones y mantenimiento de la red de alcantarillado sanitario

INTRODUCCIÓN

La salud es un de los derechos inherentes al ser humano que en muchas ocasiones ha sido afectada por el bajo control de enfermedades como las gastrointestinales y las infectocontagiosas. La prevención de estas enfermedades se logra mediante la aplicación de proyectos científicos que ayuden a reducir las condiciones desfavorables, como la alteración del sistema hídricos, ya que el agua es un elemento básico de subsistencia y por medio del cual se transmiten enfermedades cuando se hace un inadecuado uso del vital líquido.

La mala disposición de las aguas negras es uno de los factores que más contribuyen a la alteración de los sistemas hídricos y otros sistemas ambientales. Por eso se debe controlar la disposición de aguas negras en las comunidades para poder mejorar la salud de la comunidad.

En el presente trabajo de graduación, se desarrolla el sistema que servirá como un medio de transporte de las aguas negras proveniente del asentamiento Monja Blanca del Municipio de Villa Canales, departamento de Guatemala, hacia un lugar seguro para su tratamiento y disposición final sin contaminar el ambiente, con lo que se logrará, a través de la realización del presente estudio, dar solución a uno de los problemas de dicha comunidad y mitigar el daño al ambiente.

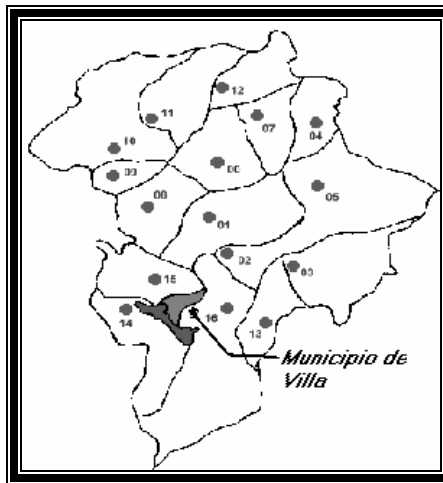
1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía

1.1.1. Ubicación

1.1.1.1. Extensión territorial y ubicación geográfica

Figura 1. Departamento de Guatemala



www.inforpressca.com/municipal/d02.htm.

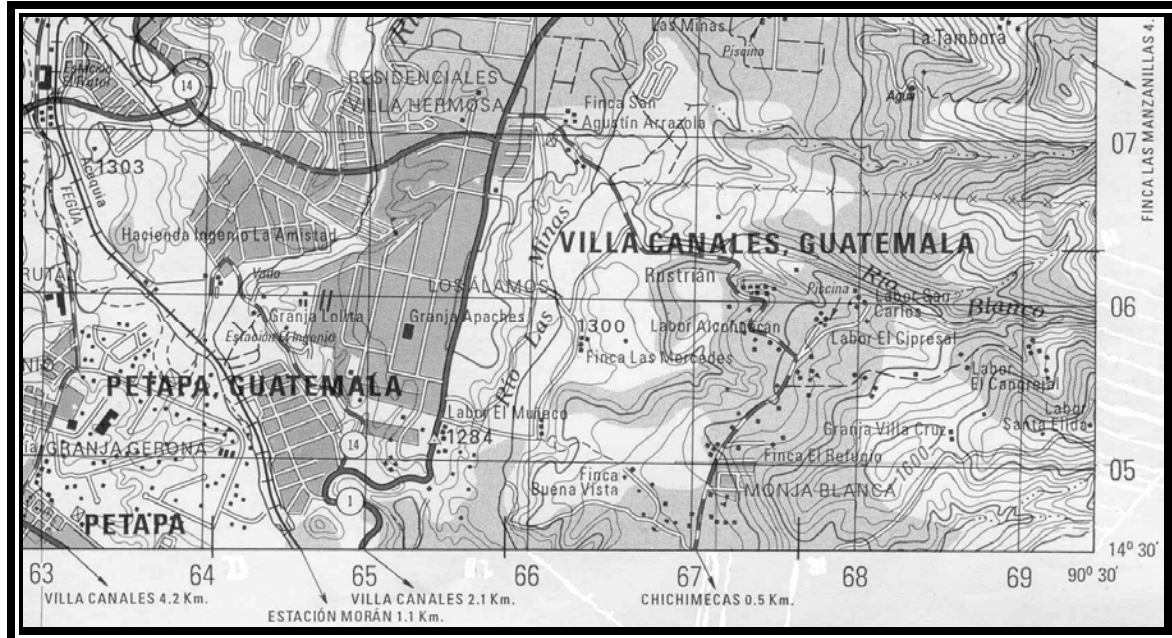
La población del asentamiento Monja Blanca está ubicada en la aldea de Chichimecas, en el municipio de Villa Canales, departamento de Guatemala. El asentamiento se encuentra localizado geográficamente en las siguientes coordenadas:

Latitud: 14° 30' 18"

Longitud: 90° 31' 19"

Su altura es de aproximadamente 1400 msnm y tiene una extensión territorial de 35,259.02 m², igual a aproximadamente 51,462.75 varas.

Figura 2. Asentamiento Monja Blanca



Fuente: Instituto Geográfico Nacional. Mapa 1:50,000. Hoja 2059 I.

1.1.1.2. División política

De los 330 municipios que existe en la República de Guatemala, el departamento de Guatemala cuenta con 17 municipios, que son Guatemala, Santa Catarina Pinula, San José Pinula, San José del Golfo, Palencia, Chinautia, San Pedro Ayampuc, Mixco, San Pedro Sacatepéquez, San Juan Sacatepéquez, San Raymundo, Chuarrancho, Fraijanes, Amatitlán, Villa Nueva, Petapa y Villa Canales. El último, cuya jurisdicción municipal comprende una población denominada Villa Canales, que es la cabecera municipal, tiene 13 aldeas, 43 caseríos, 150 fincas, aproximadamente.

1.1.1.3. Vías de comunicación

Las calles de la cabecera municipal están asfaltadas y en las aldeas, las calles son de terracería. La distancia de la cabecera municipal (Villa Canales) a la cabecera departamental (Ciudad de Guatemala) es de veintidós (22) kilómetros sobre vía totalmente asfaltada. De la cabecera Municipal al asentamiento Monja Blanca es de aproximadamente 3.3 kilómetros sobre calle parcialmente asfaltada.

1.1.2. Aspectos climatológicos e hidrográficos

Su clima es templado, la precipitación anual es de 1000 mm medido de la estación Insivumeh ubicado en la zona 13 de la ciudad capital, teniendo una temperatura promedio anual del 20°C. Tiene un porcentaje de humedad de 50%. Los ríos que se encuentran en el municipio son: Morancito, Tulujá, El Molino, Las Minas, El Aguacate, Río Frío, Río Negro, Agua Tibia y Villalobos. Este último que atraviesa el poblado. Está altamente contaminado con desechos líquidos y sólidos, siendo suelos muy susceptibles de erosión, producto de las formaciones aluviales que se encuentran a lo largo de este río y en los márgenes del lago de Amatitlán, por lo que presentan características geológicas inestables. Prueba de ello es el hundimiento de la iglesia de la época Colonial, la que se puede apreciar a inmediaciones de la terminal de buses (Iglesia San Miguel), observándose únicamente la parte superior del frontispicio. Tanto el cementerio como las viviendas en áreas marginales, permanecen en constante peligro de ser arrasados en cualquier momento por efectos de las fuertes corrientes generales en el invierno, las que acarrearán gran cantidad de arena y tierra que son transportadas a través del río Villalobos y depositadas en el lago de Amatitlán.

El suelo en el asentamiento Monja Blanca se clasifica como limo arcilloso, y más información se puede obtener de la columna litológica que aparece en el anexo.

1.1.3. Características geográficas del municipio

Villa Canales es un municipio del departamento de Guatemala ubicado al sureste de la ciudad capital, llamado antiguamente Pueblo Viejo. Villa Canales está limitada al Norte con el municipio de Guatemala, al Este con los municipios de Santa Catarina Pinula, Fraijanes (Guatemala) y Barberena (Santa Rosa), al Sur con San Vicente Pacaya (Escuintla) y Barberena (Santa Rosa), y al Oeste con Guatemala, San Miguel Petapa, Amatitlán (Guatemala) y San Vicente Pacaya (Escuintla). Se ubica en la latitud 14° 28' 53" norte y longitud 90° 32' 00" oeste del meridiano de Greenwich, y cuenta con una extensión territorial de 353 kilómetros cuadrados, de la cual el 21.6% se encuentra dentro de la cuenca del Lago de Amatitlán. Tiene una elevación de 1250 msnm.

1.1.4. Reseña histórica

Con aporte de informantes dentro de la comunidad fue posible construir parte de la historia del lugar.

AÑO	ACONTECIMIENTO
30-11-98	Se realizó un Proyecto Habitacional Monja Blanca con todas las obras de infraestructura mínimas, como el agua potable, la luz eléctrica, las vías de acceso y otros servicios pero no se cumplió el proyecto en su totalidad.
30-4-99	La empresa PERFOSONDA, S.A., perforó un pozo mecánico en el asentamiento Monja Blanca.
30-4-03	Se cumplió un año de que los habitantes de Monja Blanca no son abastecidos con agua potable del pozo mecánico.

1.1.5. Aspectos topográficos

Esta población se erigió durante el año 1824, en un valle circunvalado de cerros, la mayor parte, cultivables. Por sus tierras corren varios ríos, cuyas aguas riegan estos terrenos, en los que se encuentran grandes plantaciones. Su territorio es quebrado en un 55%, y cultivable casi en su totalidad; sus alturas oscilan entre 1250 y 1600 msnm. El crecimiento urbano de Villa Canales se ha visto restringido debido a la poca disponibilidad de suelo con capacidad de urbanización, ya que su topografía es irregular.

La topografía en el asentamiento Monja Blanca es inclinada. Las lluvias han ocasionado daños de desgaste de tierra en las calles de Monja Blanca por falta de asfalto.

1.1.6. Características de la población

El asentamiento de Monja Blanca tiene un total de 1498 habitantes, quienes conforman un total de 250 familias. El asentamiento tiene una capacidad de aproximadamente 2177 habitantes en el futuro. Cuenta con 240 viviendas de los 320 lotes existentes, La mayor parte de viviendas son casas improvisadas hechas de lámina en su totalidad, con piso de tierra. Sólo existen 15 casas de bloques de un nivel.

La mayor parte de los padres de familia salen a trabajar a los alrededores como albañiles, vendedores, bodegueros, chóferes, supervisores, electricistas, zapateros, mecánicos, maquileros y ayudantes en la construcción civil. Los que se encuentran en la comunidad hacen trabajos de ama de casa, sastre, carpintero y tendero de tiendas pequeñas.

En la comunidad no existen industrias ni comercios, sino sólo tiendas pequeñas, tortillerías y una escuela nacional, situada al sur en el asentamiento. Tampoco cuenta con un centro de salud y la gente tiene que ir al centro de salud del Municipio de Villa Canales, que se ubica aproximadamente a tres punto tres (3.3) metros del asentamiento de Monja Blanca.

1.1.7. Servicios existentes en la comunidad

1.1.7.1. Agua potable

Los habitantes de Monja Blanca eran abastecidos de agua potable por un pozo mecánico que fue perforado el 30-4-99 por la empresa PERFOSONDA, S.A. La empresa recomienda usar una bomba eléctrica sumergible de 15 Hp a 560 pies para obtener un caudal de 70 galones por minuto. Hasta el momento el asentamiento de Monja Blanca no cuenta con el servicio de agua del pozo mecánico que se perforó. El comité de mujeres dijo que ya tienen en su posesión una fuerte cantidad de dinero para que en los próximos meses se haga un estudio del pozo mecánico existente en Monja Blanca. Por ahora, la gente del asentamiento de Monja Blanca tiene que comprar, como mínimo, unos 2 a 3 toneles de agua (1 tonel = 54 galones, aproximadamente) diariamente de los camiones que llegan a vender de Villa Nueva, y esta agua, según el centro de salud de Villa Canales, cumple con los requerimientos básicos para el consumo humano. Cada tonel de agua cuesta alrededor de Q 7.00. En época de lluvia, la gente no cuenta con el servicio de repartición de agua, ya que la mala condición de la calle principal que da acceso al asentamiento no lo permite. En esta situación, el agua que consume la gente es lo que reciben de la precipitación pluvial.

1.1.7.2. Saneamiento

Entre los sistemas de saneamiento en el municipio de Villa Canales se encuentra el sistema de alcantarillado y el tratamiento de estos sistemas, a través de lagunas, las cuales están en funcionamiento. Los hogares sin servicio sanitario implican un factor negativo dentro del bienestar de la familia, al mismo tiempo que definen un alto nivel de la contaminación del medio ambiente. Según AMSA, en el municipio de Villa Canales, de los 13549 hogares censados existentes, 438 carecen de dicho servicio, siendo el 3.5% de la población.

1.1.7.2.1. Desechos líquidos

Se ha establecido que Villa Canales dispone de red de drenajes como un servicio a la población de la cabecera municipal, introducida en 1973 a través de un plan Bipartito entre la Municipalidad y el INFOM, pero no todos los hogares tienen conectados sus drenajes internos a la red municipal. El asentamiento Monja Blanca no cuenta con una red de drenaje; entonces, las aguas domésticas de la cocina y de los lavamanos corren a flor de tierra.

1.1.7.2.2. Desechos sólidos

Los desechos sólidos que se generan en el municipio causan una serie de impactos negativos al ambiente debido a la falta de sistemas de recolección y disposición final de los mismos. Según investigaciones hechas por AMSA, únicamente se está recolectando el 30% de desechos. El 70% restante se dispone en áreas públicas o terrenos baldíos, por lo que estos desechos que no está siendo recolectados ocasionan problemas de diversa índole, siendo sus consecuencias principales: malos olores, generación de gases,

lixiviados, alteración del sistema atmosférico, provocando incendios, plagas o vectores de enfermedades, deterioro del paisaje y problemas de carácter social.

En el asentamiento Monja Blanca, únicamente la gente que vive en el sector A y los que viven cerca al sector A pagan el servicio de recolección de basura. La demás gente tira la basura en el monte alto y unos lo queman.

1.1.7.3 Energía eléctrica

Por Acuerdo Gubernativo del 2 de mayo de 1924 se autoriza a la municipalidad fondos para el estudio de instalación del alumbrado público en la cabecera municipal. Desde el año de 1955 se cuenta con energía eléctrica para una mayor parte del municipio. El municipio de Villa Canales no cuenta con agencia de la Empresa Eléctrica de Guatemala, solamente agencias bancarias autorizadas, en las cuales la población realiza sus pagos.

Los habitantes del asentamiento de Monja Blanca cuentan con energía eléctrica en toda la comunidad, pero no cuentan con alumbrado público.

1.1.7.4. Transporte público

El servicio de transporte es extraurbano y urbano, de Boca del Monte, siendo las empresas que prestan dicho servicio: Transportes la Unión, La Cooperativa Miguel, Transporte Aurora y Santa Elena; de Guatemala a Villa Canales y de Villa Canales pasando por San Miguel Petapa, Villa Nueva, Guatemala y viceversa.

El servicio del transporte del municipio de Villa Canales del municipio de Villa Canales a Monja Blanca es proporcionado por la empresa Carmencita, cada media hora, costando Q 1.00 de lunes a sábado y Q 1.25 los domingos.

1.1.7.5. Teléfono

El municipio cuenta con una central telefónica de la Empresa de Telecomunicaciones TELGUA, así como cuatro teléfonos monederos y seis abonados comunitarios. En la comunidad de Monja Blanca sólo existe un teléfono público de la empresa de telecomunicaciones TELGUA. Aproximadamente unas 20 personas tienen el servicio en su casa y unas 25 personas tienen el servicio de celular.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Tipos de sistema de alcantarillado

Un sistema de alcantarillado es un sistema de tubería que sirve para recolectar aguas negras y transportarlas a una planta de tratamiento o a un cuerpo receptor (río, mar, zanjones) sin que afecte a las poblaciones cercanas. Un sistema de alcantarillado se usa cuando se tiene un sistema de agua potable (domiciliar o llenacántaros), cuando lo permite la topografía del terreno y cuando es factible el proyecto.

2.1.1. Sistema sanitario

Consiste en una red de tuberías para la recolección de agua de consumo doméstico, comercial, industrial, infiltración y conexiones ilícitas. Estas aguas son conducidas a una planta de tratamiento y, luego, al agua receptora.

2.1.2. Sistema pluvial

Es el segundo de los sistemas que se diseña cuando ya existe el sistema sanitario. Éste recolecta y conduce las aguas de lluvia que caen en techos, patios y calles. A veces se le llama SEPARATIVO, debido a que las aguas pluviales son conducidas por separado de las aguas negras.

2.1.3. Sistema combinado

Si la población tiene una salida única para las dos clases de aguas (aguas negras y lluvia), se tendrá que diseñar un sistema combinado, que consiste en una tubería para conduce ambas aguas, negras y de lluvia.

2.2. Partes de un sistema de alcantarillado

2.2.1. Pozo de visita

Sirve para verificar el buen funcionamiento de la red de colector, así como para efectuar operaciones de limpieza y mantenimiento de un sistema sanitario, por gravedad. Se colocarán los pozos de visita en los siguientes puntos:

- en el inicio de cualquier ramal
- en las intersecciones de dos o más tuberías
- donde exista cambio de diámetro
- en distancias no mayores de 100 m
- en las curvas de no más de 30 m
- en cambios de gradiente

Se puede construir de cualquier material, siempre que sea impermeable y duradero dentro del período de diseño, pero mayormente están contruidos de concreto o mampostería. La forma en la cual se construyen está establecida por algunas instituciones que tienen a su cargo las construcciones de sistemas de alcantarillados. Un pozo de visita está constituido de la siguiente forma.

El ingreso es circular y tiene un diámetro entre 0.60 a 0.75 metros. La tapadera descansa sobre un brocal, ambos contruidos de concreto reforzado. La altura del pozo de visita dependerá del diseño que se hace. Las paredes del pozo están impermeabilizadas por repello más un cernido liso. El fondo está conformado de concreto, dejándole la pendiente necesaria para que corra el agua. La dirección en la cual se dirigirá estará determinada por medio de canales que son contruidos por tubería cortada transversalmente. Para realizar la inspección o limpieza de pozos profundos se deben dejar escalones, los cuales serán de hierro y estarán empotrados a las paredes del pozo.

Las caídas en los pozos de visita son necesarias para cuando la diferencia entre las cotas invert de entrada y salida es de 0.60 m o más. En algunos país, esta diferencia es de 0.40 m. Para unir la tubería de PVC con los pozos de visita pueden utilizarse los siguientes métodos:

1. Colocando un acople especial en la pared del pozo antes de fundir. La tubería penetra en acople.
2. Incrementando la adherencia entre ambos con la aplicación de un anillo de cemento solvente al tubo y luego aplicándole arena y cemento. Esto permitirá la formación de una sección rugosa apta para adherirse al concreto.
3. Colocando un empaque de la misma tubería, alrededor de ella y luego fundir. De ellos, el más utilizado es el método 2.

2.2.2. Conexión domiciliar

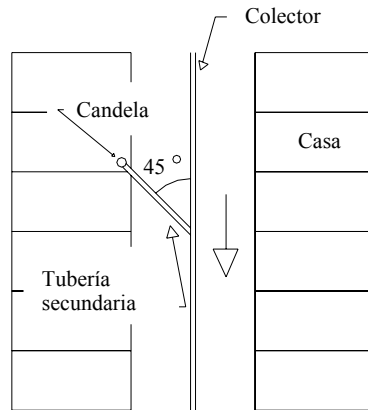
Tiene la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas o edificios y llevarlas al alcantarillado central. Está formada por dos elementos: caja de registro (candela domiciliar o acometida domiciliar) y tubería secundaria.

- a. **Caja o candela** La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor de la caja será de 45 centímetros; si fuese circular, tendrá un diámetro no menor de 12 pulgadas. Los tubos deben estar impermeabilizados por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones. El fondo tiene que ser fundido de concreto, dejando la respectiva pendiente para que las aguas fluyan por la tubería secundaria y puedan llevarla al alcantarillado central. La altura mínima de la candela será de un metro.

- b. **Tubería secundaria** La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual debe tener un diámetro mínimo de 6 pulgadas en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC. Ha de tener una pendiente mínima del 2%, a efecto de evacuar adecuadamente el agua. La conexión con el colector central se hará por medio de una **Yee NOVAFORT 6" x 4"**, a un grado de 45 grados aguas abajo.

Al realizar el diseño del alcantarillado, deben considerarse las alturas en las cuales se encuentran las casas con relación al colector central, y con esto no profundizar demasiado la conexión domiciliar, aunque en algunos casos resulta imposible por la topografía del terreno, debiendo considerar otras formas de realizar dicha conexión. Los sistemas que permiten un mejor funcionamiento del alcantarillado se emplearán en situaciones en las cuales el diseñador lo considere conveniente, derivadas de las características del sistema que se diseñe y de las condiciones físicas donde se construirá.

Figura 3. Conexión domiciliar



2.2.3. Tragante

En los sistemas combinado y pluvial se diseñó para captar las aguas de tormenta, que corren por las calles y conducir las en la red de drenaje. Se localizan en los siguientes casos:

- Cuando las calles cuenten con bordillos y se conocen las cotas definitivas de la rasante.
- En aquellas calles que cuenten con pavimento y que hallan o vayan a recibir algún tipo de tratamiento para estabilizar su superficie.
- En los puntos más bajos al final de cada cuadra, a 3.00 m de la esquina.
- En puntos intermedios de las cuadras cuando el caudal acumulado provoque un tirante de agua superior a 0.10 metros.

2.2.4. Tanque de lavado

Es una estructura consistente en un depósito conectado a la red de agua potable, con el propósito de limpiar las obstrucciones de la tubería del alcantarillado, mediante una descarga brusca del agua que contiene el depósito, el cual trabaja automáticamente. Por lo general, las obstrucciones son producidas debido a las substancias grasosas y jabonosas que arrastran las aguas negras, junto con los sólidos, los cuales forman capas en las paredes del alcantarillado, lo cual disminuye, gradualmente, su sección útil.

2.2.5. Pozo de lámpara

Consiste en orificio que penetra la parte superior de la tubería de un alcantarillado, con el propósito de introducir a través de él una lámpara para iluminar el alcantarillado y, así, poderla inspeccionar desde cualquiera de los pozos de visita adyacentes. Los pozos de lámpara o pozos de luz son utilizados algunas veces en sustitución de los pozos de ventilación. Para obtener mejores resultados, se recomienda construir los pozos de lámpara con tubería de 0.20 a 0.30 metros de diámetro. En general, estos pozos no son de uso muy común en los sistemas de saneamiento, a causa de su poca utilidad real.

2.2.6. Sifón invertido

Son estructuras diseñadas para salvar obstáculos como ríos, líneas de conducción subterránea de teléfonos, luz, etc., zanjones y otras obras y depresiones topográficas. El requisito indispensable de un sifón es el de mantener la velocidad mayor posible a través del tubo o tubos que lo constituyen. Asimismo, es de mucha importancia determinar las pérdidas de carga en su entrada y salida, las velocidades del agua en la tubería y las pérdidas por fricción en el sifón. Para los sifones invertidos se acostumbra emplear tubería de hormigón o hierro fundido, prefiriéndose de este último material.

2.2.7. Tubería de ventilación

Tiene como principal objetivo evitar la acumulación de gases peligrosos o explosivos; asimismo, impedir la concentración de olores desagradables, ácido sulfhídrico, sustancias corrosivas y presiones producidas por la acción del viento en los desagües.

2.2.8. Aliviadores de descarga

Se utilizan en sistemas combinados de alcantarillado. También reciben el nombre de derivadores de caudal y tienen como función efectuar descargas periódicas, con el objetivo de aliviar a los colectores de los enormes gastos que resultan de las precipitaciones pluviales de gran intensidad. Su colocación se debe hacer en los puntos más críticos. Existen tres clases de aliviadores: de salto, lateral y lateral doble.

2.3. Diseño del sistema

2.3.1. Estudio topográfico

El levantamiento topográfico es una de las bases del diseño en lo que a campo se refiere. Cuando se efectúa el levantamiento, es necesario tomar en cuenta, además del área a drenar, el área futura que tributará al sistema. Los datos de todo estudio topográfico deberán quedar claramente consignados en libretas de campo, las cuales estarán libres de borrones, manchas, etc. Es indispensable que se acompañen los croquis o esquemas correspondientes, los cuales deberán ser ejecutados en el campo a medida que avanza el trabajo. En una misma libreta sólo se anotarán datos referentes a localidades de un mismo municipio, los cuales deberán incluir la ubicación exacta de

toda las calles y zonas edificadas o no, edificios, alineación municipal, ubicación de aquéllos, carreteras, cementerios, todos los pavimentos (anotando su clase y estado), parques públicos, campos de deportes y todas aquellas estructuras naturales y artificiales que guarden relación con el problema a resolver e influyan en los diseños. La topografía se puede dividir en dos grandes ramas, que son la planimetría y la altimetría.

2.3.1.1. Planimetría

Aquí sólo se toma en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario que, se supone, es la superficie media de la Tierra. El terreno se considera como un polígono y se trata de calcular su área. Para lograr este objetivo se fijan puntos, sobre los linderos del terreno, que son los vértices del polígono.

Una vez definidos los vértices del terreno que se desea medir, se procede a trazar las rectas entre ellos por medio de puntos intermedios alineados, y se miden sus longitudes por medio de una cinta, o por cualquier otro procedimiento. Existen los siguientes métodos para efectuar este tipo de levantamiento: conservación de azimut, por doble deflexión, rumbo y distancia, etc. En este caso particular, no se hizo este levantamiento debido a que ya existía un plano reciente de densidad de población.

2.3.1.2. Altimetría

Para la nivelación del tramo donde se ubicará la línea central del drenaje se utilizó el método de nivelación compuesta, partiendo de una referencia o banco de marca. El levantamiento altimétrico debe ser de precisión (se usó un error permisible de $15 \sqrt{DH/1000}$); la nivelación debe ser realizada sobre el eje de las calles y se toman elevaciones en las siguientes situaciones:

- En todos los cruces de calles
- En todos los puntos en que haya cambio de dirección
- En todos los puntos en que haya cambio de pendiente del terreno
- En todos los puntos salientes del terreno y depresiones.

2.3.2. Población futura

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado. En este caso particular, no se tomó un período determinado para hacer el diseño, sino que se tomó la población futura máxima para cada lote de los trescientos veinte lotes existentes en el Asentamiento Monja Blanca. La población máxima es de seis personas por lote con una casa de un piso. En conclusión, la población futura máxima del asentamiento va a ser de dos mil ciento setenta y siete personas.

2.3.3. Período de diseño

Es el período de funcionamiento eficiente del sistema. Para seleccionar el período de diseño de una obra de ingeniería, deben considerarse factores como la vida útil de las estructuras y el equipo competente, tomando en cuenta el desgaste natural que sufren los materiales, así como la facilidad para hacer ampliaciones a las obras planeadas y, también, la relación anticipada del crecimiento de la población, incluyendo en lo posible el desarrollo urbanístico, comercial o industrial de las áreas adyacentes. Para este caso particular, se sabe la población futuro máxima. Entonces, se puede tomar un período de diseño de 30 a 40 años debido al desgaste de los materiales de construcción empleado en la obra.

2.3.4. Tipo de sistema a usar

Debido a que la población no cuenta con un sistema anterior al que se está diseñando y a la falta del recurso económico, se planeó un sistema de alcantarillado sanitario del cual estarán excluidos los caudales del agua de lluvia, provenientes de las calles, techos y otras superficies.

2.3.5. Selección de ruta

Al realizar la elección de la ruta que seguirá el agua se deben considerar los siguientes aspectos:

1. Iniciar el recorrido en los puntos que tengan las cotas más altas y dirigir el flujo hacia las cotas más bajas.
2. Para el diseño, en lo posible se debe seguir la pendiente del terreno; con esto se evitará una excavación profunda y se disminuirán así los costos de excavación.
3. Acumular los caudales mayores en tramos en los cuales la pendiente del terreno es pequeña y evitar de esta manera que a la tubería se le dé otra pendiente, ya que se tendría que colocar la tubería más profunda.
4. Evitar, en lo posible, dirigir el agua en contra de la pendiente del terreno.

2.3.6. Cálculo de caudales

2.3.6.1. Consideraciones generales

El cálculo de las diferentes caudales que componen el flujo de aguas negras se efectúa mediante la aplicación de diferentes factores, como son la dotación de agua potable por habitante por día, los usos de agua en el sector comercial y su dotación, la intensidad de lluvia en la población, la estimación de las conexiones ilícitas, la cantidad de agua que puede infiltrarse en el drenaje y las condiciones socioeconómicas de la población.

2.3.6.1.1. Caudal

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por el diámetro, la pendiente, la velocidad del flujo dentro de la tubería y la rugosidad de la tubería utilizada. Por norma, se supone que el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, el agua no es conducida a presión; deberá tener una velocidad y un tirante de flujo que cumpla con esta condición. Este aspecto se tratará más adelante.

2.3.6.1.2. Velocidad de flujo

La velocidad del flujo está determinada por la pendiente del terreno, el diámetro de la tubería y el tipo de tubería que se utiliza. La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de v/V . Por norma ASTM 3034 “v” debe ser mayor de 0.60 m/s, para que no exista sedimentación en la tubería y, por lo tanto, algún taponamiento, y menor a 3 m/s para que no exista erosión o desgaste.

El diseño de este proyecto se hizo con tubería de NOVAFORT, que permite una velocidad del flujo no menor de 0.6 m/s para proporcionar una sección de autolimpieza. En casos especiales podrán emplearse velocidades de 0.4 m/s en tramos iniciales y con bajo caudal. La velocidad máxima recomendada es de 5.0 m/s. Para velocidades mayores se deben tomar en cuenta ciertas consideraciones especiales para la disipación de energía, evitando la erosión de cualquier estructura de concreto.

2.3.6.1.3. Velocidad de arrastre

La velocidad de arrastre es la mínima velocidad del flujo, que evita que los sólidos se sedimenten y de esa manera destruyan el sistema. Por lo tanto, la velocidad de arrastre es la que asegura un buen funcionamiento del sistema cuando este se encuentra funcionando en su límite más bajo, es decir, cuando el valor de la relación d/D es igual a 0.10.

2.3.6.1.4. Tirante o profundidad de flujo

El tirante del flujo debe ser mayor del 10% del diámetro de la tubería y menor del 75% de la misma, con lo que se asegura que funcione como canal abierto y arrastre los sedimentos, aunque al utilizar por norma los diámetros mínimos podría no cumplirse que el tirante sea mayor del 10%. La relación que debe verificarse es de d/D , que estará en el intervalo de 0.10 a 0.75.

2.3.6.1.5. Factor de retorno

El agua tiene diferentes usos dentro del hogar, que depende de muchos factores, como el clima, el nivel de vida o las condiciones socioeconómicas, el tipo de población, si se cuenta o no con medición, la presión en la red, la calidad y el costo del agua. Estos usos se han cuantificado por diferentes entidades como la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Sanitaria y Ambiental y la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos, las que han establecido los datos en lo referente a bebidas, preparación de alimentos, lavado de utensilios, abluciones, baño, lavado de ropa, descarga de inodoros, etc.

Gracias a esto, se ha podido estimar que, del total de agua que se consume, aproximadamente entre un setenta y un noventa por ciento se descarga al drenaje, lo cual constituye el caudal domiciliar. El porcentaje de agua que se envía al drenaje es el factor de retorno. En el presente proyecto se utilizó un valor de 80%.

2.3.6.2. Caudal domiciliar

Es el agua que ha sido utilizada para limpieza o producción de alimentos y es desechada y conducida a la red de alcantarillado. El agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación del suministro de agua potable, menos una porción que no será vertida al drenaje de aguas negras. Para tal efecto, la dotación de agua potable es afectada por el factor de retorno al sistema. De esta forma el caudal domiciliar o doméstico queda integrado así:

$$Q_{\text{dom.}} = \frac{\text{Dot} * \# \text{ hab.} * 0.80}{86400}$$

Dot = dotación (l/hab/día)

hab = número de habitantes

Q_{dom} = caudal domiciliar (l/seg)

2.3.6.3. Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Se estima un porcentaje de viviendas que pueden hacer conexiones ilícitas que varía de 0.5 a 2.5 %. Éste se calcula por medio de la fórmula del método racional, ya que tiene relación con el caudal producido por las lluvias. En este caso particular, no se tomó este valor.

$$Q_{\text{ilic.}} = \frac{C * I * A * \% * 1000}{360}$$

$Q_{\text{ilic.}}$ = caudal ilícito (l/seg)

C = coeficiente de escorrentía, el que depende de las condiciones de suelo y topografía del área a integrar

I = intensidad de lluvia (mm/hora)

A = área que es factible de conectar (Ha)

2.3.6.4. Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual depende de la profundidad del nivel freático del agua, de la profundidad de la tubería y de la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas y la calidad de la mano de obra utilizada y la supervisión que tuvo. Puede calcularse de dos formas: en litros diarios por hectárea o en litros diarios por kilómetro de tubería. Se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias suponiendo un valor de 6 m por cada casa. La dotación de infiltración varía entre 12000 y 18000 l/km./día. En este caso particular, no se tomó en cuenta este valor por usar tubería de NOVAFORT.

$$Q_{\text{inf}} = \frac{\text{Dot} * (\text{m de tubo} + \# \text{ casas} * 6 \text{ m})}{1000 * 86400}$$

Dot = dotación (l/km./día)

$\# \text{ casas}$ = número de casas

m de tubo = longitud de tubo del sistema

6 m = longitud de la acometida de la casa al sistema

2.3.6.5. Caudal comercial

Es el agua que se desecha de los comercios, restaurantes, hoteles, etc. La dotación comercial varía según el establecimiento a considerarse y puede estimarse entre 600 a 3000 l/com./día. En este caso particular, no se tomó este valor porque no existe comercio.

$$Q_{\text{com}} = \frac{\# \text{ com.} * \text{Dot}}{86400}$$

Dot = dotación (l/com/día)

com. = número de comercio

2.3.6.6. Caudal industrial

Es el agua negra proveniente de las industrias, como fábricas de textiles, licores, alimentos, etc. Si no se cuenta con un dato de dotación de agua suministrada se puede estimar entre 1000 y 1800 l/ind./día, el cual dependerá del tipo de industria. No existe industria en Monja Blanca.

$$Q_{\text{ind}} = \frac{\# \text{ ind.} * \text{Dot}}{86400}$$

Dot = dotación (l/ind/día)

#ind = número de industria

2.3.6.7. Factor de caudal medio

Al realizar el cálculo de cada uno de los caudales anteriormente descritos se procede a obtener el valor del caudal medio, que está dado en la siguiente expresión:

$$Q_{\text{med}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{com}} + Q_{\text{ind}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ilic}}$$

El valor del factor de caudal medio se calculó de la siguiente manera:

$$f_{qm} = \frac{Q_{med}}{\# \text{ hab}}$$

Q_{med} = caudal medio

f_{qm} = factor de caudal medio

$\# \text{ hab}$ = número de habitantes

Para facilitar la obtención del factor de caudal medio, las instituciones que se dedican al diseño de sistemas de alcantarillado sanitario han establecido valores de este factor sobre la base de la experiencia. Se usó el valor del INFOM, que es 0.0046.

0.0046	INFOM
0.0030	MUNICIPALIDAD
$0.0020 \leq f_{qm} / 0.005$	D.G.O.P.

2.3.6.8. Factor de flujo

También conocido como factor instantáneo, es el factor que representa la probabilidad de que múltiples artefactos sanitarios de las viviendas se estén utilizando simultáneamente en la comunidad. El factor de flujo no es constante para todo el sistema de alcantarillado, sino por el contrario, varía para cada tramo de acuerdo al número de habitaciones acumuladas en ese tramo. Por lo tanto, es diferente el factor de flujo actual al factor de flujo futuro. El factor de flujo se obtiene por medio de la fórmula de Harmond, dado de la siguiente manera:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

P = población en miles

2.3.6.9. Caudal de diseño

Para realizar la estimación de la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado en los diferentes puntos donde ésta fluya, primero se tendrán que integrar los valores que se describen en la fórmula siguiente:

$$Q_{\text{diseño}} = \# \text{ hab} * \text{FH} * \text{fqm}$$

hab. = número de habitantes futuros acumulado

FH = factor de Harmond

fqm = factor de caudal medio

2.3.6.10. Pendiente

Se recomienda que la pendiente utilizada en el diseño sea la misma del terreno, para evitar sobre costo por excavación excesiva, siempre y cuando cumpla con las relaciones hidráulicas y las velocidades permisibles. Generalmente, en las viviendas se sugiere utilizar una pendiente mínima del 2%, lo que asegura un arrastre de las excretas. En las áreas donde la pendiente del terreno es muy poca, se recomienda, en la medida de lo posible, acumular la mayor cantidad de caudales, para que generen una mayor velocidad.

2.3.6.11. Especificaciones de los pozos de visita

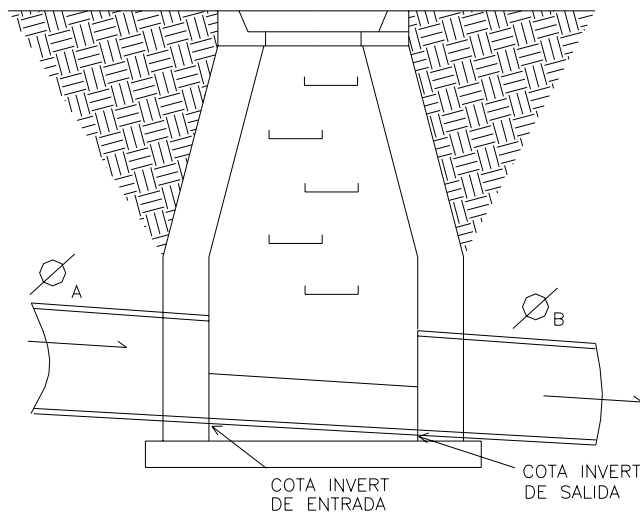
Al diseñar el sistema de alcantarillado sanitario se deben considerar los siguientes aspectos especificaciones a las cotas invert de entrada y salida de las tuberías en los pozos de visita.

- a. Cuando a un pozo de visita entra una tubería y sale otra del mismo diámetro, la cota invert de salida estará como mínimo 3 cm debajo de la cota invert de entrada.

$$\varnothing_A = \varnothing_B$$

$$C_{\text{invert de salida}} = C_{\text{invert de entrada}} - 0.03$$

Figura 4. Caso "a"

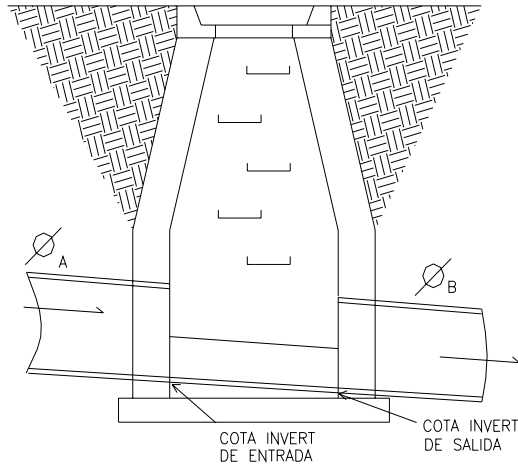


- b. Cuando a un pozo de visita entra una tubería de un diámetro y salga otra de diferente diámetro, la cota invert de salida estará situada como mínimo a la diferencia de los diámetros de la cota invert de entrada.

$$\varnothing_B > \varnothing_A$$

$$C_{\text{invert de salida}} = C_{\text{invert de entrada}} - ((\varnothing_B - \varnothing_A) * 0.0254)$$

Figura 5. Caso "b"



- c. Cuando en un pozo de visita la tubería de salida es del mismo diámetro que las que ingresan en él, la cota invert de salida mínima estará 3 cm de la cota más baja que entre.

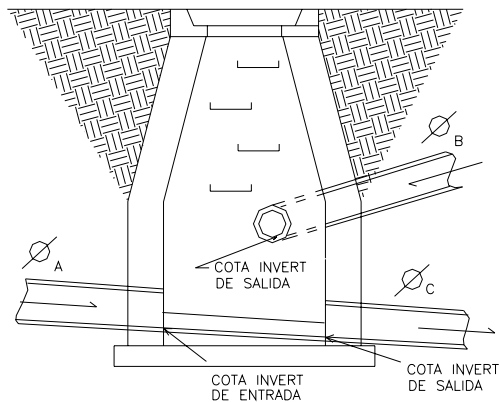
$$\varnothing_A = \varnothing_B = \varnothing_C$$

$$C_{\text{invert de salida}} = C_{\text{invert de entrada "A"}} - 0.03$$

$$C_{\text{invert de salida}} = C_{\text{invert de entrada "B"}} - 0.03$$

Se tomará el valor menor de los dos resultados.

Figura 6. Caso "c"

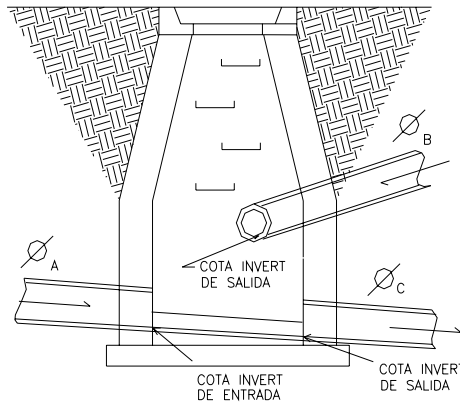


d. Cuando a un pozo de visita la tubería de salida es de diferente diámetro a las que ingresan en él, la cota invert de salida deberá cumplir con las especificaciones anteriores y se tomará el valor menor. A continuación se presentan los siguientes casos.

- Ingresa más de una tubería de igual diámetro y sale una de diferente diámetro: la cota invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se tomará el valor menor.

$$\begin{aligned} \varnothing_A &= \varnothing_B & \varnothing_C &> \varnothing_A; \varnothing_C > \varnothing_B \\ C_{\text{invert salida}} &= C_{\text{invert de entrada "A"}} - ((\varnothing_C - \varnothing_A) * 0.0254) \\ C_{\text{invert salida}} &= C_{\text{invert de entrada "B"}} - ((\varnothing_C - \varnothing_B) * 0.0254) \end{aligned}$$

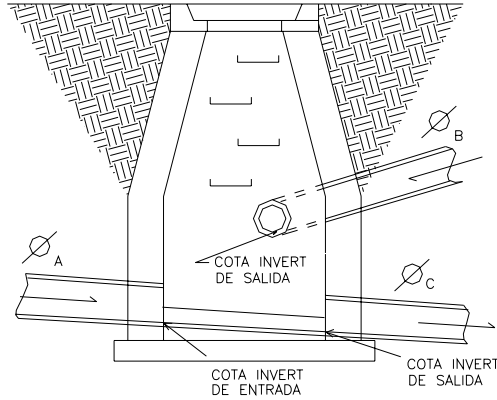
Figura 7. Caso "d 1"



- Ingresa más de una tubería de diferente diámetro y sale una de diámetro distinto: la cota invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se tomará el valor menor.

$$\begin{aligned} \varnothing_A &\neq \varnothing_B & \varnothing_C &> \varnothing_A; \varnothing_C > \varnothing_B \\ C_{\text{invert salida}} &= C_{\text{invert de entrada "A"}} - ((\varnothing_C - \varnothing_A) * 0.0254) \\ C_{\text{invert salida}} &= C_{\text{invert de entrada "B"}} - ((\varnothing_C - \varnothing_B) * 0.0254) \end{aligned}$$

Figura 8. Caso "d 2"



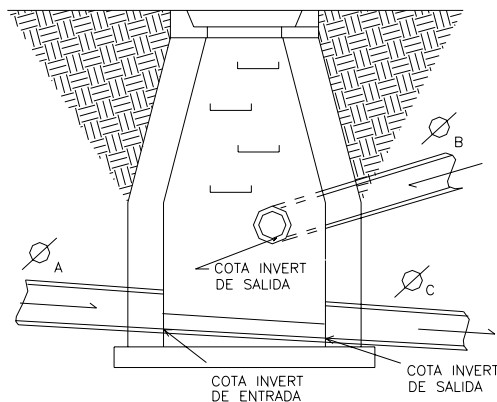
- Ingresa más de una tubería de diferente diámetro, una de ellas del diámetro de la tubería de salida: la cota invert de salida será, para una de ellas, la diferencia de los diámetros, y la otra tendrá como mínimo 3 cm. Se tomará el valor menor.

$$\varnothing_C = \varnothing_B \quad \varnothing_A \neq \varnothing_B \text{ y } \varnothing_C > \varnothing_A$$

$$C_{\text{invert salida}} = C_{\text{invert de entrada "B"}} - 0.03$$

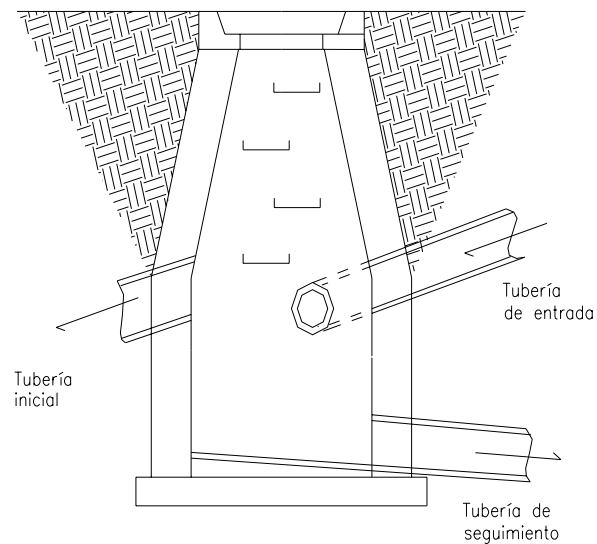
$$C_{\text{invert salida}} = C_{\text{invert de entrada "A"}} - ((\varnothing_C - \varnothing_A) * 0.0254)$$

Figura 9. Caso "d 3"



- e. Sólo una tubería de las que sale es de seguimiento, las demás que salgan del pozo de visita deberán ser iniciales:
- La cota invert de salida de la tubería inicial deberá estar como mínimo a la profundidad del tráfico liviano o pesado, según se considere oportuno.
 - La cota invert de salida de la tubería de seguimiento deberá cumplir con las especificaciones anteriormente descritas.

Figura 10. Caso "e"



2.3.6.11.1. Cálculo de cotas invert

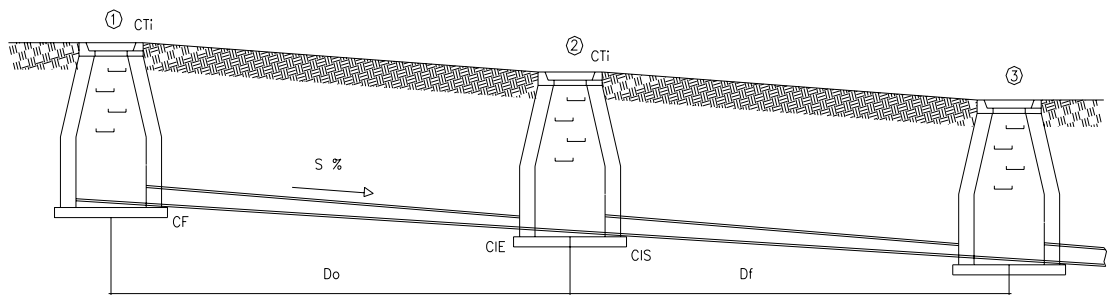
Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería del alcantarillado, deben calcularse de la siguiente manera:

h_{\min} = altura mínima que depende del tráfico que circule por las calles

CI = cota invert inicial

CT_{inicia} = cota del terreno inicial
 CT_{final} = cota del terreno final
 CIS = cota invert de la tubería del salida
 CIE = cota invert de la tubería de entrada
 DH = distancia horizontal
 $S\%$ = pendiente del terreno o tubería
 e_T = espesor de tubería

Figura 11. Cota invert



Ecuaciones para calcular cotas invert:

$$CT_{final} = CT_{inicial} - (D_0 * S\%_{terreno})$$

$$S\% = \frac{CT_{inicial} - CT_{final}}{DH_0} * 100$$

$$CI = CT - h_{min}$$

$$CIE_2 = CI - (DH_0 * S\%_{tubo})$$

CIS_2 = dependerá de las condiciones especificadas en punto 2.3.6.11.

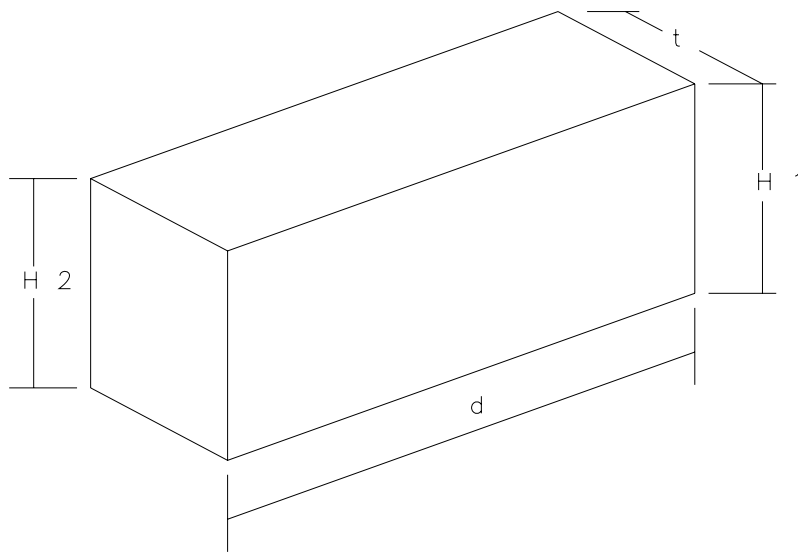
$$CIE_3 = CIS_2 - (DH_1 * S\%_{tubo})$$

$$H_{pozo} = CT - CIS$$

2.3.6.12. Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de la zanja, que depende del diámetro de la tubería a instalar, y la longitud entre pozos.

Figura 12. Volumen de excavación



$$V = \left[\frac{(H_1 + H_2)}{2} \right] * d * t$$

V = volumen de excavación, m

H₁ = profundidad del primer pozo, m

H₂ = profundidad del segundo pozo, m

d = distancia entre pozos, m

t = ancho de la zanja, m

2.3.6.13. Principios hidráulicos

Las alcantarillas basan su funcionamiento en transportar el agua de desecho en conductos libres, que están en contacto con el aire, a los cuales se le conoce como canales. El flujo queda determinado por la pendiente del canal y la superficie del material del cual está construido.

La sección del canal puede ser abierta o cerrada. En el caso de los sistemas de alcantarillado se emplean canales cerrados circulares, en donde la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y, eventualmente, a presiones producidas por los gases que se forman en el canal.

2.3.6.13.1. Ecuación de Manning para flujo en canales

Los valores de velocidad y caudal que ocurren en un canal se han ido estimado por medio de formulas desarrolladas experimentalmente, en las cuales se involucran los factores que más afectan al flujo de las aguas en el canal. Una de las fórmulas empleadas para canales es la que propuso Chezy en 1775 para flujos uniformes y permanentes:

$$V = C \sqrt{(RS)}$$

V = velocidad, m/s

C = coeficiente, dependiente de la rugosidad de la superficie del conducto

S = pendiente de la línea de energía o pérdida de carga hidráulica por fricción, m/m de conducto

R = radio hidráulico, m

El radio hidráulico de un conducto es el área transversal del fluido dentro del mismo, dividida entre el perímetro de la sección mojada.

Chezy supuso que el coeficiente C era una constante, pero luego comprobó que era una variable dependiente de la rugosidad del tubo, de la velocidad y del radio medio hidráulico. Por tanto, la fórmula de Chezy no expresa con precisión la ley de la fricción de los fluidos.

En una fórmula ideal, el coeficiente variaría solamente con la rugosidad del conducto; pero con los datos numerosos y contradictorios de que hoy se dispone, es imposible obtener dicha fórmula. Lo mejor que puede hacerse es escoger una fórmula que reduzca las variaciones del coeficiente dentro del rango posible, y que en cuanto sea posible, haga que estas variaciones dependan de la rugosidad del conducto y sean independientes del radio hidráulico, la pendiente y la velocidad. Se han elaborado muchas fórmulas que, en ese aspecto, son modificaciones favorables de la fórmula de Chezy. La más conocida de ellas, cuyo uso es bastante extenso, es la de Manning, presentada al Instituto de Ingenieros Civiles de Irlanda en 1890:

$$V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

V = velocidad, m/s

R = radio hidráulico, m

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad, el cual depende del material del que está hecho el canal

Debido a que normalmente los diámetros nominales de la tubería utilizada son dados en pulgadas, la fórmula anterior ha sido adaptada de la siguiente forma:

$$V = (1/n) * 0.03429 * D^{2/3} * S^{1/2}$$

V = velocidad, m/s

D = diámetro, pulgada

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

2.3.6.13.2. Ecuación a sección llena

Para el diseño del alcantarillado sanitario se debe contar con la información correspondiente a los valores de la velocidad y el caudal de la sección llena de la tubería que se está utilizando. Para el cálculo de la velocidad se emplea la fórmula siguiente:

$$V = (1/n) * R^{2/3} * S^{1/2}$$

El caudal que transportará:

$$Q = A * V$$

Q = caudal a tubo lleno, l/s

A = área de la tubería, m²

V = velocidad a sección llena, m/s

2.3.6.13.3. Ecuación a sección parcialmente llena

Las ecuaciones para calcular las características hidráulicas de la sección parcialmente llena del flujo de una tubería circular se presentan a continuación.

$$a = (D^2/4) * [(\pi\theta/360) * (\text{sen}\theta/2)]$$

$$p = \pi D\theta/360$$

$$v = (1/n) * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$r = (D/4) * [1 - (360 * \text{sen } \theta/2\pi\theta)]$$

$$q = a * v$$

$$d = (D/2) * [1 - \cos (D/2)]$$

2.3.6.13.4. Relaciones hidráulicas

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena y para poder agilizar de alguna manera los resultados de velocidad, área, caudal, perímetro mojado y radio hidráulico, se relacionaron los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcial, por medio de la fórmula de Manning, dando como resultados la gráfica y tablas utilizadas en el diseño.

Se deberán determinar los valores de la velocidad y el caudal a sección llena por medio de las ecuaciones ya establecidas. Se procederá a obtener la relación de caudales (q/Q) el caudal de diseño entre caudal de sección llena. El resultado obtenido se busca en la gráfica en el eje de las abscisas. Desde allí se levanta una vertical hasta la curva de relaciones de caudales, y el valor de la relación (d/D) se obtiene en la intersección de la curva con la vertical. Leyendo sobre el eje de las ordenadas, la profundidad del flujo (tirante) se obtiene multiplicando el valor por el diámetro de la tubería.

Para el valor de la relación (v/V), velocidad parcial entre velocidad a sección llena, se ubica el punto de intersección entre la vertical y la curva de relación de caudales que se estableció anteriormente y se traza una horizontal hasta llegar a intersecarse con la gráfica de velocidades. En este nuevo punto, se traza una vertical hacia el eje de las abscisas y se toma la lectura de la relación de velocidades. Este valor se multiplica por la velocidad a sección llena y se obtiene la velocidad a sección parcial. De igual manera se calculan las otras características de la sección.

La utilización de las tablas se realiza determinado primero la relación (q/Q), y el valor se busca en las tablas. En la columna de la izquierda, se ubica la relación (v/V), y se debe multiplicar el valor obtenido por la velocidad a sección llena, para obtener así la velocidad a sección parcial.

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

- Que $q_{\text{diseño}} < Q_{\text{lleno}}$
- La velocidad debe estar comprendida entre:
 $0.60 \leq v \leq 3.00$ m/seg
 $0.60 \leq v$ Para que existan fuerzas de tracción y arrastre los sólidos
 $v \leq 3.00$ Para evitar deterioro de la tubería debido a la fricción producida por la velocidad y la superficie de la tubería
- El tirante debe estar entre:
 $0.10 \leq d/D \leq 0.75$

Con esto se evita que la tubería trabaje a presión.

2.3.6.14. Especificaciones técnicas

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, se tomaron como base las normas ASTM F 949 y las normas que establece la Dirección General de Obras Publicas.

2.3.6.14.1. Parámetros de diseño

Tipo de sistema:	Alcantarillado sanitario
Tiempo de vida del sistema:	Hasta que se deterioren los materiales que componen el sistema (unos 40 años)
Población actual:	1498 habitantes
Población futura:	2177 habitantes
Tipo de tubería:	Tubería estructurada NOVAFORT
Diámetro de tubería:	Mínimo tubería NOVAFORT 6”.

Conexión domiciliar:	Pendiente 2%, tubería NOVAFORT 4", para registro tubería de concreto de 12"
Pozos de visita:	Construcción en las intersecciones de las calles, entre 90 y 100 m. Altura cono de 0.8 m. Diámetro superior mínimo de 0.75 m. Diámetro inferior mínimo de 1.2 m. Altura variable.
Dotación de agua:	150 litros/habitante/día
Factor de retorno de aguas negras:	80%
Relación de velocidad:	0.40 = v = 5 m/seg, por ser tubería NOVAFORT

2.3.6.15. Ejemplo del cálculo de un ramal

Se diseñará el tramo comprendido entre el pozo de visita PV 34 y PV 35; los datos necesarios para calcularlo son los siguientes:

- **Cotas del terreno**

Cota inicial: 95.568

Cota final: 94.490

- **Longitud**

Entre los pozos: 22.50 metros

- **Pendiente del terreno**

$$P = [(95.568 - 94.490) / 22.50] * 100 = 4.79 \%$$

- **Población futura**

1208 habitantes

- **Factor de Harmond**

$$FH = [18 + \sqrt{(1208 / 1000)}] / [4 + \sqrt{(1208 / 1000)}] = 3.75$$

- **Caudal de diseño**

$$Q_{\text{diseño}} = [(1208 \text{ habitantes}) * (3.75) * (0.0046)] = 20.813 \text{ l/s}$$

- **Diseño hidráulico**

Diámetro del tubo: 6"

Pendiente del terreno: 4.79 %

Pendiente de la tubería: 5 %

- **Velocidad a sección llena**

Utilizando la fórmula de Manning, se tiene:

$$V = [0.03429 * 5.909^{2/3} * 0.05^{1/2}] / 0.009 = 2.78 \text{ m/seg}$$

- **Capacidad a sección llena**

$$A = [\pi * (5.909 * 0.0254)^2] / 4 = 0.01769 \text{ m}^2$$

$$Q = (2.78 \text{ m/s} * 0.01769 \text{ m}^2) * 1000 \text{ lt/m}^3 = 49.26 \text{ l/s}$$

- **Relaciones hidráulicas**

$$q/Q = (20.81 \text{ lt/s}) / (49.26 \text{ lt/s}) = 0.422523$$

Cumple la condición q/Q de la tabla de relaciones hidráulicas; se obtienen los siguientes valores:

$$v/V = 0.957290 \quad \rightarrow \quad v = (0.957290 * 2.78 \text{ m/s}) = 2.66 \text{ m/s}$$

$$d/D = 0.45$$

- **Revisando especificaciones hidráulicas:**

$$q < Q$$

$$0.6 \text{ m/s} < v < 5 \text{ m/s}$$

$$0.1 < d/D < 0.75$$

$$20.81 \text{ l/s} < 49.26 \text{ l/s}$$

$$0.6 \text{ m/s} < \mathbf{2.66 \text{ m/s}} < 5 \text{ m/s}$$

$$0.1 < \mathbf{0.45} < 0.75$$

- **Distancia horizontal efectiva**

El diámetro interno de ambos pozos 34 y 35 es de 1.20 metros. Sus paredes, de 0.25 metros.

$$DH_{\text{efectiva}} = 22.50 - \{([1.20 + 0.50] / 2) + ([1.20 + 0.50] / 2)\} = 20.80 \text{ metros.}$$

- **Cota invert inicial del pozo 34**

$$\text{Cota invert final del pozo 34} - 0.03 = \text{cota invert inicial}$$

$$94.356 - 0.03 = 94.326$$

- **Cota invert final del pozo 35**

$$94.326 - [5\% * 20.80] = 93.286$$

- **Altura del pozo 34**

$$\text{Cota del terreno} - \text{cota invert inicial} = \text{altura del pozo 34}$$

$$95.568 - 94.326 = 1.24$$

- **Altura del pozo 35**

$$\text{Cota del terreno} - \text{cota invert final} = \text{altura del pozo 35}$$

$$94.490 - 93.286 = 1.20$$

- **Volumen de excavación**

$$\text{Vol. Exc.} = ([1.24 + 1.20]/2) * 20.80 * 0.55 = 13.957 \text{ m}^3$$

3. PLANTA DE TRATAMIENTO

Afuera del laboratorio no existe agua ‘pura’. Aun el agua de lluvia, por ejemplo, toma los gases, las partículas sólidas y otras impurezas que tiene el aire cuando precipita al suelo. Al llegar el agua al suelo, esto se filtra en el suelo y corre sobre la superficie, de donde toma las características de los materiales que encuentra. Por ejemplo, los minerales son disueltos y éstos contribuyen a las sales disueltas que normalmente se encuentra en el agua. Al mismo tiempo, el material orgánico de la vegetación descompuesta o de la tierra, también se disuelve o el agua lo arrastra con él. Así que el agua de lluvia tiene muchas impurezas naturales. Generalmente estas impurezas no disminuyen la utilización del agua como para beber, lavar, etc. Nuestra preocupación principal va a ser con el agua después que el hombre la ha utilizado y luego la descarta. De esta manera, nos podemos preguntar que hay que hacer con el agua.

El problema con la disposición del agua negra surgió con el uso del agua por el hombre como vehículo para transportar los desechos producto de la vida humana. Antes de eso, el volumen de desechos era pequeño y la disposición era limitada a excreta de individuos o familia. La primera práctica simplemente era dejar los desechos humanos sobre la superficie de la tierra, donde se descomponen gradualmente por las bacterias saprofitas. Esto producía, entre otros efectos, malos olores. Más tarde, la experiencia ha demostrado que si se entierran las excretas, no se detecta olor alguno. El entierro de excretas humanas es una práctica muy antigua y también hay referencias bíblicas. El siguiente paso lógico era el desarrollo de casitas privadas afuera de la casa, que hoy en día se llama letrinas.

Con la urbanización, el desarrollo de abastecimiento de agua para la comunidad y el uso del agua para el transporte de desecho de los habitantes, se hizo necesario buscar métodos de disposición no sólo para los desechos humanos si no también para el agua que los transportan. Tres métodos – disposición por irrigación, disposición subsuperficial y disposición por dilución – fueron empleados. Mientras aumentaron las comunidades urbanas, así también aumentó el volumen de las aguas negras, los métodos de disposición antes mencionados producían condiciones insatisfactorias. Se tuvieron que desarrollar otros métodos de tratar las aguas negras antes de su disposición final.

La disposición satisfactoria de las aguas negras por cualquiera de los métodos antes mencionados depende de un tratamiento antes de la disposición. Es necesario un tratamiento adecuado para prevenir la contaminación de las aguas receptoras cuyo uso está destinado ya sea para abastecimiento, recreación o cualquier otra finalidad. Aparte el tratamiento de las aguas negras puede ser clasificado dependiendo de la naturaleza del proceso de tratamiento, por ejemplo, físico, químico o biológico. Un sistema completo de tratamiento consistiría en la aplicación de varios procesos físicos, químicos y biológicos a las aguas negras. Ejemplo de los tratamientos se presenta más adelante. Mientras los dispositivos usados en el tratamiento de las aguas negras son muchos y probablemente combinan los métodos físicos, los métodos químicos y los métodos biológicos, se pueden agrupar en cuatro sistemas de tratamiento que son: tratamiento preliminar, tratamiento primario, tratamiento secundario, desinfección y tratamiento terciario.

FÍSICO

- sedimentación
- aireación
- despumación
- (clarificación)
- filtración
- igualación
- rejillas
- flotación

QUÍMICOS

- cloración
- ozono
- coagulación
- absorción
- intercambio de ion

BIOLÓGICO

Aeróbico

- lodo activado
- filtro percolador
- laguna de oxidación
- digestión aeróbica

Anaeróbico

- digestión anaeróbica
- tanque séptico
- lagunas

Cuando se va a elegir el mejor sistema de tratamiento, la comunidad debe tener metas claras y criterio específico a usar en tomar una decisión. El sistema o los sistemas escogidos deben proveer a la comunidad con un tratamiento de agua negra que sea efectivo y manejable a un costo razonable. A continuación se describe cómo trabaja una planta de tratamiento.

3.1. Sistemas de tratamiento

3.1.1. Tratamiento preliminar

Para empezar, todos los seres humanos generan agua negra, no importando la cantidad que produce cada uno. Cuando la gente usa el agua, esta no se irá, pero se convierte en agua sucia, también conocida como agua negra. Las aguas negras contienen patógenos (organismos que produce enfermedades), nutrientes (nitrógeno, fósforo, etc.), sólidos (orgánicos y inorgánicos), químicos (de limpiadores, desinfectantes, medicamentos) y el agua. El agua negra deberá ser tratada antes de retornarla al ambiente para ser reciclada por generaciones futuras. Como individuos y miembros de una gran comunidad, cada uno deberá tomar la responsabilidad por las aguas negras generadas en su comunidad.

Un tratamiento de las aguas negras es el proceso a que se somete el agua residual para eliminar los contaminantes y, así, pueda ser devuelta sin peligro de contaminación al ambiente. Esto es la última defensa contra la contaminación de los ríos y es una parte vital del esfuerzo del país por proteger las fuentes de agua.

El propósito del tratamiento preliminar es proteger el buen funcionamiento de la planta de tratamiento de las aguas negras. Esto se logra removiendo de las aguas negras cualquier constituyente que puede obstaculizar o dañar bombas o interferir con el proceso de tratamiento subsiguiente. Los dispositivos del tratamiento preliminar se diseñan para:

- remover o reducir de tamaño los sólidos grandes y suspendidos, y estos incluyen, aparte de las materias fecales, pedazos de madera, papel, plásticos, basuras, ropas, etc.
- remover sólidos inorgánicos pesados, como arena y piedra, metales y vidrios
- remover excesivas cantidades de aceites y grasas

3.1.1.1. Rejillas

Son utilizadas para la separación de sólidos gruesos y se ubican transversalmente al flujo. Aunque a veces se colocan verticalmente, generalmente se ponen a un ángulo entre 45 a 60 grados con el vertical. Al pasar el agua, el material grueso queda retenido en las barras de las rejillas y debe ser retirado manualmente o con dispositivos mecánicos adecuados. Dependiendo del espaciamiento libre entre las barras de las rejillas, se puede distinguir entre rejillas para material grueso, que en la tecnología de aguas negras suele tener un espaciamiento libre de 60 a 100 mm, y rejillas para material fino, cuyo espaciamiento libre generalmente es de 10 a 25 mm. Debido a que las rejillas suelen estar ubicadas en el canal de ingreso, la remoción continua del material atrapado constituye una función clave para mantener el funcionamiento interrumpido de la planta. Los materiales atrapados son enterrados o quemados.

3.1.1.2. Desarenadores

Las trampas de arena (desarenadores) son estanques para sedimentar partículas minerales cuyo tamaño varía entre 0.2 y 2 mm y que están presentes en las aguas negras. La finalidad es separar principalmente aquellos componentes que tienen un efecto negativo en los procesos biológicos y que podrían representar una carga inútil en los estanques biológicos o de digestión. Las sustancias orgánicas presentes en las aguas negras también son sedimentadas y removidas; por esto no solamente se obtiene arena de las aguas negras domésticas. Para prevenir la sedimentación de muchas materias orgánicas se ha desarrollado el método de inyección de aire. Este consiste en inyectar aire unos metros sobre el piso de los estanques para que la acción circular del aire mantenga las sustancias orgánicas y livianas en suspensión. Hay que mantener en mente que la mucha inyección de aire puede causar una alta velocidad circular, resultando en la pobre remoción de arena o en la inyección de aire que causará mucha remoción de materias orgánicas con la arena. Una indicación de que se está removiendo excesiva cantidad de sustancias orgánicas es cuando existen malos olores en el desarenador.

3.1.1.3. Tanques desgrasadores

Los tanques deespumadores o desgrasadores pueden colocarse también antes de los tanques de sedimentación. Los deespumadores eliminan el aceite y la grasa, que tienden a formar nata, tapar las rejillas fijas, obstruir los filtros y reducir la eficiencia del lodo activado. El aire comprimido, aplicado a través de difusores situados en el fondo del tanque, coagula la grasa y el aceite y hace que suban a la superficie. Se requiere como un 0.1 ft³ de aire por galón. El período de detención varía de 5 a 15 minutos. Unos dos miligramos por litro de cloro aumentan la eficacia de la eliminación de la grasa. Después de que las aguas negras llegan al tanque de sedimentación, se quita el material coagulado, junto con la nata y los sólidos asentados.

3.1.1.4. Tanques de aireación preliminar

La aireación de las aguas negras antes del tratamiento primario se debe a las siguientes razones:

- Obtener mayor remoción de sólidos suspendido en los tanques de sedimentación
- Auxiliar en la remoción de aceite y grasas en las aguas negras
- Refrescar las aguas negras antes de darle más tratamiento para que se estabilicen la condiciones aeróbicas

Los equipos que se usan para introducir aire a las aguas negras son los mismos o similares a los que se usan en el proceso de lodo activado.

3.1.1.5. Cloración preliminar

La cloración en esta etapa no tiene nada que ver con la desinfección, sino que sus objetivos principales son control de malos olores, protección de las estructuras de la planta, auxiliar en la sedimentación y reducción o retraso de la demanda bioquímico de oxígeno (DBO).

La cantidad de cloro a usar depende de cuánto tiempo se retrasa la descomposición de las aguas negras. No es necesario añadir el suficiente cloro para satisfacer la demanda de cloro, sino el suficiente para destruir los malos olores y retardar la descomposición bacterial.

La descomposición de las aguas negras puede llegar al punto de producir hidrógeno de sulfuro que causará corrosión en metales. Esta se puede contrarrestar con el uso de cloro para destruir el hidrógeno de sulfuro a un mínimo de uno a dos mg/l.

La cloración de las aguas negras que produce residuo de 0.2 a 0.5 mg/l después de 15 minutos de contacto puede causar una reducción de 15 a 35% de DBO en las aguas negras. La cloración del efluente en la planta a un residuo relativamente alto se practica para retardar o reducir la carga de DBO en las aguas receptoras durante períodos en que el caudal es extremadamente bajo.

3.1.2. Tratamiento primario

El tratamiento primario se diseña para remover los sólidos orgánicos e inorgánicos por medio del proceso físico de sedimentación y flotación. En este proceso, hay una velocidad entre 0.508 cm/s a 1.016 cm/s para mantener una condición casi inactiva, y así los sólidos más densos que el agua se sedimentarán y los que son menos densos que el agua flotarán sobre la superficie. Aproximadamente el 40 a 60 % de sólidos en suspensión son removidos de las aguas negras. Los sólidos que permanecen en suspensión, así como los sólidos disueltos, son tratados bioquímicamente en los procesos subsiguientes, para una separación física y remoción en el tanque de sedimentación final.

El tamaño y el número de tanques primarios dependen del caudal estimado de las aguas negras y el diseño del tiempo de la detención. Generalmente, un tiempo de detención de 2 a 3 horas será suficiente tiempo para que la mayoría de las partículas se sedimenten. La velocidad con que sedimentan las partículas depende de la carga y frescura de las aguas negras, del peso del sólido comparado con el peso específico del agua, del tamaño y la forma del sólido y de la temperatura del agua. El agua es más densa a temperaturas bajas; por lo tanto, aumenta el tiempo de detención. Cuando aumenta la temperatura del agua, el tiempo de detención disminuye. Es crítica la distribución igual de la velocidad en todo el tanque. El tiempo actual de detención es menor a la mayor velocidad de un área. Los sólidos que no han tenido suficiente tiempo para sedimentarse será descargados con el efluente.

3.1.2.1. Tanque séptico

También llamado fosa séptica, fue uno de los primeros dispositivos de tratamiento de aguas negras. Actualmente, la fosa séptica se usa para tratar las aguas negras de pequeñas poblaciones, como residencias individuales, pequeñas instituciones y escuelas. Son diseñadas para sostener las aguas negras a baja velocidad bajo condiciones anaeróbicos por un tiempo de retención mínimo de 12 a 24 horas. Durante este tiempo, se logra una alta remoción de los sólidos sedimentables. Estos sólidos se descomponen en el fondo del tanque. Durante la descomposición, se producen gases atrapados en los sólidos que causan que estos suban a través de las aguas negras hasta llegar a la superficie, donde quedan como una capa de nata hasta que escape el gas. Luego se sedimentan los sólidos de nuevo. Este proceso continuo de flotación y sedimentación de los sólidos hace que algunos de los sólidos se descarguen con el efluente debido a la velocidad baja que existe en los tanques. La disposición final del efluente ocurre por el método de subsuperficie. La eficacia de este método depende de la capacidad del suelo para absorber el efluente. Estos dispositivos primarios requieren una mínima atención que consiste en la inspección y remoción periódicas (3 a 5 años) de lodo y capa de nata acumulados en el tanque.

3.1.2.2. Tanques Imhoff

El tanque Imhoff fue desarrollado para corregir dos defectos principales del tanque séptico, que son los siguientes:

- Impedir que los sólidos sedimentados se vuelvan a mezclar con las aguas negras, pero siempre prever la descomposición de estos sólidos en la misma unidad
- Proveer un efluente receptivo a más tratamiento

El tanque consiste de dos pisos. La sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión de los sólidos sedimentados, en el inferior. Los sólidos pasan a través de una apertura situada en la parte inferior de la cámara de sedimentación al compartimiento inferior para su digestión sin calentamiento. Las espumas se producen en la cámara de sedimentación. Los gases producidos durante la digestión en el compartimiento inferior escapan a través del sistema de venteo. El material que se sedimenta se desvía para que pueda deslizarse directamente hacia la región de digestión. Unos dispositivos de retención colocadas en la superficie de deslizamiento impiden que el gas de la digestión ascienda y altere el proceso de sedimentación.

Para el diseño de la zona de sedimentación se adaptará un volumen mínimo de 1500 l, utilizando los siguientes criterios:

- Se determinará el área requerida para el proceso con una carga superficial de $1 \text{ m}^3 / (\text{m}^2 \cdot \text{h})$.
- El período de retención nominal será entre 1 a 1.5 horas y del producto de la carga superficial y el período de retención se obtendrá la profundidad.
- El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados hacia la arista central será del 67% al 80%.
- En la arista central se dejará una abertura para el paso de los sólido de 0.15 a 0.20 m.
- El borde libre será entre 0.30 a 0.60 m.
- Las estructuras de entrada y salida, así como otros parámetros de diseño, serán los mismos que para las sedimentadores rectangulares convencionales.

Para el diseño del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (zona de digestión) se considerará un volumen mínimo de 3000 l, utilizando los siguientes criterios:

- El compartimiento será dimensionado para almacenar lodos durante un período de 60 días, al cabo del cual se considera completa la digestión. Para el efecto se

determinará la cantidad de sólidos en suspensión removida, en forma similar que para un sedimentador primario. El volumen se determinará considerando la destrucción del 50% de sólidos volátiles, con una densidad de 1.05 kg/l y un contenido promedio de sólidos del 12.5% (al peso).

- Alternativamente se determinará el volumen del compartimiento de lodos considerando un espacio de 60 litros por habitante.
- El fondo del compartimiento tendrá la forma de un tronco de pirámide, cuyas paredes tendrán una inclinación de 30° a 45° con respecto a la horizontal.

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador (zona de espumas) se aplicará un volumen mínimo de 1500 l, usando los siguientes criterios:

- El espaciamiento libre será de 0.60 m como mínimo.
- La superficie libre total será por lo menos 20% y preferiblemente 30% del área total del compartimiento de digestión.
- Alternativamente se determinará el volumen de la zona de espumas usando una tasa de 30 litros por habitante.

Dispositivos para la remoción de lodos digeridos deben ser diseñados en forma similar que para sedimentadores primarios, considerando que los lodos son retirados para secado en forma intermitente. Para el efecto, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El diámetro mínimo de las tuberías de remoción de lodos será de 20 cm.
- La tubería de remoción de lodos debe estar 15 cm por encima del fondo del tanque.
- Para remoción hidráulica del lodo se requiere por lo menos una carga hidrostática de 1.50 m.

3.1.2.3. Tanques de flotación

El proceso de flotación se usa en aguas residuales para remover partículas finas en suspensión y de baja densidad, usando el aire como agente de flotación. Una vez que los sólidos han sido elevados a la superficie del líquido, son removidos en una operación de desnatado. El proceso requiere un mayor grado de mecanización que aquel de los tanques convencionales de sedimentación, por lo cual su uso será restringido a casos especiales (principalmente para desechos industriales), en los cuales el proyectista haya justificado ante la entidad responsable la selección de este sistema.

3.1.3. Tratamiento secundario

En las aguas negras medio cargadas los sólidos totales se pueden clasificar como de origen orgánico o inorgánico. En términos del tamaño de los sólidos, la distribución es aproximadamente de 30% de sólidos suspendida, 6% coloidal y 65% de sólidos disueltos. Entonces, el efluente del tratamiento primario contiene principalmente elementos coloidales y sólidos disueltos de orgánicos e inorgánicos. Estándares recientes de efluente y estándares de calidad de agua requieren mucha más remoción de orgánicos de las aguas negras de lo que se puede hacer en el tratamiento primario. Esta remoción adicional se puede hacer por medio del tratamiento secundario. El proceso de tratamiento consiste en un tratamiento biológico de las aguas negras utilizando muchos tipos de diferentes microorganismos en un ambiente controlado.

En el tratamiento biológico de las aguas negras, una población mixta de microorganismos utiliza el coloidal y los orgánicos disueltos encontrados en el efluente del tratamiento primario como su principal suministro de alimento. En consumir esos orgánicos, los microorganismos utilizan parte de la sustancia orgánica para obtener la energía necesaria para las actividades de la vida. Cuando la oxidación de orgánicas ocurre en la presencia de oxígeno disuelto, el producto final incluye dióxido de carbono, agua, sulfato, nitrato y fosfato. La parte restante de orgánico consumido es esencial para la reproducción, que resulta en un aumento de la población de microorganismo. Entonces, una parte del coloidal y los orgánicos disueltos presentes en las agua negras fue transformado en dióxido de carbono y otra parte, en masa biológicamente viable. Esta reacción bioquímica está activa en todos los procesos de tratamiento biológicos. La masa biológica debe ser posteriormente separada de las aguas negras para asegurar un tratamiento adecuado dentro de los estándares de efluente y calidad de agua. Si esta masa biológica no es removida de las aguas negras, usualmente por clarificación final, la calidad del efluente va a ser degradado y se pondrá sobre el agua receptora una alta carga de DBO y de sólidos suspendidos.

En el proceso de lodo activado, los microorganismos están dispersos a través de la fase del agua, mientras que en los filtros percoladores, los microorganismos están apegados a una superficie fija formando una capa biológica. En ambos casos, los microorganismos están haciendo el tratamiento y entonces hay que tomar todas las precauciones necesarias para obtener un ambiente favorable para el ciclo vital.

3.1.3.1. Lagunas aerobias

En las lagunas de estabilización ‘aeróbicas’ o ‘fotosintéticas’, el oxígeno es suministrado mediante la fotosíntesis de las algas; luego, el oxígeno es utilizado por las bacterias heterótrofas para la oxidación de la materia orgánica, obteniéndose como productos finales, bióxido de carbono (CO_2), agua (H_2O), fosfatos (PO_4), nitratos (NH_3), etc. Luego las algas toman el bióxido de carbono, el agua y algunos minerales inorgánicos para efectuar el proceso de fotosíntesis, obteniéndose, como producto final, el oxígeno disuelto en el agua. Este oxígeno es utilizado nuevamente por las bacterias para comenzar una relación cíclica simbiótica entre microorganismos y algas.

Durante la noche, el suministro de oxígeno se realiza en la interfase aire-agua de la laguna, producida por el viento, ocasionando una turbulencia, la cual produce una mezcla en el contenido de la laguna.

Las lagunas aeróbicas son consideradas como lagunas terciarias y se basan en dos conceptos: profundidad mínima y aireación (mezcla mecánica). Esta última se utiliza cuando existen altas cargas de aguas servidas y cuando el espacio es limitado. Este tipo de lagunas es demasiado costoso.

Estas lagunas son usadas para la cría de peces, de algas y para producir especies farmacéuticos o alimentos; pero en los países latinoamericanos son utilizados como tanques de maduración, después de un tratamiento biológico convencional.

Las lagunas de maduración se utilizan para reducir el número de microorganismos patógenos y producir así un afluente de buena calidad.

Las lagunas aeróbicas tienen una profundidad máxima de un metro y no producen malos olores; la distancia entre la planta y las urbanizaciones tiene que ser de unos 400 metros, teniendo en cuenta la dirección principal del viento.

3.1.3.2. Lagunas anaerobias

Las lagunas anaeróbicas son generalmente empleadas como primera unidad de un sistema, en casos cuando donde la disponibilidad de terreno es limitada o para el tratamiento de desechos domésticos con altas concentraciones y desechos industriales, en cuyo caso pueden darse varias unidades anaeróbicas en serie.

Los procesos biológicos efectuados por los microorganismos no necesitan del oxígeno disuelto en el agua, pues la obtienen de la descomposición de la materia orgánica; se realiza por la putrefacción que se tiene durante la fermentación anaerobia.

Los procesos biológicos de fermentación anaeróbica constan de dos fases: el primer grupo, determinado por bacterias heterotróficas que transforman la materia orgánica en ácidos, grasos, aldehídos, alcoholes, etc.; el segundo grupo son bacterias que transforman los productos intermedio generados de la primera fase, produciendo gas metano (CH_4), amoníaco (CH_3), anhídrido carbónico (CO_2) e hidrógeno (H_2). El proceso anaeróbico, igual que el aerobio, transforman el carbono, el nitrógeno, el fósforo y otros nutrientes en protoplasma celular. Los productos finales son muy complejos, las reacciones son muy lentas, producen malos olores, las aguas se ponen de color grisáceo y de aspecto desagradable, destruyendo la flora y la fauna normal. En este tipo de laguna, los microorganismos patógenos tienen una muerte rápida, sin saber con seguridad por qué ocurre.

Normalmente, las lagunas se utilizan como pre-tratamiento (estanques primarios) antes de un estanque facultativo. El estanque anaeróbico funciona como sedimentador y digestor, y las aguas que salen ya tiene menos DBO₅. La descomposición anaeróbica de la materia orgánica (fango) puede durar mucho tiempo. El DBO₅ depende del tiempo de retención y del clima. Las profundidades pueden oscilar entre 1.2 a 1.5 metros, con temperaturas de más de 20°C, en los tanques todo el año; normalmente, no hay problemas de lodos flotantes.

3.1.3.3. Lagunas aeradas

Las lagunas aeradas son generalmente empleadas como primera unidad de un sistema, en casos cuando la disponibilidad de terreno es limitada o para el tratamiento de desechos domésticos con altas concentraciones y desechos industriales. Estas lagunas son muy empleadas en climas fríos. Se distinguen los siguientes tipos de lagunas aeradas.

- ✓ ***Lagunas aeradas de mezcla completa*** Mantienen la biomasa en suspensión, con una alta densidad de energía instalada (15 W/m³). Son consideradas como un proceso incipiente de lodos activados sin separación y recirculación de lodos, y la presencia de algas no es aparente. En este tipo de lagunas la profundidad varía entre 3 y 5 m y el período de retención entre 2 y 7 días. Para estas unidades es recomendable el uso de aeradores de baja velocidad de rotación. Este es el único caso de laguna aerada para el cual existe una metodología de dimensionamiento. El uso de lagunas aeradas en serie no es recomendado.

- ✓ ***Lagunas aeradas facultativas*** Mantienen la biomasa en suspensión parcial, con una densidad de energía instalada menor que las anteriores (de 1 a 4 W/m³, recomendable 2 W/m³). Este tipo de laguna presenta signos de acumulación de lodos, observándose frecuentemente la aparición de burbujas de gas de gran tamaño en la superficie, por efecto de la digestión de lodos en el fondo. En este tipo de lagunas los periodos de retención varían entre 7 y 20 días (variación promedio entre 10 y 15 días) y las profundidades son por lo menos 1.5 m.

- ✓ ***Laguna facultativa con agitación mecánica*** Es exclusivamente aplicable a unidades sobrecargadas del tipo facultativo en climas cálidos. Tienen una baja densidad de energía instalada (del orden de 0.1 W/m³), que sirve para vencer los efectos adversos de la estratificación termal, en ausencia del viento. Las condiciones de diseño en estas unidades son las de laguna facultativa. El uso de los aeradores puede ser intermitente.

- ✓ ***Lagunas de oxidación aeradas*** Empleadas generalmente en climas con cuatro estaciones. La fuente de oxígeno es principalmente la fotosíntesis, y en el invierno es suplementada por aeración con difusión de aire comprimido en el fondo. Como el diseño se efectúa para condiciones de invierno, las cargas de diseño son generalmente bajas (del orden de 50 kg. DBO/ (ha.d)). Las condiciones de diseño en estas unidades son las de lagunas facultativas, con una profundidad reducida del orden de 1 a 1.5 m.

Los dos primeros tipos de lagunas aeradas antes mencionados, deben ser seguidas de lagunas facultativas diseñadas con la finalidad de tratar el efluente de la laguna primaria, asimilando una gran cantidad de sólidos en suspensión.

3.1.3.4. Lagunas facultativas

En las lagunas facultativas se presentan tres zonas identificadas de actividad biológica: la capa superior, con bacterias aerobias; la intermedia, con bacterias facultativas, y la zona de fondo, con bacterias anaerobias. En un estanque facultativo se descargan los desechos crudos, los sólidos sedimentables, lo que aumenta el grueso de capa de fango o lodo anaerobio, mientras que en la fermentación anaerobia se reduce la carga orgánica liberando productos de fermentación que pasan a la masa líquida, donde son estabilizados por las bacterias anaerobias y facultativas. La mezcla es importante porque proporciona una distribución uniforme de oxígeno y temperatura en el estanque. Esto garantiza condiciones aerobias hasta en zonas profundas.

El factor más importante para la buena mezcla es el viento. Por eso hay que evitar obstáculos en las cercanías del estanque; la cantidad de oxígeno varía de acuerdo a la profundidad y a la hora del día; durante el día, el oxígeno es proporcionado por algas, por medio de la actividad fotosintética, y durante la noche, por la aireación superficial de los vientos.

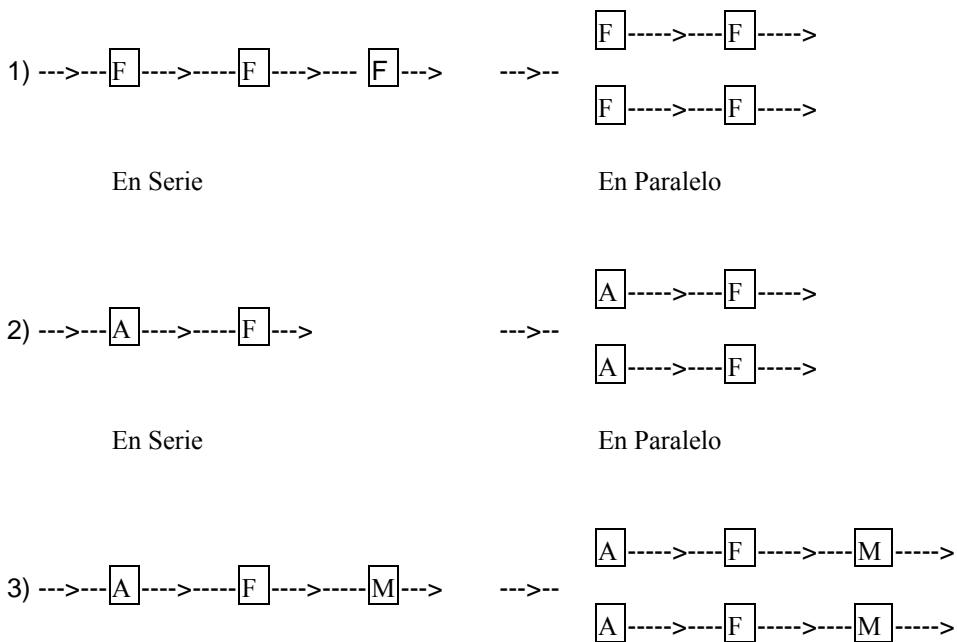
Las profundidades de los estanques facultativos son de 1 a 2 metros. Cuando un estanque trabaja bien, el aumento del fango por sedimentación y disminución por fermentación son equilibrados.

Un factor que hay que tomar en cuenta es la permeabilidad del suelo. La pérdida por infiltración tiene que ser menor que el caudal de entrada, para mantener la laguna en funcionamiento. Además, la infiltración de aguas contaminadas hacia el acuífero puede constituir un peligro para los habitantes que aprovechan estas fuentes de abastecimiento de agua. Hay diferentes métodos de impermeabilizar el suelo, desde la compactación hasta la construcción de la superficie artificial impermeable.

Con este tipo de lagunas se logra una eficiencia de 85% a 90%. En el tratamiento de aguas servidas este tipo de lagunas es el más usado, ya que con ellas se han obtenido buenas experiencias y buenos resultados.

3.1.3.4.1. Disposición de las lagunas

Los estanques se pueden disponer en paralelo o en serie; una ventaja en el paralelo es que cualquiera de ellas se puede dejar de usar para ser reparada o para extraer lodos, introduciendo las aguas en otro estanque disponible. En los estanques en serie, aun si la reducción de la DBO₅ no es mucho mejor, la reducción de las bacterias sí es bastante mayor.



A = Laguna aerobia

F = Laguna facultativo

M = Laguna de maduración

3.1.3.5. Lodo activado

El proceso de lodo activado fue desarrollado en Inglaterra en 1914 y fue llamado así porque implica la producción de una masa activada de microorganismos capaces de estabilizar aeróbicamente el contenido orgánico de las aguas negras. El proceso de lodo activado es probablemente el más versátil de los procesos de tratamiento biológico capaz de producir un efluente con el DBO deseado. El proceso tiene una amplia aplicación entre el tratamiento de las aguas negras domésticas y industriales.

Este proceso se emplea desde un tratamiento primario de sedimentación adonde las aguas negras tienen algunos sólidos suspendidos y coloidales. Cuando es agitado en la presencia de aire, los sólidos suspendidos forman núcleos sobre los cuales se desarrolla vida biológica y, gradualmente, creciendo a sólidos grandes, conocidos como lodo activado. El lodo activado es una sustancia café que consiste de materia orgánica obtenida de las aguas negras e inhabitadas de innumerable bacterias y otras formas de vidas biológicas. Los organismos biológicos utilizan la materia absorbida como alimento y lo convierten en sólidos inertes insolubles y nuevas células bacteriales. Mucho de esta conversión es un proceso o paso a paso. Algunas bacterias descomponen las sustancias originales complejas a compuestos simples como productos de su desecho. Otras bacterias usan los productos de desecho para producir aún más compuestos simples, y el proceso continúa hasta que los productos de desecho ya pueden usarse como alimento para las bacterias.

La generación de lodo activado en las aguas negras es un proceso lento y la cantidad formada de cualquier volumen de aguas negras durante su período de tratamiento es pequeña e inadecuada para el tratamiento efectivo y rápido de las aguas negras, el cual requiere grandes concentraciones de lodo activado. Tales concentraciones producidas por cada volumen de aguas negras tratados, se pueden re-usar en el

tratamiento de flujos de aguas negras subsiguientes. Esto es un proceso acumulativo a fin de que eventualmente más lodo sea producido y quede disponible para mantener una viable población de organismos biológicos para tratar los desechos que entran. El lodo activado excesivo es removido permanentemente del proceso de tratamiento y condicionado para disposición final.

El lodo activado debe ser mantenido en suspensión durante su período de contacto con las aguas negras y ha de ser tratado con algún método de agitación. El proceso de lodo activado consiste de los siguientes pasos:

1. Mezcla del lodo activado con las aguas negras a ser tratado
2. Aireación y agitación de esta mezcla para la requerida duración de tiempo
3. Separación del lodo activado de la mezcla en el proceso de clarificación final
4. Regresa de la cantidad apropiada de lodo activado para la mezcla con las aguas negras
5. Disposición excesiva de lodo activado

Los microorganismos estabilizan el agua residual, eliminan y absorben parcialmente la materia orgánica que contiene el agua residual, o la convierten en biomasa que puede ser sedimentada.

3.1.3.6. Filtros percoladores

Los filtros percoladores deberán diseñarse de modo que se reduzca al mínimo la utilización de equipo mecánico. Para ello se preferirán las opciones de utilizar lechos de piedra, distribución del efluente primario (tratado en tanques Imhoff) por medio de boquillas, sedimentadores secundarios sin mecanismos de barrido (con tolvas de lodos) y retorno del lodo secundario al tratamiento primario. El tratamiento previo a los filtros percoladores serán cribas, desarenadores y sedimentación primaria (convencional o con tanques Imhoff).

Los filtros podrán ser de alta o baja carga. En los filtros de baja carga, la dosificación debe efectuarse por medio de sifones, con un intervalo de dosificaciones de 5 minutos. Para los filtros de alta carga, la dosificación es continua por efecto de la recirculación y en caso de usarse sifones, el intervalo de dosificaciones será inferior a 15 segundos.

Se permitirá cualquier medio de contacto que promueva el desarrollo de la mayor cantidad de biopelícula y que permita la libre circulación del líquido y del aire, sin producirse obstrucciones. El medio de contacto deberá tener una superficie externa mínima de 40 m^2 por m^3 de lecho. Cuando se utilicen piedras pequeñas el tamaño mínimo será de 25 mm y el máximo de 75 mm. Para piedras grandes su tamaño oscilará entre 10 y 12 cm.

3.1.4. Tratamiento terciario

El tratamiento primario y secundario remueve la mayor parte de DBO y de los sólidos suspendidos encontrado en las aguas negras. Sin embargo, en un sinnúmero de casos, este nivel de tratamiento no es suficiente para la protección de las aguas receptoras o para volver usar las aguas en reciclo industrial y/o doméstico. De esta manera, se ha agregado procesos adicionales de tratamiento a las plantas de tratamiento de aguas negras para proveer la remoción más allá de los materia orgánicos y sólidos suspendidos o para la remoción de nutrientes y/o materias tóxicas.

El tratamiento terciario es una de las categorías del tratamiento avanzado y se puede definir como la adición de otras unidades a la planta de tratamiento como por ejemplo filtros después del tratamiento secundario convencional.

3.2. Propuesta de planta de tratamiento, asentamiento Monja Blanca

Tomando en consideración que la selección y diseño de un tipo de planta de tratamiento es propiamente trabajo de un ingeniero sanitario, se solicitó asesoría a la empresa AMANCO. Esta empresa ha llegado a diseñar plantas prototipo de tratamiento de aguas servidas, mediante estudios, las cuales son funcionales para un complejo habitacional, tomando en cuenta que en la actualidad todo tipo de obra sanitaria, antes de desfogar, debe pasar por una planta de tratamiento para poder mitigar el daño al ambiente.

3.2.1. Descripción general del sistema

El sistema propuesta es un sistema biológico aerobio de aireación extendida, “Lodos Activados”, con régimen completamente mezclado, que se utiliza para tratar aguas negras, que contienen materia orgánica biodegradable, planta paquete.

Con esta modalidad de aireación extendida se lograrán afluentes de calidad, con baja producción de lodos y alto grado de oxidación y estabilización de la materia, adicionándole un sistema de cloración para la seguridad en el re-uso del líquido en irrigación de jardines, redes independientes de abastecimiento de inodoros, riego de áreas de terracería, etc. Este proceso involucra básicamente las siguientes etapas:

1. Una primera acción en un tanque de aireación, donde se suministra aire por difusión en el fondo, lo que permite el crecimiento de microorganismos que requieren de oxígeno para vivir. La materia presente servirá para alimentar las bacterias aerobias que transforman los contaminantes en materia celular y energía para crecer y reproducirse, lo que originará los flóculos, que son conocidos como “lodos activados”. El elemento básico en este proceso es el Soplador.

2. El segundo compartimiento es un complemento de aireación al proceso con los fines enunciados en la etapa anterior, y que complementa el oxígeno necesario para el volumen a tratar.
3. Los flóculos pasarán al tanque de clarificación secundaria, donde sedimentan por gravedad los lodos; el sobrenadante es vertido al área de cloración y los lodos depositados se recirculan para retroalimentar el sistema; el exceso de lodos se deposita en un tanque de lodos para su estabilización; una vez estabilizado, se saca al área de secado de lodos, que consiste en un pequeño patio de secado de lodos.
4. El agua clarificada es tratada para su desinfección por medio de un sistema de cloración a base de tabletas de hipoclorito de calcio, cuando se descarga directamente a un cuerpo de agua, previa reacción del cloro en un depósito, que variará de acuerdo al volumen tratado.
5. El agua tratada puede almacenarse o verterse al acuífero, previo análisis de la capacidad de absorción del suelo; se deberá contar con la seguridad de que sus características son adecuadas para esta disposición. Si se almacenan, su función sería reutilizarlas adecuadamente. Donde el acuífero es muy alto, la descarga puede hacerse por medio de zanjas de absorción de 0.80 metros de profundidad o descargarse a un drenaje pluvial.

3.2.2. Operación y mantenimiento

La operación y mantenimiento es bastante sencillo y sus costos de operación corresponden únicamente a las horas que un responsable de la misma le suministre al día; el consumo eléctrico de motor 7.5 hp y las tabletas de cloro se consumen cuando se reutiliza el líquido tratado. El sistema tiene como ventaja lo compacto de la planta, así como su alta eficiencia; de no existir malos olores fuera de las instalaciones de la planta, se recomienda una distancia de 10 metros de separación con la última casa para evitar

algunos problemas de ruido durante la quietud de la noche; la producción de lodos es baja; su operación, automática y su mantenimiento, mínimo. A la par de la estructura base, se deberá construir un tanque para bombear el excedente de lodos, cuando el volumen diario sea mayor a 12,000 GPD y haya un sistema de patios para secar los lodos; estas estructuras son complementarias al sistema y ayudan a un mejor aprovechamiento de los lodos con fines agrícolas.

Equipo electromecánico y básico

- Un soplador rotatorio de desplazamiento positivo Urai 56, acoplado a motor eléctrico horizontal 110/220v de 7.5 hp, con un silenciador y su filtro; todo esto está protegido por un albergue de fibra de vidrio con apoyo de hierro.
- Tubería de difusión de aire con dos ramales para las líneas de aireación, con 48 difusores sellados y una línea que alimenta el desatador de superficie y la tubería de lodos.
- Un desnatador de superficie con retorno neumático.
- Tubería de evacuación de lodos con retorno neumático.
- Vertedero de transferencia con cortinas ajustables, mámpara, válvulas y conexiones.
- Tabique de lámina plástica con apoyos.
- Dosificador de hipoclorito de calcio en tabletas (opcional).
- Recipiente de 25 libras de tabletas de hipoclorito de calcio (opcional).
- Tablero eléctrico de control para funcionamiento automático.
- Manual de operación y mantenimiento.
- Rejillas Irvin para cubierta superior de la estructura de la planta.
- Tubería de lodos y de aire para el digester de lodos (opcional).

El área necesaria es un terreno de 12 metros x 12 metros, a una distancia mínima de 10 metros de la última vivienda.

4. CUANTIFICACIÓN Y PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Cuantificación es el método que se sigue para determinar las cantidades de trabajo o materiales, mano de obra y equipo necesario para ejecutar una obra. Es importante hacer notar que en Guatemala se utilizan variedad de sistemas de medidas pero el más usado es el sistema internacional.

Las características de los productos o materiales que se usan en una construcción y su cantidad son los que más se deben tomar en cuenta al preparar las cuantificaciones. Así pues, las características de los productos son parte fundamental para la determinación del presupuesto. Cuanto más exactas sean las especificaciones mejor aproximación tendrá el presupuesto. El cálculo de las cantidades de trabajo de los elementos que componen una obra debe ejecutarse de una manera ordenada, limpia, clara y de fácil identificación para que, en dado caso, puedan revisarse los cálculos para solucionar cualquier duda. Dicho cálculo generalmente se efectúa de acuerdo a algún orden. Se recomienda utilizar una manera lógica, siendo la más acertada, el orden de acuerdo al proceso constructivo que se vaya a efectuar, pues esto facilitará el pago de las estimaciones parciales.

A continuación se presentan tablas de costos, las cuales podrán ser utilizadas para la cuantificación del proyecto de alcantarillado sanitario. Estas tablas incluyen un 10% de porcentajes por desperdicio.

Tabla I. Costos de mano de obra

Descripción	Pago / día	Factor de prestaciones	Pago total / día
Albañil	A	0.68	A * (1+0.68)
Peón	B	0.68	B * (1+0.68)

Tabla II. Constantes para registro en conexión domiciliar

Reglón	Unidad	Cantidad
Cemento	Sacos	0.8568
Arena	M ³	0.04794
Piedrín	M ³	0.07242
Hierro	qq	0.058
Alambre de amarre	Libras	0.22
Yee 4" a 6"	Unidad	1
Codos 45° de 4"	Unidad	1
Empaque de 4"	Unidad	3
Empaque de 6"	Unidad	2

Tabla III. Constantes para pozos de visita

Profundidad del pozo	Diámetro interno	No. De ladrillos cono	No. De ladrillos * M de altura	Cemento Sacos	Arena M³	Piedrín M³	Cal Bolsas	Hierro No. 3 qq	Hierro No. 4 qq	Alambre de amarre (Lb.)
Hasta 2.00 m	1.20	472	517	6.485	0.809	0.175	1.24	0.216	0.157	0.902
De 2.01 a 4.00 m	1.50	550	650	8.608	1.033	0.25	1.54	0.414	0.157	1.6096
De 4.01 a 6.00 m	1.75	615	759	10.526	1.225	0.334	1.76	0.492	0.157	1.4636
De 6.00 m en adelante	2.00	681	867	12.57	1.438	0.425	2.05	0.613	0.157	1.5716

Tabla IV. Constantes para cuantificación de materiales**Cajas de visita**

Ladrillos	Cemento Sacos	Cal bolsa	Arena M³	Piedrín M³	qq hierro No. 2	Alambre de amarre Libras
42	1.1471	0.0242	0.0784	0.0445	0.056	0.196

Tabla V. Andamio de pozo de visita

Profundidad del pozo	Madera pie / tablar
Hasta 2.00 m	31.52
De 2.01 a 4.00 m	93.48
De 4.01 a 6.00 m	156.08
De 6.01 m en adelante	219.78

Para la cuantificación total de la madera necesaria por pozo de visita, se deben dividir las constantes anteriores dentro el número de usos que se le den a la madera; esto queda a discreción del planificador, aunque generalmente se le den de 3 a 5 usos. Para la cuantificación de madera para formaleta, se utiliza la siguiente relación:

$$1 m^3_{\text{formaleta}} = 10.7639 \text{ pie / tablar}$$

Del total obtenido de la relación anterior, se deben considerar los usos que se le den a la madera. Para la cuantificación de clavo, se debe utilizar la siguiente relación:

$$\text{Formaleta: } 1 \text{ LB. Clavo} = 10 \text{ pie / tablar}$$

$$\text{Andamio: } 1 \text{ LB. Clavo} = 19 \text{ pie / tablar}$$

La cantidad de clavo es para el total de madera que resulta de la tabla 5 y la ecuación de madera para formaleta, sin importar los usos que se le den a la madera.

4.1. Línea central

4.1.1. Cantidades de trabajo

4.1.1.1. Distancia horizontal efectiva

$$DH_{ef} = DH - [(D_{PI} / 2)] - (D_{PF} / 2)]$$

Donde:

DH_{ef} = Distancia horizontal efectiva

DH = Distancia horizontal entre centros de pozos de visita, obtenida del levantamiento topográfico

D_{PI} = Diámetro exterior del pozo de visita al inicio del tramo

D_{PF} = Diámetro exterior del pozo de visita al final del tramo

4.1.1.2. Longitud de tubería

$$L_{tubería} = \sqrt{(DH_{ef}^2 + DV^2)}$$

Donde:

$L_{tubería}$ = Longitud total de la tubería en el tramo

DV = Distancia vertical entre la cota invert de salida y la cota invert de llegada

4.1.1.3. Excavación

$$Vol. Exc. = DH_{ef} * H_{Prom.} * A$$

Donde:

$Vol. Exc.$ = Volumen de excavación en m^3

DH_{ef} = Distancia horizontal efectiva

$H_{Prom.}$ = Altura promedio del tramo y esta dado por la ecuación

$$[(\{cota_{terreno inicio} - cota_{invert inicio}\} - \{cota_{terreno final} - cota_{invert final}\}) / 2]$$

A = Ancho de zanja

4.1.1.4. Relleno

$$Vol. Rell. = Vol. Exc. - L_{tubería} * A_{Ext. tubo}$$

Donde:

$Vol. Rell.$ = Volumen de relleno en m^3

$Vol. Exc.$ = Volumen de excavación en m^3

$L_{tubería}$ = Longitud de la tubería en el tramo en m

$A_{Ext. tubo}$ = Área exterior de la sección transversal del tubo en m

4.1.1.5. Limpieza

$$Vol. Limp = (Vol. Exc. - Vol. Rell.) * 1.30$$

Donde 1.3 representa un coeficiente de expansión de 30%.

4.1.2. Materiales

El costo de materiales para cada tramo del ramal principal esta dado por:

$$Costo_{MRP} = N_{tubo} * PR_{tubo}$$

Donde:

$Costo_{MRP}$ = Costo del material del ramal principal

N_{tubo} = Número de tubos del diámetro indicado a utilizar en el tramo

$PR_{material}$ = Precio unitario del material en cuestión sin incluir fletes

La cantidad de tubos en el tramo se calcula mediante la siguiente expresión y es redondeado al entero inmediato superior:

$$N_{tubos} = (L_{tubería} / L_{tubo}) * 1.1$$

Donde:

N_{tubo} = Número de tubos del diámetro indicado a utilizar en el tramo

$L_{tubería}$ = Longitud de la tubería en el tramo en m

L_{tubo} = Longitud de cada tubo de acuerdo al diámetro

4.1.3. Mano de obra

El costo de la mano de obra está determinado por la cantidad de trabajo, el rendimiento de la mano de obra y el precio de la misma, por las distintas actividades que se realizan en el ramal principal.

$$Costo_{MORP} = costo_{MO Exc.} + costo_{MO Rell.} + costo_{MO colocación}$$

Donde

$Costo_{MORP}$ = Costo de mano de obra del ramal principal

- Costo** *MO colocación* = Costo de mano de obra por la colocación de tubería por tramo
- Costo** *MO Rell.* = Costo de mano de obra de relleno
- Costo** *MO Exc.* = Costo de mano de obra de excavación

4.1.3.1. Excavación

$$\text{Costo } MO \text{ Exc.} = (N_{\text{albañiles}} * SA_{\text{albañil}} + N_{\text{peones}} * SA_{\text{peón}}) * T_{\text{Exc.}}$$

Donde:

- Costo** *MO Exc.* = Costo de mano de obra de excavación
- $N_{\text{albañiles}}$ = Número de albañiles trabajando en la excavación del tramo (1 albañil por cada 8 peones)
- N_{peones} = Número de peones trabajando en la excavación del tramo

$$N_{\text{peones}} = N_{\text{hombre Exc.}} - N_{\text{albañiles}}$$

Donde:

$$N_{\text{hombres Exc.}} = L_{\text{tubería}} / 3$$

- $SA_{\text{peón}}$ = Salario de albañil por día
- $SA_{\text{albañil}}$ = Salario de peón por día
- $T_{\text{Exc.}}$ = Tiempo utilizando para la excavación del tramo en días

$$T_{\text{Exc.}} = Vol._{\text{Exc.}} / (N_{\text{hombres Exc.}} * Rendimiento_{\text{Exc.}})$$

Donde:

- $Vol._{\text{Exc.}}$ = Volumen de excavación
- $Rendimiento_{\text{Exc.}}$ = Rendimiento de mano de obra para la excavación dada en

$$M^3 / (\text{hombre} * \text{día})$$

4.1.3.2. Relleno

$$\text{Costo}_{MO \text{ relleno}} = (N_{\text{peones}} * SA_{\text{peón}}) * T_{\text{Exc.}}$$

Donde:

$\text{Costo}_{MO \text{ relleno}}$ = Costo de mano de obra de relleno

$T_{\text{Rell.}}$ = Tiempo utilizado para el relleno del tramo en días

$$T_{\text{Rell.}} = T_{\text{Exc.}} / 2$$

En esta actividad trabajan sólo peones.

4.1.3.3. Colocación de tubería

$$\text{Costo}_{MO \text{ colocación}} = N_{\text{grupos}} * CMO_{\text{grupo}} * T_{\text{colocación}}$$

Donde:

$\text{Costo}_{MO \text{ colocación}}$ = Costo de mano de obra por la colocación de tubería por tramo

N_{grupo} = Número de grupos de trabajo

CMO_{grupo} = Costo de mano de obra por grupo

$$CMO_{\text{grupo}} = (N_{\text{albañiles}} * SA_{\text{albañil}}) + (N_{\text{peones}} * SA_{\text{peón}})$$

$T_{\text{colocación}}$ = Tiempo de colocación de la tubería del tramo

$$T_{\text{colocación}} = N_{\text{tubos}} / (N_{\text{grupos}} * \text{rendimiento}_{\text{grupo}})$$

Donde:

$\text{Rendimiento}_{\text{grupo}}$ = Rendimiento del grupo de trabajo en la colocación de tubería dada en

$$\text{Rendimiento}_{\text{grupo}} = N_{\text{tubo}} / (\text{grupo} * \text{día})$$

4.2. Pozos de visita

Para este elemento se diferencian, para fines prácticos, dos partes:

- Ejecución de cono y fondo
- Ejecución de paredes

Además, para el uso en el diseño y cálculo de la red de alcantarillado en este trabajo, un tramo es, por definición, el comprendido entre dos pozos de visita. Por tanto, se tomará un solo pozo de visita por cada tramo, que es el que se encuentra al inicio del mismo, ya que el que está al final del tramo es, en realidad, el “pozo al inicio del tramo” del tramo siguiente. Así se cubren todos los pozos, pues en el último tramo, al final, se encontraría la descarga.

4.2.1. Cantidades de trabajo

4.2.1.1. Excavación

$$Vol. Exc. = H_{pozo} * A_{Ext. pozo}$$

Donde:

$Vol. Exc.$ = Volumen de excavación en m³

H_{pozo} = Altura del pozo en metros tomado de los datos de diseño

$A_{Ext. Pozo}$ = Área exterior del pozo definida de acuerdo al diámetro interior del pozo y el espesor de sus paredes.

4.2.1.2. Relleno

Corresponde solo a la parte exterior del cono del pozo de visita, y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Vol. Rell. = (\pi/4) * [D^2 - \{(D + d) / 2\}^2] * H_{cono}$$

Donde:

$Vol. Rell.$ = Volumen de relleno en m³

H_{cono} = Altura de cono en metros tomado de los datos de diseño

d = Diámetro inferior del cono del pozo de visita

D = Diámetro superior del cono del pozo de visita

4.2.1.3. Limpieza

$$\text{Vol. Limp} = (\text{Vol. Exc.} - \text{Col Rell.}) * 1.30$$

4.2.2. Materiales

$$\text{Costo material}_{\text{pozo}} = [(N_{\text{ladrillos}} * PR_{\text{ladrillo}}) + (N_{\text{sacos cemento}} * PR_{\text{cemento}}) + (\text{Arena} * PR_{\text{arena}}) + (\text{Piedrín} * PR_{\text{Piedrín}}) + (\text{Madera} * PR_{\text{madera}}) + (\text{Hierro} * PR_{\text{hierro}}) + (\text{clavo} * PR_{\text{clavo}}) + (N_{\text{bolsas de cal}} * PR_{\text{cal}})]$$

Donde:

PR material = Precio unitario del material en cuestión

N ladrillo = Número de ladrillos a utilizar en el pozo de visita

N sacos cemento = Número de sacos de cemento a utilizar en el pozo de visita

N bolsas cal = Número de bolsas de cal a utilizar en el pozo de visita

Piedrín = Cantidad de piedrín en m³ a utilizar en el pozo de visita

Arena = Cantidad de arena en m³ a utilizar en el pozo de visita

Madera = Cantidad de madera en pie a utilizar en el pozo de visita como formaleta

Hierro = Cantidad de hierro en quintales a utilizar en el pozo de visita

Clavo = Cantidad de clavo en libras a utilizar en el pozo de visita

Todas las cantidades de materiales se toman directamente de la tabla 3, de acuerdo con el diámetro del pozo, y se aplica la siguiente fórmula:

$$\text{Cant. material} = \text{Cant materia cono + fondo} + [H_{\text{levantado}} * (\text{Cant material} / \text{metro de levantado})]$$

Donde:

Cant material = Cantidad de material en cuestión que se va a utilizar en el pozo de visita

- Cant*** *material + fondo* = Cantidad del material en cuestión que se va a utilizar únicamente en el fondo y el cono del pozo de visita
- H*** *levantado* = Altura correspondiente únicamente al levantado de muro en el pozo (se excluye el cono y el fondo)
- Cant*** *material / metro de levantado* = Cantidad del material en cuestión utilizada por cada metro de levantado del muro del pozo

4.2.3. Mano de obra

4.2.3.1. Excavación

Debido a las limitaciones, en cuanto a espacio, se utilizan únicamente un albañil y 2 peones por cada pozo de visita.

$$\text{Costo}_{MO\text{ Exc.}} = (N_{\text{albañiles}} * SA_{\text{albañil}} + N_{\text{peones}} * SA_{\text{peón}}) * T_{\text{Exc.}}$$

Donde:

- Costo*** *MO Exc.* = Costo de mano de obra de excavación
- N*** *albañiles* = Número de albañiles trabajando en la excavación del pozo de visita (1 albañil por cada pozo)
- N*** *peones* = Número de peones trabajando en la excavación del pozo de visita (2 peones por cada pozo)
- SA*** *albañil* = Salario de albañil por día
- SA*** *peón* = Salario de peón por día
- T*** *Exc.* = Tiempo utilizado para la excavación del tramo en días

$$T_{\text{Exc.}} = \text{Vol. Exc.} / (\text{Rendimiento}_{\text{Exc.}} * N_{\text{hombres}})$$

Donde:

- Vol. Exc.*** = Volumen de excavación
- N*** *hombres* = Número de hombres excavando

Rendimiento *Exc.* = Rendimiento de mano de obra para la excavación, dada en

$$M^3 / (\text{hombre} * \text{día})$$

4.2.3.2. Relleno

$$\text{Costo}_{MO \text{ Rell.}} = (N_{\text{peones}} * SA_{\text{peón}}) * T_{\text{Rell.}}$$

Donde:

Costo *MO Rell.* = Costo de mano de obra por el relleno en pozo de visita

N *peones* = Número de peones que trabajan en relleno del pozo de visita; normalmente es un peón por pozo

SA *peón* = Salario de peón por día

T *Rell.* = Tiempo utilizado para el relleno del pozo de visita, en días

$$T_{\text{Rell.}} = \text{Vol. Rell.} / (\text{Rendimiento}_{\text{Rell. pozo}} * N_{\text{peones}})$$

Donde:

Vol. Rell. = volumen de relleno de pozo de visita

Rendimiento *Rell. pozo* = rendimiento en relleno de pozo de visita, dado en m³ / hombre * día

4.2.3.3. Levantado de paredes

$$\text{Costo}_{MO} = (N_{\text{albañiles}} * SA_{\text{albañil}} + N_{\text{peones}} * SA_{\text{peón}}) * T_{\text{levantado}}$$

Donde:

Costo *MO* = Costo de mano de obra por levantado de paredes en pozo de visita

N *albañiles* = Número de albañiles trabajando en el levantado de paredes del pozo de visita

SA *albañil* = Salario de albañil por día

N *peones* = Número de peones trabajando en el levantado de paredes del pozo de visita

$SA_{peón}$ = Salario de peón por día

$T_{levantado}$ = Tiempo utilizado para el levantado de muros del pozo de visita en días

$$T_{levantado} = 1 + (H_{levantado} / 2)$$

Un día para fundición de base y cono, y un día por cada dos metros de altura de levantado

4.3. Conexión domiciliar

Las conexiones domiciliarias constan de un registro y la tubería que conecta al ramal principal. El registro será hecho con tubo de 12" y la conexión será de 4".

4.3.1. Cantidades de trabajo

4.3.1.1. Altura promedio

Se tomará como altura promedio la de la conexión domiciliar, así como la altura promedio del colector o ramal principal en el tramo correspondiente. Con esto, se logra una gran simplificación y los resultados siguen siendo de buena aproximación.

4.3.1.2. Longitud de conexiones domiciliarias

Como la conexión domiciliar está inclinada a un ángulo de 45° respecto al ramal principal en el plano horizontal, se obtiene la longitud de la tubería dividiendo la distancia GAB entre el seno de 45°. La distancia GAB es la distancia entre la línea central de registros domiciliarios y el eje central del ramal principal, para cada tramo. Tomando en cuenta que las longitudes de tubería en conexiones domiciliarias normalmente son muy cortas (alrededor de 6 metros), se puede utilizar la longitud horizontal, en vez de la longitud inclinada de la tubería, sin inducir errores apreciables.

$$L_{\text{domiciliar}} = GAB / \text{seno } 45^\circ$$

4.3.1.3. Excavación

$$Vol. Exc. = N_{\text{domiciliares}} * (L_{\text{domiciliar}} * H_{\text{Prom.}} * Ancho)$$

Donde:

- Vol. Exc.** = Volumen de excavación, en m³, para todas las conexiones domiciliarias del tramo analizado
- N_{domiciliares}** = Número de conexiones domiciliarias en el tramo
- L_{domiciliar}** = Longitud de conexión domiciliar
- H_{Prom.}** = Altura promedio del tramo: la misma que fue calculada para el costo del ramal principal
- Ancho** = Ancho de la zanja de acuerdo al diámetro de la tubería

4.3.1.4. Relleno

$$Vol. Rell. = Vol. Exc. - [(L_{\text{domiciliares}} * A_{\text{Ext. tubo 4''}}) * N_{\text{domiciliares}}]$$

Donde:

- Vol. Rell.** = Volumen de relleno, en m³, para todas las conexiones del tramo analizado
- Vol. Exc.** = Volumen de excavación, en m³, para todas las conexiones domiciliarias del tramo analizado
- L_{domiciliares}** = Longitud de conexión domiciliar
- A_{Ext. tubo 4''}** = Área exterior para un tubo de 4"
- N_{domiciliares}** = Número de conexiones domiciliarias en el tramo

4.3.1.5. Limpieza

$$Vol. limp. = (Vol. Exc. - Vol. Rell.) * 1.3$$

4.3.2. Materiales

El costo de materiales para las conexiones domiciliarias de cada tramo viene dado por:

$$\begin{aligned} \text{Costo materiales domiciliarias} = & [(N_{\text{sacos cem}} * PR_{\text{cemento}}) + (Arena * PR_{\text{arena}}) + (Piedrín \\ & * PR_{\text{Piedrín}}) + (Lb_{\text{Al amarre}} * PR_{\text{Al amarre}}) + (N_{\text{Tubo 4''}} * PR_{\text{tubo 4''}}) + N_{\text{Tubo 12''}} * PR_{\text{Tubo 12''}}) + (N_{\text{Yee 6'' a 4''}} * PR_{\text{Yee 6'' \\ & a 4''}}) + (Emp 4'' * PR_{\text{Emp 4''}}) + (Emp 6'' * PR_{\text{Emp 6''}}) + \\ & (Madera * PR_{\text{madera}}) + (Hierro * PR_{\text{hierro}}) + (clavo * \\ & PR_{\text{clavo}})] * N_{\text{domiciliares}} \end{aligned}$$

Donde:

<i>PR material</i>	=	Precio unitario del material en cuestión
<i>PR empaque</i>	=	Precio unitario del empaque indicado
<i>N Tubos</i>	=	Número de tubos del diámetro indicado en la conexión domiciliar
<i>N sacos cem</i>	=	Número de sacos de cemento a utilizar en una conexión domiciliar
<i>Arena</i>	=	Cantidad de arena en m ³ , a utilizar en una conexión domiciliar
<i>Piedrín</i>	=	Cantidad de piedrín en m ³ , a utilizar en una conexión domiciliar
<i>N domiciliarias</i>	=	Número de conexiones domiciliarias en el tramo
<i>Lb Al amarre</i>	=	Libras de alambre de amarre utilizada en una conexión domiciliar
<i>Yee 6'' 4''</i>	=	Yees de 6'' a 4'' utilizadas en una conexión domiciliar
<i>Codo 45° 4''</i>	=	Codo de 4'' a 45° utilizados en una conexión domiciliar

Las cantidades de materiales se toman directamente de la Tabla 2.

4.3.3. Mano de obra

El costo de la mano de obra para cada tramo se determina por la cantidad de trabajo, el rendimiento de la mano de obra y el precio de la misma, para las distintas actividades que se realizan en las conexiones domiciliars, así:

$$\text{Costo}_{MO \text{ domiciliars}} = \text{costo}_{MO \text{ Exc.}} + \text{costo}_{MO \text{ Rell.}} + \text{costo}_{MO \text{ colocación}}$$

Donde:

$\text{Costo}_{MO \text{ Exc.}}$ = Costo de mano de obra de excavación

$\text{Costo}_{MO \text{ Rell.}}$ = Costo de mano de obra de relleno

$\text{Costo}_{MO \text{ colocación}}$ = Costo de mano de obra por la colocación de tubería por tramo

4.3.3.1. Excavación

$$\text{Costo}_{MO \text{ Exc.}} = (N_{\text{albañiles}} * SA_{\text{albañil}} + N_{\text{peones}} * SA_{\text{peón}}) * T_{\text{Exc.}} * N_{\text{domiciliars}}$$

Donde:

$\text{Costo}_{MO \text{ Exc.}}$ = Costo de mano de obra de excavación

$N_{\text{albañiles}}$ = Número de albañiles trabajando en la excavación de una conexión domiciliar del tramo (1 albañil)

$SA_{\text{albañil}}$ = Salario del albañil, por día

N_{peones} = Número de peones trabajando en la excavación de una conexión domiciliar del tramo

$$N_{\text{peones}} = N_{\text{hombre Exc.}} - N_{\text{albañiles}}$$

Donde:

$$N_{\text{hombres Exc.}} = L_{\text{tubería}} / 3$$

$N_{\text{hombres Exc.}}$ = número de hombres que excavan en una conexión domiciliar

$SA_{\text{peón}}$ = Salario del peón, por día

$T_{\text{Exc.}}$ = Tiempo utilizado para la excavación de una conexión domiciliar, en días

$$T_{\text{Exc.}} = Vol. \text{ Exc.} / Rendimiento_{\text{Exc.}} * N_{\text{hombres}}$$

Donde:

Vol. Exc. = volumen de excavación

Rendimiento Exc. = rendimiento de mano de obra para la excavación,
dada en

$$M^3 / \text{hombre} * \text{día}$$

4.3.3.2. Relleno

$$\text{Costo}_{MO \text{ Rell.}} = (N_{\text{peones}} * SA_{\text{peón}}) * T_{\text{Rell.}} * N_{\text{domiciliares}}$$

Donde:

Costo_{MO Rell.} = Es el costo de mano de obra de relleno por una conexión domiciliar en el tramo

T_{Rell.} = Es el tiempo utilizado para el relleno de una conexión domiciliar en el tramo, en días

$$T_{\text{Rell.}} = T_{\text{Exc.}} / 2$$

En esta actividad trabajan sólo peones.

4.3.3.3. Colocación de tubería

$$\text{Costo}_{MO \text{ colocación}} = N_{\text{grupos}} * CMO_{\text{grupo}} * T_{\text{colocación}}$$

Donde:

Costo_{MO colocación} = Costo de mano de obra por la colocación de tubería, por conexión domiciliar

N_{grupos} = Número de grupos de trabajo en el tramo (un grupo de trabajo para colocación de tubería en conexiones domiciliarias está formado por un albañil y dos peones)

CMO_{grupo} = Costo de mano de obra por grupo

CMO_{grupo} = $(N_{\text{albañiles/grupo}} * SA_{\text{albañil}}) + (N_{\text{peones/grupo}} * SA_{\text{peón}})$

T_{colocación} = Tiempo de colocación de la tubería del tramo

$$T_{\text{colocación}} = N_{\text{tubos}} / (N_{\text{grupo}} * \text{rendimiento}_{\text{grupo}})$$

Donde:

Rendimiento *grupo* = Rendimiento del grupo de trabajo en la colocación de tubería, dada en

$$N_{\text{tubos}} / (\text{grupo} * \text{día})$$

4.4. Costo directo del proyecto

El costo directo se encuentra sumando los renglones siguientes:

$$\text{Costo directo} = \text{costo de materiales} + \text{costo de mano de obra} + \text{costo de herramienta y equipo} + \text{costo de fletes} + \text{imprevistos}$$

4.4.1. Costo de herramienta y equipo

Se considera como un porcentaje sobre el costo de materiales y se aplica el criterio de cada ingeniero o empresa.

4.4.2. Costo de flete

Se considera como un porcentaje sobre el costo de materiales y depende de la cercanía y/o dificultad de acceso a la población donde se construirá el alcantarillado.

4.4.3. Imprevistos

También se considera como un porcentaje que depende de las observaciones hechas en la visita de campo y recorrido de la población, sobre las posibles dificultades en la ejecución del proyecto.

4.5. Costo de obras accesorias

El costo de los componentes no típicos de los sistemas de alcantarillado, tales como plantas de tratamiento, sifones invertidos, la descarga y otros, son únicos e irrepetibles en otro proyecto. Esto se debe a la variedad de componentes que pueden ser utilizados y a las posibles variantes. Puede necesitarse contratar a un topógrafo para la nivelación de cotas importantes durante la construcción.

Para el caso del asentamiento Monja Blanca, el costo de la planta de tratamiento no fue integrado dentro de este renglón.

4.6. Costo total del proyecto

El costo total del proyecto se obtiene sumando el costo directo, una vez que se han obtenido los renglones correspondientes a equipo especial, las obras accesorias, la administración y las utilidades.

$$\textit{Costo total} = \textit{costo directo} + \textit{equipo especial} + \textit{obras accesorias} + \textit{administración} + \textit{utilidades}$$

Costo de equipo especial Se consideran equipo especial, los vehículos, picups, camiones, grúas, etc. Esto deberá ser calculado por aparte por el ingeniero que está estimando los costos, pues debe ser él quien con su experiencia y criterio, decidirá cuándo es necesario utilizarlos.

Administración Incluye el sueldo de supervisores e ingenieros. Normalmente se encuentra entre el 8 y 10 por ciento del costo directo del proyecto.

Utilidades Consisten en el beneficio propio de la empresa que ejecuta el proyecto; normalmente se encuentra entre 10 y 15 por ciento del costo directo del proyecto.

CONCLUSIONES

1. La única forma de que el proyecto proporcione los resultados esperados es garantizando que las especificaciones contenidas en los planos se cumplan a cabalidad. Esto se logrará a través de una buena supervisión técnica por profesionales de la ingeniería civil.
2. La realización del proyecto de drenaje sanitario traerá múltiples beneficios para al asentamiento Monja Blanca, entre los que se pueden mencionar la eliminación de focos de contaminación y proliferación de enfermedades, la provisión de un servicio básico, beneficios que indudablemente vendrán a contribuir a que la calidad de vida de los 2177 habitantes mejore considerablemente.
3. Se debe usar un pozo de absorción después de la planta de tratamiento que se propuso para disposición de las aguas tratadas.
4. El Ejercicio Profesional Supervisado contribuye a la formación académica del futuro profesional de la Ingeniería Civil, ya que permite la confrontación técnico-práctica, además de prestar un servicio a la comunidad, mediante la asesoría que se presta.

RECOMENDACIONES

1. Las instituciones que aportarán ayuda a la construcción del sistema de alcantarillado sanitario deben orientar de una manera adecuada a los habitantes del asentamiento en el uso del sistema, para que su funcionamiento sea adecuado. Esto se logra creando una comisión de Saneamiento Ambiental, que será la encargada de velar por la buena utilización del drenaje.
2. La Municipalidad de Villa Canales debe tener una supervisión constante en la construcción del sistema de alcantarillado sanitario, con el fin de obtener mayor eficiencia, tanto en la mano de obra como en los materiales, y para evitar que el proyecto sufra modificaciones, salvo las establecidas por las personas responsables de dicha supervisión.
3. Las instituciones que intervengan en la construcción de la Red General que ésta debe de ir ligada a la definición del proceso de la planta de tratamiento. Con esto se debe tener claro que es necesaria la adquisición o la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales para lograr realizar un proyecto integral a nivel de saneamiento ambiental.
4. La Municipalidad de Villa Canales que debe procurarse la obtención del terreno que es requerido para la localización de la planta de tratamiento.

BIBLIOGRAFÍA

1. Contreras Barrientos, Walter Giovanni. **Aplicaciones de Microsoft Excel al diseño, cálculo y estimación de costos de sistemas de alcantarillado en la republica de Guatemala.** Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000.
2. Nij Reyes, Cesar Alfredo. **Diseño de la red de alcantarillado sanitario de la Colonia El Maestro de la Ciudad de Chiquimula.** Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002.
3. Ovando Santiago, Héctor Raúl. **Diseño de la red de alcantarillado sanitario de la población de Sansare Municipio de Sansare departamento de El Progreso.** Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989.
4. González Sett, Jorge Mario. **Diseño de la red de alcantarillado sanitario del Barrio la Voladora del Municipio de Sanarate, Departamento de El Progreso y manual para el diseño y mantenimiento de letrinas.** Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1993.
5. López Godínez, Carlos Alfredo. **El uso de Excel como recurso para la elaboración de presupuesto de obra civil.** Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000.
6. Cossio, Fabián Yánez. **Normas de diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales.** Organización Panamericana de la Salud programa de desarrollo tecnológico en el campo del tratamiento de aguas residuales en Guatemala, 1993.
7. Merritt, Frederick S. y otros. **Manual del Ingeniero Civil.** 4^a ed. México: Mcgraw-hill/interamericana, 1999.
8. Amanco. “Hidráulica”, NOVAFORT (Guatemala), 2003.

APÉNDICES

En esta sección se incluyen los informes del proyecto que se realizó. Los informes son:

1. Diseño y cálculo hidráulico (2 hojas)
2. Cantidades de material (3 hojas)
3. Costos totales de material (1 hoja)
4. Cantidades de mano de obra (3 hojas)
5. Costos totales de mano de obra (1 hoja)
6. Resumen del presupuesto (1 hoja)
7. Plano de densidad de vivienda (1 hoja)
8. Plano de la red general (1 hoja)
9. Planta perfil (9 hojas)
10. Detalles de pozos de visita (1 hoja)
11. Detalles de conexiones domiciliarias (1 hoja)

CÁLCULO HIDRÁULICO

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO

UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ

FECHA: NOVIEMBRE 2003

INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

HOJA 1/3

Tabla VI. Diseño y calculo hidráulico

DE PV	A PV	COTAS		TERRENO FINAL	DH (m)	S (%) TERR.	HAB.	SER.	Qs	Qd	Dia. plg.	S% TUBO	SEC.	LLENA Q (L/s)	q/Q	V (m/s) FUT.	d/D	Dia Interno	COTA		INVERT		PROF.	POZO		ANCHO ZANJA
		ACT.	FUT.				ACT.	FUT.	V (m/s)	INICIO			FINAL						INICIO	FINAL	INICIO	FINAL				
1	2	134.613	122.444	31.662	38.43	6	48	0.008	0.953	6"	38.0	5.87	46.40	0.021	2.34	0.10	1.20	132.823	121.437	1.79	1.01	0.50				
2	4	122.444	122.474	28.000	-0.11	6	60	0.008	1.186	6"	3.0	2.16	38.16	0.031	0.97	0.12	1.20	121.388	120.603	1.06	1.87	0.55				
3	4	137.867	122.474	46.723	32.95	30	84	0.042	1.647	6"	33.5	5.51	43.56	0.038	2.63	0.13	1.20	135.867	120.835	2.00	1.64	0.60				
4	8	122.474	120.982	28.193	5.29	36	144	0.050	2.780	6"	3.0	2.49	44.06	0.063	1.39	0.17	1.50	120.573	119.787	1.90	1.19	0.55				
6	7	134.751	132.102	22.680	11.68	8	38	0.011	0.758	6"	13.5	3.50	27.66	0.027	1.52	0.11	1.20	133.551	130.719	1.20	1.38	0.50				
7	8	132.102	120.982	46.723	23.80	36	128	0.050	2.480	6"	25.0	6.23	110.16	0.023	2.55	0.10	1.20	130.669	119.451	1.43	1.53	0.55				
8	12	120.982	117.096	27.807	13.97	72	272	0.100	5.125	6"	16.0	4.98	88.13	0.058	2.71	0.16	1.50	119.421	115.292	1.56	1.80	0.55				
10	11	129.743	126.426	45.680	7.26	23	37	0.032	0.739	6"	7.7	2.64	20.89	0.035	1.24	0.13	1.20	128.643	125.257	1.10	1.17	0.50				
11	12	126.426	117.096	46.723	19.97	67	129	0.093	2.499	6"	20.5	5.64	99.75	0.025	2.39	0.11	1.20	125.207	116.008	1.22	1.09	0.55				
12	18	117.096	112.545	28.000	16.25	139	401	0.193	7.418	6"	15.0	4.82	85.33	0.087	2.96	0.20	1.50	115.262	111.362	1.83	1.18	0.55				
15	16	124.653	123.073	55.344	2.85	32	52	0.044	1.031	6"	2.8	1.59	12.59	0.082	0.96	0.19	1.20	123.553	122.051	1.10	1.02	0.50				
16	17	123.073	119.333	12.430	30.09	32	52	0.044	1.031	6"	35.0	5.63	44.53	0.023	2.33	0.11	1.20	122.021	118.265	1.05	1.07	0.50				
17	18	119.333	112.545	46.723	14.53	86	140	0.119	2.705	6"	16.0	4.98	88.13	0.031	2.24	0.12	1.20	118.216	111.036	1.12	1.51	0.55				
18	23	112.545	105.267	28.000	25.99	225	541	0.313	9.846	6"	26.5	6.41	113.42	0.087	3.93	0.20	1.50	111.006	104.116	1.54	1.15	0.55				
22	23	108.850	105.267	46.723	7.67	60	89	0.083	1.743	6"	9.0	3.74	66.10	0.026	1.60	0.11	1.20	106.850	102.811	2.00	2.46	0.65				
23	31	105.267	97.680	29.000	26.16	285	630	0.396	11.362	6"	23.3	6.01	106.35	0.107	3.91	0.22	1.50	102.781	96.455	2.49	1.22	0.65				
27	28	100.118	99.770	27.359	1.27	24	28	0.033	0.561	6"	2.0	1.35	10.64	0.053	0.71	0.16	1.20	99.018	98.505	1.10	1.27	0.50				
28	29	99.770	99.048	26.778	2.70	42	54	0.058	1.070	6"	2.5	1.97	34.84	0.031	0.89	0.12	1.20	98.455	97.828	1.31	1.22	0.55				
29	30	99.048	97.973	26.961	3.99	65	78	0.090	1.533	6"	4.0	2.49	44.06	0.035	1.16	0.13	1.20	97.798	96.788	1.25	1.19	0.55				
30	31	97.973	97.680	11.500	2.55	75	90	0.104	1.762	6"	3.3	2.26	40.02	0.044	1.13	0.14	1.20	96.758	96.434	1.22	1.25	0.55				
31	32	97.680	96.936	15.500	4.80	371	732	0.515	13.076	6"	5.0	2.78	49.26	0.265	2.35	0.35	1.20	96.404	95.714	1.28	1.22	0.55				
32	33	96.936	95.722	27.000	4.50	395	759	0.549	13.526	6"	4.8	2.73	48.27	0.280	2.34	0.36	1.20	95.684	94.470	1.25	1.25	0.55				
33	34	95.722	95.568	4.500	3.42	401	765	0.557	13.626	6"	3.0	2.16	38.16	0.357	1.98	0.41	1.20	94.440	94.356	1.28	1.21	0.55				

CÁLCULO HIDRÁULICO

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO

UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ

FECHA: NOVIEMBRE 2003

INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

HOJA 2/3

DE PV	A PV	COTAS		DH (m)	S (%) TERR.	HAB.	SER.	Qs	Qd	Dia. plg.	S% TUBO	SEC.	LLENA	q/Q	v (m/s) FUT.	d/D	Dia Interno	COTA		INVERT	PROF.		POZO	ANCHO ZANJA
		INICIO	FINAL			ACT.	FUT.	ACT.	FUT.			V (m/s)	Q (L/s)					INICIO	FINAL	INICIO	FINAL	FINAL		
4	5	122.474	112.010	28.925	36.18	12	49	0.017	0.973	6"	38.0	5.87	46.40	0.021	2.35	0.10	1.50	121.274	110.986	1.20	1.02	0.50		
5	9	112.010	104.742	33.490	21.70	12	49	0.017	0.973	6"	23.0	4.57	36.10	0.027	1.97	0.11	1.20	110.956	103.644	1.05	1.10	0.50		
8	9	120.982	104.742	47.000	34.55	48	93	0.067	1.819	6"	35.8	5.70	45.03	0.040	2.79	0.14	1.50	119.882	103.718	1.10	1.02	0.50		
9	13	104.742	104.568	27.807	0.63	60	142	0.083	2.743	6"	1.5	1.53	26.98	0.102	0.98	0.22	1.20	103.594	103.205	1.15	1.36	0.55		
12	13	117.096	104.568	47.000	26.66	70	94	0.097	1.838	6"	26.8	6.45	114.06	0.016	2.39	0.09	1.50	115.396	103.336	1.70	1.23	0.55		
13	19	104.568	104.505	28.000	0.23	130	236	0.181	4.474	6"	1.5	1.53	26.98	0.166	1.13	0.28	1.50	103.175	102.785	1.39	1.72	0.55		
18	19	112.545	104.505	47.000	17.11	87	98	0.121	1.914	6"	18.0	5.28	93.47	0.020	2.10	0.10	1.50	111.445	103.345	1.10	1.16	0.55		
19	24	104.505	100.573	28.000	14.04	217	334	0.301	6.235	6"	13.0	4.49	79.44	0.078	2.67	0.19	1.50	102.755	99.375	1.75	1.20	0.55		
23	24	105.267	100.573	47.000	9.99	68	91	0.094	1.781	6"	10.6	4.05	71.73	0.025	1.71	0.11	1.50	104.067	99.297	1.20	1.28	0.55		
24	34	100.573	95.568	29.000	17.26	285	425	0.396	7.839	6"	18.0	5.28	93.47	0.084	3.20	0.20	1.50	99.267	94.380	1.31	1.19	0.55		
34	35	95.568	94.490	22.500	4.79	703	1208	0.976	20.813	6"	5.0	2.78	49.26	0.423	2.66	0.45	1.20	94.326	93.286	1.24	1.20	0.55		
35	36	94.490	91.722	24.547	11.28	716	1232	0.994	21.194	6"	12.0	4.31	76.32	0.278	3.69	0.36	1.20	93.256	90.514	1.23	1.21	0.55		
13	14	104.568	94.569	47.047	21.25	136	154	0.189	2.966	6"	22.2	5.87	103.81	0.029	2.59	0.12	1.50	103.468	93.434	1.10	1.13	0.55		
14	20	94.569	95.799	28.000	-4.39	136	160	0.189	3.078	6"	1.5	1.53	26.98	0.114	1.01	0.23	1.20	93.404	93.012	1.16	2.79	0.65		
19	20	104.505	95.799	47.047	18.50	97	106	0.135	2.066	6"	19.5	5.50	97.29	0.021	2.21	0.10	1.50	103.305	94.521	1.20	1.28	0.55		
20	25	95.799	95.169	28.000	2.25	233	266	0.324	5.017	6"	1.5	1.53	26.98	0.186	1.17	0.29	1.50	92.982	92.592	2.82	2.58	0.55		
24	25	100.573	95.169	47.047	11.49	100	102	0.139	1.990	6"	12.0	4.31	76.32	0.026	1.85	0.11	1.50	99.373	93.967	1.20	1.20	0.55		
25	36	95.169	91.722	29.000	11.89	345	380	0.479	7.049	6"	7.4	3.39	59.93	0.118	2.27	0.23	1.50	92.562	90.553	2.61	1.17	0.65		
36	46	91.722	85.938	40.647	14.23	1077	1630	1.496	27.391	6"	14.9	4.81	85.04	0.322	4.29	0.39	1.20	90.484	84.681	1.24	1.26	0.55		
27	37	100.118	95.341	30.000	15.92	18	24	0.025	0.482	6"	16.8	3.90	30.85	0.016	1.43	0.09	1.20	98.968	94.214	1.15	1.13	0.50		
37	38	95.341	94.740	27.359	2.20	18	24	0.025	0.482	6"	2.5	1.51	11.90	0.041	0.74	0.14	1.20	94.184	93.542	1.16	1.20	0.50		
28	38	99.770	94.740	30.000	16.77	34	50	0.047	0.992	6"	18.0	4.04	31.93	0.031	1.82	0.12	1.20	98.670	93.576	1.10	1.16	0.50		

CÁLCULO HIDRÁULICO

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO

UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ

FECHA: NOVIEMBRE 2003

INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

HOJA 3/3

DE PV	A PV	COTAS		DH (m)	S (%) TERR.	HAB. ACT.	SER. FUT.	Qs ACT.	Qd FUT.	Dia. plg.	S% TUBO	SEC. LLENA		q/Q	V (m/s) FUT.	d/D	Dia Interno	COTA		INVERT	PROF. INICIO	POZO FINAL	ANCHO ZANJA
		INICIO	FINAL									V (m/s)	Q (L/s)					INICIO	FINAL				
38	39	94.740	94.180	26.778	2.09	52	74	0.072	1.456	6"	2.0	1.76	31.16	0.047	0.90	0.15	1.20	93.492	92.991	1.25	1.19	0.55	
29	39	99.048	94.180	30.000	16.23	55	58	0.076	1.148	6"	17.0	5.13	90.84	0.013	1.76	0.08	1.20	97.898	93.087	1.15	1.09	0.55	
39	40	94.180	93.236	26.961	3.50	107	132	0.149	2.555	6"	3.5	2.33	41.22	0.062	1.29	0.17	1.20	92.961	92.077	1.22	1.16	0.55	
30	40	97.973	93.236	30.000	15.79	44	50	0.061	0.992	6"	16.8	5.10	90.30	0.011	1.67	0.07	1.20	96.873	92.119	1.10	1.12	0.55	
40	41	93.236	92.497	27.000	2.74	151	182	0.210	3.485	6"	3.0	2.16	38.16	0.091	1.34	0.20	1.20	92.047	91.288	1.19	1.21	0.55	
32	41	96.936	92.497	30.000	14.80	46	52	0.064	1.031	6"	15.8	4.95	87.58	0.012	1.67	0.08	1.20	95.836	91.365	1.10	1.13	0.55	
41	42	92.497	92.071	27.000	1.58	197	234	0.274	4.437	6"	1.5	1.53	26.98	0.164	1.13	0.27	1.20	91.258	90.878	1.24	1.19	0.55	
33	42	95.722	92.071	30.000	12.17	42	51	0.058	1.012	6"	13.0	4.49	79.44	0.013	1.55	0.08	1.20	94.622	90.943	1.10	1.13	0.55	
42	43	92.071	91.725	27.000	1.28	239	285	0.332	5.359	6"	1.3	1.42	25.12	0.213	1.13	0.31	1.20	90.848	90.519	1.22	1.21	0.55	
35	43	94.490	91.725	30.000	9.22	32	48	0.044	0.953	6"	10.0	3.94	69.67	0.014	1.38	0.08	1.20	93.390	90.560	1.10	1.16	0.55	
43	44	91.725	90.035	26.870	6.29	271	333	0.376	6.217	6"	6.4	3.15	55.74	0.112	2.08	0.23	1.20	90.489	88.852	1.24	1.18	0.55	
36A	44	92.198	90.035	27.000	8.01	53	55	0.074	1.089	6"	8.5	3.63	64.23	0.017	1.36	0.09	0.38	91.098	88.898	1.10	1.14	0.55	
44	45	90.035	87.473	18.454	13.88	324	388	0.450	7.190	6"	15.5	4.90	86.74	0.083	2.96	0.19	1.20	88.822	86.225	1.21	1.25	0.55	
45	46	87.473	85.938	35.984	4.27	324	388	0.450	7.190	6"	4.3	2.58	45.69	0.157	1.88	0.27	1.20	86.195	84.721	1.28	1.22	0.55	
46	47	85.938	81.366	33.986	13.45	1401	2018	1.946	33.258	6"	14.0	4.66	82.44	0.403	4.41	0.44	1.20	84.651	80.131	1.29	1.23	0.55	
20	21	95.799	90.241	26.953	20.62	15	49	0.021	0.973	6"	22.0	4.47	35.3	0.028	1.95	0.11	1.50	94.699	89.209	1.10	1.03	0.50	
21A	21	87.997	90.241	12.769	-17.57	22	22	0.031	0.443	6"	1.5	1.17	9.22	0.048	0.60	0.15	0.38	87.397	87.227	0.60	3.01	0.60	
21	26	90.241	91.502	28.000	-4.50	37	71	0.051	1.398	6"	1.5	1.17	9.22	0.152	0.84	0.26	1.50	87.197	86.805	3.04	4.70	0.70	
25	26	95.169	91.502	26.953	13.61	32	48	0.044	0.953	6"	14.5	3.63	28.66	0.033	1.67	0.12	1.50	94.069	90.429	1.10	1.07	0.50	
26	26A	91.502	81.366	22.321	45.41	97	153	0.135	2.948	6"	25.0	6.23	110.16	0.027	2.68	0.11	1.20	86.775	81.620	4.73	-0.25	0.75	
26A	47	81.366	81.366	9.136	0.00	97	153	0.135	2.948	6"	2.5	1.97	34.84	0.085	1.20	0.20	1.20	80.366	80.180	1.00	1.19	0.55	
47	X	81.366	X	X	X	1498	2171			6"							1.20						

CANTIDADES DE MATERIALES
PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ
FECHA: NOVIEMBRE 2003
INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

HOJA 1/3

Tabla VII. Cantidades de material

			Colector general		Pozo de visita									Conexión domiciliar									
DE PV	A PV	DH (m)	# tubos Novafort Ø de 6"	Empaque Novafort Ø de 6"	No. de PV	Ladrillos	C Sacos	A m³	P m³	Cal Bolsas	H # 3 qq	H # 4 qq	Al. amar. lb.	Yee Novafort 6" x 4"	Empaque Novafort Ø de 4"	Empaque Novafort Ø de 6"	# tubos Novafort Ø de 4"	TC de Ø 12"	C sacos	A m³	P m³	H # 3 qq	Al. amar. lb.
1	2	29.962	5	7	1	828	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76
2	4	26.150	5	6	1	571	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	1	2	2	1	1	0.86	0.05	0.07	0.06	0.22
3	4	44.873	8	9	1	941	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08
4	8	26.193	4	6	1	1114	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	7	20.980	4	5	1	510	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	6	12	12	3	6	5.14	0.29	0.43	0.35	1.32
7	8	44.873	8	9	1	634	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08
8	12	25.807	4	6	1	884	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	11	43.980	8	9	1	456	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	6	28	28	3	6	5.14	0.29	0.43	0.35	1.32
11	12	44.873	8	9	1	521	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08
12	18	26.000	5	6	1	1067	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	16	53.644	9	11	1	456	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76
16	17	10.730	2	3	1	429	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	18	44.873	7	8	1	467	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08
18	23	26.000	5	6	1	870	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	23	44.873	8	9	1	941	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08
23	31	27.150	5	6	1	1513	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27	28	25.659	4	6	1	483	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	4	8	8	4	4	3.43	0.19	0.29	0.23	0.88
28	29	25.078	4	6	1	569	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	4	8	8	4	4	3.43	0.19	0.29	0.23	0.88
29	30	25.261	4	6	1	537	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	5	10	10	5	5	4.28	0.24	0.36	0.29	1.1
30	31	9.800	2	3	1	521	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	1	2	2	1	1	0.86	0.05	0.07	0.06	0.22
31	32	13.800	2	4	1	553	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	2	4	4	2	2	1.71	0.10	0.14	0.12	0.44
32	33	25.300	4	6	1	537	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	4	8	8	4	4	3.43	0.19	0.29	0.23	0.88
33	34	2.800	1	2	1	553	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	1	2	2	1	1	0.86	0.05	0.07	0.06	0.22
4	5	27.075	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	14	14	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76
5	9	31.790	6	7	1	566	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	9	45.150	8	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08
TOTAL:			135	170	24	16521	156	19.42	4.20	29.8	5.18	3.77	21.6	142	298	298	82	142	122	6.81	10.3	8.24	31.2

CANTIDADES DE MATERIALES
PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ
FECHA: NOVIEMBRE 2003
INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

HOJA 2/3

			Colector general		Pozo de visita									Conexión domiciliar										
DE PV	A PV	DH (m)	# tubos Novafort Ø de 6"	Empaque Novafort Ø de 6"	No. de PV	Ladrillos	C Sacos	A m³	P m³	Cal Bolsas	H #3 qq	H #4 qq	Al. amar. lb.	Yee Novafort 6" x 4"	Empaque Novafort Ø de 4"	Empaque Novafort Ø de 6"	# tubos Novafort Ø de 4"	TC de Ø 12"	C sacos	A m³	P m³	H #3 qq	Al. amar. lb.	
9	13	25.957	5	6	1	483	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	13	45.000	8	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08	
13	19	26.000	5	6	1	769	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
18	19	45.000	8	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08	
19	24	26.000	4	6	1	1013	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
23	24	45.000	8	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08	
24	34	27.150	5	6	1	715	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
34	35	20.800	4	5	1	531	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	3	6	6	3	3	2.57	0.14	0.22	0.17	0.66	
35	36	22.847	4	5	1	526	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	4	8	8	4	4	3.43	0.19	0.29	0.23	0.88	
13	14	45.197	8	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
14	20	26.150	5	6	1	488	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	1	2	2	1	1	0.86	0.05	0.07	0.06	0.22	
19	20	45.047	8	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08	
20	25	26.000	5	6	1	1736	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
24	25	45.047	8	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14	28	28	7	14	12.00	0.67	1.01	0.81	3.08	
25	36	27.150	5	6	1	1595	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	2	4	4	2	2	1.71	0.10	0.14	0.12	0.44	
36	46	38.947	7	8	1	531	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	6	12	12	12	6	5.14	0.29	0.43	0.35	1.32	
27	37	28.300	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	8	8	2	4	3.43	0.19	0.29	0.23	0.88	
37	38	25.659	4	6	1	488	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
28	38	28.300	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
38	39	25.078	4	6	1	537	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
29	39	28.300	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
39	40	25.261	4	6	1	521	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
30	40	28.300	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
40	41	25.300	4	6	1	504	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
32	41	28.300	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
TOTAL:			138	168	14	10437	91	11.33	2.45	17.36	3.02	2.20	12.6	130	260	260	79	130	111	6.23	9.41	7.54	28.6	

CANTIDADES DE MATERIALES
PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ
FECHA: NOVIEMBRE 2003
INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

HOJA 3/3

			Colector general			Pozo de visita								Conexión domiciliar										
DE PV	A PV	DH (m)	# tubos Novafort Ø de 6"	Empaque Novafort Ø de 6"	No. de PV	Ladrillos	C Sacos	A m³	P m³	Cal Bolsas	H # 3 qq	H # 4 qq	Al. amar. lb.	Yee Novafort 6" x 4"	Empaque Novafort Ø de 4"	Empaque Novafort Ø de 6"	# tubos Novafort Ø de 4"	TC de Ø 12"	C sacos	A m³	P m³	H # 3 qq	Al. amar. lb.	
41	42	25.300	4	6	1	531	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33	42	28.300	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
42	43	25.300	5	6	1	521	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
35	43	28.300	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
43	44	25.580	5	6	1	531	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
36A	44	25.885	5	6	TC	-	0.86	0.05	0.07	-	0.06	-	0.22	4	8	8	2	4	3.43	0.19	0.29	0.23	0.88	
44	45	16.754	3	4	1	515	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	2	4	4	2	2	1.71	0.10	0.14	0.12	0.44	
45	46	34.284	6	7	1	553	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
46	47	32.286	6	7	1	558	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
20	21	24.953	4	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
21A	21	11.329	2	3	TC	-	0.86	0.05	0.07	-	0.06	-	-	4	8	8	2	4	3.43	0.19	0.29	0.23	0.88	
21	26	26.000	4	6	1	1886	8.61	1.03	0.25	1.54	0.41	0.16	1.61	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
25	26	24.953	5	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	16	16	4	8	6.85	0.38	0.58	0.46	1.76	
26	26A	20.650	4	5	1	3023	8.61	1.03	0.25	1.54	0.41	0.16	1.61	6	12	12	3	6	5.14	0.29	0.43	0.35	1.32	
26A	47	7.257	2	3	1	887	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
47	x	x	x	x	1	542	6.49	0.81	0.18	1.24	0.22	0.16	0.90	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
TOTAL:			65	83	10	9547	70	8.59	1.97	13.00	2.61	1.57	10.7	48	96	96	25	48	41.13	2.30	3.48	2.78	10.6	
TOTAL:			338	421	48	36505	317	39	9	60	11	8	45	320	654	654	186	320	274	15	23	19	70	

NOTA:

Ladrillos = Tayuyo de 6.5 x 11 x 23 cm.
 C = Cemento tipo Pórtland
 A = Arena
 P = Piedrín

H = Hierro
 Al. Amar. = Alambre de amarre
 TC = Tubo de concreto

CANTIDADES DE MATERIALES

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO

UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ

FECHA: NOVIEMBRE 2003

INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

Tabla VIII. Costos totales de material

MATERIALES	UNIDAD	No. Unidades	Precio/U Q	Total Q
Tubos NOVAFORT DE 4"	U	186	144.49	26,875.14
Tubos NOVAFORT DE 6"	U	338	311.88	105,415.44
Yee NOVAFORT 6" X 4"	U	320	99.27	31,766.40
Empaque NOVAFORT DE 4"	U	682	2.11	1,439.02
Empaque NOVAFORT DE 6"	U	1075	3.79	4,074.25
Codo NOVAFORT 90° DE 4"	U	14	31.77	444.78
Tubos de concreto de 12"	U	322	45.63	14,692.86
Ladrillos Tayuyo de 6.5 x 11 x 23 cms	millar	36.505	1,791.84	65,411.12
Cemento	sacos	591	38.00	22,458.00
Arena de río	m ³	54	92.50	4,995.00
Piedrín ¾"	m ³	32	147.50	4,720.00
Hierro No. 2	qq	19	130.00	2,470.00
Hierro No. 3	qq	11	175.00	1,925.00
Hierro No. 4	qq	55	170.00	9,350.00
Alambre de amarre	qq	1.15	260.00	299.00
Madera pino rustico	pie/tablar	757	3.45	2,611.65
Clavo	libras	40	7.00	280.00
IMPREVISTOS 10%				29,922.77
TOTAL DE MATERIALES				329,150.43

CANTIDADES DE TRABAJO

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO

UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ

FECHA: NOVIEMBRE 2003

INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

HOJA 1/3

Tabla IX. Cantidades de trabajo

DE PV	A PV	DH (m)	Línea central			Pozo de visita			Conexión domiciliar		
			EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³	EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³	EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³
1	2	29.962	20.973	20.344	0.818	4.063	0.852	4.174	33.600	33.168	0.562
2	4	26.150	21.070	20.521	0.714	2.406	0.852	2.020	4.835	4.781	0.070
3	4	44.873	49.001	48.059	1.225	4.540	0.852	4.794	91.728	90.972	0.983
4	8	26.193	22.258	21.707	0.715	5.966	1.181	6.221	-	-	-
6	7	20.980	13.532	13.092	0.573	2.724	0.852	2.433	23.220	22.896	0.421
7	8	44.873	36.527	35.584	1.225	3.246	0.852	3.112	68.376	67.620	0.983
8	12	25.807	23.846	23.304	0.705	4.898	1.181	4.833	-	-	-
10	11	43.980	24.959	24.035	1.201	2.497	0.852	2.138	20.430	20.106	0.421
11	12	44.873	28.506	27.563	1.225	2.769	0.852	2.492	53.361	52.605	0.983
12	18	26.000	21.522	20.976	0.710	5.746	1.181	5.935	-	-	-
15	16	53.644	28.431	27.305	1.464	2.497	0.852	2.138	25.440	25.008	0.562
16	17	10.730	5.687	5.462	0.293	2.384	0.852	1.990	-	-	-
17	18	44.873	32.454	31.512	1.225	2.542	0.852	2.197	60.753	59.997	0.983
18	23	26.000	19.234	18.688	0.710	4.836	1.181	4.751	-	-	-
22	23	44.873	65.043	64.101	1.225	4.540	0.852	4.794	121.758	121.002	0.983
23	31	27.150	32.736	32.166	0.741	7.819	1.181	8.629	-	-	-
27	28	25.659	15.203	14.664	0.700	2.611	0.852	2.285	14.220	14.004	0.281
28	29	25.078	17.448	16.921	0.685	2.974	0.852	2.758	16.698	16.482	0.281
29	30	25.261	16.950	16.420	0.690	2.838	0.852	2.581	20.130	19.860	0.351
30	31	9.800	6.657	6.451	0.268	2.769	0.852	2.492	4.076	4.022	0.070
31	32	13.800	9.488	9.198	0.377	2.906	0.852	2.669	8.250	8.142	0.140
32	33	25.300	17.394	16.862	0.691	2.838	0.852	2.581	16.500	16.284	0.281
33	34	2.800	1.917	1.859	0.076	2.906	0.852	2.669	4.109	4.055	0.070
4	5	27.075	15.027	14.458	0.739	-	-	-	26.640	26.208	0.562
5	9	31.790	17.087	16.420	0.868	2.384	0.852	1.990	-	-	-
8	9	45.150	23.930	22.981	1.233	-	-	-	44.520	43.764	0.983
TOTAL:			586.878	570.652	21.094	85.697	22.101	82.675	658.643	650.975	9.968

CANTIDADES DE TRABAJO

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO

UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ

FECHA: NOVIEMBRE 2003

INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

HOJA 2/3

DE PV	A PV	DH (m)	Línea central			Pozo de visita			Conexión domiciliar		
			EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³	EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³	EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³
9	13	25.957	17.917	17.372	0.709	2.611	0.852	2.285	-	-	-
12	13	45.000	36.259	35.314	1.229	-	-	-	67.683	66.927	0.983
13	19	26.000	22.237	21.691	0.710	4.365	1.181	4.139	-	-	-
18	19	45.000	27.968	27.023	1.229	-	-	-	52.206	51.450	0.983
19	24	26.000	21.093	20.547	0.710	5.495	1.181	5.609	-	-	-
23	24	45.000	30.690	29.745	1.229	-	-	-	57.288	56.532	0.983
24	34	27.150	18.666	18.095	0.741	4.113	1.181	3.813	-	-	-
34	35	20.800	13.957	13.520	0.568	2.815	0.852	2.551	12.078	11.916	0.211
35	36	22.847	15.330	14.851	0.624	2.792	0.852	2.522	16.104	15.888	0.281
13	14	45.197	27.717	26.768	1.234	-	-	-	29.436	29.004	0.562
14	20	26.150	33.570	33.021	0.714	2.633	0.852	2.315	7.703	7.649	0.070
19	20	45.047	30.722	29.776	1.230	-	-	-	57.288	56.532	0.983
20	25	26.000	38.610	38.064	0.710	8.855	1.181	9.976	-	-	-
24	25	45.047	29.731	28.785	1.230	-	-	-	55.440	54.684	0.983
25	36	27.150	33.354	32.784	0.741	8.195	1.181	9.119	-	-	-
36	46	38.947	26.776	25.958	1.063	2.815	0.852	2.551	24.750	24.426	0.421
27	37	28.300	16.131	15.537	0.773	-	-	-	13.680	13.464	0.281
37	38	25.659	15.139	14.600	0.700	2.633	0.852	2.315	-	-	-
28	38	28.300	15.990	15.395	0.773	-	-	-	27.120	26.688	0.562
38	39	25.078	16.827	16.301	0.685	2.838	0.852	2.581	-	-	-
29	39	28.300	17.433	16.839	0.773	-	-	-	29.568	29.136	0.562
39	40	25.261	16.533	16.003	0.690	2.769	0.852	2.492	-	-	-
30	40	28.300	17.277	16.683	0.773	-	-	-	29.304	28.872	0.562
40	41	25.300	16.698	16.167	0.691	2.701	0.852	2.403	-	-	-
32	41	28.300	17.355	16.761	0.773	-	-	-	29.436	29.004	0.562
TOTAL:			573.978	557.596	21.296	55.630	13.576	54.670	509.084	502.172	8.986

CANTIDADES DE TRABAJO**PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO****UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA****CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ****FECHA: NOVIEMBRE 2003****INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES****HOJA 3/3**

DE PV	A PV	DH (m)	Línea central			Pozo de visita			Conexión domiciliar		
			EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³	EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³	EXCAVACIÓN m³	RELLENO m³	LIMPIEZA m³
41	42	25.300	16.907	16.375	0.691	2.815	0.852	2.551	-	-	-
33	42	28.300	17.355	16.761	0.773	-	-	-	29.436	29.004	0.562
42	43	25.300	16.907	16.375	0.691	2.769	0.852	2.492	-	-	-
35	43	28.300	17.588	16.994	0.773	-	-	-	29.832	29.400	0.562
43	44	25.580	17.023	16.486	0.698	2.815	0.852	2.551	-	-	-
36A	44	25.885	15.945	15.402	0.707	0.109	0.029	0.104	14.784	14.568	0.281
44	45	16.754	11.334	10.982	0.457	2.747	0.852	2.462	8.118	8.010	0.140
45	46	34.284	23.570	22.850	0.936	2.906	0.852	2.669	-	-	-
46	47	32.286	22.374	21.696	0.881	2.928	0.852	2.699	-	-	-
20	21	24.953	13.287	12.763	0.681	-	-	-	25.560	25.128	0.562
21A	21	11.329	12.269	12.031	0.309	0.059	0.016	0.057	25.992	25.776	0.281
21	26	26.000	70.434	69.888	0.710	9.546	1.181	10.874	-	-	-
25	26	24.953	13.537	13.013	0.681	-	-	-	26.040	25.608	0.562
26	26A	20.650	90.757	90.323	0.564	14.821	1.181	17.732	158.220	157.896	0.421
26A	47	7.257	4.371	4.218	0.198	2.270	0.852	1.843	-	-	-
47	x	x	x	x	x	2.860	0.852	2.610	-	-	-
TOTAL:			363.659	356.159	9.750	46.645	9.225	48.645	317.982	315.390	3.370
TOTAL			1524.515	1484.407	52.140	187.972	44.902	185.990	1485.708	1468.536	22.324

CANTIDADES DE TRABAJO
PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA

CALCULÓ: EPS ING. LUIS VÁSQUEZ
FECHA: NOVIEMBRE 2003
INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES

Tabla X. Costos totales de mano de obra

No.	FASE DE TRABAJO	CLASE DE TRABAJO	UNIDAD	CANTIDAD	P/UNIT.	SUB. TOTAL	PRESTACIONES	TOTAL RENGLÓN	TOTAL FASE
					Q	Q	Q	Q	Q
1	LÍNEA CENTRAL								
		Excavación	m ³	1,524.515	30.00	45,735.45	31,100.11	76,835.56	
		Colocación de tubos NOVAFORT	ml	1,909.895	7.00	13,369.27	9,091.10	22,460.37	
		Relleno	m ³	1,484.407	26.00	38,594.58	26,244.32	64,838.90	
		Limpieza	m ³	52.140	15.00	782.10	531.83	1,313.93	
								165,448.75	
2	POZO DE VISITA								
		Excavación	m ³	187.972	30.00	5,639.16	3,834.63	9,473.79	
		Fundición de pisos	U	48	20.00	960.00	652.80	1,612.80	
		Levantado de ladrillo	m ²	130.038	28.00	3,641.06	2,475.92	6,116.99	
		Brocales y tapaderas	U	48	50.00	2,400.00	1,632.00	4,032.00	
		Relleno	m ³	44.902	26.00	1,167.45	793.87	1,961.32	
		Limpieza	m ³	185.99	15.00	2,789.85	1,897.10	4,686.95	
								27,883.84	
3	CONEXIÓN DOMICILIAR								
		Excavación	m ³	1,568.522	30.00	47,055.66	31,997.85	79,053.51	
		Fundición de pisos	U	322	20.00	6,440.00	4,379.20	10,819.20	
		Colocación de TC de 12"	U	322	16.00	5,152.00	3,503.36	8,655.36	
		Colocación de tubos NOVAFORT	ml	1,051.23	4.00	4,204.92	2,859.35	7,064.27	
		Brocales y tapaderas	U	322	15.00	4,830.00	3,284.40	8,114.40	
		Relleno	m ³	1,468.536	26.00	38,181.94	25,963.72	64,145.65	
		Limpieza	m ³	22.324	15.00	334.86	227.70	562.56	
								178,414.95	
4	OTRAS ACTIVIDADES								
		Imprevistos 10%							37,174.75423
Total de mano de obra									408,922.30

RESUMEN DEL PRESUPUESTO

PROYECTO : ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACIÓN: ASENTAMIENTO MONJA BLANCA
INSTITUCIÓN: MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES, GUATEMALA
CALCULÓ: EPS ING. LUIS ALBERTO VÁSQUEZ
FECHA: NOVIEMBRE DE 2003

Tabla XI. Resumen del presupuesto

No	DESCRIPCIÓN	SUB-TOTAL Q	SUB-TOTAL \$
1	MATERIALES	329,150.93	41,454.78
2	MANO DE OBRA	408,922.30	51,501.55
	PRESUPUESTO FINAL	738,073.23	92,956.33

Los totales de mano de obra se consideraron tomando en cuenta el factor de prestaciones laborales.

El presupuesto del proyecto asciende a la cantidad de **SETECIENTOS TREINTA Y OCHO MIL SETENTA Y TRES CON 23/100.**

El cambio del dólar al día de la redacción del presente presupuesto es de Q 7.95.

A la fecha de ejecución del proyecto, hay que considerar la fluctuación de precios en el mercado local, debido a la inflación económica ocurrida en el período comprendido entre el diseño y la ejecución.

El costo por metro lineal de tubería es Q 386.45 o \$ 48.67.

El costo por vivienda es Q 2,306.48 o \$ 290.49.

Precio de lista de agosto de 2003

Figura 13. Plano de densidad de vivienda

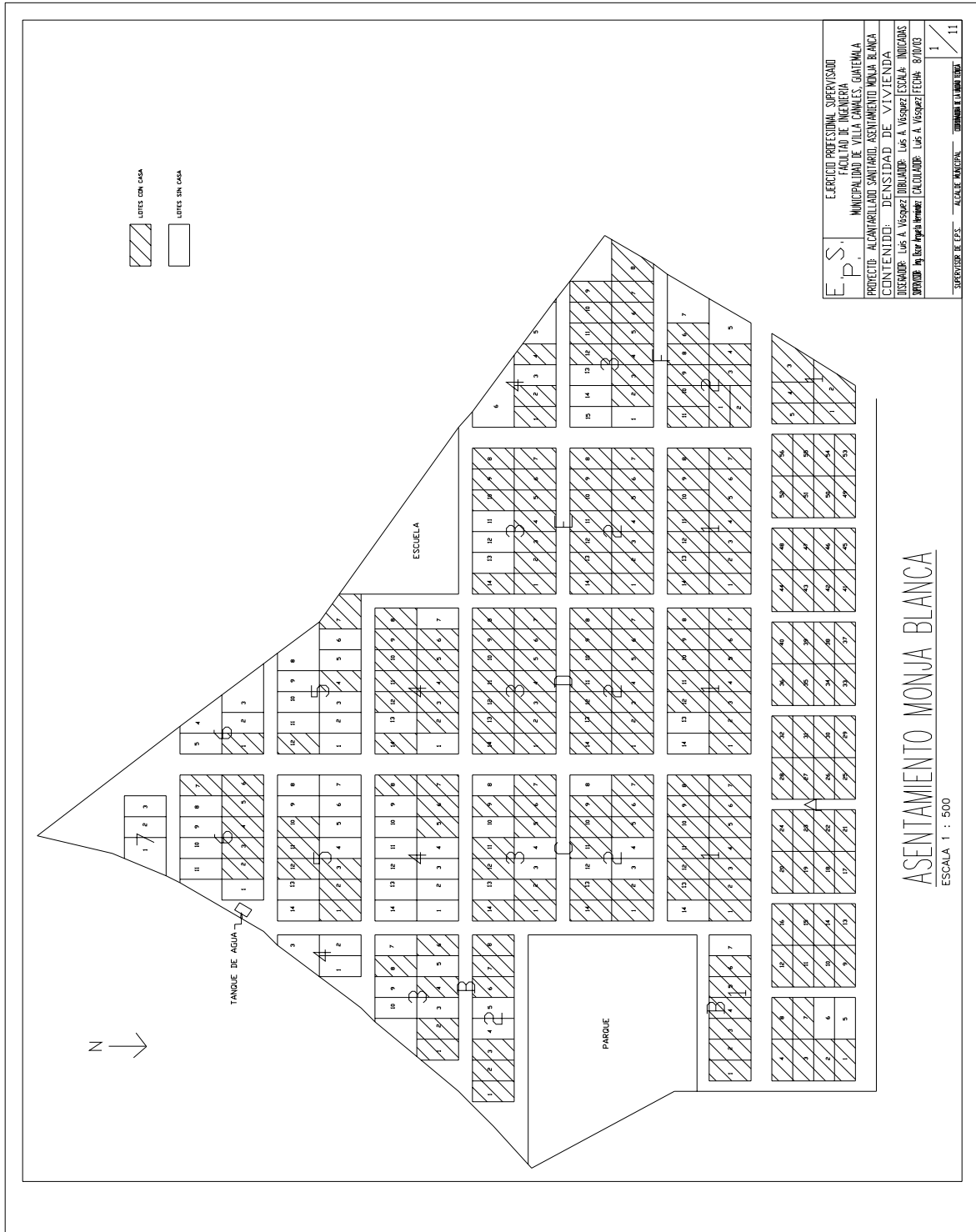


Figura 14. Planta de la red general

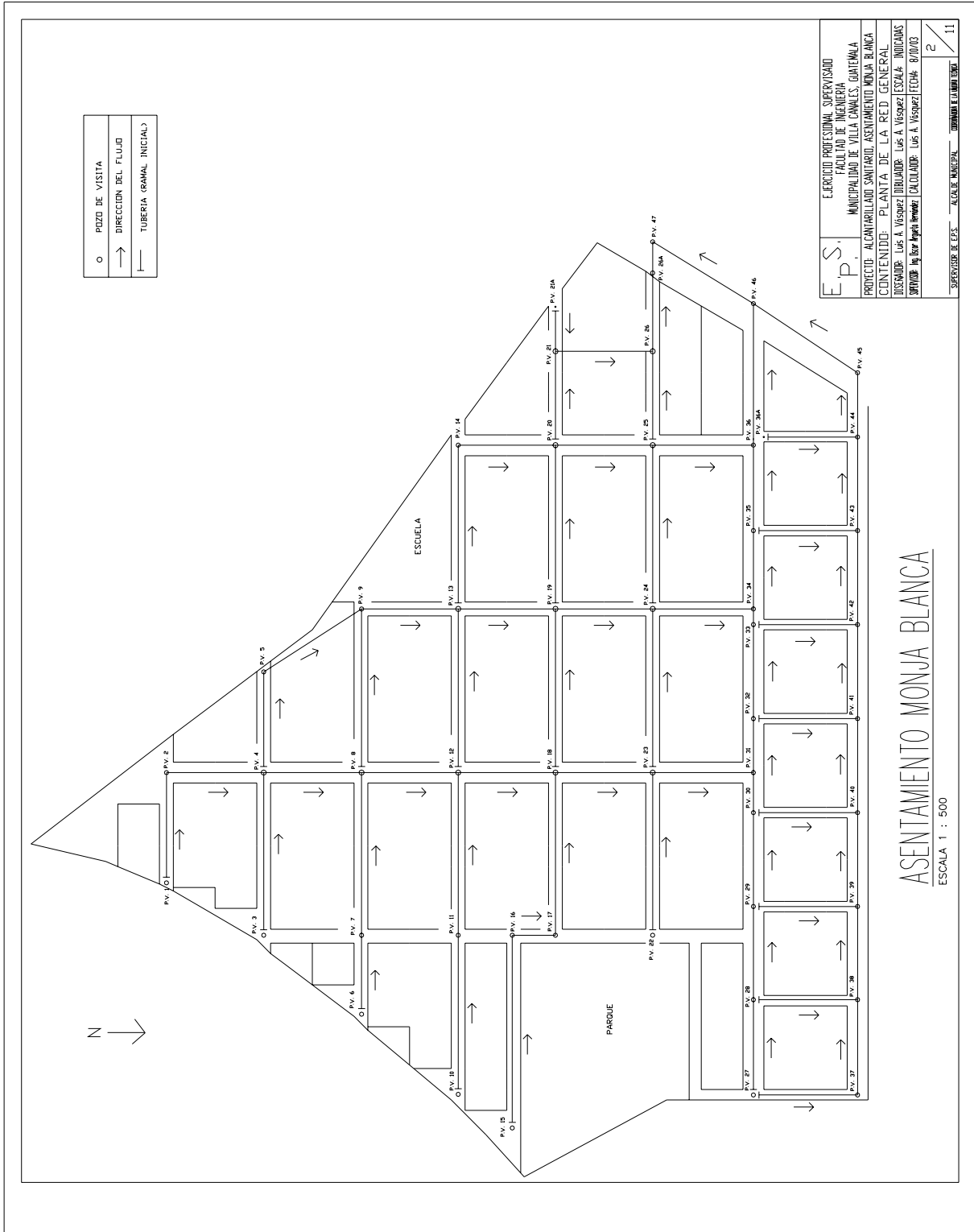


Figura 15. Planta perfil del terreno 1

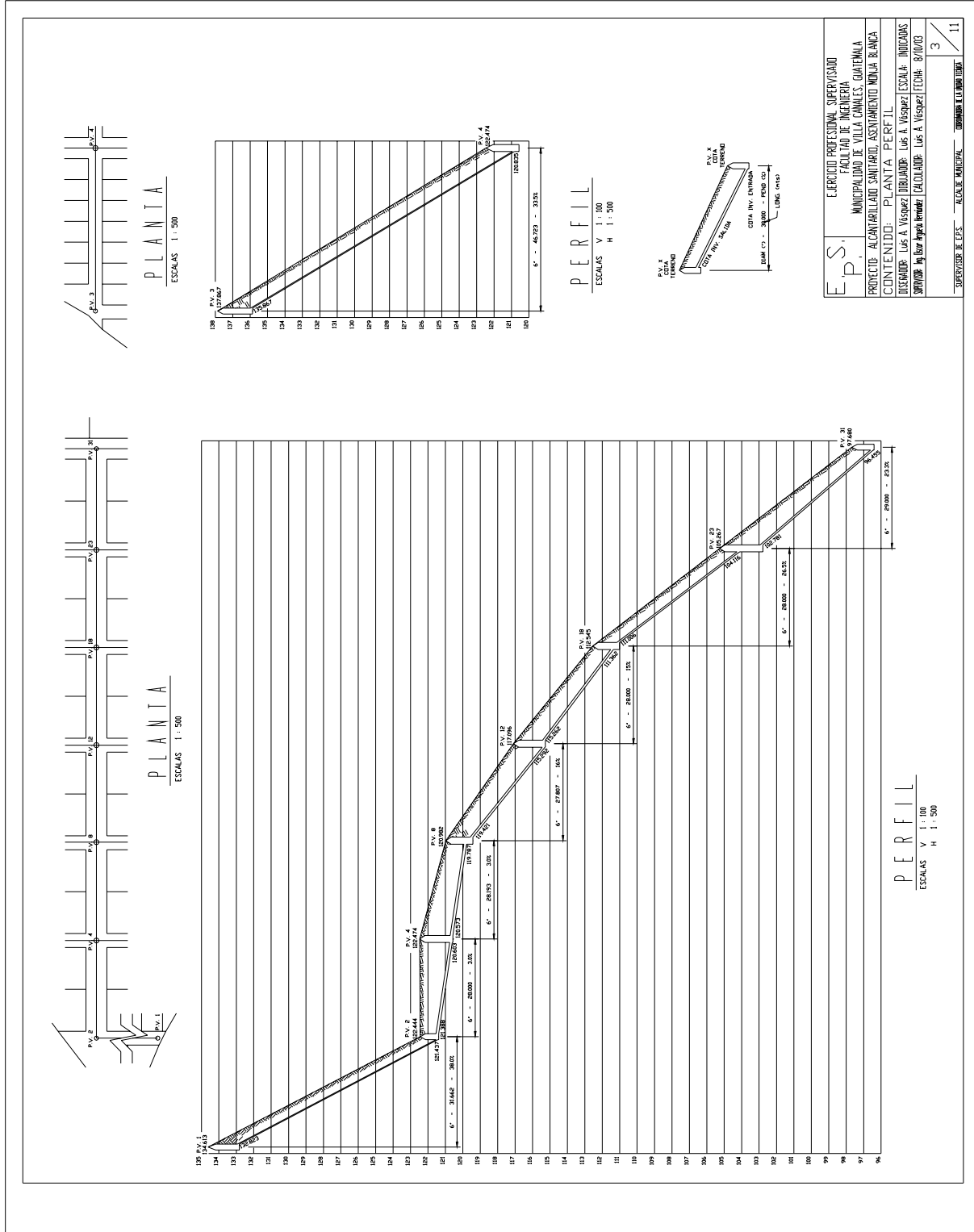


Figura 16. Planta perfil del terreno 2

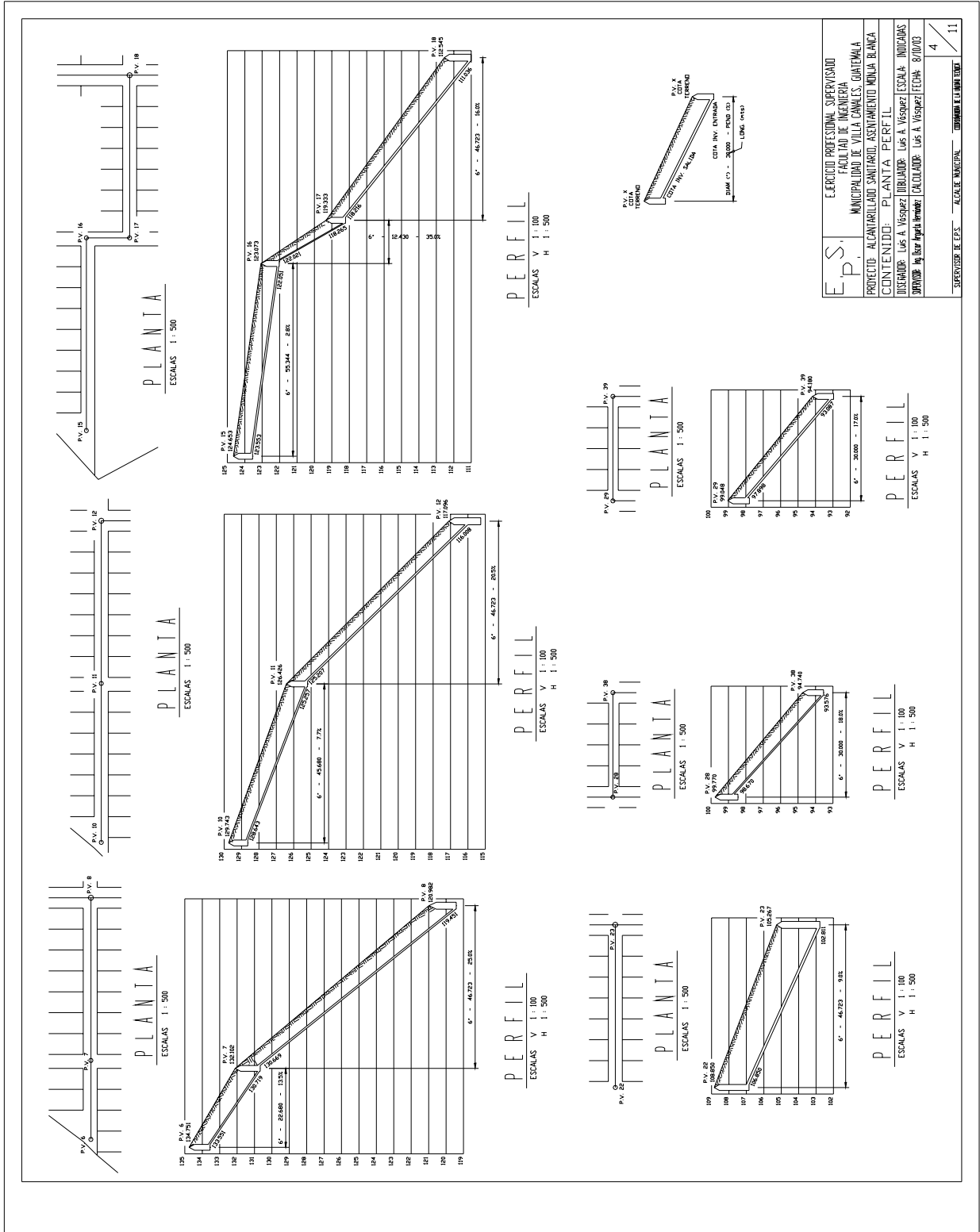


Figura 17. Planta perfil del terreno 3

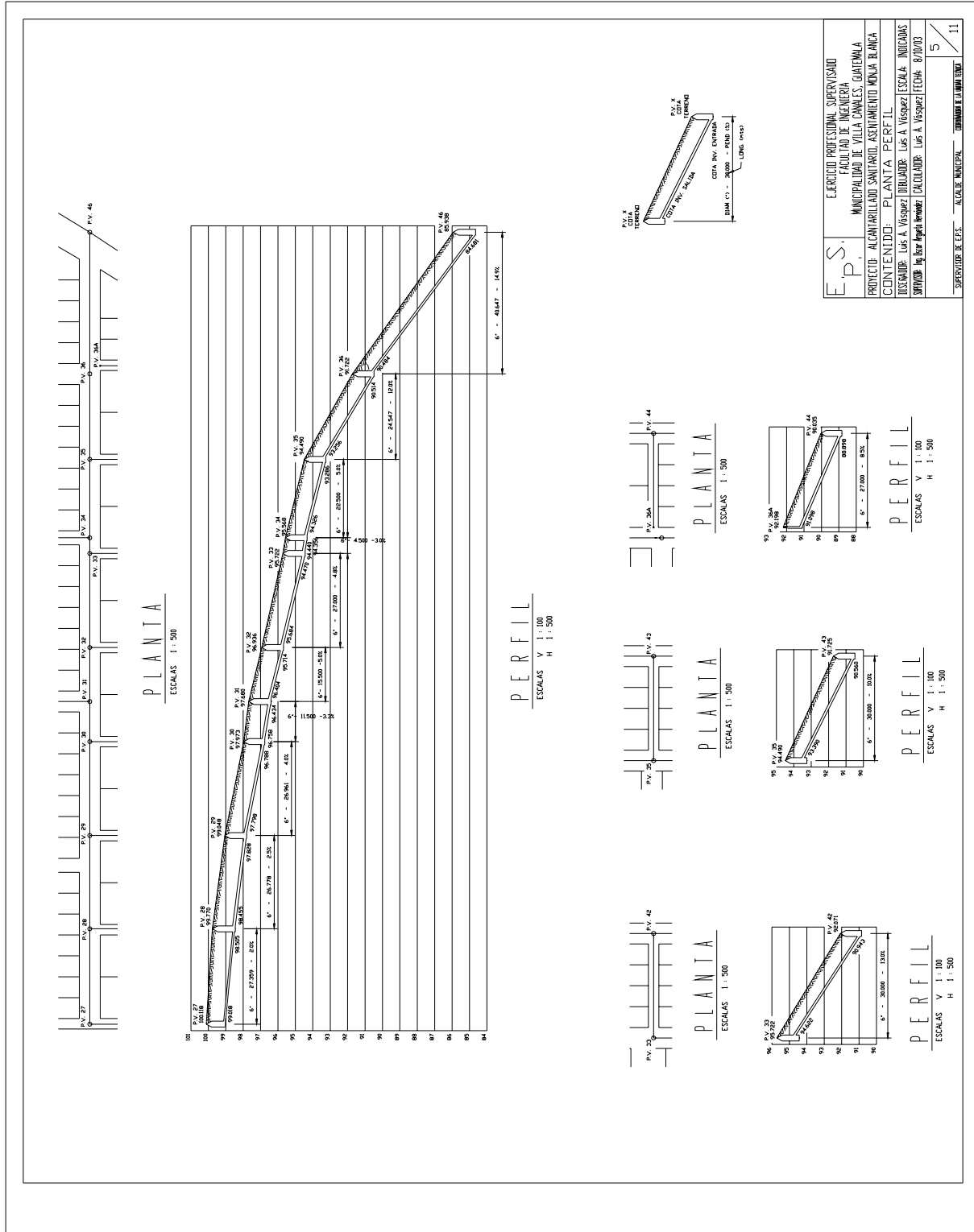


Figura 18. Planta perfil del terreno 4

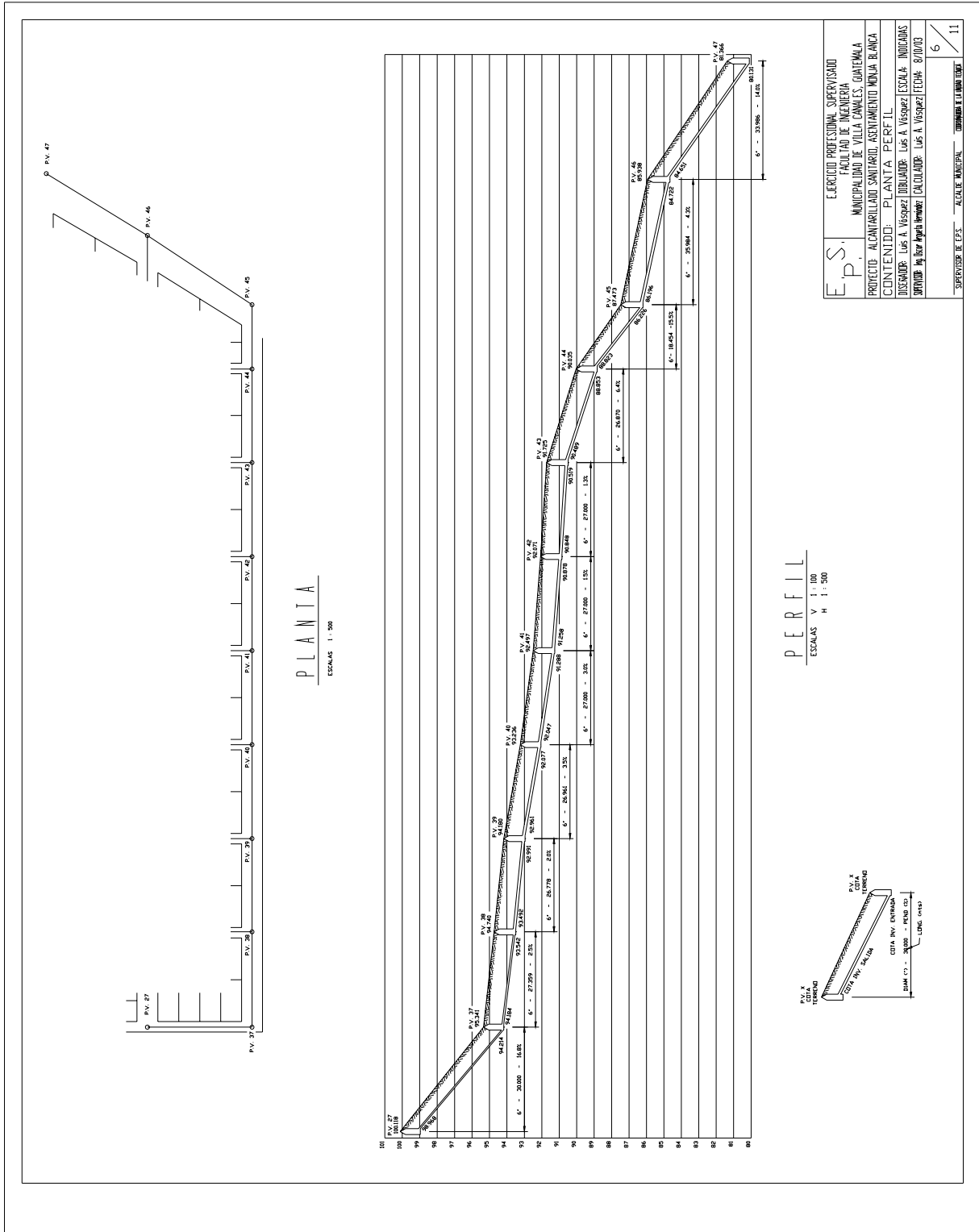


Figura 19. Planta perfil del terreno 5

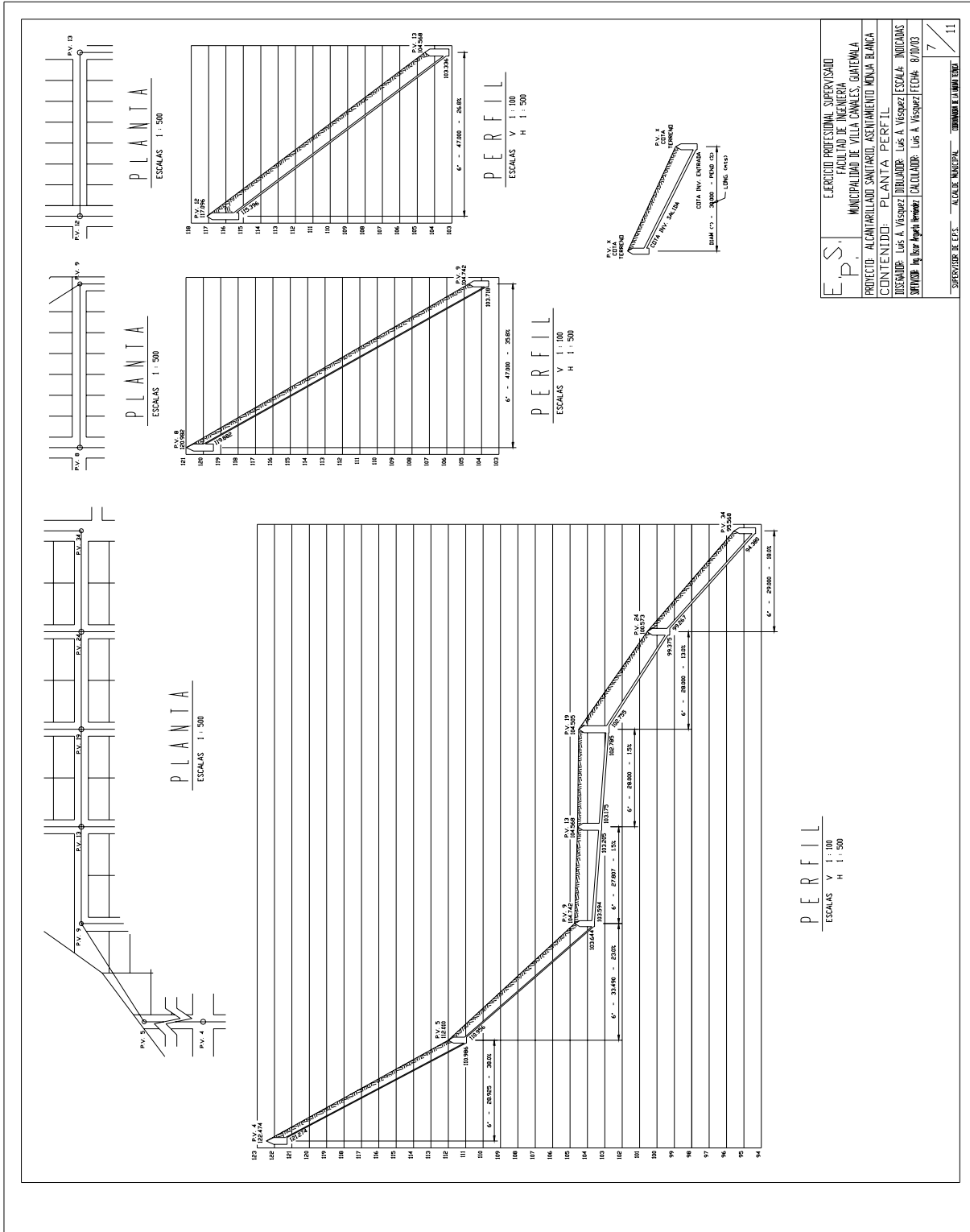


Figura 21. Planta perfil del terreno 7

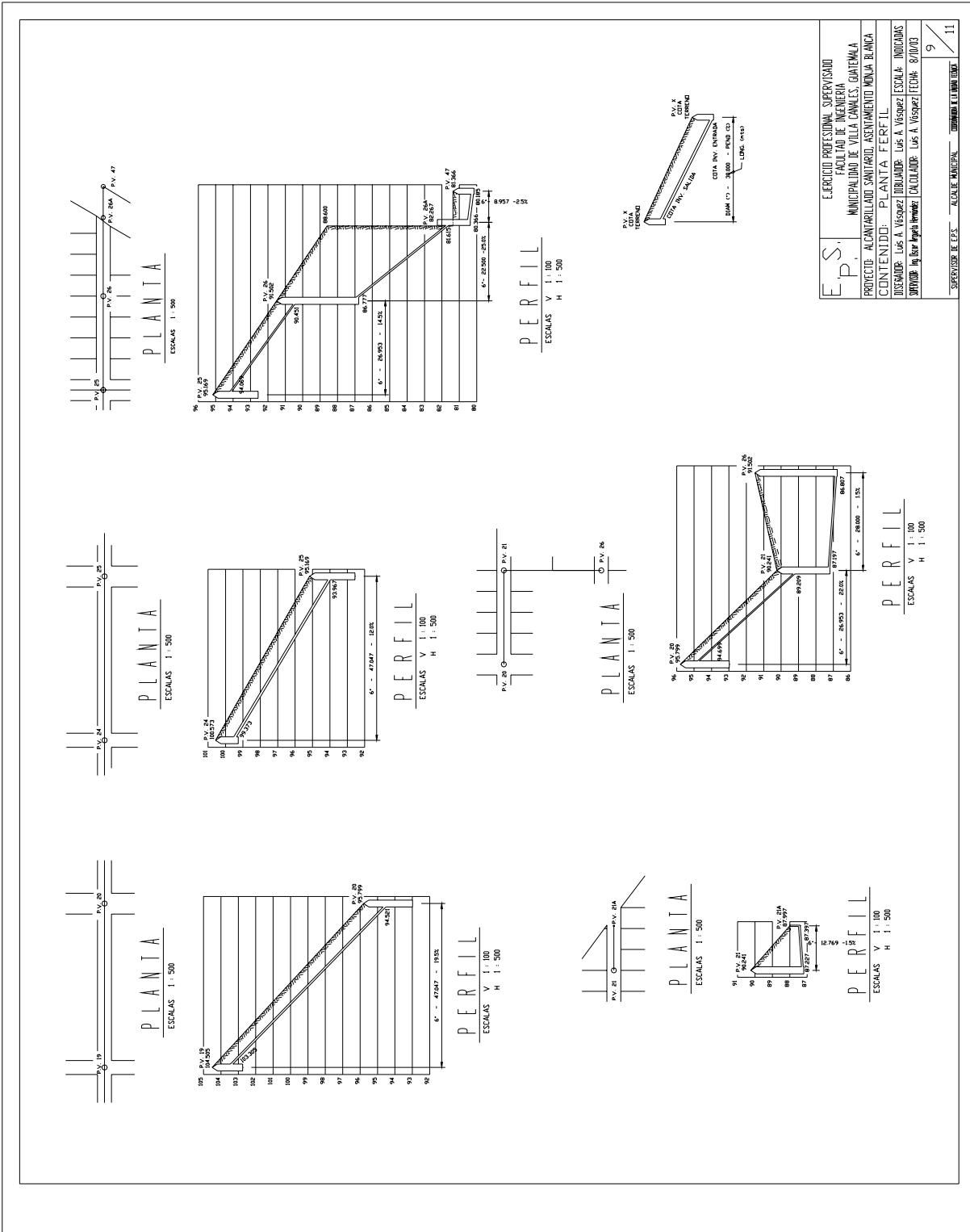


Figura 22. Detalles de pozo de visita

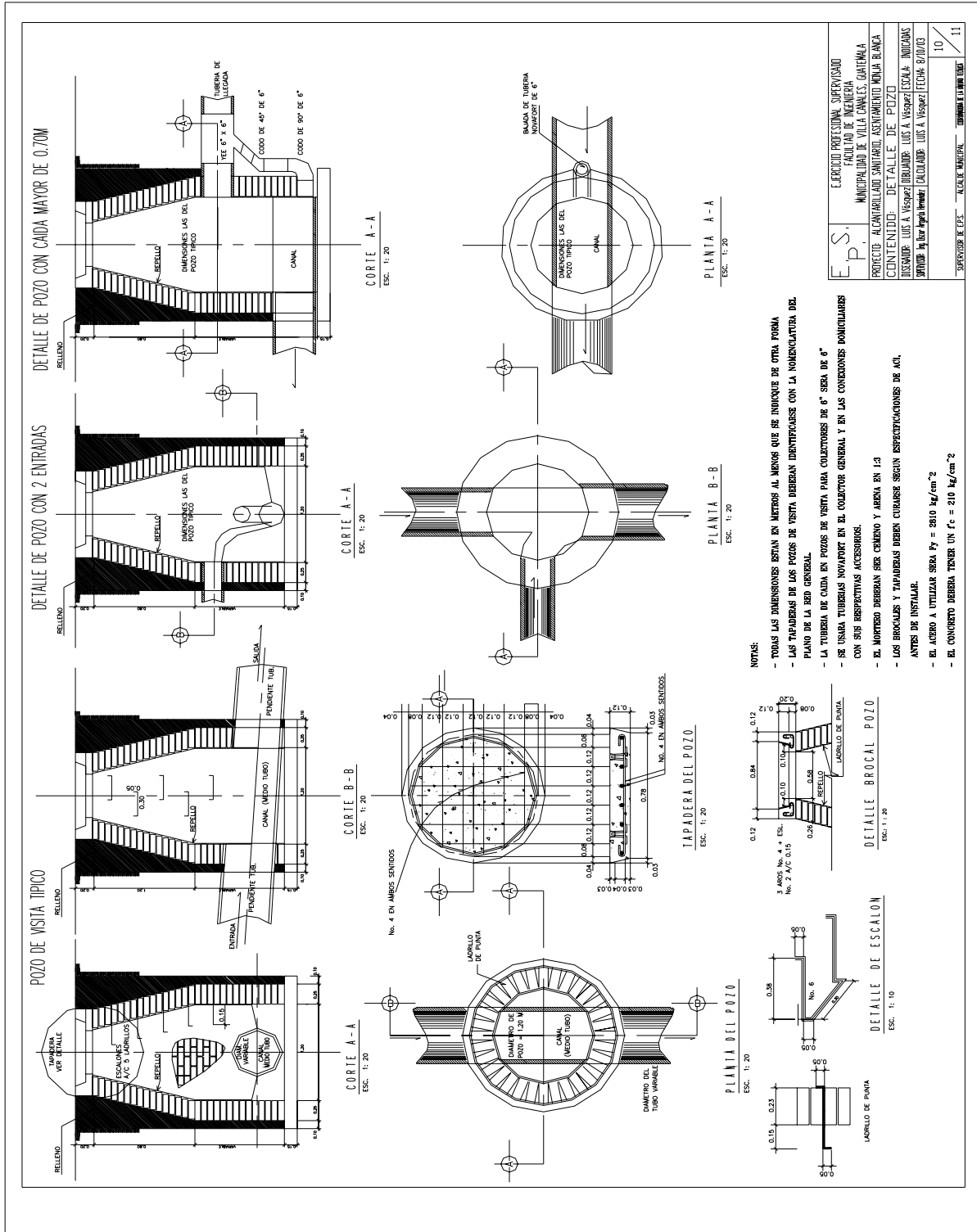
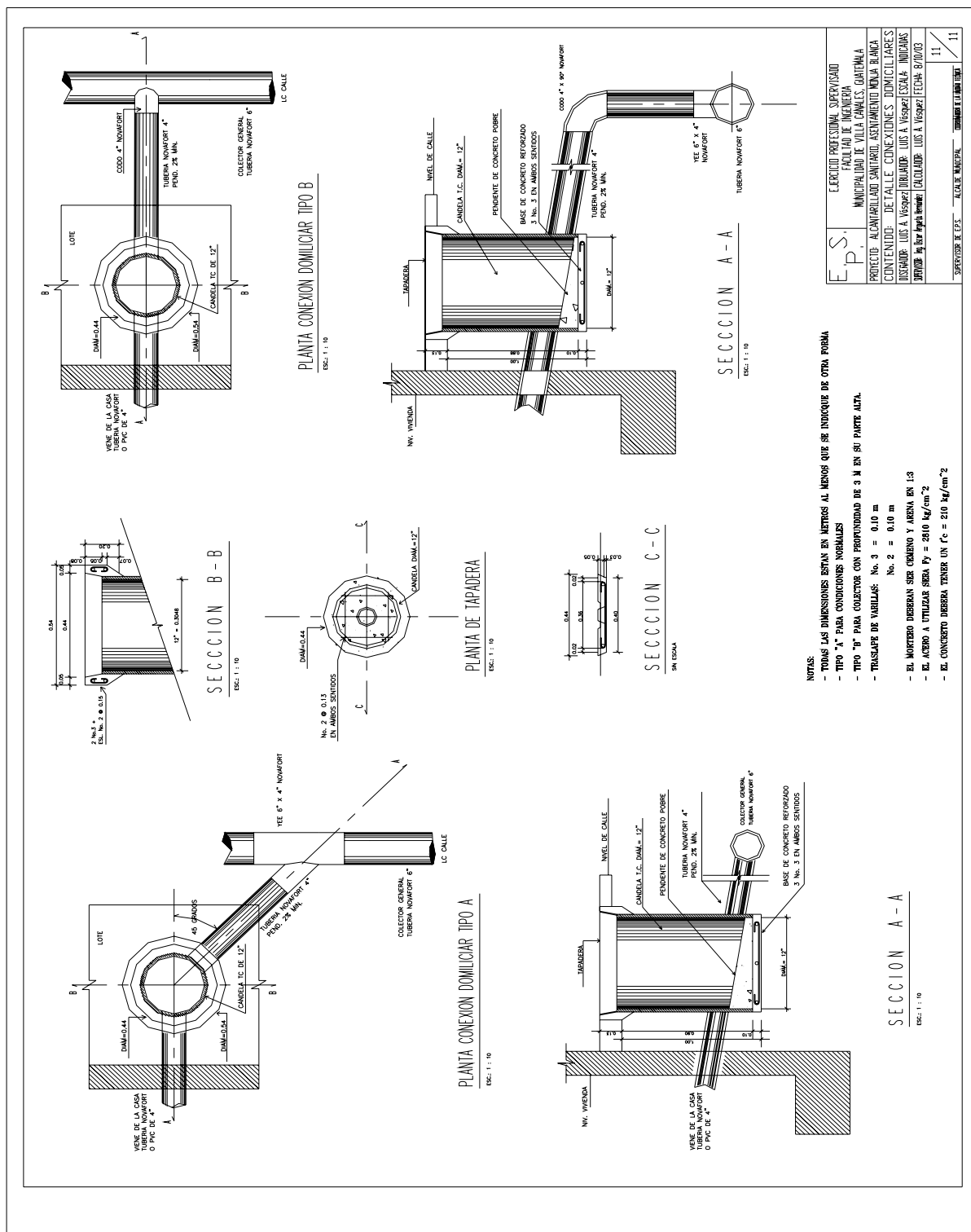


Figura 23. Detalles de conexiones domiciliarias



E.P.S.
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 MUNICIPALIDAD DE VILLA CANALES, GUATEMALA
 PROYECTO: ALICERADO SANITARIO, ASENTAMIENTO MONJA BLANCA
 CONTENIDO: DETALLE DE CONEXIONES DOMICILIARES
 DISEÑADOR: LUIS A. VÁSQUEZ BORGMEYER, LUIS A. VÁSQUEZ ESCOBAR, INDICADAS
 DIBUJADOR: LUIS A. VÁSQUEZ BORGMEYER, CALOCOLLOP, LUIS A. VÁSQUEZ ESCOBAR, BORGMEYER

NOTAS:
 - TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EN METROS AL MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA FORMA
 - TIPO "A" PARA CONDICIONES NORMALES
 - TIPO "B" PARA COLECTOR CON PROFUNDIDAD DE 3 M EN SU PARTE ALTA.
 - TRASPASE DE VARIILAS: No. 3 = 0.10 m
 No. 2 = 0.10 m
 - EL MORTERO DEBERÁN SER CEMENTO Y ARENA EN 1:3
 - EL ACERO A UTILIZAS SERÁ $F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 - EL CONCRETO DEBERÁ TENER UN $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

SUPERVISOR DE EPS: _____ CALLE MUNICIPAL _____
 DISEÑADOR: LUIS A. VÁSQUEZ BORGMEYER
 11 / 11

ANEXOS

Tubería NOVAFORT

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario del Asentamiento Monja Blanca, se tomó en cuenta que la tubería que se va utilizar es una tubería de cloruro de polivinilo, estructurada conocida con el nombre de NOVAFORT. Esta ha sido desarrollado bajo el concepto de tubería corrugada de doble pared, fabricada mediante un proceso de extrusión, que permite obtener una pared interna lisa que garantiza alto desempeño hidráulico, una pared externa corrugada que asegura un alto momento de inercia, y por tanto un óptimo comportamiento estructural, y un sistema de unión por medio de sellos elastomericos que garantiza su hermeticidad. Se fabrica en diámetros nominales de 100 mm (4") hasta 600 mm (24").

Características

Las principales características de la tubería NOVAFORT, que le permiten ser utilizada con gran confiabilidad, facilidad, rapidez y economía, son las siguientes:

- **Excelente comportamiento mecánico** gracias al diseño optimo de su doble pared, que le permite alcanzar un alto grado de rigidez.
- Su superficie interna lisa le permite **una mayor capacidad hidráulica** que tuberías de otros materiales; evita la aparición de incrustaciones y tuberculización. Su coeficiente n en la fórmula de Manning es 0.009.
- **Hermeticidad** El diseño del sistema de unión entre tramos de tubería, y/o tubería y accesorios, evita la infiltración ex-filtración, haciéndolo un sistema estanco.
- Alta **resistencia al impacto**, que permite que el tubo no se dañe durante el transporte, almacenamiento y/o instalación.
- **Resistencia al ataque de sustancias químicos.**
- **Resistencia a la corrosión química y electroquímica**, por estar fabricada con material inerte y no conductor.

- **Resistencia a la abrasión** Las características de la materia y la lisura de sus paredes internas evitan el desgaste generado por los sólidos contenidos en los fluidos transportados.
- **Flexibilidad** Por su junta con empaque de hule, el sistema puede absorber asentamientos diferenciales, deflexiones horizontales y verticales menores, movimientos telúricos y contracciones o dilataciones por cambios de temperatura.
- **Menor peso** lo que facilita su manejo, transporte y almacenamiento en comparación con otros tipos de tuberías.

Ventajas

Por sus características, la tubería NOVAFORT permite:

- Rapidez de instalación, por la longitud de los tubos y su diseño de unión mecánica
- Manejar e instalar el sistema sin utilizar equipo mecánico
- Disminuir volúmenes de excavación, relleno y compactación
- Contar con sistemas de larga vida útil y bajos costos de mantenimiento
- Excelente comportamiento hidráulico en alcantarillado sanitario, pues utiliza conexiones inyectadas que evitan sedimentación y obstrucciones en las conexiones domiciliarias
- No contaminar acuíferos y evitar la intrusión de raíces o de sustancias ajenas al sistema
- Optimizar los costos de transporte y almacenamiento

Normas

Las tuberías y conexiones cumplen con los requerimientos de dimensiones, rigidez y resistencia a impacto exigidos por la norma ASTM F 949.

La materia prima con que se produce la tubería NOVAFORT cumple con las especificaciones de la norma ASTM D 1784.

Las uniones realizadas entre tramos de tubería, así como entre tubos y conexiones, cumplen con los requerimientos establecidos en la norma ASTM D 3212.

El empaque de hule utilizado para el sello entre tuberías y entre tubos y conexiones cumple con las requerimiento de la norma ASTM F 477.

Diámetros

El diámetro mínimo de tubería que se utiliza para el diseño de alcantarillado sanitario, es de 8 pulgadas cuando se trabaja con tubería de concreto; esto se debe a requerimientos de flujo limpieza, con lo cual se evitan las obstrucciones en la tubería. En tubería de cloruro de polivinilo (PVC.), el diámetro mínimo es de 6 pulgadas para este proyecto. En tramos iniciales con muy poco caudal, se utilizo tubería de 4 pulgadas, considerando que este diámetro de tubería permite cumplir con las condiciones generales para el diseño de alcantarillado sanitario, como son la velocidad a sección parcial y la relación de tirantes.

La tubería NOVAFORT se fabrica en longitudes de 6 metros y cumple con las dimensiones establecidas en la norma ASTM F 949, las cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla XII. Dimensiones básicas de la tubería NOVAFORT

Diámetro nominal [D _n]		Diámetro interior [D _i]		Diámetro exterior [D _e]	
<i>Mm</i>	<i>Pulgadas</i>	<i>Mm</i>	<i>Pulgadas</i>	<i>mm</i>	<i>Pulgadas</i>
100	4	100.3	3.950	109.2	4.300
150	6	150.1	5.909	163.1	6.420
200	8	200.2	7.881	218.4	8.600
250	10	250.1	9.846	273.9	10.786
300	12	297.6	11.715	325.0	12.795
375	15	364.2	14.338	397.7	15.658
450	18	445.8	17.552	486.5	19.152
600	24	596.1	23.469	649.7	25.580

Figura 24. Columna litológica 1

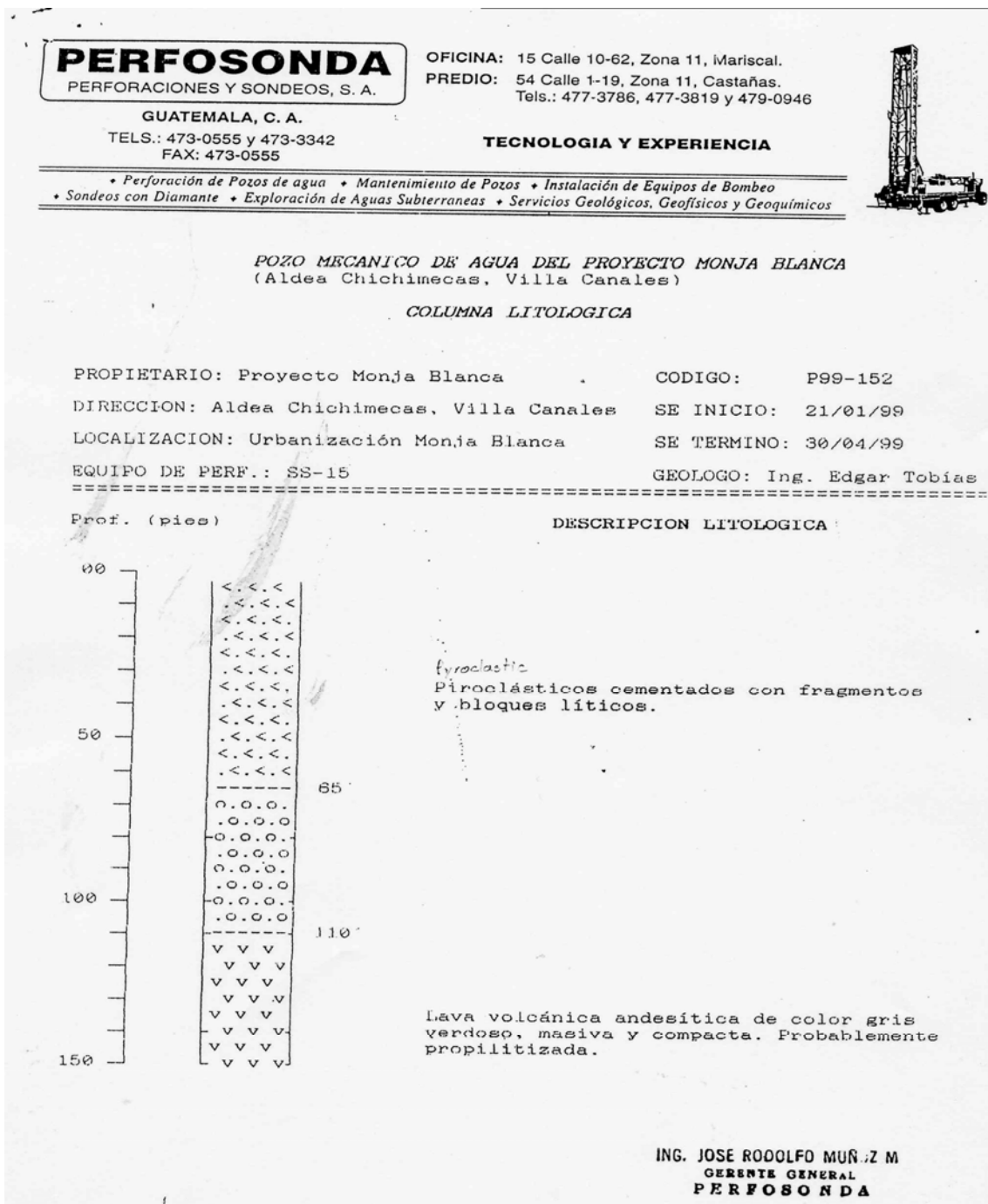


Figura 25. Columna litológica 2

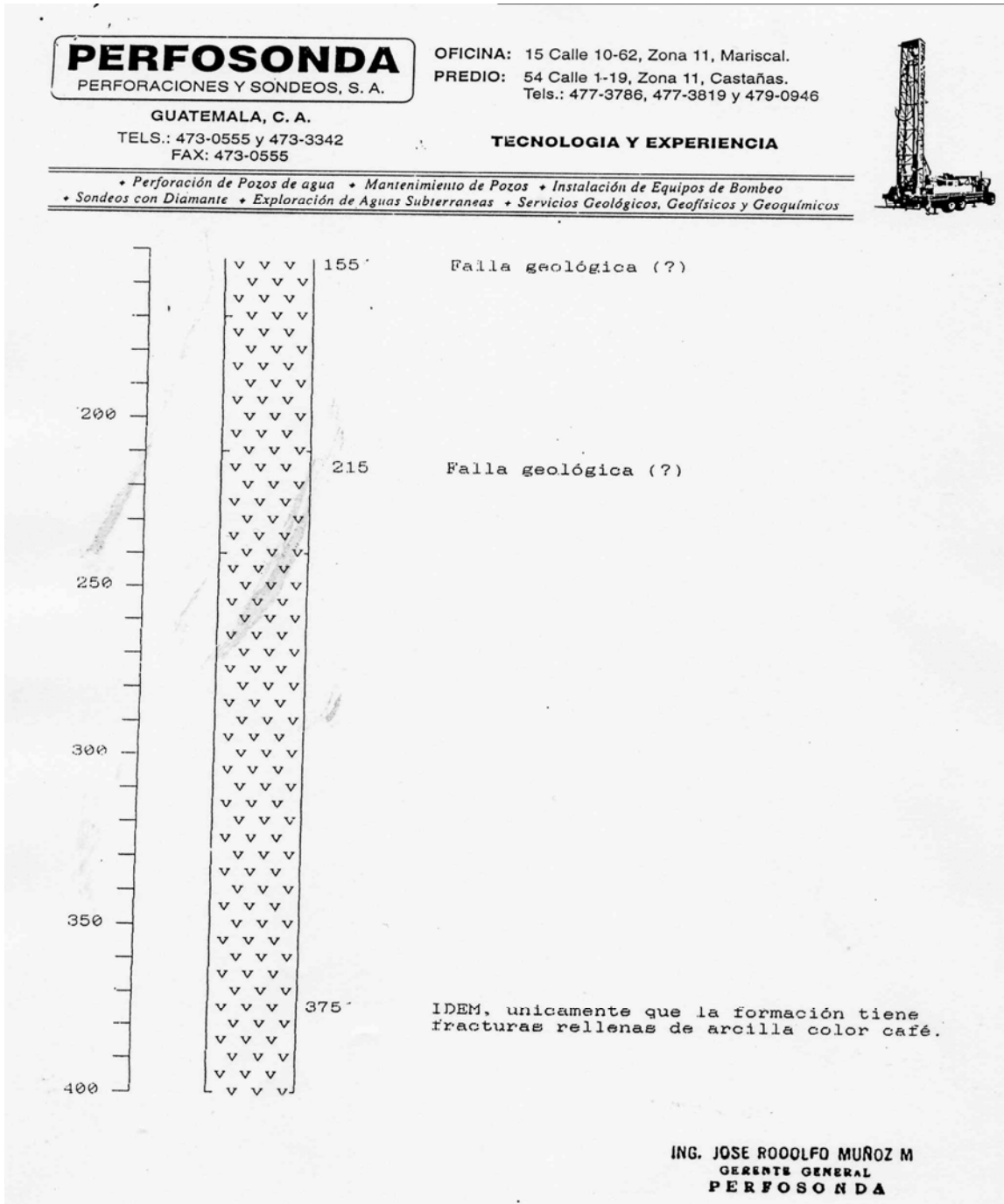


Figura 26. Columna litológica 3

