



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO Y
DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PARA LA ALDEA LAS FLORES, MUNICIPIO DE
SUMPANGO, SACATEPÉQUEZ**

Ana Lucía Juárez Mérida
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, febrero de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO
Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA ALDEA LAS FLORES, MUNICIPIO
DE SUMPANGO, SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ANA LUCÍA JUÁREZ MÉRIDA

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

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 DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO Y DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LAS FLORES, MUNICIPIO DE SUMPANGO, SACATEPÉQUEZ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 9 de febrero de 2006.

Ana Lucía Juárez Mérida

AGRADECIMIENTOS A:

Dios nuestro Señor: Por las bendiciones y gracias otorgadas para alcanzar otra meta en la vida.

Nuestra Madre Santísima: Por estar siempre a mi lado, tender su mano amorosa y ser resguardo en las dificultades.

Mis papás: Hilda y Leonel, por los valores y virtudes forjadas, los esfuerzos y el ejemplo de lucha constante, que empiezan a reflejarse hoy.

Mis hermanos: David y Ángel, por ser motivo de una búsqueda constante de crecimiento.

Mis abuelos: Hilda, Edgar, Consuelo y Arnoldo; por sus consejos, apoyo y cariño inagotables.

Mi familia y amigos: Por los momentos y ayuda brindada a través de mi vida.

La Universidad de San Carlos: Por los cimientos profesionales otorgados, gracias a los catedráticos que colaboraron en mi formación, especialmente al Ing. Merck.

A los que se fueron antes de verme llegar a este día, pero confiaron y creyeron en mí, sé que donde estén me acompañan, gracias.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
RESUMEN	VII
OBJETIVOS	IX
INTRODUCCIÓN	XI
1 FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía de la aldea San Rafael El Arado y Las Flores	
1.1.1 Aspectos generales	1
1.1.2 Antecedentes históricos	1
1.1.3 Localización	1
1.1.4 Límites y extensión	2
1.1.5 Situación demográfica	3
1.1.6 Clima	3
1.1.7 Vías de acceso	3
1.1.8 Servicios públicos	4
1.1.9 Aspectos económicos y actividades productivas	4
1.1.10 Comercio y turismo	4
1.2 Investigación diagnóstica acerca de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas San Rafael El Arado y Las Flores	
1.2.1 Descripción de las necesidades	5
1.2.2 Priorización de las necesidades	6
2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1 Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San Rafael El Arado	

2.1.1	Descripción del proyecto	7
2.1.2	Levantamiento topográfico	7
2.1.2.1	Altimetría	7
2.1.2.2	Planimetría	8
2.1.3	Período de diseño	8
2.1.3.1	Cálculo de la población futura	8
2.1.4	Generalidades del sistema de alcantarillado	9
2.1.5	Consideraciones de diseño	9
2.1.6	Cálculo de caudales	9
2.1.6.1	Caudal sanitario	9
2.1.6.1.1	Dotación	9
2.1.6.1.2	Caudal domiciliario	10
2.1.6.1.3	Caudal de conexiones ilícitas	10
2.1.6.1.4	Caudal de infiltración	10
2.1.6.1.5	Caudal comercial	11
2.1.6.1.6	Caudal industrial	11
2.1.6.2	Factor de caudal medio	11
2.1.6.3	Factor de flujo instantáneo	11
2.1.6.4	Caudal de diseño	12
2.1.7	Determinación de la ruta	12
2.1.8	Pendiente de tuberías	12
2.1.9	Velocidad de diseño	13
2.1.10	Fórmula de Manning	13
2.1.11	Cálculo de cotas invert	14
2.1.12	Diámetros de tubería	14
2.1.13	Pozos de visita	14
2.1.13.1	Especificaciones para pozos de visita	15
2.1.14	Conexiones domiciliarias	15
2.1.15	Tubería	15

2.1.16	Cálculo hidráulico para tramo PV2 a PV3	15
2.1.17	Tratamiento de aguas servidas	24
2.1.18	Programa de operación y mantenimiento	24
2.1.19	Propuesta de tarifa	24
2.1.20	Planos y detalles	25
2.1.21	Presupuesto	25
2.1.22	Cronograma de ejecución	26
2.1.23	Evaluación de Impacto Ambiental	28
2.1.24	Evaluación socio-económica	29
2.1.24.1	Valor Presente Neto	29
2.1.24.2	Tasa Interna de Retorno	30
2.2	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Las Flores	
2.2.1	Descripción del proyecto	31
2.2.2	Localización de fuentes de abastecimiento	31
2.2.3	Aforo de las fuentes	32
2.2.4	Calidad del agua	32
2.2.4.1	Análisis físico-químico sanitario	32
2.2.4.2	Análisis bacteriológico	33
2.2.5	Levantamiento topográfico	33
2.2.6	Criterios de diseño	33
2.2.6.1	Período de diseño	33
2.2.6.2	Estimación de la población de diseño	33
2.2.6.3	Dotación	34
2.2.7	Determinación de caudales	34
2.2.7.1	Caudal medio diario	34
2.2.7.2	Caudal diario máximo	34
2.2.7.3	Caudal horario máximo	34

2.2.7.4	Caudal de vivienda	35
2.2.7.5	Caudal instantáneo	35
2.2.8	Parámetros de diseño	35
2.2.9	Componentes del sistema	35
2.2.9.1	Captación	35
2.2.9.2	Línea de conducción	36
2.2.9.3	Tanque de distribución	41
2.2.9.4	Red de distribución	53
2.2.9.5	Obras hidráulicas	61
2.2.10	Sistema de desinfección	62
2.2.11	Programa de operación y mantenimiento	63
2.2.12	Propuesta de tarifa	64
2.2.13	Planos y detalles	66
2.2.14	Presupuesto	66
2.2.15	Cronograma	68
2.2.16	Evaluación de impacto ambiental	69
2.2.17	Evaluación socio-económica	70
2.2.17.1	Valor Presente Neto	70
2.2.17.2	Tasa Interna de Retorno	71
CONCLUSIONES		73
RECOMENDACIONES		75
BIBLIOGRAFÍA		77
APÉNDICE		79

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Localización de aldeas San Rafael El Arado y Las Flores	2
2	Perfil de línea de conducción	40
3	Momentos actuantes en losa 1	43
4	Momentos actuantes (kg*m) en losa de tanque de distribución	43
5	Elevación de muro perimetral	47
6	Áreas tributarias para los muros perimetrales	47
7	Elevación de muro intermedio	51
8	Área tributaria para el muro intermedio	51
9	Análisis físico químico sanitario	81
10	Examen bacteriológico	83

TABLAS

I	Cálculo hidráulico de alcantarillado sanitario	18
II	Programa de mantenimiento del sistema	24
III	Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario	26
IV	Cronograma para ejecución de alcantarillado sanitario	27
V	Evaluación de impacto ambiental para alcantarillado	28
VI	Factores de accesorios en línea de conducción	39
VII	Comparación de costos, según diámetro de tubería	41
VIII	Momento que produce el peso propio del muro perimetral	47
IX	Cálculo del momento que produce el peso del muro Intermedio	51

X	Caudales en tramos de red de distribución	55
XI	Iteraciones del método de Hardy Cross	58
XII	Pérdidas y velocidades con diámetros propuestos	58
XIII	Cálculo de cota piezométrica y presiones	59
XIV	Presiones finales en ramales abiertos	60
XV	Programa de operación y mantenimiento	63
XVI	Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable	67
XVII	Cronograma para ejecución de abastecimiento de agua potable	68
XVIII	Evaluación de Impacto Ambiental	69

RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene el diseño de los proyectos: sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San Rafael El Arado y sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Las Flores, ambos del municipio de Sumpango, Sacatepéquez, como un aporte del programa del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Las aguas servidas de la población de la aldea de San Rafael El Arado, carecen de un medio de recolección sanitario siendo evacuadas superficialmente, por lo que existe una fuente permanente de infecciones. Se propone un sistema de alcantarillado sanitario con el cual, será eliminada la situación anteriormente descrita; este proyecto contempla un período de ejecución de 8 meses, con un costo de Q2,742,985.00; el valor presente neto del proyecto es Q.218,550.08, obteniendo una relación de costo-beneficio igual a Q.622.86 por habitante.

El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, nace de la carencia del líquido en la aldea Las Flores; para el mismo se tomaron en consideración, factores tales como; dotación, período de diseño, población, presiones máximas y mínimas, desinfección, circuitos cerrados y abiertos. El costo de ejecución del mismo asciende a Q1,649,254.00, para ser ejecutado en seis meses; con un valor presente neto de Q.898,087.99, sin embargo el la relación de costo-beneficio del mismo será de Q.164.59 por habitante.

OBJETIVOS

SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

General

- Diseñar un sistema de alcantarillado que cubra las necesidades de la población, proporcionando un ambiente sanitariamente seguro.

Específicos

1. Proveer de un sistema con la capacidad suficiente para recaudar, transportar y disponer las aguas residuales de la población, tanto presente como futura.
2. Proponer un sistema de tratamiento económicamente factible para las aguas servidas.
3. Realizar un análisis socio económico y ambiental de la implementación del proyecto.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

General

- Diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable que supla las necesidades de la población.

Específicos

1. Satisfacer la demanda actual y futura de agua potable que requiere la población de la aldea Las Flores.
2. Evitar enfermedades gastrointestinales que pueda sufrir la población por abastecerse de fuentes inadecuadas.

INTRODUCCIÓN

Por medio del Ejercicio Profesional Supervisado ha sido posible establecer la situación actual de las aldeas del municipio de Sumpango, determinando sus carencias y priorizando el orden en que serán suplidas las necesidades.

El presente trabajo está enfocado en el planteamiento de soluciones tanto técnicas como económicas y ambientalmente factibles, describiendo el diseño de los sistemas de alcantarillado sanitario y abastecimiento de agua potable, incluyendo los análisis, conclusiones y recomendaciones pertinentes.

Las aldeas San Rafael El Arado y Las Flores, del municipio de Sumpango, Sacatepéquez; solucionarán dos de sus prioridades en servicios básicos y saneamiento, a través de la implementación de propuestas técnicas para proyectos de carácter social.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de la aldea San Rafael El Arado y Las Flores

1.1.1 Aspectos generales

Sumpango se ubica al norte del departamento de Sacatepéquez. Está compuesto por las aldeas: Rancho Alegre, Santa Marta, San José El Yalú, El Tunino, El Rejón, San Rafael El Arado y Las Flores. Se describe a continuación la monografía para las dos últimas.

1.1.2 Antecedentes históricos

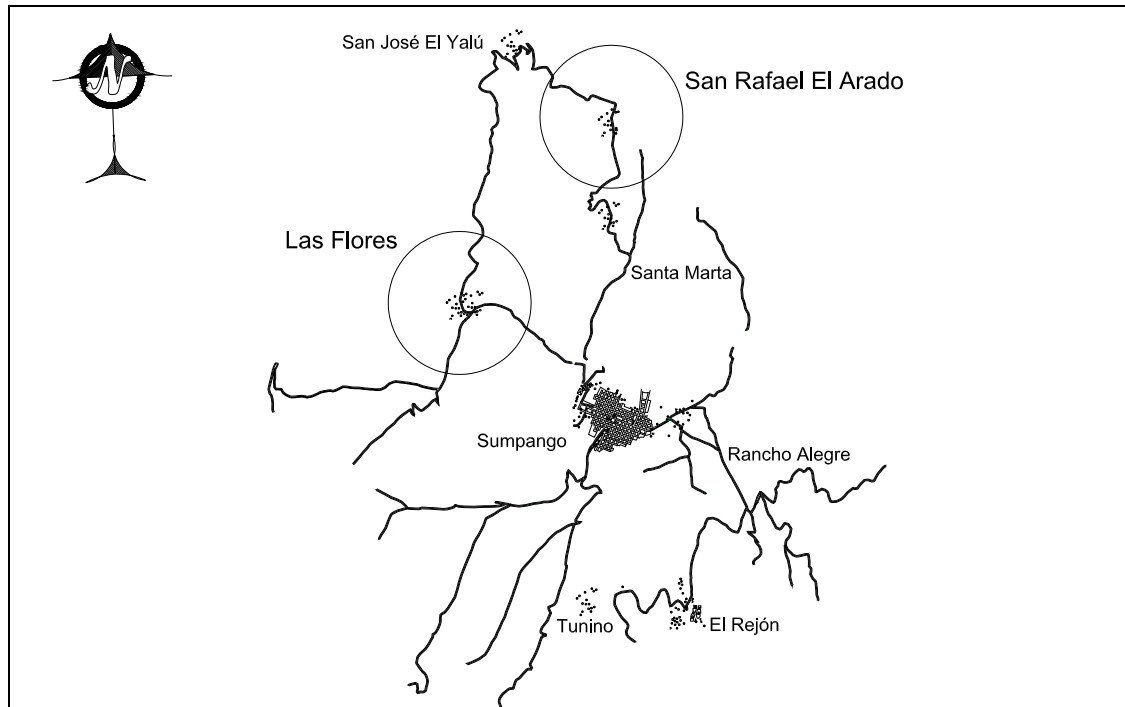
El terreno donde se ubica San Rafael El Arado fue otorgado en pago de prestaciones a los colonos de la finca Guachipilín, quienes se organizaron y conformaron la aldea hace cincuenta años.

La aldea conocida actualmente como Las Flores existe desde hace setenta años; en ella florecía de forma abundante una rosa silvestre, por lo que se le denominó La Floresta.

1.1.3 Localización

San Rafael El Arado se encuentra el noreste del municipio, mientras que Las Flores se ubica al noroeste del mismo.

Figura 1. Localización de aldeas San Rafael El Arado y Las Flores



1.1.4 Límites y extensión

San Rafael El Arado limita al norte con una depresión geográfica; al sur con la aldea Santa Marta; al oeste con el caserío Guachipilín; hacia el este colinda con Santo Domingo Xenacoj. Posee una extensión de dieciséis kilómetros cuadrados.

La aldea Las Flores colinda al norte con el caserío Guachipilín; al sur con San Miguel Morazán y El Chipotón; al oeste con el departamento de Chimaltenango; hacia el este con la aldea Santa Marta. Su extensión comprende veintiocho kilómetros cuadrados.

1.1.5 Situación demográfica

La aldea San Rafael El Arado cuenta con 2077 habitantes, 935 del género masculino y 1142 del femenino, de acuerdo al censo realizado durante el Ejercicio Profesional Supervisado. El índice de alfabetización es del 70%.

Según censo del centro de salud de la aldea Las Flores, existen 2338 habitantes; 1146 pertenecen al género femenino y 1192 al masculino. El 92% de la población es alfabeta.

1.1.6 Clima

La estación meteorológica más cercana es la llamada “Suiza Contenta” ubicada en la latitud 143708, longitud 903940, municipio de San Lucas Sacatepéquez. El clima es templado, la temperatura media anual es de 20 grados centígrados, con una biotemperatura de 18.5 grados centígrados.

1.1.7 Vías de acceso

Para acceder a las aldeas San Rafael El Arado y Las Flores, se toma el camino de terracería situado a la altura del kilómetro 42.3 de la CA-1, pasando por las aldeas Santa Marta, San Rafael El Arado, San José El Yalú, finca Guachipilín y Las Flores. Este camino entronca nuevamente en la carretera interamericana a la altura del kilómetro 45.5.

1.1.8 Servicios públicos

La población de San Rafael El Arado cuenta con servicios de agua potable, energía eléctrica, telefonía celular, escuelas, canchas deportivas y centro de salud.

La aldea Las Flores cuenta con servicios de energía eléctrica en algunos sectores, telefonía celular, escuela, salón comunal, centro de salud y canchas deportivas. Existen pozos artesanales que surten a algunas viviendas.

El servicio de transporte comunitario de ambas aldeas hacia la cabecera municipal, se realiza a través de camiones y vehículos motorizados informales.

1.1.9 Aspectos económicos y actividades productivas

La economía es impulsada principalmente por el sector agrícola, los productos obtenidos por esta actividad son empleados en su mayoría para el consumo familiar. Sin embargo, parte del sector juvenil trabaja en maquilas o en la cabecera municipal.

1.1.10 Comercio y turismo

La agricultura es el factor más importante; los principales productos cultivables son el café, maíz, frijol, hortalizas y algunas frutas del clima templado propio de la región.

La población carece de ingresos o beneficios provenientes de la actividad turística en el municipio, debido a que no existen sitios de interés para este fin.

1.2 Investigación diagnóstica acerca de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas San Rafael El Arado y Las Flores.

1.2.1 Descripción de las necesidades

Aldea San Rafael El Arado

- Mejoramiento del sistema vial; se requiere de un adecuado diseño y pavimentación de las calles existentes.
- Diseño e instalación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial; la carencia de un sistema apropiado para disposición de aguas servidas crea alteraciones y problemas de distinta índole.
- Ampliación de la red de energía eléctrica; para dar cobertura total a la población.
- Construcción de viviendas populares; en busca de proporcionar sitios habitacionales de condiciones y seguridad apropiada para la población.

Aldea Las Flores

- Construcción de aulas escolares; la población estudiantil se ve afectada por los espacios reducidos e inadecuados para su educación.
- Diseño e instalación de sistema de abastecimiento de agua potable; Actualmente la población se surte a través de pozos artesanales y tanques cisterna, lo que hace imperativo diseñar un sistema que proporcione una dotación sanitariamente segura.
- Diseño e instalación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial; la carencia de un sistema de abastecimiento de agua potable conlleva a la inexistencia de un alcantarillado para disposición de aguas servidas.
- Mejoramiento del sistema vial; se requiere de un diseño técnico y pavimentación de las calles existentes.

- Construcción de un centro de salud; no existe una edificación designada al servicio de salud de la población.

1.2.2 Priorización de las necesidades

Considerando los criterios tanto de la alcaldía como de los comités, se enumeran a continuación según el orden de prioridad asignado.

Aldea San Rafael El Arado

- Diseño e instalación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial.
- Ampliación de la red de energía eléctrica.
- Mejoramiento del sistema vial.
- Construcción de viviendas populares.

Aldea Las Flores

- Diseño e instalación de sistema de abastecimiento de agua potable.
- Diseño e instalación del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial.
- Construcción de un centro de salud.
- Construcción de aulas escolares.
- Mejoramiento del sistema vial.

Para ambas aldeas es necesario implementar un sistema de reforestación que proteja los bosques, mitigando la extracción ilegal de especies forestales en la región.

Se priorizaron los proyectos de diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San Rafael El Arado y sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Las Flores. Siendo ambas de primera necesidad para el desarrollo y salud de sus habitantes.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San Rafael El Arado

2.1.1 Descripción del proyecto

El diseño del alcantarillado sanitario consiste en un colector central, de PVC, que conducirá por gravedad las aguas servidas, hasta el área del sistema de tratamiento.

2.1.2 Levantamiento topográfico

El equipo empleado para este proceso se compone de: un teodolito marca SOKKISHA, distanciómetro y prismas marca WILD, plomadas, estacas y clavos.

2.1.2.1 Altimetría

Se utilizó el método taquimétrico, la diferencia de nivel se obtuvo mediante la ecuación

$$DN = 100 * \Delta h * (0.5 * \text{sen}(2\phi))$$

Donde DN = Diferencia de nivel entre dos puntos.

Δh = diferencia de lecturas entre el hilo superior y el inferior

ϕ = Ángulo vertical

Los resultados se presentan en los planos constructivos, hoja No. 3, planta de curvas de nivel, en el apéndice.

2.1.2.2 Planimetría

Se realizó por el método de conservación de azimut. El resultado debe ser modificado por un factor de corrección dado por:

$$FC = 1 - \frac{H_{SNM}}{6378000}$$

Donde H_{SNM} = altura sobre el nivel del mar del lugar.

Los resultados se presentan en el plano de planta de topografía, hoja No. 2 de los planos constructivos, mostrados en el apéndice.

2.1.3 Período de diseño

Es el tiempo durante el cual la obra dará servicio satisfactorio a la población, en el presente estudio se contemplaron 20 años; considerando calidad de los materiales, crecimiento demográfico, capacidad de operación, administración y mantenimiento del proyecto.

2.1.3.1 Cálculo de la población futura

Se utilizará el modelo geométrico. La fórmula empleada es

$$P_F = P_O * (1+r)^n$$

Donde: P_F = Población futura o población de diseño

P_O = Población actual

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Sustituyendo valores:

P_O = 2077 habitantes, según censo de investigación del EPS.

r = 3.4%, determinada por el método geométrico, con base al censo del INE 2002.

n = 20 años

$$P_F = 2077 * (1+0.034)^{20} = 4053 \text{ habitantes}$$

2.1.4 Generalidades del sistema de alcantarillado

El alcantarillado provee una forma segura de reunir, transportar y purificar las aguas servidas para su retorno al ambiente. Debe trabajar como canal abierto, por lo que se diseña con una sección parcialmente llena.

2.1.5 Consideraciones de diseño

Se utilizaron criterios técnicos de construcción e hidráulicos fundamentados en las “Normas generales para diseño de alcantarillado” del Instituto de Fomento Municipal, INFOM; buscando un buen funcionamiento, auto limpieza, protección y cumplimiento del período de diseño del sistema.

2.1.6 Cálculo de caudales

2.1.6.1 Caudal sanitario

Se diseñará el sistema con el caudal sanitario de invierno, debido a que representa el caso crítico, por los caudales ilícitos que debe transportar en esta época.

2.1.6.1.1 Dotación

El sistema de agua potable con el que cuenta San Rafael El Arado, contempló una dotación de 120 lt/hab/día, misma que será utilizada para el presente diseño.

2.1.6.1.2 Caudal domiciliar (Q_{DOM})

El caudal de las conexiones domiciliarias se calculará para cada uno de los tramos de diseño de la siguiente forma:

$$Q_{DOM} = \frac{\text{hab} * \text{Dot} * F_R}{86400} = \frac{4053\text{hab} * 120\text{l/hab/día} * 0.80}{86400} = 4.50\text{l/seg}$$

Donde: Q_{DOM} = Caudal domiciliar, (lt/seg)

Hab = Número de habitantes a servir

Dot = dotación (lt/hab/día)

F_R = Factor de retorno, 80% de la dotación.

2.1.6.1.3 Caudal de conexiones ilícitas ($Q_{CILÍCITAS}$)

Este caudal es producto de las aguas pluviales que se anexan al sistema de alcantarillado sanitario. Debido al método constructivo de drenaje pluvial utilizado en las viviendas: techos de lámina, donde el agua precipitada es devuelta al suelo descubierto, se contempló como un 10% del caudal domiciliar.

$$Q_{CILÍCITAS} = 10\% * Q_{DOM} = 0.10 * 4.50\text{l/seg} = 0.45\text{l/seg}$$

2.1.6.1.4 Caudal de infiltración ($Q_{INFILTRACIÓN}$)

El caudal de infiltración es producido por el agua freática que ingresa a la tubería a través de las paredes y juntas, está directamente relacionado con las propiedades del material -permeabilidad y porosidad-, no aplica para el PVC.

2.1.6.1.5 Caudal comercial (Q_{COM})

Conformado por las aguas negras resultantes de las actividades de los comercios, la dotación varía según el establecimiento a considerar. Puesto que la aldea carece de ellos, no se contempla caudal comercial alguno.

2.1.6.1.6 Caudal industrial (Q_{IND})

Debido a que el área a diseñar es de tipo residencial, no contará con industrias, considerando por tanto un caudal industrial nulo.

2.1.6.2 Factor de caudal medio (f_{qm})

Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$f_{qm} = \frac{Q_{\text{sanitario}}}{\text{No.habitantes}} = \frac{\sum(Q_{DOM} + Q_{COM} + Q_{IND} + Q_{CILICITAS} + Q_{INFILTRACION})}{\text{No.habitantes}}$$

$$f_{qm} = \frac{4.50l/\text{seg} + 0.45l/\text{seg}}{4053\text{hab}} = 0.001$$

Debe estar comprendido en el intervalo de 0.002 a 0.005, en caso contrario, se aproximará al límite más cercano, para este diseño será 0.002.

2.1.6.3 Factor de flujo instantáneo (F_H)

Representa la probabilidad de que múltiples artefactos sanitarios sean utilizados simultáneamente en las viviendas, dicho factor se determina mediante la fórmula de Harmond:

$$F_H = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} = \frac{18 + \sqrt{4.053}}{4 + \sqrt{4.053}} = 3.33$$

Donde P es la población, expresada en miles.

2.1.6.4 Caudal de diseño

Debe calcularse para cada tramo del sistema, calculado con la ecuación:

$$Q_{\text{DISEÑO}} = f_{\text{qm}} * F_{\text{H}} * \text{No.habitantes} = 0.002 * 3.33 * 4053 = 26.99 \text{ l/seg}$$

Donde $Q_{\text{DISEÑO}}$ = Caudal de diseño (l/seg)

f_{qm} = Factor de caudal medio

F_{H} = Factor de Harmond

No. Habitantes = Número de habitantes contribuyentes a la tubería

2.1.7 Determinación de la ruta

El sentido del flujo a través del sistema se diseñó optimizando las pendientes existentes para obtener una línea central inicial en la cúspide del terreno, y dos líneas laterales de desfogue, que recorren de sur a norte, hacia el sistema de tratamiento. Detalles en plano No.4 del apéndice.

2.1.8 Pendiente de tuberías

La pendiente de la tubería se debe adaptar a la del terreno, para reducir costos de excavación; el porcentaje de inclinación requerido es definido con base a los siguientes criterios:

- a. Caudal de diseño menor que caudal a sección llena.
- b. Velocidad del caudal de diseño comprendida entre 0.5 y 5.00 metros por segundo.
- c. Relación del tirante respecto al diámetro interno de la tubería mayor al 10% y menor del 75%.

2.1.9 Velocidad de diseño

La velocidad mínima o de arrastre, es aquella que evita que los sólidos del flujo se sedimenten y obstruyan el sistema. En el presente diseño, se contempló de 0.50 m/s, según el material de la tubería y las especificaciones del fabricante.

La velocidad máxima del flujo dentro de la tubería evita que el material se erosione, será de 3.00 m/s, con base a la normativa del INFOM.

En el diseño realizado para la aldea San Rafael El Arado, existen tramos donde la pendiente de la tubería es contraria a la del terreno, buscando con ello el desfogue apropiado de las viviendas contribuyentes.

En algunos casos, la relación de tirantes para tramos iniciales es menor a lo referido anteriormente, no obstante, se cumplen los límites de velocidad mínimos evitando la sedimentación. El resultado de estas condiciones se traduce al requerimiento de mantenimiento más frecuente.

2.1.10 Fórmula de Manning

Manning determinó experimentalmente que la variable C, de la fórmula de Chezy, $V = C\sqrt{RS}$, está dada por

$$C = \frac{R_H^{\frac{1}{6}}}{n} \quad \text{Sustituyendo en Chezy, se obtiene} \quad V = \frac{R_H^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:
V = Velocidad del flujo (m/s)
R_H = Radio hidráulico (m)
S = Pendiente de la gradiente hidráulica (m/m)
n = coeficiente de rugosidad de la tubería

2.1.11 Cálculo de cotas invert

La cota invert determina la profundidad de la parte inferior de la tubería. Según las normas del INFOM, la diferencia entre las cotas invert de la tubería de ingreso y egreso de un pozo de visita será como mínimo la carga de velocidad en el tubo de salida, $h_v = v^2 / 2g$. Excepto cuando ambas tuberías son del mismo diámetro y están en línea recta, donde se instalarán según la pendiente.

2.1.12 Diámetros de tubería

Se consideraron diámetros mínimos: colectores para alcantarillados sanitarios 6" y 4" para conexiones domiciliarias, según normativa del INFOM para tuberías de PVC; sin embargo, existen tramos donde se utilizó tubería de 8", para suplir los requerimientos de pendiente y velocidad.

2.1.13 Pozos de visita

Según normativas del INFOM, deben localizarse en los siguientes casos:

- a. En cambios de diámetro.
- b. En cambios de pendiente.
- c. En cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24".
- d. En las intersecciones de tuberías colectoras.
- e. En los extremos superiores ramales iniciales.
- f. A distancias no mayores de 100 metros en línea recta.

2.1.13.1 Especificaciones para pozos de visita

Los pozos serán cilíndricos: muros con ladrillo de punta, brocal y tapadera de concreto reforzado, cimentados en plancha de concreto, con canales para dirigir los caudales hacia el tubo de salida. Cuando la caída sea mayor de 0.70m se construirá un sifón de PVC para que el flujo ingrese a nivel de fondo. La ubicación y detalles de construcción se encuentran en los planos de conjunto hidráulico y planta perfil, mostrados en el apéndice.

2.1.14 Conexiones domiciliarias

Consistirán en un registro con tubería de concreto de 12" de diámetro ubicado en cada lote. Para la unión al colector principal, deberá utilizarse tubo PVC de 4", con pendiente del 2%, considerando las profundidades de instalación.

2.1.15 Tubería

Se usará tubería PVC, norma ASTM 3034, con un coeficiente de rugosidad (n) de 0.010. La profundidad mínima del coronamiento será de 1.20 metros.

2.1.16 Cálculo hidráulico para el tramo PV2 a PV3

Distancia: 48.43metros

Cotas del terreno: inicial: 1039.28m final: 1029.28m

Pendiente del terreno:

$$\frac{(CT_{\text{inicial}} - CT_{\text{final}}) * 100}{D_{\text{is tancia}}} = \frac{(1039.28 - 1029.28) * 100}{48.43} = 20.65\%$$

Número de casas del tramo: 6

Casas acumuladas: 6

Densidad de vivienda: 6 hab/vivienda

Total de habitantes a servir: actuales: 36 futuros: 70

Caudal domiciliar:

$$Q_{\text{DOM}} = \frac{\text{hab} \cdot \text{Dot} \cdot F_R}{86400} = \frac{69 \cdot 150 \cdot 0.80}{86400} = 0.09 \text{ l/s}$$

Caudal de conexiones ilícitas: 10% de $Q_{\text{DOM}} = 0.10 \cdot 0.09 = 0.01$

Factor de caudal medio (fqm): 0.002, según cálculos del inciso 2.1.6.2.

Factor de Harmond (F_H): 3.33, del apartado 2.1.6.3.

Caudal de diseño

$$Q_{\text{DISEÑO}} = \text{fqm} \cdot F_H \cdot \text{No.habitantes} = 0.002 \cdot 3.33 \cdot 70 = 0.46 \text{ l/s}$$

Diámetro de tubería: 6" Radio hidráulico (R_H) = 0.0762

Cota invert: entrada 1034.43m salida 1028.08m

Pendiente de tubería:

$$\frac{(CF_{\text{inicial}} - CF_{\text{final}}) \cdot 100}{D_{\text{istancia}}} = \frac{(1034.43 - 1028.08) \cdot 100}{48.43} = 13.11\%$$

Velocidad de fluido a sección llena (V), por la formula de Manning:

$$V = \frac{R_H^{\frac{2}{3}} \cdot S^{1/2}}{n} = \frac{0.0762^{\frac{2}{3}} \cdot 0.1311^{1/2}}{0.010} = 6.51 \text{ m/s}$$

Caudal a sección llena (Q), de la ecuación de continuidad se tiene:

$$Q = VA = 6.51 \cdot \pi \cdot \frac{6 \cdot 0.0254}{2}^2 = 118.72 \text{ l/s}$$

Determinando relaciones hidráulicas:

Se efectúa el cociente q/Q ; donde $q = Q_{\text{DISEÑO}}$, y $Q =$ caudal a sección llena.

Este dato se localiza en la tabla de relaciones hidráulicas y se leen los valores correspondientes a la misma fila para encontrar v/V , d/D . En este ejemplo:

$$\frac{q}{Q} = \frac{0.59}{118.72} = 0.004 \quad \frac{v}{V} = 0.2602 \quad \text{y} \quad \frac{d}{D} = 0.1$$

Obteniendo el valor de la velocidad del flujo a sección parcialmente llena.

$$v = 0.2602 \cdot V = 0.2602 \cdot 6.51 = 1.69 \text{ m/s}$$

Revisión de especificaciones hidráulicas:

a. Para caudales	$q < Q$	$0.059\text{l/s} < 118.72\text{l/s}$	Cumple
b. Para velocidad	$0.5 \leq v \leq 3.00 \text{ m/s}$	$0.5 \leq 1.69 \leq 3.00 \text{ m/s}$	Cumple
c. Para diámetros	$0.1 \leq d/D \leq 0.75$	$0.1 \leq 0.1 \leq 0.75$	Cumple

Los datos y resultados del cálculo hidráulico para todos los ramales, realizado con el procedimiento anteriormente descrito, se presentan a continuación.

Datos:

Población actual: 2077 habitantes	Población futura: 4053 habitantes
Tasa de crecimiento (r): 3.4%	Período de diseño: 20 años
Coefficiente de rugosidad de PVC (n): 0.01	Dotación: 120 litros/habitante/día
Densidad de vivienda: 6 habitantes/vivienda	Factor de retorno: 0.8

Tabla I. Cálculo hidráulico de alcantarillado sanitario

DE PV	A PV	COTAS TERR.		DH (m)	# CASAS		HAB. SERVIR		FH FUT.	Q dom	Q c ilici	Qsan inv	fqm FUT.	Qd. FUT.	Ø (")	S(%) TUBO	v (m/s)		COT INVERT		PROF. POZO	
		INICIO	FINAL		LOC	ACU	ACT.	FUT.									ACT.	FUT.	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL
1	2	1047.20	1039.28	37.41	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	0.16	6	11.41	1.04	1.09	1042.35	1038.08	5.00	1.20
2	3	1039.28	1029.28	48.43	4	4	24	69	4.28	0.08	0.01	0.10	0.002	0.59	6	13.11	1.63	1.69	1034.43	1028.08	5.00	1.20
3	4	1029.28	1023.84	23.46	2	6	36	103	4.24	0.11	0.01	0.15	0.002	0.87	6	7.63	1.16	1.59	1024.43	1022.64	5.00	1.20
4	5	1023.84	1016.19	32.18	0	6	36	103	4.24	0.11	0.01	0.15	0.002	0.87	6	12.43	1.38	1.87	1018.99	1014.99	5.00	1.20
5	8	1016.19	1002.57	56.78	0	6	36	103	4.24	0.11	0.01	0.15	0.002	0.87	6	17.56	1.56	2.11	1011.34	1001.37	5.00	1.20
6	7	1005.24	1002.84	82.32	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.09	0.002	0.45	6	2.92	0.89	0.93	1003.89	1001.49	1.50	1.35
7A	7	1011.76	1002.84	34.21	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.05	0.002	0.30	6	15.41	1.41	1.46	1006.91	1001.64	5.00	1.20
7	8	1002.84	1002.57	16.46	1	6	36	103	4.24	0.11	0.01	0.15	0.002	0.87	6	2.25	0.75	1.03	1001.34	1000.97	1.75	1.60
9	10	1015.95	1008.89	40.82	7	7	42	120	4.22	0.13	0.01	0.17	0.002	1.01	6	8.35	1.25	1.70	1011.10	1007.69	5.00	1.20
10	11	1008.89	1001.90	39.99	4	11	66	188	4.16	0.21	0.02	0.27	0.002	1.56	6	8.35	1.44	1.95	1004.04	1000.70	5.00	1.20
11	14	1001.90	1000.00	34.28	0	11	66	188	4.16	0.21	0.02	0.27	0.002	1.56	6	2.19	0.90	1.21	999.55	998.80	2.50	1.20
12	13	999.68	999.60	16.78	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.05	0.002	0.30	6	2.26	0.55	0.76	998.48	998.10	2.50	1.50
13	14	999.60	1000.00	46.59	10	12	72	205	4.14	0.23	0.02	0.29	0.002	1.70	6	0.75	0.63	0.86	997.95	997.60	2.00	2.40
14	15	1000.00	1000.53	17.64	2	25	150	426	4.01	0.47	0.05	0.59	0.002	3.42	6	0.40	0.63	0.84	997.450	997.380	2.75	3.15
15	16	1000.53	1001.22	33.56	4	29	174	494	3.98	0.55	0.05	0.69	0.002	3.93	6	0.33	0.61	0.81	997.230	997.120	3.50	4.10
16	17	1001.22	1001.46	27.28	3	32	192	545	3.95	0.61	0.06	0.76	0.002	4.31	6	0.40	0.68	0.90	996.97	996.860	4.50	4.60
8	17	1002.57	1001.46	41.93	5	17	102	290	4.08	0.32	0.03	0.41	0.002	2.37	6	1.34	0.86	1.16	1000.82	1000.260	2.00	1.20
17	18	1001.46	994.62	68.15	3	52	312	885	3.83	0.98	0.10	1.23	0.002	6.79	6	4.68	1.84	2.46	996.61	993.420	5.00	1.20
18	20	994.62	992.16	99.62	0	52	312	885	3.83	0.98	0.10	1.24	0.002	6.79	6	2.02	1.37	1.82	992.97	990.960	2.00	1.20
12	19	999.68	992.95	68.77	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	0.45	6	8.19	1.27	1.32	997.38	991.750	2.50	1.20
19	20	992.95	992.16	53.39	0	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	0.45	6	1.48	0.70	0.73	991.60	990.810	1.50	1.35
20	23	992.16	990.01	87.84	0	55	330	936	3.82	1.04	0.10	1.31	0.002	7.15	6	2.28	1.45	1.93	990.66	988.660	1.75	1.35
12	21	999.68	1000.10	59.31	8	8	48	137	4.20	0.21	0.02	0.27	0.002	1.15	6	0.64	0.70	0.72	998.33	997.950	2.50	2.15

Continuación

DE PV	A PV	COTAS TERR.		DH (m)	# CASAS		HAB. SERVIR		FH FUT.	Q dom	Q c ilici	Qsan inv	fqm FUT.	Qd. FUT.	Ø (")	S(%) TUBO	v (m/s)		COT INVERT		PROF. POZO	
		INICIO	FINAL		LOC	ACU	ACT.	FUT.									ACT.	FUT.	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL
21	22	1000.10	995.97	50.31	3	11	66	188	4.16	0.21	0.02	0.27	0.002	1.56	6	6.02	1.28	1.74	997.65	994.620	2.75	1.35
22A	22	997.47	995.97	20.47	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.03	0.002	0.16	6	6.60	0.85	0.90	996.12	994.770	1.50	1.20
22	23	995.97	990.01	77.42	3	15	90	256	4.11	0.28	0.03	0.37	0.002	2.10	6	6.86	1.46	1.98	994.12	988.810	2.00	1.20
21	24	1000.10	999.67	50.84	10	10	60	171	4.17	0.19	0.02	0.25	0.002	1.43	6	0.55	0.54	0.73	997.80	997.520	2.75	2.15
24	25	999.67	999.36	34.72	3	13	78	222	4.13	0.25	0.02	0.31	0.002	1.83	6	0.46	0.55	0.74	997.37	997.210	2.50	2.15
25A	25	998.46	999.36	27.73	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	0.45	6	1.26	0.51	0.69	997.26	996.910	1.50	2.45
25	26	999.36	996.80	50.71	2	18	108	307	4.07	0.34	0.03	0.43	0.002	2.50	6	2.29	1.06	1.42	996.76	995.600	2.75	1.20
26	27	996.80	993.36	35.92	0	18	108	307	4.07	0.34	0.03	0.43	0.002	2.50	6	7.77	1.60	2.18	994.95	992.160	2.00	1.20
22	27	995.97	993.36	69.64	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	0.45	6	3.53	0.94	0.99	994.47	992.010	2.00	1.35
27	28	993.36	986.95	69.80	0	21	126	358	4.04	0.40	0.04	0.51	0.002	2.90	6	8.75	1.76	2.38	991.86	985.750	1.75	1.20
23	28	990.01	986.95	82.98	0	70	420	1192	3.75	1.32	0.13	1.66	0.002	8.94	6	3.51	1.80	2.40	988.51	985.600	1.75	1.35
29	30	1008.04	1004.93	26.30	4	4	24	69	4.28	0.08	0.01	0.10	0.002	0.59	6	7.45	1.02	1.39	1005.69	1003.730	2.50	1.20
30	31	1004.93	998.61	63.14	4	8	48	137	4.20	0.15	0.02	0.20	0.002	1.15	6	10.01	1.38	1.88	1003.58	997.260	1.50	1.35
31	32	998.61	998.70	8.93	2	10	60	171	4.17	0.19	0.02	0.24	0.002	1.43	6	0.67	0.58	0.78	997.11	997.050	1.75	1.65
25	32	999.36	998.70	32.04	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	0.45	6	1.12	0.64	0.66	997.86	997.500	2.75	1.20
32	33	998.70	991.27	85.00	2	15	90	256	4.11	0.28	0.03	0.37	0.002	2.10	6	7.98	1.55	2.09	996.85	990.070	2.00	1.20
33	34	991.27	984.24	66.09	0	15	90	256	4.11	0.28	0.03	0.37	0.002	2.10	6	9.65	1.65	2.24	989.42	983.040	2.00	1.20
28	34	986.95	984.24	54.68	0	91	546	1549	3.67	1.72	0.17	2.15	0.002	11.37	6	4.68	2.15	2.86	985.45	982.890	1.75	1.35
35	36	1007.34	1003.10	51.92	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.06	0.002	0.30	6	6.91	1.07	1.12	1005.49	1001.900	2.00	1.20
36	37	1003.10	997.79	34.06	2	4	24	69	4.28	0.08	0.01	0.10	0.002	0.59	6	10.75	1.15	1.57	1000.25	996.590	3.00	1.20
42	46	1006.08	998.20	54.32	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	0.45	6	11.47	1.44	1.48	1003.23	997.000	3.00	1.20
47	46	999.21	998.20	50.79	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	0.16	6	1.69	0.53	0.56	997.71	996.850	1.75	1.35
46	37	998.20	997.79	40.87	5	8	48	137	4.20	0.15	0.02	0.20	0.002	1.15	6	0.64	0.53	0.72	996.70	996.440	1.75	1.35

Continuación

DE PV	A PV	COTAS TERR.		DH (m)	# CASAS		HAB. SERVIR		FH	Q	Q c ilici	Qsan inv	fqm FUT.	Qd. FUT.	Ø (")	S(%) TUBO	v (m/s)		COT INVERT		PROF. POZO	
		INICIO	FINAL		LOC	ACU	ACT.	FUT.									FUT.	FUT.	ACT.	FUT.	INICIO	FINAL
37	39	997.79	997.99	4.49	0	12	72	205	4.14	0.23	0.02	0.28	0.002	1.70	6	1.11	0.73	0.98	996.29	996.240	1.75	1.75
31	38	998.61	998.13	48.26	5	5	30	86	4.26	0.10	0.01	0.13	0.002	0.73	6	1.31	0.59	0.81	997.41	996.780	1.75	1.35
38	39	998.13	997.99	44.55	10	15	90	256	4.11	0.28	0.03	0.36	0.002	2.10	6	1.21	0.80	1.08	996.63	996.090	1.75	1.90
39	40	997.99	988.23	89.85	3	30	180	511	3.97	0.57	0.06	0.72	0.002	4.06	6	9.86	2.04	2.75	995.89	987.030	2.25	1.20
40	41	988.23	980.38	85.80	0	30	180	511	3.97	0.57	0.06	0.72	0.002	4.06	6	8.97	1.98	2.65	986.88	979.180	1.50	1.20
34	41	984.24	980.38	76.74	0	106	636	1804	3.62	2.00	0.20	2.51	0.002	13.06	6	4.83	2.27	3.00	982.74	979.030	1.75	1.35
43	44	1006.77	1007.45	25.34	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.05	0.002	0.30	6	1.66	0.65	0.68	1005.57	1005.150	1.50	2.30
44	45	1007.45	1006.07	43.97	0	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.06	0.002	0.30	6	1.77	0.66	0.69	1005.00	1004.220	2.75	1.85
45	48	1006.07	999.81	27.30	3	5	30	86	4.26	0.10	0.01	0.12	0.002	0.73	6	15.06	1.39	1.88	1002.72	998.610	3.50	1.20
44	49	1007.45	997.41	51.81	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	0.45	6	17.54	1.67	1.73	1005.30	996.210	2.75	1.20
47	48	999.21	999.81	33.13	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	0.16	6	1.66	0.52	0.55	998.01	997.460	1.75	2.35
48	49	999.81	997.41	47.89	0	5	30	86	4.26	0.10	0.01	0.13	0.002	0.73	6	2.61	0.76	1.03	997.31	996.060	2.75	1.35
49	50	997.41	989.29	59.95	1	9	54	154	4.19	0.17	0.02	0.22	0.002	1.29	6	12.47	1.54	2.10	995.56	988.085	2.00	1.20
50	51	989.29	981.16	59.95	0	9	54	154	4.19	0.17	0.02	0.22	0.002	1.29	6	11.64	1.51	2.06	986.94	979.960	2.50	1.20
41	41A	980.38	980.75	90.00	0	136	816	2315	3.54	2.57	0.26	3.21	0.002	16.37	6	0.53	1.11	1.41	978.88	978.400	1.75	2.35
41A	51	980.75	981.16	97.39	0	136	816	2315	3.54	2.57	0.26	3.21	0.002	16.37	6	0.30	0.90	1.11	978.25	977.960	2.75	3.20
51	52	981.16	981.75	78.41	0	145	870	2468	3.51	2.74	0.27	3.42	0.002	17.34	6	0.33	0.94	1.17	977.81	977.554	3.50	4.20
52	53	981.75	980.81	89.75	0	145	870	2468	3.51	2.74	0.27	3.42	0.002	17.34	6	0.33	0.94	1.17	977.40	977.110	4.50	3.70
53	S.T.	980.81	974.76	100.43	0	145	870	2468	3.51	2.74	0.27	3.43	0.002	17.34	6	3.39	2.18	2.86	976.96	973.560	4.00	1.20
100	101	1033.70	1027.27	70.09	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.06	0.002	0.30	6	6.82	1.1	1.11	1030.85	1026.073	3.00	1.20
101	102	1027.27	1020.82	70.06	2	4	24	69	4.28	0.08	0.01	0.11	0.002	0.59	6	5.43	1.20	1.25	1023.42	1019.617	4.00	1.20
102	103	1020.82	1016.30	65.86	5	9	54	154	4.19	0.17	0.02	0.22	0.002	1.29	6	2.84	0.93	1.26	1016.97	1015.100	4.00	1.20
9	103	1015.95	1016.30	13.70	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.05	0.002	0.30	6	3.28	0.63	0.86	1014.60	1014.150	5.00	2.15

Continuación

DE PV	A PV	COTAS TERR.		DH (m)	# CASAS		HAB. SERVIR		FH FUT.	Q dom	Q c ilici	Qsan inv	fqm FUT.	Qd. FUT.	Ø (")	S(%) TUBO	v (m/s)		COT INVERT		PROF. POZO	
		INICIO	FINAL		LOC	ACU	ACT.	FUT.									ACT.	FUT.	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL
103	107	1016.30	1013.35	11.45	0	11	66	188	4.16	0.21	0.02	0.26	0.002	1.56	6	15.72	1.78	2.42	1013.95	1012.150	2.50	1.20
104	105	1042.94	1031.58	41.77	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.03	0.002	0.16	6	18.46	1.23	1.29	1038.09	1030.380	5.00	1.20
105	106	1031.58	1015.84	36.65	6	7	42	120	4.22	0.13	0.01	0.17	0.002	1.01	6	32.99	2.02	2.75	1026.73	1014.640	5.00	1.20
106A	106	1016.49	1015.84	44.24	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	0.45	6	1.47	0.70	0.73	1015.14	1014.490	1.50	1.35
106	107	1015.84	1013.35	63.90	3	13	78	222	4.13	0.25	0.02	0.32	0.002	1.83	6	3.51	1.10	1.51	1014.24	1012.000	1.75	1.35
108	109	1044.06	1039.66	51.38	4	4	24	69	4.28	0.08	0.01	0.10	0.002	0.59	6	6.33	1.26	1.32	1041.71	1038.460	2.50	1.20
109	110	1039.66	1033.55	57.01	10	14	84	239	4.12	0.27	0.03	0.34	0.002	1.97	6	8.70	1.57	2.11	1037.31	1032.350	2.50	1.20
110	110A	1033.55	1023.36	34.53	1	15	90	256	4.11	0.28	0.03	0.36	0.002	2.10	6	18.94	2.09	2.83	1028.70	1022.160	5.00	1.20
110A	110B	1023.36	1014.86	28.78	2	17	102	290	4.08	0.32	0.03	0.41	0.002	2.37	6	16.85	2.06	2.81	1018.51	1013.660	5.00	1.20
110B	111	1014.86	1006.39	28.78	2	19	114	324	4.06	0.36	0.04	0.45	0.002	2.63	6	16.75	2.15	2.91	1010.01	1005.190	5.00	1.20
111	112	1006.39	1001.83	51.46	2	21	126	358	4.04	0.40	0.04	0.50	0.002	2.90	6	6.92	1.62	2.19	1004.04	1000.480	2.50	1.35
107	112	1013.35	1001.83	86.56	6	30	180	511	3.97	0.57	0.06	0.72	0.002	4.06	6	12.56	2.22	2.98	1011.50	1000.630	2.00	1.20
11	112	1001.90	1001.83	58.66	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.04	0.002	0.16	6	1.82	0.55	0.57	1000.70	999.630	2.50	2.20
113	114	1026.64	1020.70	31.74	4	4	24	69	4.28	0.08	0.01	0.10	0.002	0.59	6	7.21	1.00	1.38	1021.79	1019.500	5.00	1.20
114	115	1020.70	996.93	78.55	7	11	66	188	4.16	0.21	0.02	0.27	0.002	1.56	6	25.61	2.12	2.88	1015.85	995.730	5.00	1.20
115	116	996.93	994.58	32.40	2	13	78	222	4.13	0.25	0.02	0.31	0.002	1.83	6	6.79	1.40	1.90	995.58	993.380	1.50	1.20
112	116	1001.83	994.58	81.09	0	52	312	885	3.83	0.98	0.10	1.24	0.002	6.79	6	7.71	2.19	2.93	999.48	993.230	2.50	1.35
13	117	999.60	994.68	60.19	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.04	0.005	0.39	6	7.93	0.91	1.27	998.25	993.480	2.00	1.20
118	117	994.04	994.68	41.37	6	6	36	103	4.24	0.11	0.01	0.15	0.002	0.87	6	1.47	0.65	0.89	992.84	992.230	1.50	2.45
117	116	994.68	994.58	19.70	0	7	42	120	4.22	0.13	0.01	0.17	0.002	1.01	6	1.02	0.60	0.82	992.08	991.880	2.75	2.70
116	119	994.58	992.51	24.80	1	73	438	1243	3.74	1.38	0.14	1.72	0.002	9.29	6	1.69	1.41	1.87	991.73	991.310	3.00	1.20
119	120	992.51	990.81	14.21	0	73	438	1243	3.74	1.38	0.14	1.72	0.002	9.29	6	3.87	1.89	2.52	990.16	989.610	2.50	1.20
120	121	990.81	990.51	90.76	2	75	450	1277	3.73	1.42	0.14	1.78	0.002	9.52	6	1.27	1.28	1.70	989.46	988.310	1.50	2.20
121	125	990.51	987.00	76.74	0	75	450	1277	3.73	1.42	0.14	1.78	0.002	9.52	6	3.08	1.76	2.34	988.16	985.800	2.50	1.20

Continuación

DE PV	A PV	COTAS TERR.		DH (m)	# CASAS		HAB. SERVIR		FH FUT.	Q dom	Q c ilici	Qsan inv	fqm FUT.	Qd. FUT.	Ø (")	S(% TUBO)	v (m/s)		COT INVERT		PROF. POZO	
		INICIO	FINAL		LOC	ACU	ACT.	FUT.									ACT.	FUT.	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL
124	125	990.45	987.00	48.95	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.03	0.002	0.16	6	7.05	0.88	0.92	989.10	985.650	1.50	1.35
35	126	1007.34	1007.28	45.51	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.08	0.005	0.76	6	1.23	0.58	0.80	1006.14	1005.580	2.00	1.70
29	126	1008.04	1007.28	20.13	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.02	0.002	0.16	6	3.78	0.70	0.74	1006.84	1006.080	2.50	1.20
126	127	1007.28	996.20	43.50	4	4	24	69	4.28	0.08	0.01	0.10	0.002	1.51	6	22.83	2.35	2.74	1004.93	995.000	2.50	1.20
127	128	996.20	985.49	43.50	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	1.96	6	20.02	2.50	2.82	992.85	984.140	3.50	1.35
25	128	999.36	985.49	88.90	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.09	0.002	0.45	6	14.20	1.55	1.60	996.91	984.290	2.75	1.20
121	128	990.51	985.49	73.47	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	0.16	6	5.88	0.82	0.87	988.31	983.990	2.50	1.50
128	129	985.49	982.70	89.51	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.09	0.002	3.02	6	2.67	1.45	1.59	983.74	981.350	2.00	1.35
125	129	987.00	982.70	13.71	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.00	0.002	9.84	6	4.74	2.09	2.75	982.15	981.500	5.00	1.20
129	129A	982.70	978.19	27.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	13.02	6	3.15	2.08	2.57	977.85	976.990	5.00	1.20
129A	129B	978.19	973.69	27.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	13.18	6	3.11	2.08	2.57	973.34	972.490	5.00	1.20
129B	130	973.69	969.68	27.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	13.34	6	3.70	2.23	2.74	969.34	968.330	4.50	1.35
124	123	990.45	988.80	25.29	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.03	0.002	0.16	6	6.53	0.84	0.90	989.25	987.600	1.50	1.20
123	122	988.80	972.73	19.51	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.03	0.002	0.32	6	63.65	2.34	2.40	983.95	971.530	5.00	1.20
122	130	972.73	969.68	14.44	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.00	0.002	0.48	6	2.77	0.87	0.93	968.88	968.480	4.00	1.20
130	131	969.68	965.66	84.36	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.02	0.002	13.97	6	4.29	2.41	2.93	968.08	964.460	1.75	1.20
45	132	1006.07	1004.30	86.79	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.09	0.002	0.45	6	1.92	0.77	0.80	1004.77	1003.100	3.50	1.20
132	133	1004.30	989.27	86.54	4	4	24	69	4.28	0.08	0.01	0.11	0.002	1.04	6	14.02	1.99	2.07	1000.20	988.070	4.25	1.20
133A	133	994.15	989.27	39.79	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.06	0.002	0.30	6	8.49	1.14	1.20	991.30	987.920	3.00	1.35
133	134	989.27	982.79	53.61	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.08	0.002	1.79	6	10.41	2.11	2.19	987.17	981.590	2.25	1.20
132	135	1004.30	1002.64	88.98	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.04	0.005	0.39	6	1.87	0.55	0.76	1002.95	1001.290	4.25	1.35
42	135	1006.08	1002.64	33.77	1	1	6	18	4.39	0.02	0.00	0.03	0.002	0.16	6	5.74	0.81	0.86	1003.38	1001.440	3.00	1.20

Continuación

DE PV	A PV	COTAS TERR.		DH (m)	# CASAS		HAB. SERVIR		FH FUT.	Q dom	Q c ilici	Qsan inv	fqm FUT.	Qd. FUT.	Ø (")	S(%) TUBO	v (m/s)		COT INVERT		PROF. POZO	
		INICIO	FINAL		LOC	ACU	ACT.	FUT.									ACT.	FUT.	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL
135	136	1002.64	982.99	82.96	3	3	18	52	4.31	0.06	0.01	0.09	0.002	1.00	6	22.30	2.09	2.40	1000.29	981.790	2.50	1.20
134	136	982.79	982.99	38.23	2	2	12	35	4.34	0.04	0.00	0.06	0.002	2.10	6	1.70	1.17	1.22	981.44	980.790	1.50	2.20
136	137	982.99	972.72	50.00	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	3.26	6	15.24	2.81	2.99	979.14	971.520	4.00	1.20
137	138	972.72	967.18	20.55	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.00	0.002	3.42	6	9.20	2.39	2.54	967.87	965.980	5.00	1.20
131	138	965.66	967.18	83.61	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.02	0.002	14.13	8	0.10	0.60	0.72	964.31	964.230	1.50	2.95
138	139	967.18	966.25	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	17.71	8	0.39	1.10	1.29	964.03	963.900	3.50	2.35
139	140	966.25	965.32	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	17.87	8	0.39	1.11	1.29	963.70	963.570	2.75	1.75
140	141	965.32	964.36	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	18.03	8	0.63	1.32	1.54	963.37	963.160	2.25	1.20
141	142	964.36	965.26	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	18.03	8	0.15	0.78	0.90	962.96	962.910	1.75	2.35
142	143	965.26	966.17	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	18.19	8	0.27	0.98	1.13	962.71	962.620	2.75	3.55
143	144	966.17	967.10	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	18.35	8	0.21	0.89	1.03	962.42	962.350	4.00	4.75
144	145	967.10	968.00	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	18.35	8	0.15	0.79	0.90	962.15	962.100	5.25	5.90
145	146	968.00	968.91	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	18.51	8	0.27	0.98	1.13	961.90	961.810	6.25	7.10
146	147	968.91	969.84	33.33	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	18.51	8	0.21	0.90	1.03	961.61	961.540	7.50	8.30
147	148	969.84	970.36	73.94	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.01	0.002	18.67	8	0.11	0.70	0.80	961.34	961.260	8.75	9.10
148	S.T.	970.36	965.00	100.00	0	0	0	0	4.50	0.00	0.00	0.02	0.002	18.83	8	0.61	1.33	1.54	961.06	960.450	9.50	4.55

2.1.17 Tratamiento de aguas servidas

Para la disposición final de las aguas residuales y su retorno a los sistemas hídricos, la municipalidad deberá seleccionar un sistema de tratamiento adecuado, con eficiencia mayor al 85% en DBO₅ y DQO, según acuerdo ministerial No. 236-2006, “Reglamento de las descargas y reuso de aguas residuales y de la disposición de lodos” publicado el 11 de mayo de 2006.

2.1.18 Programa de operación y mantenimiento

El sistema trabaja por gravedad y no requiere de una operación específica diaria; sin embargo, se debe contemplar limpieza y revisión anual, previa al invierno, tanto de tubería y pozos de visita como de la caja distribuidora de caudales.

Tabla II. Programa de mantenimiento del sistema

No.	Descripción	Calendarización									
		Año / semestre									
		Año 1		Año 2		Año 3		Año 4		Año 5	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Limpieza de tubería	X		X		X		X		X	
2	Limpieza de pozos de visita	X		X		X		X		X	
3	Limpieza de caja distribuidora de caudales	X		X		X		X		X	

2.1.19 Propuesta de tarifa

Para que el proyecto cumpla con su cometido y sea sostenible durante el período de diseño, se requiere de un fondo de operación y mantenimiento. Por lo que se determinó una tarifa que cada una de las viviendas deberá cancelar.

Costo de operación y mantenimiento anual (CA)

Q. 15,000.00

Representan limpieza, revisión y mantenimiento de pozos de visita, tuberías y caja distribuidora de caudales. Se determinó según los estimados de la municipalidad, que incluyen costos administrativos, mano de obra presupuestada y materiales.

Cálculo de tarifa propuesta (T)

$$T = \frac{CA}{\#viviendas} = \frac{Q15000}{676viviendas} = \frac{Q22.22anuales}{12meses} = Q.1.85$$

Dando como resultado una tarifa mensual de Q.10.00. Adicionalmente, se cobrará una tarifa única por instalación de conexión domiciliar a cada vivienda, de Q.380.00, que la administración municipal tiene establecida.

2.1.20 Planos y detalles

Los planos constructivos para el sistema de alcantarillado sanitario se presentan en el apéndice, están conformados por planta de densidad poblacional, topografía, curvas de nivel, conjunto hidráulico, planta perfil y detalles.

2.1.21 Presupuesto

El presupuesto contempla los renglones de trabajo, según la secuencia lógica de ejecución, cuantificando materiales con precios que se manejan en la cabecera municipal, en lo concerniente a mano de obra se aplicaron los salarios que la municipalidad asigna. En cuanto a costos indirectos se aplicó un 35% que contempla administración, dirección técnica y utilidades. El costo total del proyecto se obtuvo realizando la sumatoria de todos los costos totales por renglón.

2.1.22 Cronograma de ejecución

Proporciona la secuencia lógica de construcción, basado en los renglones de trabajo y el rendimiento de la mano de obra.

Tabla III. Presupuesto del sistema de alcantarillado sanitario

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
1	TRABAJOS PRELIMINARES				Q918,901.00
1.1	Replanteo topográfico	Km	6.6	Q1,800.00	Q11,880.00
1.2	Excavación y relleno	Global	12305.3	Q73.71	Q907,020.57
2	INSTALACIÓN DE TUBERÍA				Q1,197,871.00
2.1	Instalación tubería PVC norma 3034 de 6"	ml	6181.33	Q146.39	Q904,866.35
2.2	Instalación tubería PVC norma 3034 de 8"	ml	574.246	Q221.61	Q127,260.72
2.3	Caidas adicionales	Unidad	58	Q638.49	Q37,032.63
2.4	Conexiones domiciliarias	Unidad	346	Q371.82	Q128,711.69
3	POZOS DE VISITA				Q626,213.00
3.1	Pozo de visita de 1.50m de profundidad	Unidad	14	Q3,721.51	Q52,101.08
3.2	Pozo de visita de 1.75m de profundidad	Unidad	15	Q3,992.23	Q59,883.46
3.3	Pozo de visita de 2.00m de profundidad	Unidad	11	Q4,262.96	Q46,892.51
3.4	Pozo de visita de 2.25m de profundidad	Unidad	3	Q4,533.68	Q13,601.04
3.5	Pozo de visita de 2.50m de profundidad	Unidad	15	Q4,804.41	Q72,066.09
3.6	Pozo de visita de 2.75m de profundidad	Unidad	10	Q5,075.13	Q50,751.31
3.7	Pozo de visita de 3.00m de profundidad	Unidad	5	Q5,345.86	Q26,729.28
3.8	Pozo de visita de 3.50m de profundidad	Unidad	5	Q5,887.31	Q29,436.53
3.9	Pozo de visita de 4.00m de profundidad	Unidad	6	Q6,428.76	Q38,572.54
3.10	Pozo de visita de 4.25m de profundidad	Unidad	1	Q6,699.48	Q6,699.48
3.11	Pozo de visita de 4.50m de profundidad	Unidad	3	Q6,970.21	Q20,910.62
3.12	Pozo de visita de 5.00m de profundidad	Unidad	21	Q7,511.66	Q157,744.78
3.13	Pozo de visita de 5.25m de profundidad	Unidad	1	Q7,782.38	Q7,782.38
3.14	Pozo de visita de 6.25m de profundidad	Unidad	1	Q8,865.28	Q8,865.28
3.15	Pozo de visita de 7.50m de profundidad	Unidad	1	Q10,218.91	Q10,218.91
3.16	Pozo de visita de 8.75m de profundidad	Unidad	1	Q11,572.53	Q11,572.53
3.17	Pozo de visita de 9.50m de profundidad	Unidad	1	Q12,384.71	Q12,384.71
TOTAL:				Q2,742,985.00	
EN LETRAS:				Dos millones, setecientos cuarenta y dos mil, novecientos ochenta y cinco quetzales exactos	

Tabla IV. Cronograma para ejecución de alcantarillado sanitario

		Tiempo de ejecución																																							
		Mes/Semanas																																							
		Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6				Mes 7				Mes 8											
No.	Descripción	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4				
1	Trabajos preliminares	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X												
2	Instalación de tubería			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
3	Pozos de visita					X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
4	Sistema de tratamiento																									X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

2.1.23 Evaluación de impacto ambiental

El proyecto será sometido a una evaluación ambiental inicial, requerida por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales. La actividad a desarrollar se caracteriza como proyecto nuevo. El área total de la aldea es de 16,000m², siendo el área para construcción de 3,500m².

Se realizará en el interior del sector urbano de la aldea, siendo el área principal de influencia; el mayor riesgo que podría presentarse durante la ejecución corresponde a los movimientos de tierra. En el siguiente cuadro se describen alteraciones y sus respectivas medidas de mitigación.

Tabla V. Evaluación de impacto ambiental para alcantarillado

Alteraciones	Medidas de mitigación
<i>Sistema atmosférico</i>	
Presencia de partículas en suspensión y polvo.	Riego permanente para humedecer las fuentes de emanación de partículas suspendidas.
	Dotación de equipo de seguridad al personal.
Modificación auditiva por generación de ruidos propios de las actividades.	Realización de trabajos en horas hábiles.
<i>Sistema lítico y edáfico</i>	
Movimiento de tierra, corte y relleno, sin extracción del área de manejo.	Manejo ordenado de volúmenes extraídos.
	Compactación adecuada en áreas de relleno.
<i>Sociedad y cultura</i>	
Inconvenientes en la circulación peatonal y vehicular	Correcta señalización del área de trabajo.
	Previsión de espacio libre para circulación.
<i>Paisaje</i>	
Modificación visual al área de tratamiento de aguas residuales	Implementación de barrera visual con árboles y arbustos propios de la región, alrededor del área de tratamiento de aguas residuales.
<i>Disposición de desechos</i>	
Disposición de excretas y aguas servidas.	Instalación de letrinas móviles, solicitando el servicio de limpieza correspondiente.

Considerando la carencia de flora y fauna significativa, así como las alteraciones previamente descritas, los impactos ambientales son mínimos. No obstante, deberán ser mitigados mediante la implementación de las medidas de salud, seguridad y medio ambiente previstas.

2.1.24 Evaluación socio-económica

La evaluación de proyectos por medio de métodos matemáticos y financieros permite conocer la rentabilidad de los mismos. Para ello se utilizarán los métodos que se describen a continuación.

2.1.24.1 Valor Presente Neto (VPN)

Se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar todos los movimientos monetarios de un proyecto a través del tiempo, a valores actuales, para determinar la rentabilidad al término del período de funcionamiento; la tasa de interés, corresponde a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es del 11%.

Egresos:

Costo de ejecución (CE) Q2,742,985.00

Costo de operación y mantenimiento anual (CA) Q. 15,000.00

Costo de operación y mantenimiento

$$VP = CA * \frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} = 15000 * \frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} = Q119449.92$$

Ingresos:

Pago de conexión domiciliar (ICD)

$$ICD = Q.380.00 * 676viviendas = Q.256880.00$$

Pago de tarifa anual (IT)

$$IT = Q.10.00 * 676viviendas * 12meses = Q.81120.00$$

El valor presente neto estará dado por

$$\text{VPN} = \text{ingresos} - \text{egresos}$$

$$\text{VPN} = \text{ICD} + \text{IT} - \text{CE} - \text{CA}$$

$$\text{VPN} = (\text{Q}256880.00) + (\text{Q}81120.00) - (\text{Q}2742985.00) - (\text{Q}119449.92)$$

$$\text{VPN} = -\text{Q}2524434.92$$

El valor negativo indica que la inversión inicial no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea o no gubernamental. De lo contrario, el proyecto no podrá ser auto sostenible. Sin considerar el costo de ejecución, se obtiene un valor presente neto de:

$$\text{VPN} = \text{ingresos} - \text{egresos}$$

$$\text{VPN} = \text{ICD} + \text{IT} - \text{CA}$$

$$\text{VPN} = (\text{Q}256880.00) + (\text{Q}81120.00) - (\text{Q}119449.92)$$

$$\text{VPN} = \text{Q}218,550.08$$

2.1.24.2 Tasa Interna de Retorno

Es utilizada para evaluar el rendimiento de una inversión. Debido a que el presente proyecto es de carácter social, es imposible obtener una tasa interna de retorno TIR atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión es de costo/beneficio, éste se determina de la siguiente manera:

$$\text{Costo} = \text{Inversión inicial} - \text{VPN} = \text{Q}2,742,985.00 - \text{Q}218,550.08 = \text{Q}2,524,434.92$$

$$\text{Beneficio} = \text{No. de habitantes beneficiados (a futuro)}$$

$$\text{Costo/beneficio} = \frac{\text{Q}2,524,434.92}{4053 \text{ habitantes}} = \text{Q}622.86/\text{hab.}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

2.2 Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Las Flores

2.2.1 Descripción del proyecto

A solicitud de la Oficina Municipal de Planificación este proyecto se realizó con base al caudal de demanda, debido a que el abastecimiento contemplado en el presente diseño será reforzado a corto plazo a través de dos pozos mecánicos, cuyo estudio y perforación se encuentra gestionando la administración municipal.

El sistema contará con cajas de captación para las fuentes, tanque de almacenamiento enterrado con muros por gravedad de concreto ciclópeo. La conducción será por bombeo, combinando tuberías de HG tipo liviano y PVC de 250psi; se contempló un paso aéreo, caseta de bombeo y sistema de desinfección.

Para la red de distribución se tiene previsto un tanque enterrado con muros por gravedad de concreto ciclópeo; circuitos cerrados y ramales abiertos con tuberías PVC de 160psi, incluyendo obras hidráulicas y pasos de zanjón.

2.2.2 Localización de fuentes de abastecimiento

El siguiente diseño contempla la utilización de agua obtenida de dos fuentes subterráneas, a través de nacimientos propios de la comunidad. Están ubicados en una zona montañosa a tres kilómetros hacia el nor-oeste de la aldea.

2.2.3 Aforo de las fuentes

Se realizó el aforo a las fuentes a través del método volumétrico, para determinar el caudal que producen. Obteniendo 1.66 l/s en conjunto.

2.2.4 Calidad del agua

El agua a suministrar debe ser sanitariamente segura, es decir, apta para consumo humano; esto se garantiza cumpliendo los límites sobre calidad establecidos por la norma COGUANOR NGO 29001. Para conocer las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua de las fuentes, se tomaron dos muestras representativas a las que se realizaron los siguientes análisis.

2.2.4.1 Análisis físico-químico sanitario

Las muestras recolectadas fueron estudiadas en los parámetros físicos de olor (inodora), color (01,00 unidades), conductividad eléctrica (186,00 μ mhos/cm), turbiedad (00,60 UNT), potencial de hidrógeno 06,40 unidades. Químicos: alcalinidad (100mg/L), dureza (68,00mg/L), cloruros (07,00mg/L), fluoruros (00,10mg/L), hierro (00,01mg/L), sulfatos (01,00), nitratos (07,04mg/L), amoníaco (00,18mg/L); así como, Sólidos totales (114,00mg/L), Sólidos volátiles (11,00mg/L), Sólidos fijos (103,00mg/L), Sólidos en suspensión (01,80mg/L), Sólidos disueltos (99,00mg/L). Habiendo sido determinado por el Laboratorio de Química y Microbiología Sanitaria de la Facultad de Ingeniería, que desde el punto de vista de la calidad física y química, se cumple con las normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua. Este análisis se encuentra en el apéndice.

2.2.4.2 Análisis bacteriológico

Los resultados de laboratorio indican que el número más probable de gérmenes coliformes/100cm³ es; Total >16x10² y Fecal >16X10², enmarcándose en clasificación I, donde la calidad bacteriológica no exige más que un simple tratamiento de desinfección. El análisis bacteriológico se muestra en el apéndice.

2.2.5 Levantamiento topográfico

Se empleó el mismo equipo que para el diseño del alcantarillado sanitario. El procedimiento para la altimetría y planimetría se especifica en los incisos 2.1.2.1 y 2.1.2.2 respectivamente.

2.2.6 Criterios de diseño

2.2.6.1 Período de diseño

Para el presente estudio se contemplaron 20 años; realizando las consideraciones descritas en el apartado 2.1.3.

2.2.6.2 Estimación de la población de diseño

Según el modelo geométrico:

$$P_0 = 2338 \text{ habitantes}$$

$$n = 20 \text{ años}$$

$$r = 3.4\% \text{ determinada por el método geométrico, con base al censo del INE 2002.}$$

$$P_F = P_0 * (1+r)^n = 2338 * (1+0.034)^{20} = 4564 \text{ habitantes}$$

2.2.6.3 Dotación

Los factores que influirán en la determinación de la dotación son: clima, nivel de vida, tamaño de la población, actividades productivas y costumbres. Para el presente diseño se establece una dotación de 120lts/hab./día, según especificaciones del INFOM.

2.2.7 Determinación de caudales

2.2.7.1 Caudal medio diario (QMD)

Cantidad de agua que consume una población en un día, determinado por:

$$QMD = \frac{Dot * Pf}{86400} = \frac{120lts/hab/día * 4564hab}{86400seg/día} = 6.34lts/seg$$

2.2.7.2 Caudal diario máximo (QDM)

Según las normas de diseño para acueductos rurales de UNEPAR, el factor de día máximo (FDM) varía entre 1.2 y 1.8 para poblaciones rurales. En este proyecto, se determinó de 1.8. El caudal día máximo será:

$$QDM = QMD * FDM = 6.34lts/seg * 1.8 = 11.41lts/seg$$

2.2.7.3 Caudal horario máximo (QHM)

Se utiliza para diseñar la red de distribución. Está ligado al factor de hora máximo (FHM), que varía entre 1.8 y 2.5 para poblaciones rurales, se utilizó un factor de 2.5 para este diseño. El caudal máximo horario está dado por:

$$QHM = QMD * FHM = 6.34lts/seg * 2.5 = 15.85lts/seg$$

En el cálculo de ramales abiertos, se determinan los siguientes caudales.

2.2.7.4 Caudal de vivienda (Qv)

Es el caudal que se asignará a cada una de las viviendas. Se calcula a través de:

$$Q_v = \frac{Q_{HM}}{\# \text{Viviendas}} = \frac{15.85 \text{ lts/seg}}{211} = 0.075 \text{ lts/seg}$$

2.2.7.5 Caudal instantáneo (Qi)

Es el caudal obtenido con base a la probabilidad de que todas las viviendas de un ramal hagan uso simultáneamente del sistema. Se determina según la siguiente ecuación:

$$Q_i = k\sqrt{n-1} = 0.15\sqrt{211-1} = 2.17 \text{ lts/seg}$$

Donde: $k = 0.15$ para conexiones prediales

$n =$ número de viviendas

2.2.8 Parámetros de diseño

El proyecto se diseñará según la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales del Instituto de Fomento Municipal INFOM y las normas de diseño para acueductos rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales UNEPAR.

2.2.9 Componentes del sistema

2.2.9.1 Captación

Los sistemas de captación estarán formados por filtros de piedra y sellos sanitarios; cajas de captación y válvulas de salida, de mampostería de piedra y tapaderas de concreto reforzado; dispositivos de desagüe y rebalse con tuberías y accesorios de PVC; contra cunetas y muros de protección. Los detalles se presentan en el plano No. 8 del apéndice.

2.2.9.2 Línea de conducción

La línea de conducción será diseñada para el caudal de aforo. Los pozos mecánicos que están siendo gestionados por la administración municipal, se anexarán al sistema en el tanque de distribución, mediante líneas de conducción independientes.

Caudal de bombeo

$$Q_{\text{BOMBEO}} = \text{QMD} * \frac{24}{N} = 1.66 * \frac{24}{12} = 3.32\text{l/seg}$$

Donde, QMD = caudal medio diario, en este caso, caudal de aforo (l/seg)

N = número de horas de bombeo, 12 horas para este sistema.

Para obtener este caudal se construirá un tanque de almacenamiento que supla la diferencia entre los caudales de bombeo y aforo; con capacidad igual al mayor volumen que pueda presentarse durante el período de bombeo, que se determina de la siguiente manera:

$$Q_{\text{almacenamiento}} = Q_{\text{bombeo}} - Q_{\text{aforo}} = 3.32\text{l/seg} - 1.66\text{l/seg} = 1.66\text{l/seg}$$

Siendo entonces el máximo volumen a almacenar

$$V_{\text{max}} = 1.66\text{l/seg} * 60\text{seg} * 60 \text{ min} * 8 \text{ horas} = 47808\text{litros} \approx 47.8 \text{ metros}^3$$

El volumen del tanque de almacenamiento será de 50m³, el diseño estructural se realizó según el inciso 2.2.9.3.

Determinación del diámetro de tubería

El diámetro se determinó mediante los siguientes criterios:

- **Determinación de diámetros**

- a. Ecuación de Bresse

$$\Phi = \left(1.3 \left(\frac{N}{24} \right)^{\frac{1}{4}} * \sqrt{\frac{Q_{\text{BOMBEO}} * \text{FDM}}{1000}} \right) * 100$$

donde Φ = diámetro, en cms.

N = número de horas de bombeo

FDM = factor de día máximo

Al sustituir datos se obtiene

$$\Phi = 1.3 \frac{12}{24}^{\frac{1}{4}} * \sqrt{\frac{3.32 * 1.2}{1000}} * 100 = 6.9\text{cm} = 2.71''$$

De este valor pueden considerarse los diámetros de 2.5" y 3".

- b. $\Phi = 1.8675 \sqrt{Q_{\text{BOMBEO}}} = 1.8675 \sqrt{3.32} = 3.40''$

Obteniendo diámetros de 3" y 4".

Evaluando velocidades para cada diámetro

$$v = \frac{1.974 * Q_{\text{BOMBEO}}}{\Phi^2}$$

$v_{2.5''} = 1.05\text{m/s}$
$v_{3''} = 0.72\text{m/s}$
$v_{4''} = 0.40\text{m/s}$

- **Determinación de diámetro económico**

Cada uno de los diámetros obtenidos anteriormente se evalúa, para determinar el que sea óptimo y económico, en función de su desempeño, costo de inversión, mantenimiento y operación. A continuación se describe el procedimiento, para un diámetro de 3 pulgadas.

Cálculo del golpe de ariete

Será necesario utilizar tubería Hg y PVC, por lo que se calculará el golpe de ariete para ambos materiales

$$GA_{PVC\phi 3''} = \frac{145}{\sqrt{1 + \frac{E_a * \Phi}{E_t * e}}} * V = \frac{145}{\sqrt{1 + \frac{20670 * 7.5}{28100 * 0.523}}} * 0.72 = 30.72m$$

$$GA_{HG\phi 3''} = \frac{145}{\sqrt{1 + \frac{E_a * \Phi}{E_t * e}}} * V = \frac{145}{\sqrt{1 + \frac{20670 * 7.5}{930000 * 0.73}}} * 0.72 = 94.19m$$

Donde

GA = golpe de ariete, m

Ea = Módulo de elasticidad del agua, kg/cm²

Et = Módulo de elasticidad del material del tubo, kg/cm²

Φ = diámetro, cms

e = espesor de la tubería, cms

v = velocidad del agua, m/s

Cálculo de la carga dinámica total (CDT)

La carga dinámica total se encuentra mediante la siguiente expresión:

$$CDT = H + H_f + H_m$$

Donde H = diferencia de alturas entre puntos a bombear, m

$$H = \frac{C_{ota} I_{nicial} C_{cota} F_{inal}}{Distancia}$$

Hf = pérdida por fricción de la tubería, m

$$H_f = \frac{1743.811 * L_{ongitud} * Q_{Bombeo}^{1.85}}{\Phi^{4.87} * C^{1.85}} ; C = 100 \text{ y } 150$$

Hm = pérdidas menores debidas a los accesorios, m

$$H_m = \sum \text{Factores de accesorios} * \frac{v^2}{2g}$$

Tabla VI. Factores de accesorios en línea de conducción

	coeficiente para 3"	TOTAL DE UNIDADES		FACTORES	
		HG	PVC	HG	PVC
Codo 90°	0.35	0	3	0	1.05
Codo 45°	0.3	6	7	1.8	2.1
Válvula de compuerta	0.2	1	0	0.2	0
Cheque horizontal	1.25	2	1	2.5	2.5
TOTALES				4.5	5.65

Longitud total: 2175.86m Longitud HG: 1153.23m Longitud PVC: 1022.63m

Cota inicial: 1665.23m Cota unión: 1749.1m Cota final: 1852.53m

$$CDT_{HG} = H + H_f + H_m = 83.87 + 37.1287 + 0.2736 = 121.30m$$

$$CDT_{PVC} = H + H_f + H_m = 103.4 + 32.9239 + 0.3436 = 136.7m$$

Comparación entre las cargas dinámicas, según tipos de tubería y golpes de ariete que deberán resistir:

Tubería HG TL CDT = 121.30mca; GA + CDT = 215.49mca

La tubería tipo liviano (TL), resiste ambas cargas.

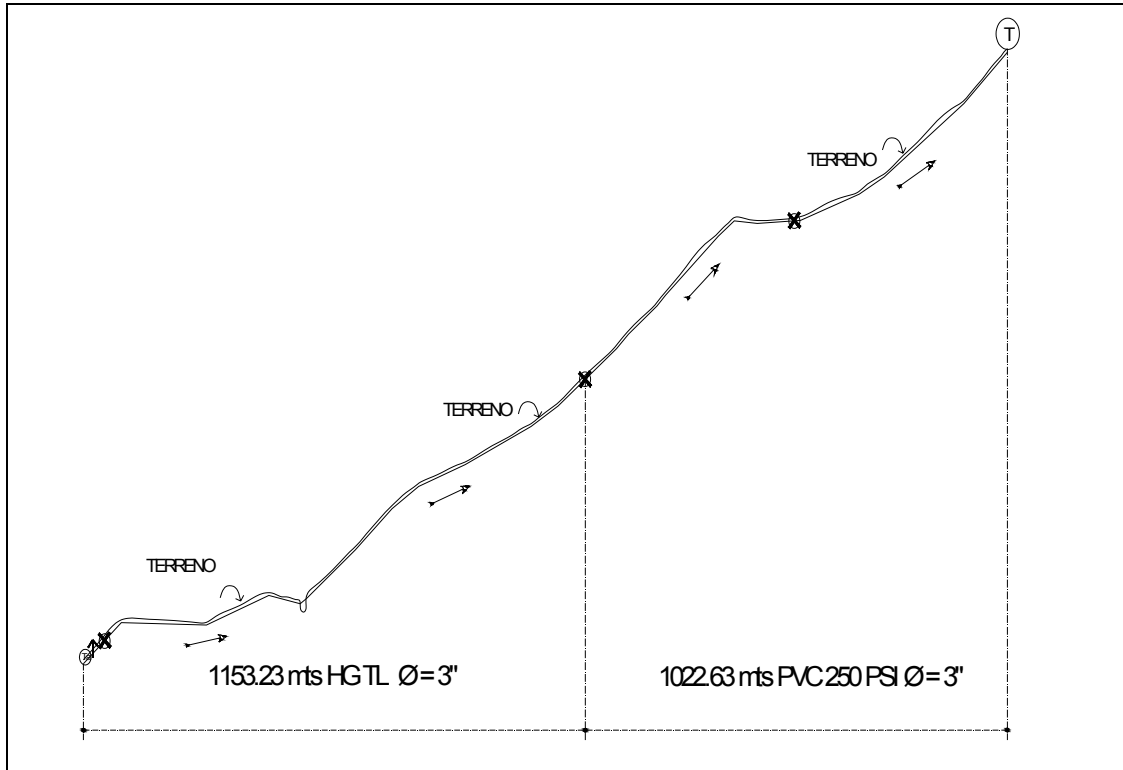
Tubería PVC 250psi CDT = 136.7mca GA + CDT = 167.42mca

Caso crítico: 167.42mca = 237.74psi < 250psi, concluyendo que la tubería soportará efectivamente este evento.

$$CDT_{TOTAL} = CDT_{HG} + CDT_{PVC} + 5m = 121.30 + 136.7 + 5 = 262.97m$$

En la siguiente figura, se muestra la ubicación de las tres válvulas de cheque horizontal, así como la distribución de la tubería. Este diseño no contempla cambio de resistencia en la tubería PVC, según requerimientos municipales.

Figura 2. Perfil de línea de conducción



Determinación de la potencia de la bomba (POT)

Se determina por la siguiente ecuación

$$POT = \frac{CDT_{TOTAL} * Q_{BOMBEO}}{76 * e_{bomba}} = \frac{262.97 * 3.32}{76 * 0.6} = 19.15HP$$

- Donde
- CDT_{TOTAL} = Carga dinámica total, mca
 - Q_{BOMBEO} = Caudal de bombeo, l/s
 - e_{bomba} = eficiencia de la bomba, 60%

De acuerdo a estos resultados, se necesitará una bomba de 25HP, accionada por un motor de combustible diesel. El mismo procedimiento se realizó para los otros dos diámetros, obteniendo los siguientes valores:

Tabla VII. Comparación de costos, según diámetro de tubería

TIPO DE TUBERÍA			
	2.5"	3"	4"
Costo de tubería			
Tubería Hg	Q115,323.00	Q153,764.00	Q210,464.48
Tubería PVC	Q48,239.16	Q71,572.17	Q118,374.54
Equipo de bombeo			
HP requerido	Q35.00	Q25.00	Q20.00
Diesel (gal/día)	Q18.40	Q9.20	Q8.00
Ejecución			
	Q243,103.16	Q280,336.17	Q369,569.01
Costo de operación (combustible diesel a Q.18.00/gal)			
	Q3,626,640.00	Q1,813,320.00	Q1,576,800.00
Costo total para el primer año (Ejecución + Costo de operación)			
	Q3,869,743.16	Q2,093,656.17	Q1,946,369.01

Considerando el costo total para el primer año del proyecto, se seleccionó el diámetro económico de 3", debido a que es el que cumple con los requerimientos tanto técnicos como de menor costo de inversión y operación del sistema. Si bien, la tubería de 4" representa un menor costo total para el año en estudio, de igual modo a futuro, se descartó, debido a que no cumple con la velocidad mínima requerida.

2.2.9.3 Tanque de distribución

Se diseñó un tanque de distribución, enterrado, con muros perimetrales e intermedio por gravedad, de concreto ciclópeo. El procedimiento para su diseño es el siguiente.

Determinación del volumen del tanque (VOL)

Deberá suplir el caudal de demanda, por lo que $Q_{\text{ingreso}} = Q_{\text{MD}} = 6.34\text{l/s}$
El período de ingreso es de doce horas continuas, según UNEPAR, el volumen del tanque de distribución debe ser el 35% del QMD requerido en un día.

$$\text{VOL} = Q_{\text{ingreso}} * 3600\text{seg/hr} * 12\text{hrs} * 0.35 = 6.34\text{l/s} * 3600\text{seg/hr} * 12\text{hrs} * 0.35$$

$$\text{VOL} = 95860.80\text{litros} \approx 100\text{m}^3$$

El volumen máximo de almacenamiento será de 100m^3 . Se diseñará un tanque de 2.50m de profundidad y 10m de largo por 5m de ancho dividido mediante un muro intermedio por gravedad de concreto ciclópeo.

Diseño de la losa

La losa será plana de concreto reforzado, y se diseñará de acuerdo al método 3 del código ACI 318R-99, sección 7.7.

Espesor de losa (t)

$$t = \frac{2 * (5\text{m} + 5\text{m})}{180} = 0.1111 \approx 0.12\text{m}$$

$$\text{CM} = t * W_c + W_{\text{ACABADOS}} = 0.12\text{m} * 2400\text{kg/m}^3 + 100\text{kg/m}^2 = 388\text{kg/m}^2$$

$$\text{CV} = 300\text{kg/m}^2 (\text{techo accesible})$$

$$\text{CMU} = 1.4 * 388 = 543.2\text{kg/m}^2$$

$$\text{CVU} = 1.7 * 300 = 510\text{kg/m}^2$$

$$\text{CUT} = \text{CMU} + \text{CVU} = 543.2 + 510 = 1053.2\text{kg/m}^2$$

Se diseñará con base a una franja unitaria de 1m

$$\text{CMU} = 543.2\text{kg/m}^2 * 1\text{m} = 543.2\text{kg/m}$$

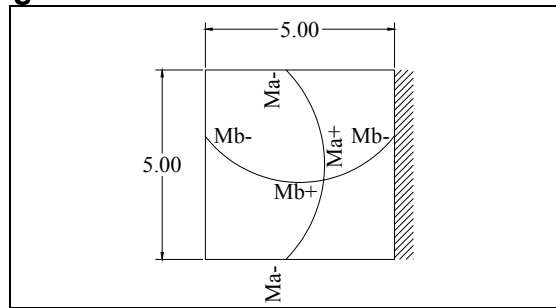
$$\text{CVU} = 510\text{kg/m}^2 * 1\text{m} = 510\text{kg/m}$$

$$\text{CUT} = 1053.2\text{kg/m}$$

Cálculo de los momentos actuantes

Losa 1=Losa 2

Figura 3. Momentos actuantes en losa 1



M=1, caso 7

Momentos negativos:

$$M_{a-} = C_{a-} * C_{UT} * a^2$$

$$M_{b-} = C_{b-} * C_{UT} * b^2$$

Donde M = momento actuante

C = coeficiente de tablas de ACI 318R-99 para momentos

CU = cargas últimas vivas, muertas y totales

a,b = Dimensión del lado corto y largo de la losa respectivamente

Momentos positivos

$$M_{a+} = C_{a+} * C_{MU} * a^2 + C_{a+} * C_{VU} * a^2$$

$$M_{b+} = C_{b+} * C_{MU} * b^2 + C_{b+} * C_{VU} * b^2$$

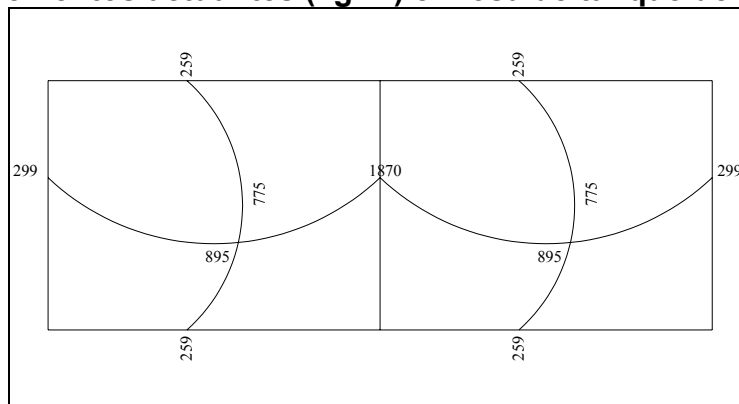
$$M_{a+} = 0.027 * 543.2 * 5^2 + 0.032 * 510 * 5^2 = 774.66 \text{ kg} * \text{ m}$$

$$M_{b+} = 0.033 * 543.2 * 5^2 + 0.035 * 510 * 5^2 = 894.39 \text{ kg} * \text{ m}$$

$$M_a = 1/3 M_{a+} = 1/3 * (774.66 \text{ kg} * \text{ m}) = 258.22 \text{ kg} * \text{ m}$$

$$M_b = 0.071 * 1053.2 * 5^2 = 1869.43 \text{ kg} * \text{ m}$$

Figura 4. Momentos actuantes (kg*m) en losa de tanque de distribución



Diseño del acero de refuerzo

Cálculo de los límites del acero

Peralte efectivo (d): Se propone un armado con varillas No. 4 -diámetro de 1.27cms-, y se diseñará con una franja unitaria $b=100\text{cms}$

$$d = t - \text{rec} - \Phi / 2 = 12 - 2.5 - \frac{1.27}{2} = 8.87\text{cms}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.4 * 14.1 * b * d}{F_y} = \frac{0.4 * 14.1 * 100 * 8.87}{2810} = 1.78\text{cms}^2$$

Espaciamiento S para $A_{s_{\min}}$

$$1.78\text{cms}^2 \rightarrow 100\text{cms}$$

$$1.27\text{cms}^2 \rightarrow s \quad S=71.35\text{cms}$$

Pero el espaciamento de la armadura en las secciones no debe exceder de $2d$ de la losa según el código ACI 318R-99 en el capítulo 13, sección 13.3.2

$$S_{\max} = 2 * 0.12 = 0.24 \approx 0.20\text{mts}$$

El área de acero para el espaciamento máximo es:

$$A_{s_{\min}} \rightarrow 100\text{cms}$$

$$1.27\text{cms}^2 \rightarrow 20\text{cms}$$

$$A_{s_{\min}} = 6.35\text{cms}^2$$

Cálculo del momento máximo que resiste el $A_{s_{\min}}$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 0.90 * \left[A_{s_{\min}} * F_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * F_y}{1.7 * F'_c * b} \right) \right]$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 0.90 * \left[6.35 * 2810 * \left(8.87 - \frac{6.35 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) \right]$$

$$M_{A_{s_{\min}}} = 134418.00\text{kg} * \text{cm} = 1344.18\text{kg} * \text{m}$$

Para los momentos menores al $M_{A_{s_{\min}}}$, se utilizará el $A_{s_{\min}}$ y el S_{\max} , para el mayor, se utilizarán bastones adicionales para cubrir el A_s faltante.

A continuación se calcula el A_s requerido para el momento que excede la resistencia del área de acero mínimo.

$$A_{s_{req}} = b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_{act} * b}{0.003825 * F'c}} * \frac{0.85 * F'c}{F_y}$$

$$A_{s_{req}} = 100 * 8.87 - \sqrt{(100 * 8.87)^2 - \frac{1870 * 100}{0.003825 * 210}} * \frac{0.85 * 210}{2810} = 9.06 \text{cm}^2$$

Espaciamiento S para $A_{s_{min}}$

$$9.06 \text{cm}^2 \rightarrow 100 \text{cms}$$

$$1.27 \text{cm}^2 \rightarrow s \quad S = 14.01 \text{cms} \approx 10 \text{cms}$$

En el área del momento anterior, se colocarán bastones con un espaciamiento de 10cms. El resto de momentos actuantes llevarán refuerzo proporcionado por el espaciamiento de 0.20mts.

Chequeo por corte

Cálculo del corte actuante (V_{act})

$$V_{act} = \frac{CUT * L}{2} = \frac{1053.2 \text{kg/m} * 5 \text{m}}{2} = 2633 \text{kg}$$

Cálculo del corte máximo resistente (V_{rc})

$$V_{rc} = 45 * \sqrt{f'c} * t = 45 * \sqrt{210 \text{kg/cm}^2} * 12 = 7825.34 \text{kg}$$

Como el corte que resiste el concreto es mayor que el corte máximo actuante, el espesor utilizado es el adecuado. El detalle de losa se presenta en el apéndice, planos constructivos, hoja No. 13.

Diseño de vigas

Las vigas se encuentran apoyadas completamente sobre los muros; están sometidas a esfuerzos de compresión. En el dimensionamiento se considera tanto la facilidad de armado como las especificaciones sobre refuerzos. Conservando el espesor superior del muro, las vigas serán de 0.30m por 0.45m con armado de 2 varillas corridas No.6 en ambas camas, estribos No.3 a cada 0.20m. Los detalles se presentan en la hoja No.13 de los planos constructivos en el apéndice.

Diseño de muros perimetrales

Se diseñará en su estado crítico: el tanque vacío y muro sometido a cargas de losa, vigas y empuje del suelo. Los datos a utilizar son los siguientes.

$$\begin{array}{lll} H=2.50\text{m} & V_s=15\text{ton/m}^2 & B=0.5*H=1.40\text{m} \\ \emptyset=30 & \gamma_{\text{muro}}=2\text{ton/m}^3 & \mu=0.50 \\ \gamma_{\text{suelo}}=1.6\text{ton/m}^3 & \text{CUT}=1053.2\text{kg/m} & \end{array}$$

Coefficientes activos y pasivos del suelo (K_a , K_p)

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{0.5}{1.5} = 0.33$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30} = \frac{1.5}{0.5} = 3$$

Presión de empuje del suelo (PS)

$$PS = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H = 0.33 * 1.6\text{ton/m}^3 * 2.50\text{m} = 1.32\text{ton/m}^2$$

La carga total del diagrama de presión (PTS) se calcula como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$PTS = \frac{1}{2} * PS * H = \frac{1}{2} * 1.32\text{ton/m}^2 * 2.50\text{m} = 1.65\text{ton/m}$$

El momento producido por el empuje del suelo es:

$$M_s = PTS * \text{Centroide} = PTS * \frac{H}{3} = 1.65\text{ton/m} * \frac{2.50\text{m}}{3} = 1.38\text{ton} * \text{m}$$

Momento que produce el peso propio del muro (MR)

Se divide geoméricamente la sección transversal del muro, calculando el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso respecto del punto "a" (ver figura 4).

Figura 5. Elevación de muro perimetral

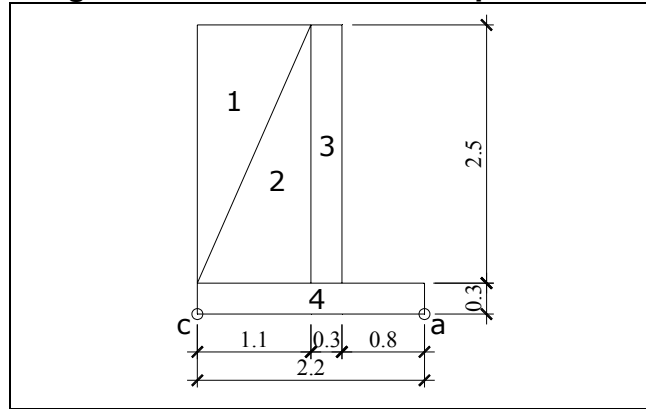
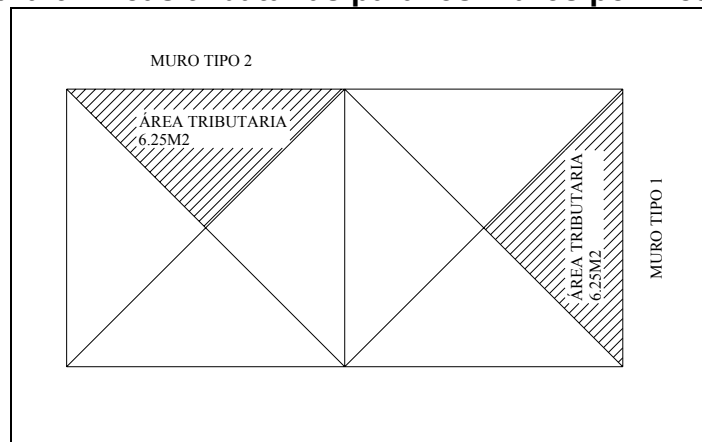


Tabla VIII. Momento que produce el peso propio del muro perimetral

Figura	Área m ²	γ ton/m ³	Carga W=A* γ ton/m	Brazo m	Mr=Brazo*W Ton*m
1	$2.50\text{m} \cdot 1.1\text{m} / 2 = 1.38\text{m}^2$	1.6	2.21	1.83	4.04
2	$2.50\text{m} \cdot 1.1\text{m} / 2 = 1.38\text{m}^2$	2	2.76	1.47	4.06
3	$0.30\text{m} \cdot 2.50\text{m} = 0.75\text{m}^2$	2	1.50	0.95	1.43
4	$0.30\text{m} \cdot 2.20\text{m} = 0.66\text{m}^2$	2	1.32	1.10	1.45
		Σ=Wγ=	7.79	Σ=MR=	10.98

Figura 6. Áreas tributarias para los muros perimetrales



Muro tipo 1=Muro tipo 2 (debido a que sus áreas tributarias son iguales)

$$C_{\text{losa}} = \frac{\text{CUT} * A}{3} = \frac{1053.2\text{kg/m} * 6.25\text{m}^2}{3} = 2194.17\text{kg/m}$$

$$C_{\text{viga}} = \gamma_c * b * h = 2400\text{kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.45\text{m} = 324\text{kg/m}$$

$$C_{\text{muro1}} = 2194.17\text{kg/m} + 324\text{kg/m} = 2518.17\text{kg/m}$$

La carga concentrada que ejerce la viga intermedia sobre el muro 1 esta dada por:

$$C_{\text{concentrada}} = \frac{C_{\text{muro}_{\text{intermedio}}} * L}{2} = \frac{(2 * C_{\text{losa}_{\text{muro2}}} + C_{\text{viga}}) * L}{2} = \frac{(2 * 2194.17 + 324) * 5}{2}$$

$$C_{\text{concentrada}} = 11780.85\text{kg/m}$$

La carga uniformemente distribuida total sobre los muros será considerada como una carga puntual en una franja unitaria:

$$CT_{\text{muro1}} = C_{\text{muro1}} + C_{\text{concentrada}} = (2518.17\text{kg/m} + 11780.85\text{kg/m}) * 1\text{m}$$

$$CT_{\text{muro1}} = 14299.02\text{kg} = 14.30\text{ton}$$

$$CT_{\text{muro2}} = C_{\text{muro2}} = 2518.17\text{kg/m} * 1\text{m} = 2518.17\text{kg} = 2.51\text{ton}$$

Cálculo del peso total del muro (WT)

$$WT_{\text{muro1}} = W_r + CT_{\text{muro1}} = 7.79\text{ton} + 14.30\text{ton} = 22.09\text{ton}$$

$$WT_{\text{muro2}} = W_r + CT_{\text{muro2}} = 7.79\text{ton} + 2.50\text{ton} = 10.29\text{ton}$$

Cálculo del momento que ejerce la carga concentrada -losas y vigas- respecto del punto "a" (Mc) (se detalla el procedimiento para los muros 1, los muros 2 se realizan de la misma manera).

$$Mc = CT_{\text{muro1}} * \text{brazo} = 14.30\text{ton} * (0.80\text{m} + 0.15\text{m}) = 13.59\text{ton} * \text{m}$$

Chequeos

1.- Estabilidad contra volteo (FSV)

$$FSV = \frac{MR + Mc}{Ms} = \frac{10.98\text{ton} * \text{m} + 13.59\text{ton} * \text{m}}{1.38\text{ton} * \text{m}} = 17.80$$

$$FSV > FS \rightarrow 17.80 > 1.5$$

Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el volteo.

2.- Estabilidad contra deslizamiento (FSD)

$$FSD = \frac{\mu * WT}{PTS_U}$$

Donde PTS_U es la presión del empuje del suelo (PTS) en una franja unitaria de 1m

$$FSD = \frac{0.50 * 22.09\text{ton}}{1.65\text{ton/m} * 1\text{m}} = 6.69$$
$$FSD > FS$$

La estructura propuesta resiste adecuadamente el deslizamiento.

3.- Presión en el suelo

La distancia "a" a partir del punto "c" -figura 4-, donde actúan las cargas verticales es

$$a = \frac{(MR + Mc - Ms)}{WT} = \frac{10.98\text{ton} * \text{m} + 13.59\text{ton} * \text{m} - 1.38\text{ton} * \text{m}}{22.09\text{ton}} = 1.05\text{m}$$

Longitud en la base del muro (A_o), donde actúa la presión positiva

$$A_o = 3 * a = 3 * 1.05\text{m} = 3.15\text{m}$$

Como la distancia total de la presión positiva (A_o), es mayor que la base del muro (B), entonces debajo del muro no existen presiones. $3.24\text{m} > 2.20\text{m}$.

Las presiones en el terreno serán

$$q = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{WT * ex}{S}$$

Donde: ex es la excentricidad del muro y S el módulo de sección unitario

$$ex = \frac{B}{2} - a = \frac{2.20\text{m}}{2} - 1.05\text{m} = 0.05\text{m}$$
$$q = \frac{22.09\text{ton}}{2.20\text{m} * 1\text{m}} \pm \frac{22.09\text{ton} * 0.05\text{m}}{0.81\text{m}^3}$$

$$S = 1/6 * 1\text{m} * (2.20\text{m})^2 = 0.81\text{m}^3$$

$$q_{\text{max}} = 11.40\text{ton/m}^2 < V_s$$

$$q_{\text{min}} = 8.68\text{ton/m}^2 > 0$$

Las dimensiones de los muros perimetrales son adecuadas, ya que la presión máxima actuante es menor que la capacidad soporte del suelo (15ton/m^2), y la presión mínima es mayor que cero, lo cual indica que no existen presiones negativas.

Diseño de muro intermedio

Se diseñará en su estado crítico: un compartimiento del tanque vacío y el otro lleno, muro sometido a cargas de losa, vigas y empuje del agua.

$$\begin{array}{lll} H=2.50\text{m} & V_s=15\text{ton}/\text{m}^2 & B=0.6*H=1.50\text{m} \\ \varnothing=30 & \gamma \text{ muro}=2\text{ton}/\text{m}^3 & \mu=0.50 \\ \gamma \text{ suelo}=1.6\text{ton}/\text{m}^3 & \text{CUT}=1053.2\text{kg}/\text{m} & \end{array}$$

El muro intermedio posee datos iguales a los muros perimetrales, por lo que, del análisis anterior se tiene: $k_a=0.33$ y $K_p=3$

Cálculo de presión de empuje del agua (PA)

$$PA = k_a * \gamma_{\text{agua}} * H = 0.33 * 1\text{ton}/\text{m}^3 * 2.50\text{m} = 0.83\text{ton}/\text{m}^2$$

Cálculo de la carga total del diagrama de presión (PTA). Ésta se calcula como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide.

$$PTA = \frac{1}{2} * PA * H = \frac{1}{2} * 0.83\text{ton}/\text{m}^2 * 2.50\text{m} = 1.04\text{ton}/\text{m}$$

$$PTAu = 1.04\text{ton}/\text{m} * 1\text{m} = 1.04\text{ton}$$

El momento producido por el empuje del agua (MA) es

$$MA = PTA * \text{Centroide} = PTA * \frac{H}{3} = 1.04\text{ton}/\text{m} * \frac{2.50\text{m}}{3} = 0.87\text{ton} * \text{m}$$

Figura 7. Elevación de muro intermedio

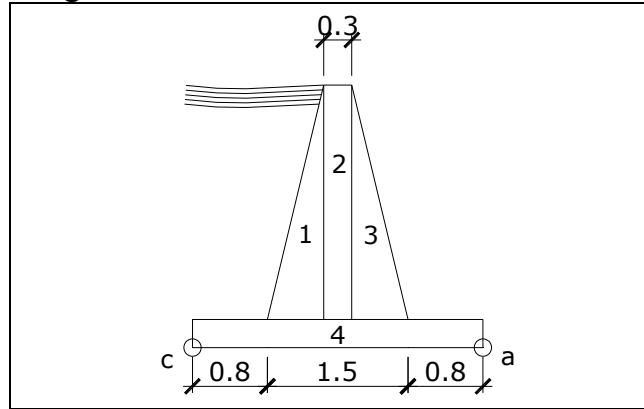
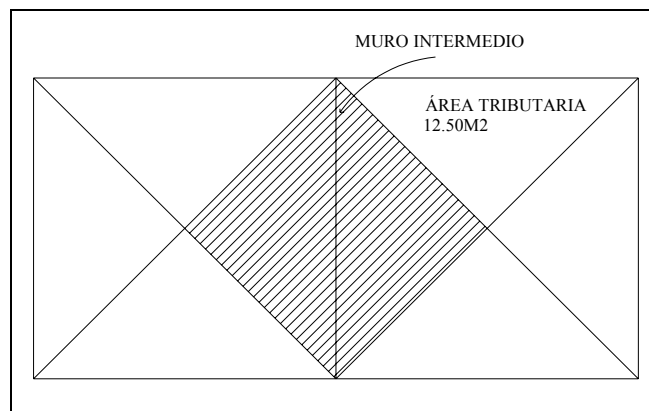


Tabla IX. Cálculo del momento que produce el peso del muro intermedio

Figura	Área m ²	γ ton/m ³	Carga W=A* γ ton/m	Brazo m	Mr=Brazo*W Ton*m
1	2.50m*0.60m/2=0.75m ²	2	1.50	2	3
2	0.30m*2.50m=0.75m ²	2	1.50	1.55	2.33
3	2.50m*0.60m/2=0.75m ²	2	1.50	1.00	1.50
4	3.1m*0.3m=0.93m ²	2	1.86	1.55	2.88
Σ=Wγ=			6.36	Σ=MR=	9.71

Figura 8. Área tributaria para el muro intermedio



$$C_{\text{losa}} = \frac{CUT * A}{3} = \frac{1053.2\text{kg/m} * 12.50\text{m}^2}{3} = 4388.33\text{kg/m}$$

$$C_{\text{viga}} = \gamma_c * b * h = 2400\text{kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.45\text{m} = 324\text{kg/m}$$

$$C_{\text{totalmuro}} = 4388.33\text{kg/m} + 324\text{kg/m} = 4712.33\text{kg/m}$$

La carga uniformemente distribuida total sobre el muro será considerada como una carga puntual en una franja unitaria; y ésta es

$$C_{\text{total}} = 4712.33\text{kg/m} * 1\text{m} = 4712.33\text{kg} = 4.71\text{ton}$$

Cálculo del peso total del muro (WT)

$$WT = W_r + C_{\text{total}} = 6.36\text{ton} + 4.71\text{ton} = 11.07\text{ton}$$

Cálculo del momento que ejerce la carga concentrada -losas y vigas- respecto del punto "a" (Mc)

$$Mc = C_{\text{total}} * \text{brazo} = 4.71\text{ton} * 0.80\text{m} + \frac{1.50\text{m}}{2} = 7.30\text{ton} * \text{m}$$

Chequeos

1.- Estabilidad contra volteo (FSV)

$$FSV = \frac{MR + Mc}{MA} = \frac{9.71\text{ton} * \text{m} + 7.30\text{ton} * \text{m}}{0.87\text{ton} * \text{m}} = 19.55$$

$$FSV > FS \rightarrow 19.55 > 1.5$$

Por lo tanto, la estructura propuesta resiste adecuadamente el volteo.

2.- Estabilidad contra deslizamiento (FSD)

$$FSD = \frac{\mu * WT}{PTA_U} = \frac{0.50 * 11.07\text{ton}}{1.04\text{ton}} = 5.32$$

$$FSD > FS$$

La estructura propuesta resiste el deslizamiento.

3.- Presión en el suelo

La distancia "a" a partir del punto "c" -figura 6-, donde actúan las cargas verticales es

$$a = \frac{(MR + Mc - MA)}{WT} = \frac{9.71\text{ton} * \text{m} + 7.30\text{ton} * \text{m} - 0.87\text{ton} * \text{m}}{11.07\text{ton}} = 1.46\text{m}$$

Longitud en la base del muro (Ao), donde actúa la presión positiva

$$A_o = 3 * a = 3 * 1.46\text{m} = 4.38\text{m}$$

Como la distancia total de la presión positiva (A_0), es mayor que la base del muro (B), entonces debajo del muro no existen presiones. $4.98\text{m} > 3.10\text{m}$.

Las presiones en el terreno serán

$$ex = \frac{B}{2} - a = \frac{3.10\text{m}}{2} - 1.45\text{m} = 0.10\text{m}$$

$$S = 1/6 * 1\text{m} * (3.10\text{m})^2 = 1.60\text{m}^3$$

$$q = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{WT * ex}{S}$$

$$q = \frac{11.07\text{ton}}{3.10\text{m} * 1\text{m}} \pm \frac{11.07\text{ton} * 0.10\text{m}}{1.60\text{m}^3}$$

$$q_{\max} = 4.26\text{ton}/\text{m}^2 < VS$$

$$q_{\min} = 2.87\text{ton}/\text{m}^2 > 0$$

Las dimensiones del muro intermedio son adecuadas, debido a que la presión máxima actuante es menor que la capacidad soporte del suelo ($15\text{ton}/\text{m}^2$), y la presión mínima es mayor que cero, lo cual indica que no existen presiones negativas. El diseño de los muros perimetrales e intermedio se presentan en el apéndice, planos constructivos, hoja No. 13.

2.2.9.4 Red de distribución

El sistema estará compuesto por tuberías PVC de 160psi, contará con pasos de zanjón, válvulas y accesorios. El diseño comprende una combinación de circuitos cerrados con ramales abiertos, su procedimiento se describe a continuación.

Planteo de red

Para delimitar la ubicación de la tubería se consideraron vías existentes, y longitud de tramos. Se determinaron los puntos de consumo -próximos a sectores significativos de vivienda- así como su área de influencia. Dando como resultado tres circuitos cerrados y ramales abiertos que fueron diseñados de forma simultánea. Ver planos No. 5 y No.6 del apéndice.

Cálculo de caudales en tramos

El número de viviendas existentes en el tramo determina la población actual y futura, se calculó el caudal de diseño para la población del año 2026. Para los tramos comprendidos dentro del circuito cerrado, el procedimiento es el siguiente:

Caudal de diseño para el tramo comprendido entre los nodos 4 y 5

$$QMD = \frac{Dot * Pf}{86400} = \frac{120\text{lbs/hab/día} * 273\text{hab}}{86400\text{seg/día}} = 0.379\text{lbs/seg}$$

$$QDM = QMD * FDM = 0.379\text{lbs/seg} * 1.8 = 0.683\text{lbs/seg}$$

$$QHM = QMD * FHM = 0.379\text{lbs/seg} * 2.5 = 0.947\text{lbs/seg}$$

Para determinar el caudal de diseño de los tramos que pertenecen a ramales abiertos deben compararse el caudal de vivienda con el caudal instantáneo correspondiente. Se diseñó con el mayor de ellos, de la siguiente manera:

Tramo dos, comprendido entre los nodos 0 y 1

El caudal de vivienda para el sistema, calculado anteriormente es $Q_v = 0.075\text{lbs/seg}$ entonces el correspondiente a este tramo se obtiene como el producto del Q_v del sistema y el número de viviendas del tramo:

$$Q_{v_{0,1}} = 0.075 * 1 = 0.075\text{lbs/seg}$$

En el siguiente cuadro se resumen los cálculos realizados para los demás tramos, tanto del circuito cerrado como de los ramales abiertos.

Tabla X. Caudales en tramos de red de distribución

TIPO DE RAMAL	NOMBRE TRAMO	NODOS		# VIV	HABITANTES		QMD (l/s)	QHM (l/s)	Qviv (l/s)	Qinst (l/s)	Qdis (l/s)
		DE	A		ACT	FUT					
Abierto	1	T	0	0	0	0	0.00		0.00	0.00	19.86
Abierto	A	0	a	9	37	90	0.13		0.85	0.42	0.85
Abierto	2	0	1	1	4	36	0.05		0.09	0.00	18.92
Abierto	3	1	1.1	3	12	37	0.05		0.28	0.21	0.28
Abierto	B	1.1	b	2	8	25	0.04		0.19	0.15	0.19
Abierto	C	1.1	c	4	17	53	0.08		0.38	0.26	0.38
Abierto	4	1	2	9	37	99	0.14		0.85	0.42	17.23
Abierto		2	l	1	4	12	0.02		0.09	0.00	0.09
Abierto		2	3	3	12	30	0.04		0.28	0.21	16.85
Abierto	D	3	d	5	21	72	0.11		0.47	0.30	0.47
Abierto	5	3	4	5	21	50	0.07		0.47	0.30	13.71
Cerrado	6	4	4.1	11	46	120	0.18	0.44			3.00
Abierto	E	4.1	e	3	12	30	0.04		0.28	0.21	0.28
Cerrado	F	4.1	5	5	21	40	0.06	0.15			3.00
Abierto		5	F	5	21	82	0.12		0.47	0.30	0.47
Cerrado		5	20	0	0	117	0.17	0.43			2.10
Cerrado	7	4	6	10	42	70	0.10	0.26			8.24
Abierto	8	6	7	0	0	10	0.01		0.04	0.00	0.70
Abierto	9	7	8	2	8	25	0.04		0.19	0.15	0.38
Abierto	10	8	9	2	8	25	0.04		0.19	0.15	0.19
Abierto	11	7	11	3	12	37	0.05		0.28	0.21	0.28
Cerrado	12	6	12.1	2	8	35	0.05	0.13			8.24
Abierto		12.1	K	5	21	136	0.20		0.47	0.30	0.47
Abierto		12.1	12	0	0	15	0.02		0.05	0.00	8.24
Cerrado	13	12	11	4	17	30	0.04	0.11			1.86
Cerrado	13A	11	10	2	8	25	0.04	0.09			1.86
Abierto		10	J	2	8	85	0.12		0.19	0.15	0.19
Cerrado	13B	10	9	3	12	37	0.05	0.13			1.86
Cerrado	14	12	13	0	0	4	0.01	0.01			3.97
Abierto	G	13	g	3	12	27	0.04		0.28	0.21	0.28
Cerrado	15	13	14	5	21	35	0.05	0.13			3.97
Abierto	H	14	h	3	12	17	0.02		0.28	0.21	0.28
Cerrado	16	14	14.1	0	0	10	0.01	0.04			3.97
Cerrado	13C	14.1	14.2	0	0	20	0.03	0.07			3.97
Abierto	17	14.1	L	0	0	55	0.08		0.00	0.00	0.00
Abierto		14.2	M	0	0	45	0.07		0.00	0.00	0.00
Cerrado		14.2	15	0	0	6	0.01	0.02			3.97
Cerrado	13C	9	17	2	8	25	0.04	0.09			1.86
Cerrado	17	15	15.1	4	17	33	0.05	0.12			1.00
Abierto		15.1	29	0	0	49	0.07		0.00	0.00	0.00
Cerrado		15.1	26	2	8	16	0.02	0.06			1.00
Cerrado	18	26	29	4	17	33	0.05	0.12			1.00
Cerrado	19	29	30	3	12	37	0.05	0.13			1.00

Continuación

TIPO DE RAMAL	NOMBRE TRAMO	NODOS		# VIV	HABITANTES		QMD (l/s)	QHM (l/s)	Qviv (l/s)	Qinst RAMAL	Qdis TRAMO
		DE	A		ACT	FUT					
Cerrado	20	30	31	6	25	47	0.07	0.17			1.00
Abierto	21	31	35	3	12	57	0.08		0.28	0.21	2.88
Abierto	22	35	36	5	21	35	0.05		0.47	0.30	2.60
Abierto	23	36	37	9	37	44	0.06		0.85	0.42	2.13
Abierto	24	37	38	3	12	37	0.05		0.28	0.21	1.28
Abierto	25	38	39	0	0	67	0.10		0.24	0.00	1.00
Abierto	26	39	40	8	33	42	0.06		0.75	0.40	0.75
Cerrado	27	25	31	1	4	12	0.02	2.24			2.14
Cerrado	28	24	25	3	12	37	0.05	0.13			2.14
Cerrado	29	23	24	2	8	25	0.04	0.09			2.14
Abierto	30	23	27	2	8	45	0.07		0.19	0.15	0.96
Abierto	31	26	27	2	8	55	0.08		0.19	0.15	0.19
Cerrado	32	15	16	0	0	20	0.03	0.07			1.91
Abierto	33	17	16	0	0	40	0.06		0.15	0.00	0.15
Cerrado	34	17	18	1	4	22	0.03	0.08			1.86
Cerrado	35	18	19	7	29	30	0.04	0.11			1.86
Cerrado	36	19	20	4	17	33	0.05	0.12			1.86
Cerrado	37	20	22	4	17	38	0.06	0.14			3.82
Cerrado	38	22	23	0	0	0	0.00	0.00			2.14
Cerrado	39	21	22	8	33	45	0.07	0.16			1.91
Abierto	40	18	21	2	8	25	0.04		0.19	0.15	0.19
Cerrado	41	16	21	6	25	57	0.08	0.21			90.64
Abierto	42	27	28	0	0	4	0.01		0.01	0.00	0.77
Abierto	43	28	30	8	33	52	0.08		0.75	0.40	0.75

Con base a los caudales de diseño se integran los consumos requeridos en cada nodo y se distribuye el caudal disponible, proponiendo un sentido del flujo por los circuitos, de forma tentativa según el principio de continuidad.

Los diámetros fueron propuestos según la magnitud del caudal asumido para cada tramo, contemplando pérdidas menores a 10mca por recorrido en los circuitos. A continuación se procede a calcular pérdidas y caudales balanceados.

Método de Hardy Cross para circuitos cerrados de agua potable

Este método consiste en iteraciones consecutivas cuyo fin es balancear el caudal de los circuitos a partir de las pérdidas por fricción en las tuberías que

conforman el sistema. Para emplearlo la presión estará comprendida entre 14 y 60 mca. Además, la velocidad del flujo, dentro de los 0.60 y 3.00 m/s.

Para cada tramo se calcula la pérdida de carga, mediante la ecuación de Hazen-Williams

$$H_f = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{\Phi^{4.87} * C^{1.85}}$$

Donde: H_f = Pérdida del tramo por fricción, metros.

L = Longitud de tubería, metros.

Q = Caudal en la tubería a diseñar, litros/segundo.

Φ = Diámetro nominal de la tubería, pulgadas.

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería, 150 para PVC.

El valor del caudal debe ser ingresado con el signo correspondiente al sentido asumido: positivo a favor de las agujas del reloj, negativo en caso contrario.

Luego de calcular las pérdidas, H_f , se determinó la relación H/Q ; y posteriormente se obtiene el ΔQ , de la siguiente manera:

$$\Delta Q = \frac{-\sum H_f}{1.85 * \sum \frac{H_f}{Q}}$$

Todas las tuberías comunes a dos circuitos, deben ser modificadas por los ΔQ correspondientes a dicho tramo; con el fin de unificar el caudal y su sentido:

$$Q_{\text{modificado}} = Q_0 + \Delta Q + \Delta Q_{\text{tuberíacomún}}$$

Este nuevo caudal será el inicial para la siguiente iteración, con el que se calculan nuevamente las pérdidas y los ΔQ respectivos para obtener otro caudal modificado; el ciclo se repite hasta que la diferencia entre el caudal inicial y el modificado, de la última iteración, sea del 5%. A continuación se presentan las iteraciones para el diseño del circuito cerrado de la red.

Tabla XI. Iteraciones del método de Hardy Cross

Circuito	L (m)	Ø (")	Q (l/s)	1 ITERACIÓN				3 ITERACIÓN - Final del método-					
				hf (m)	hf/Q	Δ	Δ común	Q (l/s)	hf (m)	hf/Q	Δ	Δ común	Q (l/s)
1	409.54	2.5	3.37	7.36	2.18	-0.41		2.96	6.10	2.00	-0.05		3.00
1	451.22	2.5	2.47	4.57	1.85	-0.41		2.06	3.52	1.64	-0.05		2.10
1	358.20	2	-1.37	-3.58	2.62	-0.41	-0.18	-1.96	-5.79	3.27	-0.05	-0.04	-1.86
1	339.80	4	-7.87	-2.97	0.38	-0.41		-8.28	-3.20	0.39	-0.05		-8.24
				5.38	7.03				0.63	7.30			
2	89.08	2	3.70	5.63	1.52	0.18		3.88	5.86	1.55	0.04		3.82
2	234.42	2	-1.82	-3.98	2.19	0.18	-0.19	-1.83	-4.61	2.34	0.04	0.02	-1.91
2	311.69	2.5	-4.10	-8.02	1.96	0.18		-3.91	-7.74	1.93	0.04		-3.97
2	358.20	2	1.37	3.58	2.62	0.18	0.41	1.96	5.79	3.27	0.04	0.05	1.86
				-2.78	8.29				-0.70	9.09			
3	221.45	2	1.92	4.16	2.17	0.19		2.12	5.14	2.39	-0.02		2.14
3	424.25	1.5	-1.21	-13.80	11.39	0.19		-1.02	-9.33	9.52	-0.02		-1.00
3	234.42	2	1.82	3.98	2.19	0.19	-0.18	1.83	4.61	2.34	-0.02	-0.04	1.91
					-5.66	15.75				0.42	14.25		

Chequeo de velocidades

Si se exceden los límites establecidos se proponen nuevos diámetros.

Tabla XII. Pérdidas y velocidades con diámetros propuestos

CIRCUITO	L (m)	Ø (")	Q (l/s)	Q final	Hf final	V (m/s)
	226.82	6	19.86	19.86	1.52	1.09
	316.17	6	18.92	18.92	1.94	1.04
	484.55	6	17.23	17.23	2.50	0.94
	53.42	5	16.85	16.85	0.64	1.33
	91.40	5	13.71	13.71	0.75	1.08
1	409.54	2.5	3.37	3.00	5.92	0.95
1	451.22	2.5	2.47	2.10	3.38	0.66
1	358.20	2	-1.37	-1.86	-6.33	-0.92
1	339.80	4	-7.87	-8.24	-3.23	-1.02
2	89.08	2	3.70	3.82	5.98	1.89
2	234.42	2	-1.82	-1.91	-4.37	-0.94
2	311.69	2.5	-4.10	-3.97	-7.59	-1.25
2	358.20	2	1.37	1.86	6.33	0.92
3	221.45	2	1.92	2.14	5.07	1.05
3	424.25	1.5	-1.21	-1.00	-9.61	-0.87
3	234.42	2	1.82	1.91	4.37	0.94

Cálculo de la cota piezométrica

La línea piezométrica es el perfil de las presiones en determinado tramo. Para trazarla, es necesario conocer las cotas piezométricas de cada nodo: La cota piezométrica inicial en un sistema de distribución por gravedad es igual a la elevación de la salida del tanque de distribución. El resto de cotas son el resultado de la resta entre la cota piezométrica del nodo anterior y las pérdidas por fricción del tramo analizado.

Chequeo de presiones

Las presiones serán la diferencia existente entre las cotas piezométrica y de terreno en un punto, deben estar comprendidas entre los 14 y 60mca. A continuación se presentan los datos para nodos de los circuitos cerrados del diseño.

Tabla XIII. Cálculo de cota piezométrica y presiones

NODOS		COTA PIEZOMÉTRICA		COTA TERRENO		PRESIONES m.c.a.	
DE	A	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL	INICIO	FINAL
TANQUE	0	1848.53	1847.01	1850.53	1815.07	0.00	31.94
0	1	1847.01	1845.06	1815.07	1798.19	31.94	46.87
1	2	1845.06	1842.56	1798.19	1805.80	46.87	36.76
2	3	1842.56	1841.92	1805.80	1805.33	36.76	36.59
3	4	1841.92	1841.16	1805.33	1806.73	36.59	34.43
4	5	1841.16	1835.24	1806.73	1779.61	34.43	55.63
5	20	1835.24	1831.86	1779.61	1781.86	55.63	50.00
12	20	1837.93	1831.60	1815.31	1781.86	22.62	49.74
4	12	1841.16	1837.93	1806.73	1815.31	34.43	22.62
20	22	1831.60	1825.62	1781.86	1771.55	49.74	54.06
15	22	1830.35	1825.98	1788.12	1771.55	42.23	54.42
12	15	1837.93	1830.35	1815.31	1788.12	22.62	42.23
12	20	1837.93	1831.60	1815.31	1781.86	22.62	49.74
22	31	1825.62	1820.55	1771.55	1755.20	54.06	65.35
15	31	1830.35	1820.73	1788.12	1755.20	42.23	65.53
15	22	1830.35	1825.98	1788.12	1771.55	42.23	54.42

En el diseño realizado se corroboró que las presiones para los ramales abiertos cumplieran el rango especificado como permisible.

Tabla XIV. Presiones finales en ramales abiertos

TIPO DE RAMAL	NOMBRE TRAMO	NODOS		Longitud (m)	Ø (")	PERDIDA (m)	PRESION FINAL (mca)
		DE	A				
Abierto	1	TANQUE	0	226.66	6	1.52	31.94
Abierto	A	0	a	240.17	2	0.99	53.68
Abierto	2	0	1	315.94	6	1.94	46.88
Abierto	3	1	1.1	30.20	1.5	0.07	44.49
Abierto	B	1.1	b	57.40	1	0.43	50.51
Abierto	C	1.1	c	80.59	1	2.17	38.85
Abierto	4	1	2	484.21	6	2.50	36.70
Abierto		2	l	110.01	0.75	0.93	15.01
Abierto		2	3	53.38	5	0.64	36.59
Abierto	D	3	d	257.46	1.5	1.46	36.54
Abierto	5	3	4	91.33	5	0.75	34.43
Abierto	E	4.1	e	48.75	1.5	0.11	50.77
Abierto		5	F	319.50	1.5	1.81	55.45
Abierto	8	6	7	81.13	2	0.23	24.55
Abierto	9	7	8	85.92	1.5	0.32	28.26
Abierto	10	8	9	88.79	1	0.66	36.49
Abierto	11	7	11	89.56	1.5	0.20	35.56
Abierto		12.1	K	395.67	2	0.55	19.60
Abierto		12.1	12	60.91	4	0.58	22.63
Abierto		10	J	122.96	1.5	0.13	33.41
Abierto	G	13	g	30.24	1.5	0.07	25.21
Abierto	H	14	h	34.57	1.5	0.08	20.83
Abierto	17	14.1	L	221.14	1	0.00	23.74
Abierto		14.2	M	228.25	1	0.00	35.21
Abierto	18	15.1	29	159.80	1	0.00	42.35
Abierto	21	31	35	185.47	1.5	29.94	31.95
Abierto	22	35	36	48.20	1.5	6.43	19.92
Abierto	23	36	37	31.07	1.5	2.86	16.86
Abierto	24	37	38	129.60	1.5	4.67	22.33
Abierto	25	38	39	326.82	1.5	7.42	33.44
Abierto	26	39	40	97.20	1.5	1.31	25.89
Abierto	30	23	27	91.10	2	0.47	55.03
Abierto	31	26	27	139.33	1	1.04	57.00
Abierto	33	17	16	88.40	1	0.41	47.04
Abierto	40	18	21	89.80	1	0.67	50.61
Abierto	42	27	28	36.28	2	0.13	52.79
Abierto	43	28	30	56.16	2	0.19	53.88

2.2.9.5 Obras hidráulicas

Los detalles se presentan en la hoja No.12, de los planos del apéndice.

Caja reunidora de caudales

Se proyectó la instalación de una caja reunidora de caudales de 2.16m^3 , al ingreso del tanque de almacenamiento, a manera de unificar los caudales provenientes de las dos fuentes de abastecimiento. Construida con mampostería de piedra; dispositivos de limpieza y rebalse.

Cajas de válvulas de compuerta

Las válvulas de compuerta se contemplan para aislar en determinado momento alguna sección de la instalación, con el fin de efectuar alguna reparación, inspección o mantenimiento. Estarán enterradas y protegidas por cajas de mampostería de piedra con tapaderas de concreto reforzado.

Pozos de visita

Se colocarán para la protección y acceso a las válvulas de compuerta instaladas a la salida del tanque de distribución y almacenamiento. Tendrán una profundidad de 3.20 metros a partir del nivel del terreno y estarán conformados por paredes de ladrillos de punta rústicos, alisados con mezcla cemento-cal-arena de río, colchón de arena como base y tapaderas circulares de concreto reforzado.

Pasos de zanjón

Se utilizan en sustitución de pasos aéreos cuando las secciones son menores de cinco metros, para proteger la tubería que estaría a nivel superficial, debido a la topografía. La ubicación se muestra en los planos de planta perfil del apéndice.

Paso aéreo

Se utilizó para salvar una depresión de 13.85m de longitud, con tubería de HG tipo liviano (TL), soportada por dos columnas de concreto reforzado con anclajes; sostenida por cables galvanizados articulados por mordazas.

2.2.10 Sistema de desinfección

Se utilizará un alimentador automático de tricloro instalado en serie con la tubería de conducción, a la salida de la bomba dentro de la caseta de bombeo.

La cantidad de litros que se tratarán a través del sistema será el caudal de bombeo por doce horas al día. Este caudal es de 4.89lts/seg, haciendo un total de 211248 litros diarios.

Las tabletas de tricloro son una forma de presentación del cloro: pastillas de 200gramos de peso, 3pulgadas de diámetro, por 1pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90% y 10% de estabilizador. La velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gramos en 24 horas. Para determinar la cantidad de tabletas al mes para clorar el caudal de bombeo se hace mediante la fórmula para hipocloritos, y esta es:

$$G = \frac{C * M * D}{\%CL}$$

Donde:

G= Gramos de tricloro

C= Miligramos por litro deseados

M= Litros de agua a tratarse por día

D= Número de días

%CL= Concentración de cloro

La cantidad de gramos de tricloro oscila entre 0.07% y 0.15%, éste depende del caudal de bombeo a tratar, para este proyecto (4.98lts/seg=215,136lts/día) se utilizará un valor del 0.1%, por lo que se tiene:

$$G = \frac{0.001 * 215136\text{lts/día} * 30\text{días}}{0.9}$$

$$G = 7171.2\text{gramos}$$

Lo cual significa que se necesitan 36 tabletas mensuales. Estas serán colocadas por el encargado de mantenimiento de forma gradual en el alimentador, cuidando de su limpieza una vez al mes. El gasto de operación del sistema de desinfección será tomado en cuenta para la propuesta de tarifa.

2.2.11 Programa de operación y mantenimiento

La operación y el mantenimiento del sistema deberán realizarse según la tabla siguiente:

Tabla XV. Programa de operación y mantenimiento

No.	Descripción	Tiempo de ejecución														
		Año / mes														
		Año 1		Año 2		Año 3		Año 4		Año 5		Año 6		Año 7		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1*	Alimentación de diesel a bomba de conducción	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2	Mantenimiento del sistema	X		X		X		X		X		X		X		
3*	Alimentación y limpieza del sistema de desinfección	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
4	Limpieza y mantenimiento de tanques del sistema		X		X		X		X		X		X			X
5	Limpieza y mantenimiento de equipo de bombeo		X		X		X		X		X		X			X
6	Reposición de equipo de bombeo															X

* Estas actividades serán realizadas mensualmente.

2.2.12 Propuesta de tarifa

Para que el sistema cumpla con su cometido y sea autosostenible se requiere de un fondo de operación y mantenimiento, por lo que se determinó una tarifa que cada una de las viviendas deberá cancelar. El cálculo se realizó con base a los lineamientos del proyecto de agua y salud rural de CARE, empleando la metodología siguiente:

Costo de operación (O)

Representa el pago mensual al fontanero por revisión de tubería, conexiones domiciliarias, mantenimiento y operación de los sistemas de desinfección y bombeo. Estimando que recorrerá 3 kilómetros de línea, revisará 40 conexiones, atendiendo el cuidado y limpieza. Además se contempla un factor que representa las prestaciones. Por lo que se tiene:

$$O = 1.43 * \left[\frac{L_{\text{tubería}} * \text{jornal}}{L_{\text{tubería}} / \text{mes}} + \frac{\#_{\text{conexiones}} * \text{jornal}}{40_{\text{conexiones}} / \text{mes}} + \frac{\text{Mantenimiento} * \text{Jornal}}{30_{\text{días}} / \text{mes}} \right]$$
$$O = 1.43 * \frac{9.30\text{km} * Q40}{3\text{km}} + \frac{1007\text{conexiones} * Q40}{40\text{conexiones}} + \frac{Q40}{30} = Q1619.24 / \text{mes}$$

Costo de mantenimiento (M)

Este costo se utilizará para la compra de materiales del proyecto cuando sea necesario sustituir los que estén instalados. Se estima como el 4 por millar del costo total del proyecto.

$$M = \frac{0.004 * \text{Costo}_{\text{proyecto}}}{20} = \frac{0.004 * Q1649254}{20} = Q329.85 / \text{mes}$$

Costo de tratamiento (T)

Éste será el que se requiere para la compra y mantenimiento del método de desinfección, gasto mensual.

T = Costo tableta en gramos * Numero de tabletas a utilizar en un mes

$$T = Q0.50/tableta * 36tabletas = Q18.00/mes$$

Costo de administración (A)

Representa el fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Se estima un 15% de la suma de los anteriores.

$$A = 0.15 * (O + M + T) = 0.15 * (Q1619.24 + Q329.85 + Q18.00) = Q295.06/mes$$

Costo de reserva (R)

Cantidad de dinero dedicada a cualquier imprevisto que afecte al proyecto. Será del 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 0.12 * (O + M + T) = 0.12 * (Q1619.24 + Q329.85 + Q18.00) = Q236.05/mes$$

Costo de operación de bomba (CB)

Para operar la bomba del sistema se requiere de un costo adicional por combustible -diesel- y transporte del mismo

$$CD = \text{Galones}_{\text{día}} * \text{No.}_{\text{días}} * \text{Costo}_{\text{galón}} = 9.2_{\text{galones}} * 30_{\text{días}} * Q.18.00 = Q.4968.00/mes$$

$$CT = \text{Servicio}_{\text{mensual}} + \text{Jornal}_{\text{personal}} = Q.2500.00 + Q40 * 3_{\text{personas}} * 4_{\text{días}} = Q2980.00$$

$$CB = CD + CT = Q4968.00 + 2980.00 = Q7948.00/mensuales$$

Cálculo de tarifa propuesta (TAR)

$$TAR = \frac{O + M + T + A + R + CB}{\# \text{viviendas}}$$

$$TAR = \frac{Q1619.24 + Q329.85 + Q18.00 + Q295.06 + Q236.05 + Q7948.00}{1007 \text{viviendas}} = Q18.26/mes$$

A la tarifa deberán agregarse los costos de mantenimiento y operación de los pozos a adherirse al sistema. Se propone actualmente, un mínimo de Q20.00 por servicio mensual. Este es un valor accesible para la población, ya que el ingreso promedio diario es de Q.25.00 por persona.

2.2.13 Planos y detalles

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable se presentan en el apéndice; están conformados por: línea de conducción, plantas de densidad poblacional, topografía, curvas de nivel, diseño general, diseño hidráulico, perfiles de ramales abiertos y detalles.

2.2.14 Presupuesto

Para el cálculo del presupuesto se aplicaron los criterios descritos en el inciso 2.1.21

Tabla XVI. Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	LÍNEA DE CONDUCCIÓN				Q534,372.00
1.1	Replanteo topográfico	Km	1.7	Q1,800.00	Q3,060.00
1.2	Excavación y relleno	ml	1022.63	Q52.34	Q53,524.45
1.3	Sistema de captación	Global	1	Q53,681.17	Q53,681.17
1.4	Tanque de almacenamiento 50m3	Global	1	Q151,085.61	Q151,085.61
1.5	Caseta de bombeo y bomba diesel de 25HP	Global	1	Q94,541.00	Q94,541.00
1.6	Alimentador automático de tricloro	Unidad	1	Q1,100.00	Q1,100.00
1.7	Instalación tubería HG TL de 3"	ml	705	Q94.07	Q73,437.79
1.8	Instalación tubería PVC 250psi de 3"	ml	1022.63	Q69.99	Q73,254.12
1.9	Cajas de válvulas	Unidad	9	Q1,606.68	Q14,460.13
1.10	Paso aéreo de 15 metros de longitud	Global	1	Q16,227.35	Q16,227.35
2	RED DE DISTRIBUCIÓN				Q835,623.00
2.1	Replanteo topográfico	Km	8	Q1,800.00	Q14,400.00
2.2	Excavación y relleno	ml	8010.72	Q33.86	Q271,242.95
2.3	Instalación tubería PVC 160psi de 6"	ml	1026.82	Q244.32	Q250,872.10
2.4	Instalación tubería PVC 160psi de 5"	ml	144.71	Q199.49	Q28,867.83
2.5	Instalación tubería PVC 160psi de 4"	ml	339.56	Q120.31	Q40,853.30
2.6	Instalación tubería PVC 160psi de 2 1/2"	ml	1171.62	Q50.89	Q59,622.91
2.7	Instalación tubería PVC 160psi de 2"	ml	1803.01	Q35.33	Q63,695.01
2.8	Instalación tubería PVC 160psi de 1 1/2"	ml	2261.47	Q23.57	Q53,293.57
2.9	Instalación tubería PVC 160psi de 1"	ml	1153.5	Q14.31	Q16,506.94
2.10	Instalación tubería PVC 160psi de 3/4"	ml	110.01	Q11.73	Q1,289.95
2.11	Pasos de zanjón	Unidad	3	Q948.11	Q2,844.32
2.12	Cajas de válvulas	Unidad	20	Q1,606.68	Q32,133.62
3	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN				Q279,259.00
3.1	Excavación y relleno	m3	279	Q73.71	Q20,565.09
3.2	Muros perimetrales por gravedad	m3	43.45	Q1,300.83	Q56,515.76
3.3	Muro intermedio por gravedad	m3	15.45	Q1,300.83	Q20,097.79
3.4	Vigas perimetrales	ml	32.4	Q801.87	Q25,980.61
3.5	Viga intermedia	ml	5.3	Q832.85	Q4,414.13
3.6	Techo de losa	m2	50	Q1,315.25	Q65,762.49
3.7	Fondo de tanque	m2	50	Q1,269.06	Q63,453.02
3.8	Tapaderas de ingreso	Unidad	2	Q879.15	Q1,758.29
3.9	Pozos de visita para válvulas	Unidad	2	Q5,298.36	Q10,596.71
3.10	Instalación de tubería PVC 160PSI	ml	16	Q431.39	Q6,902.16
3.11	Cajas de válvulas	Unidad	2	Q1,606.68	Q3,213.36
TOTAL:				Q1,649,254.00	
EN LETRAS:				<i>Un millón seiscientos cuarenta y nueve mil, doscientos cincuenta y tres quetzales exactos</i>	

2.2.15 Cronograma

Tabla XVII. Cronograma para ejecución de abastecimiento de agua potable

		TIEMPO DE EJECUCIÓN																									
		MES/SEMANAS																									
		MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6					
No.	DESCRIPCIÓN	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24		
1	Línea de conducción	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X										
2	Red de distribución						X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		
3	Tanque de distribución									X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X							

2.2.16 Evaluación de Impacto Ambiental

La actividad a desarrollar se caracteriza como proyecto nuevo. El área total de la aldea es de 28,000m², siendo el área para construcción de 3,000m². El mayor riesgo durante la ejecución corresponde al producido por movimientos de tierra.

Tabla XVIII. Evaluación de Impacto Ambiental

Alteraciones	Medidas de mitigación
<i>Sistema atmosférico</i>	
Presencia de partículas en suspensión y polvo.	Riego permanente para humedecer las fuentes de emanación de partículas suspendidas.
	Dotación de equipo de seguridad al personal.
Modificación auditiva por generación de ruidos propios de las actividades.	Realización de trabajos en horas hábiles.
<i>Sistema lítico y edáfico</i>	
Movimiento de tierra, corte y relleno, sin extracción del área de manejo.	Manejo ordenado de volúmenes extraídos.
	Compactación adecuada en áreas de relleno.
<i>Sociedad y cultura</i>	
Inconvenientes en la circulación peatonal y vehicular	Correcta señalización del área de trabajo.
	Previsión de espacio libre para circulación.
<i>Paisaje</i>	
Modificación visual al área de los tanques enterrados.	Implementación de barrera visual con árboles y arbustos propios de la región, alrededor del área de tratamiento de aguas residuales.
<i>Disposición de deshechos</i>	
Disposición de excretas y aguas servidas.	Instalación de letrinas móviles, solicitando el servicio de limpieza correspondiente.

Considerando la carencia de flora y fauna significativa, así como las alteraciones previamente descritas, los impactos ambientales son mínimos.

2.2.17 Evaluación socio-económica

2.2.17.1 Valor Presente Neto

Costo de ejecución = Q1,649,254.00, debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea o no gubernamental. Para el análisis de VPN, este rubro no se considerará debido a que se analiza si el proyecto es auto sostenible.

Reposición de equipo de bombeo: Q55, 000.00

La bomba que se utilizará en el sistema tiene una vida útil, de 7 años, por lo que deberá ser reemplazada durante el período de diseño. El precio actual de una bomba MEYER de 25Hp es de Q55, 000.00, por lo que se tendrá este gasto de mantenimiento cada 7 años.

Costo de operación y mantenimiento anual (CA)

$$CA = (O+M+T+A+R+CB)*12 = Q10446.20*12\text{meses} = Q125,354.40$$

Tarifa poblacional anual (IA)

$$IA = Q20/\text{vivienda}*1007\text{vivienda}*12\text{meses} = Q241680.00$$

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n}$$

Donde VP= valor presente

VF= Costo futuro por reposición de equipo de bombeo

n=Período en que se reemplazará el equipo de bombeo

i=Tasa de interés

1era reposición de equipo de bombeo

$$VP = \frac{55,000}{(1+0.11)^7} = Q26,491.21$$

2da reposición de equipo de bombeo

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} = \frac{55,000}{(1+0.11)^{14}} = Q12759.72$$

Costo de operación y mantenimiento

$$VP = CA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 125354.40 * \left[\frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} \right] = Q998,238.22$$

Tarifa poblacional

$$VP = IA * \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} \right] = 241680 * \left[\frac{(1+0.11)^{20} - 1}{0.11 * (1+0.11)^{20}} \right] = Q1,924,577.14$$

El valor presente neto estará dado por la sumatorias de ingresos menos los egresos que se realizaron durante el periodo de funcionamiento del sistema.

VPN = ingresos - egresos

$$VPN = Q1,924,577.14 - Q26,491.21 - Q12,759.72 - Q998,238.22 = Q898,087.99$$

Con la tarifa propuesta, el proyecto podrá cubrir todos los costos de operación y mantenimiento que se necesitan durante el período de funcionamiento.

2.2.17.2 Tasa Interna de Retorno

Debido a las razones expuestas en el inciso 2.1.24.2 se realiza análisis de costo/beneficio:

$$\text{Costo} = \text{Inversión inicial} - \text{VPN} = Q1,649,254.00 - Q898,087.99 = Q751,166.01$$

Beneficio = No. de habitantes beneficiados (a futuro)

$$\text{Costo/Beneficio} = \frac{Q751,166.01}{4564\text{hab}} = Q164.59/\text{hab.}$$

El proyecto podrá ser considerado favorablemente por cualquiera de las instituciones que trabajan actualmente con la municipalidad.

CONCLUSIONES

1. El sistema de alcantarillado sanitario en la aldea San Rafael El Arado, es un proyecto a ejecutar en 8 meses, con un costo de Q2,742,985.00, que beneficiará a un total de 4,053 habitantes. Es auto sostenible, debido a que su mantenimiento y operación será efectivamente saldado por la tarifa de aporte económico de la población.
2. La ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable, durará un período de 6 meses a un costo de Q1,649,254.00; el total de habitantes beneficiados asciende a 4,564. La cuota de contribución que aportarán los mismos, cubrirá por completo los costos de operación y mantenimiento del sistema, por lo que será auto sostenible.
3. Las tarifas de contribución vecinal establecidas, son accesibles, dentro de las poblaciones, debido a que los ingresos promedio diarios son de Q.25.00 por persona, siendo posible cancelar una cuota mensual de Q.5.00 en la aldea San Rafael El Arado y Q. 20.00 para la aldea Las Flores.
4. Debido a las características de los proyectos, para realizar inversiones en ellos son evaluados por medio de la relación Costo/Beneficio; obteniendo resultados favorables para ambos, Q.622.86/habitante en San Rafael El Arado y Q.164.59/habitante en Las Flores.
5. El Ejercicio Profesional Supervisado provee al estudiante, una fuente de crecimiento tanto en experiencia como en adquisición de criterios para la solución de proyectos reales; siendo excelente complemento en la formación de un Ingeniero Civil.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Sumpango

1. Dar prioridad a la ejecución de los proyectos propuestos, debido a que son de necesidad primaria para la salud y bienestar de la población de ambas aldeas.
2. Todo proyecto de alcantarillado sanitario, deberá contener dentro del sistema, un tratamiento para aguas residuales, para evitar situaciones contrarias a la ley del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.
3. Culminar satisfactoriamente la gestión del estudio, ejecución y operación de los pozos mecánicos, reforzando el abastecimiento para el sistema de agua potable de la aldea Las Flores.
4. Realizar la planificación conjunta de los proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario para los sectores del municipio carentes de estos sistemas, optimizando con ello los recursos existentes.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Código de diseño de hormigón armado ACI 318R-99.** s.i. s.e 1999. 576pp.
2. Comisión Guatemalteca de Normas COGUANOR. **Normas para exámenes bacteriológico y físico-químico sanitario, norma COGUANOR 29001.** Guatemala: s.e.
3. Estrada Hurtarte, Gustavo Adolfo. Manual de cuantificación de materiales para urbanizaciones y edificaciones. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1990.
4. Instituto de Fomento Municipal INFOM. **Guía para el sistema de abastecimiento de agua potable a zonas rurales.** Guatemala: s.e. 1997.
5. Instituto de Fomento Municipal INFOM. **Normas generales para diseño de alcantarillado.** Guatemala: s.e. 2001.
6. Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. **Inventario de tecnologías de agua y saneamiento en Guatemala utilizadas en comunidades rurales e indígenas.** Guatemala: s.e. s.i.


APÉNDICE

- ✓ RESULTADOS DE ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO SANITARIO Y BACTERIOLÓGICO

- ✓ PLANOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO

- ✓ PLANOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Figura 8. Análisis físico químico sanitario



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS)-CENTRO
 DE INVESTIGACIONES (CII)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

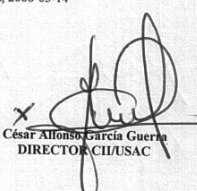

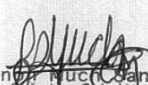
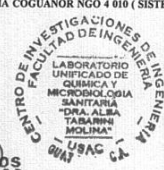
O.T. No. 19763		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 22232		
INTERESADO:	<u>FACULTAD DE INGENIERIA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD</u>			
RECOLECTADA POR:	<u>Ana Lucía Juárez Mérida</u>	DEPENDENCIA:	<u>USAC</u>			
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	<u>Aldea Las Flores</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2006-03-02; 10 h 38 min.</u>			
FUENTE:	<u>Superficial (nacimiento de aldea)</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	<u>2006-03-03; 10 h 30 min.</u>			
MUNICIPIO:	<u>Sumpango</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>			
DEPARTAMENTO:	<u>Sacatepéquez</u>					
RESULTADOS						
1. ASPECTO:	<u>Claro</u>	4. OLOR:	<u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	<u>-- ° C</u>	
2. COLOR:	<u>01,00 Unidades</u>	5. SABOR:	<u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	<u>186,00 μmhos/cm</u>	
3. TURBIEDAD:	<u>00,60 UNT</u>	6.potencial de Hidrógeno (pH):	<u>06,40 unidades</u>			
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	
1. AMONIACO (NH ₃)	00,18	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,00	11. SOLIDOS TOTALES	114,00	
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,10	12. SOLIDOS VOLÁTILES	11,00	
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	07,04	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	103,00	
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,01	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,80	
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	68,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	99,00	
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)						
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L			
00,00	00,00	100,00	100,00			
OTRAS DETERMINACIONES						
OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.						
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 20 TH EDITION 2 000, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.						
Guatemala, 2006-03-14						
Vo.Bo.					Zenobio Nuñez Santos Ing. Químico C.O. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	

Figura 9. Examen bacteriológico



LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS
 HIDRÁULICOS (ERIS) – CENTRO DE INVESTIGACIONES (CII)
 DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

O.T. No. 19763		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A-197100
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>	
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Ana Lucía Juárez Mérida</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea Las Flores</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2006-03-02: 10 h 35 min</u>	
FUENTE:	<u>Superficial (nacimiento de aldea)</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2006-03-03: 10 h 30 min.</u>	
MUNICIPIO:	<u>Sumpango</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO:	<u>Sacatepéquez</u>	SABOR:	<u>----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>clara</u>	CLORO RESIDUAL	<u>----</u>	
OLOR:	<u>Inodora</u>			
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)				
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA		
		FORMACION DE GAS		
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C	
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++	
01,00 cm ³	+++++	+++++	+++++	
00,10 cm ³	+++++	+++++	+++++	
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		> 16 x 10 ²	> 16 x 10 ²	
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 20 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.				
CONCLUSION Desde el punto de vista del examen bacteriológico, se enmarca en la clasificación I Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección.				
Guatemala, 2006-03-14				
Vo.Bo. X				
	Ing. César Alfonso García Guerra DIRECTOR CII / USAC		Zorlen Múchez Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	



SIMBOLOGIA	
■	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
□	IGLESIA CATÓLICA
⊗	IGLESIA EVANGÉLICA
⊙	SALÓN COMUNAL
□	ESCUELA
□	VIVIENDAS
⌠	PILAS PÚBLICAS
⊞	CANCHA DE FÚTBOL



PLANTA DE DENSIDAD POBLACIONAL

ESCALA: 1:3200

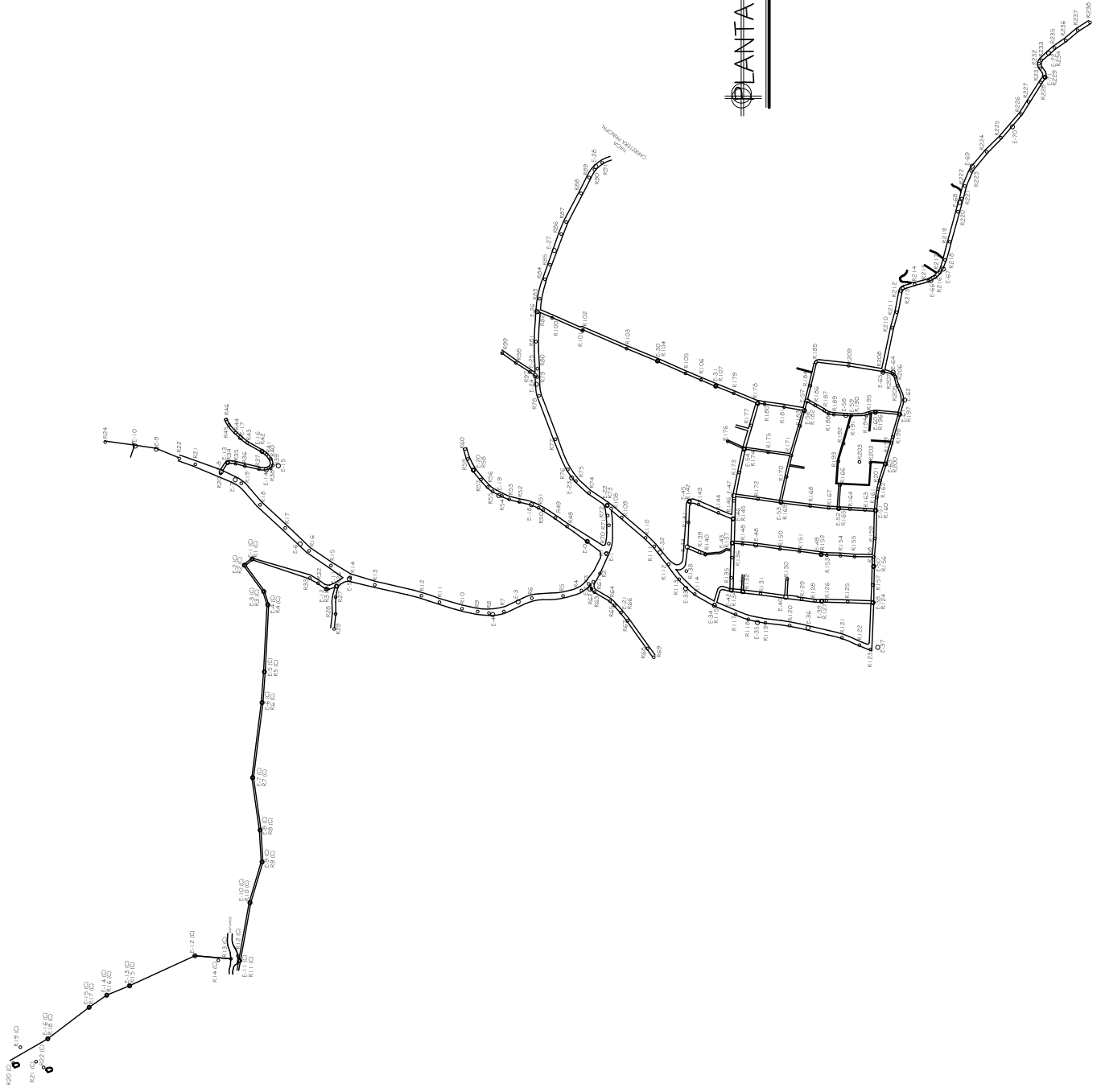
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Departamento de Ingeniería</i>	
PROYECTO:	SISTEMA DE AGUA POTABLE AGUA LAS FLORES
CONTENIDO:	PLANTA DE DENSIDAD POBLACIONAL
INGENIERO:	ING. JUAN ESCOBAR
BOCCAS:	BOCCA: MAURICIO LARREA HERRERA
FECHA:	AGOSTO 2005
113 <small>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</small>	



SIMBOLOGÍA	
○	ESTACIÓN OBSERVADA
○	RADIACIÓN OBSERVADA
E-I	INDICA EL NÚMERO DE ESTACIÓN
R-I	INDICA EL NÚMERO DE RADIACIÓN
○	NACIMIENTO DE AGUA SUPERFICIAL

PLANTA DE TOPOGRAFÍA

ESCALA: 1:3500



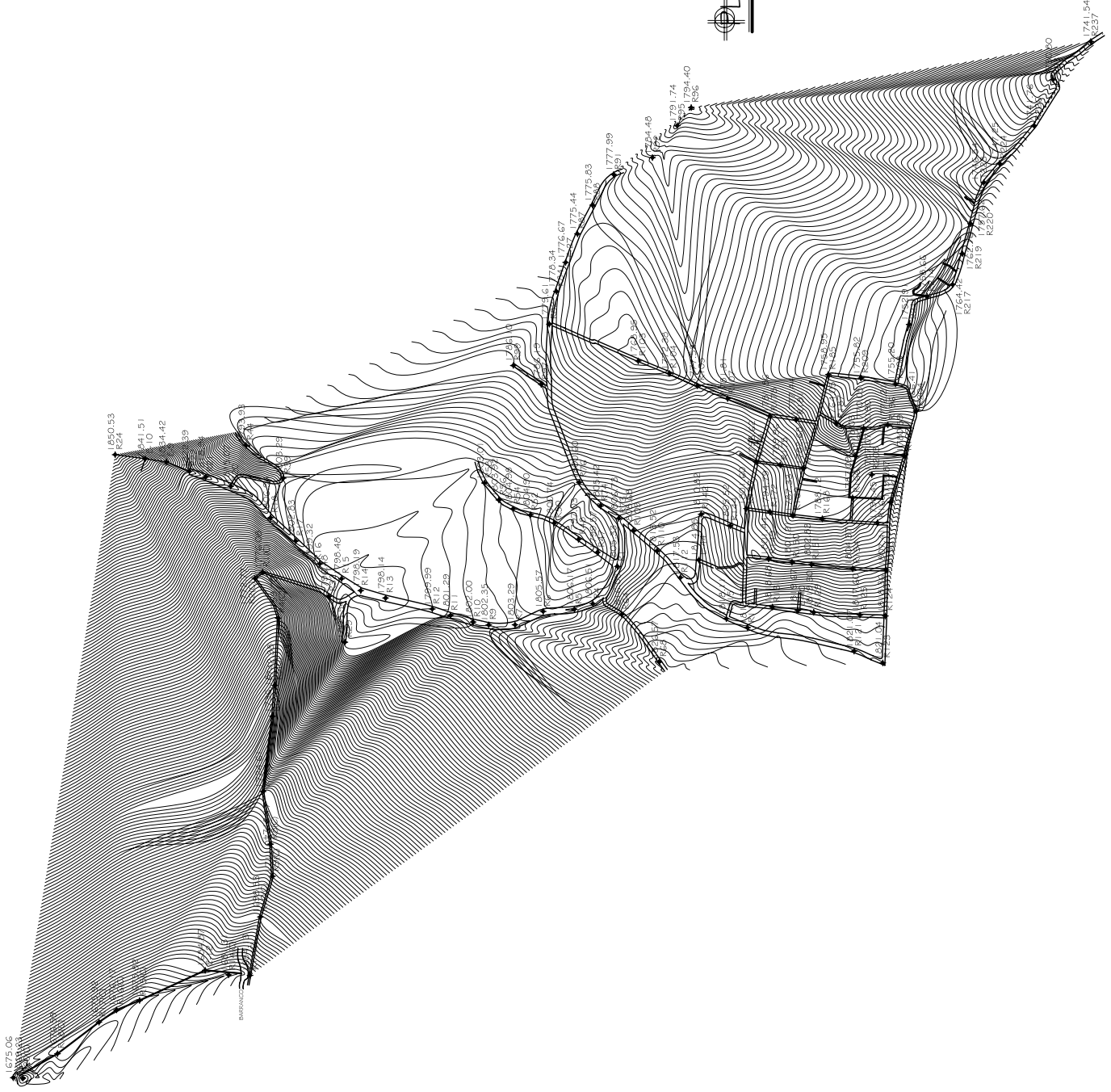
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Escuela Profesional de Ingeniería</i>	
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDAS LAS FLORES	
AUTOR: INGENIERO JUAN REYES GONZALEZ	
FECHA: MARZO 2002	
TÍTULO: PLANTA DE TOPOGRAFÍA	
LUGAR: ALDAS LAS FLORES	
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL	
CATEDRA: TOPOGRAFÍA	
NÚMERO: 2/13	



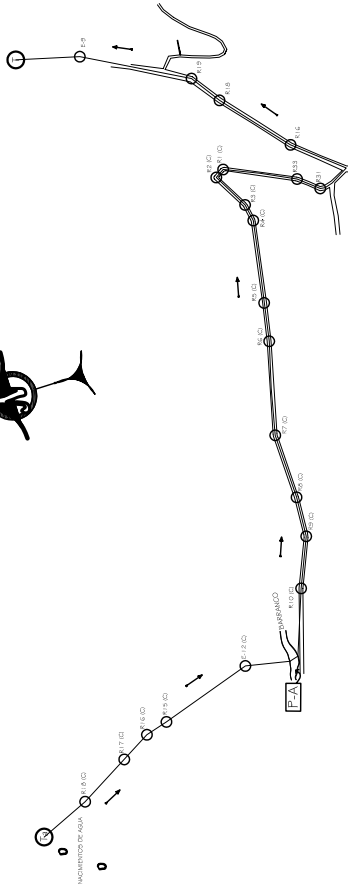
SIMBOLOGÍA	
	PUNTO OBSERVADO
	INDICA EL NÚMERO DE ESTACIÓN
	INDICA EL NÚMERO DE RADIACIÓN
	ELEVACIÓN VERTICAL
	CAMINOS

PLANTA DE CURVAS DE NIVEL

ESCALA: 1:3500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Departamento de Ingeniería</i>	
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA LAS FLORES	
TÍTULO: PLANTA DE CURVAS DE NIVEL	
ING. JUAN FERRAZ GÓZ	ING. JUAN FERRAZ GÓZ
FECHA: 10/05/2007	FECHA: 10/05/2007
LUGAR: MUNICIPIO DE BUAPANGO	

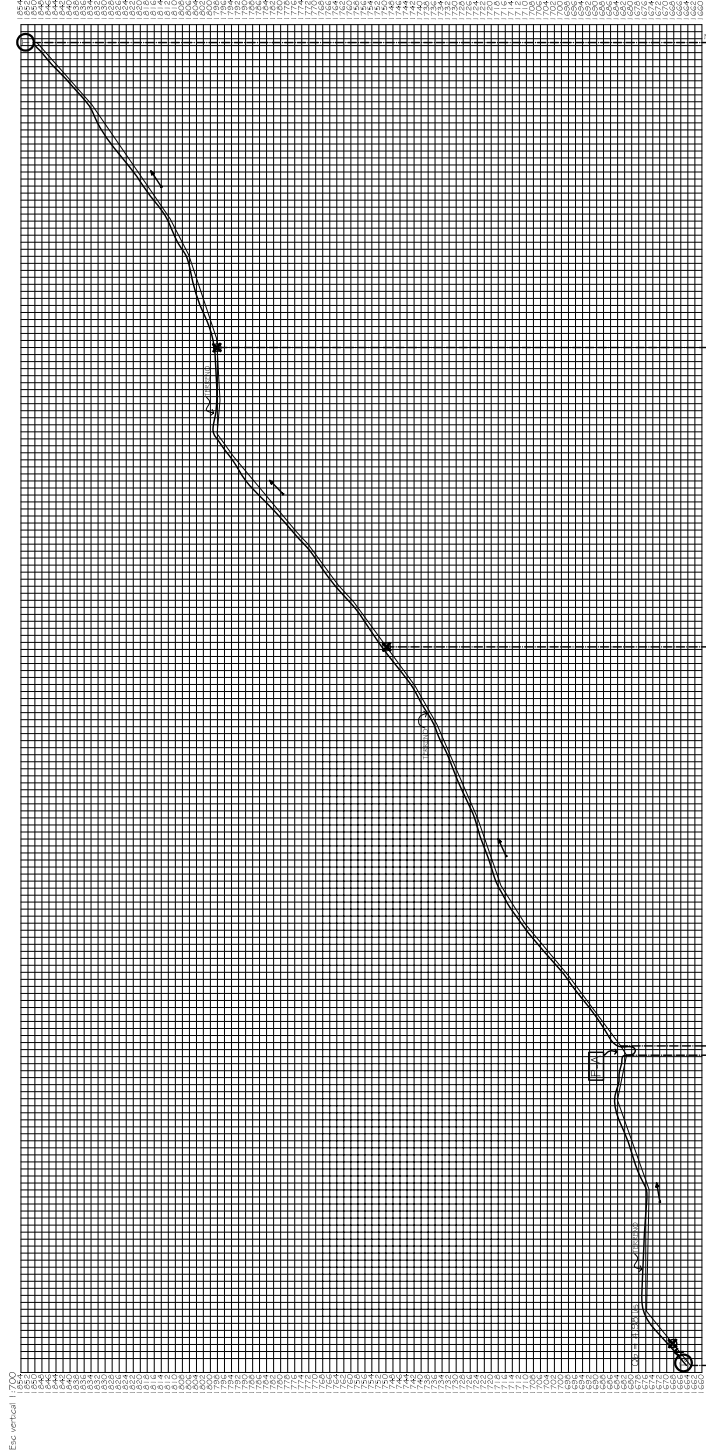


SIMBOLOGÍA

NIVEL DEL TERRENO	
	TUBERÍA MATERIAL, RESISTENCIA Y Ø INDICADO
	PASO AÉREO, 1.5 METROS DE LONGITUD
	LONGITUD DE TRAMO, Ø Y TOTAL DE TUBOS
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	DIRECCIÓN DEL TUBO
	VÁLVULA DE COMPUTA, Ø 3"
	CHEQUE HORIZONTAL, Ø 3"

PLANTA DE CONDUCCIÓN

ESCALA: 1:3500



1153.23 mts HG TL Ø= 3"
Total de tubos: 1192

1022.63 mts PVC 250 PSI Ø= 3"
Total de tubos: 1703

- ESPECIFICACIONES:
1. TODAS LAS TUBERÍAS DE PVC, DEBERÁN ENTERRARSE A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.80 METROS SOBRE LA CORDONA (NIVEL SUPERIOR DEL TUBO).
 2. ANCHAJES: EN UNIONES DE TUBERÍAS DE HG, VER DETALLES EN PLANO # 6

PERFIL DE CONDUCCIÓN

ESCALA: INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela de Ingeniería
Profesional Supergrado

PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE ALBA LAS FLORES

CONTENIDO: PLANTA PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN

ING. JUAN MEDINA
 INGENIERO

ING. JUAN MEDINA
 INGENIERO

FECHA: JUNIO 2003

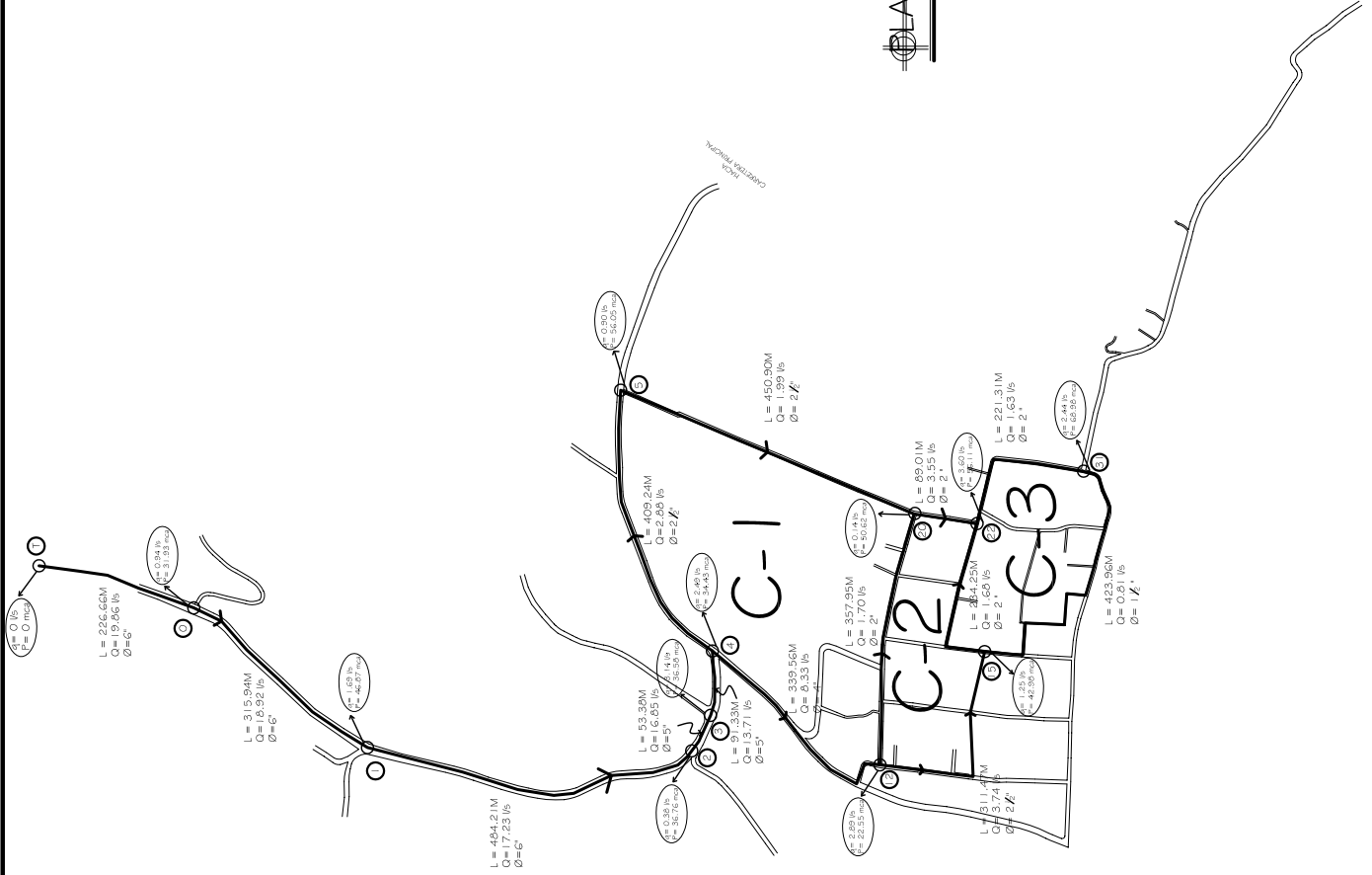
NO. DE INGENIERO DE SUPLENIDO: 413



SIMBOLOGIA	
○	NODO
C-1	CIRCUITO
q	GASTO EN NODO
P	PRESIÓN EN NODO
L	LONGITUD DE TRAMO
∅	DIÁMETRO DE TUBERÍA PVC 160 PSI
Q	CAUDAL DE TRAMO

PLANTA DE DISEÑO GENERAL

ESCALA: 1:3200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Departamento Profesional Supervisado

PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA LAS FLORES

INTEGRANTES:
 ING. JUAN ROSALES
 ING. JUAN ROSALES
 ING. JUAN ROSALES

INDICADOR:
 PLANTA DE DISEÑO GENERAL

FECHA:
 JUNIO 2002

5/13

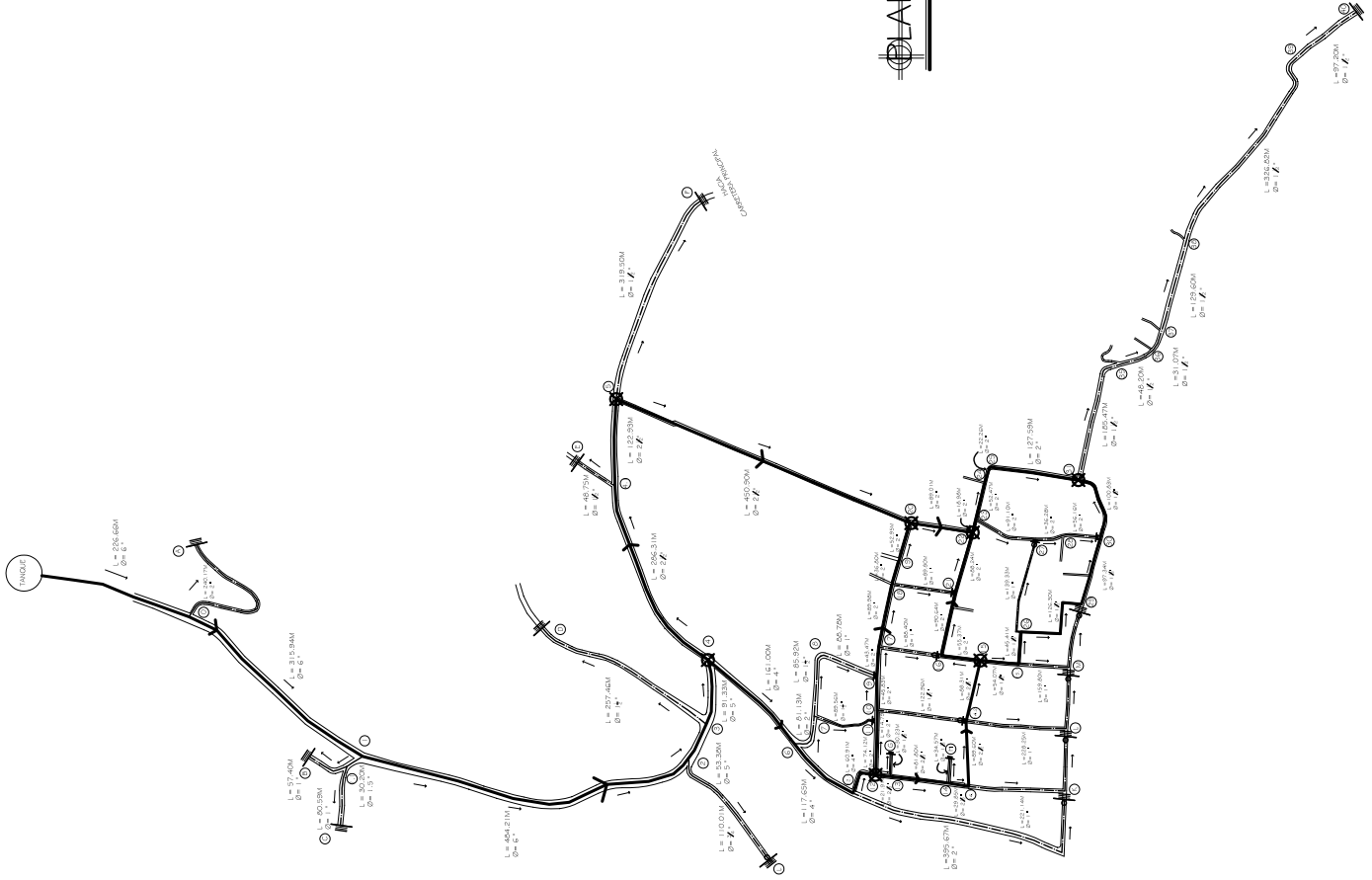
1. ING. JUAN ROSALES
 10. IN. MUNICIPALIDAD DE SUMAPAZ



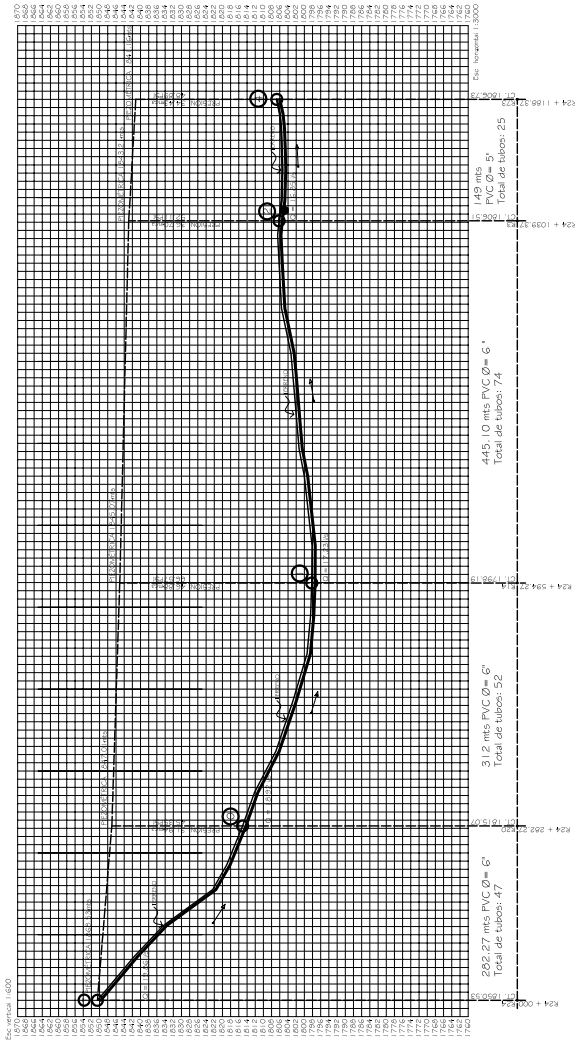
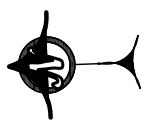
SIMBOLOGÍA	
○	NODO
—	TUBERÍA PVC 1.60 PSI, CIRCUITOS PRINCIPALES
- - -	TUBERÍA PVC 1.60 PSI, TRAMOS SECUNDARIOS
→	DIRECCIÓN DE FLUJO
L, Ø	LONGITUD DE TUBERÍA (M), DIÁMETRO (")
⊗	VÁLVULA DE COMPUERTA
○	VÁLVULA DE LIMPIEZA
≡	TAPON HEMBRA

PLANTA DE DISEÑO HIDRÁULICO

ESCALA: 1:3200

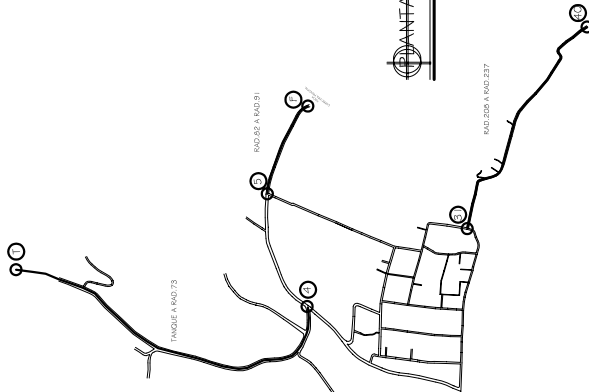


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Departamento Profesional Supervisado</i>	
PROYECTO:	SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA LAS FLORES
CONTENIDO:	PLANTA DE DISEÑO HIDRÁULICO
ING. JUAN ROSALES	VALUADOR, LUIS FERRERA
ING. JUAN ROSALES	ING. JUAN ROSALES
ING. JUAN ROSALES	ING. JUAN ROSALES
ING. JUAN ROSALES	ING. JUAN ROSALES



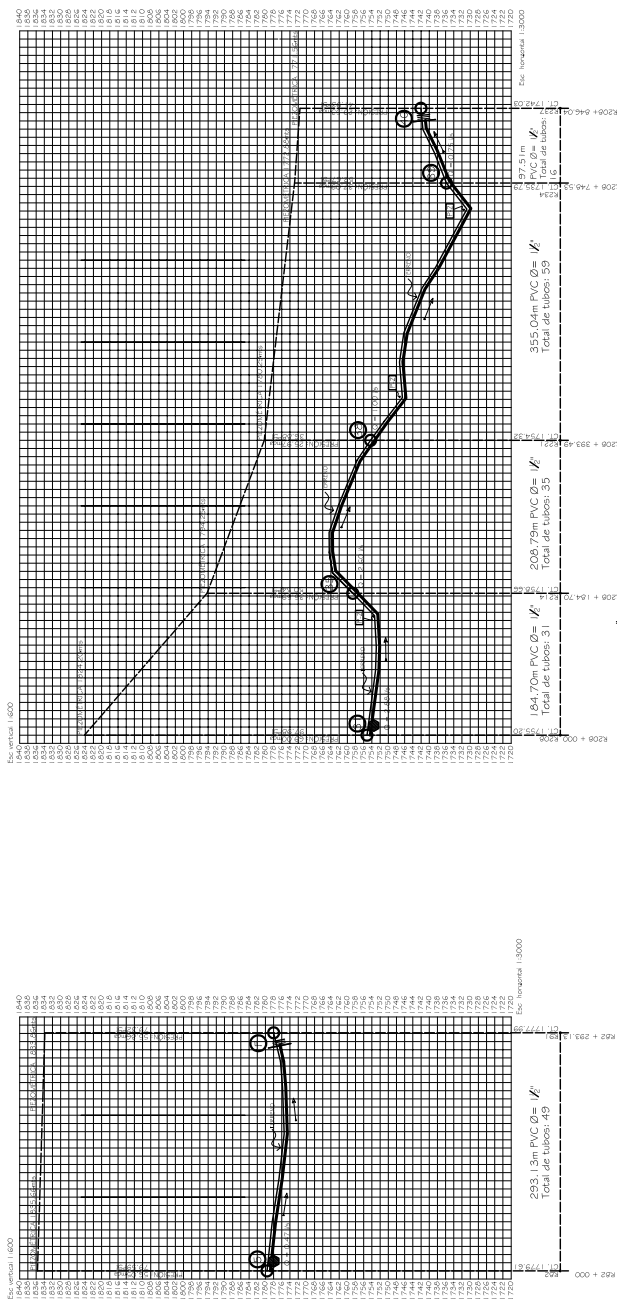
PROFIL DE DISTRIBUCIÓN- TANQUE A RAD.73

ESCALA: INDICADA



PLANTA DE DISTRIBUCIÓN

ESCALA: 1:150



PROFIL DE DISTRIBUCIÓN- RAD.208 A RAD.237

ESCALA: INDICADA

SIMBOLOGÍA	
	NIVEL DEL TERRENO
	TUBERÍA PVC 160 PSI Ø INDICADO
	REDUCTOR DE DIÁMETRO DE TUBERÍA
	PASO DE ZANÓN
	ESTACIÓN
	PUNTO DE CONSUMO
	LONGITUD DE TRAMO: Ø Y TOTAL DE TUBOS
	RECORRIDO DEL RAMAL ABIERTO
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

NOTA: TODAS LAS TUBERÍAS DEBERÁN ENTERRARSE A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.60 METROS SOBRE LA CORDONA NIVEL SUPERIOR DEL TUBO.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Experto Profesional Supervisado

PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE ALBA LAS FLORES

CONTENIDO: PLANTA PERIF. DE RAMALES ABIERTOS

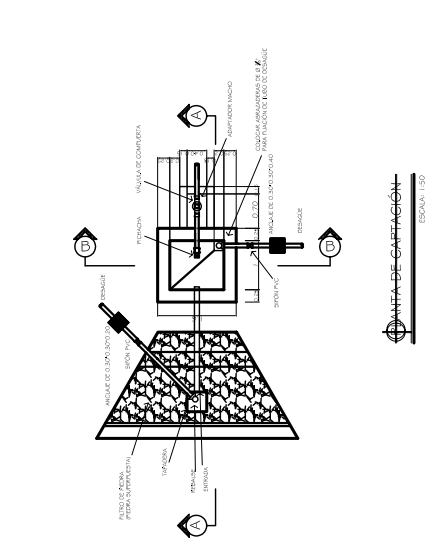
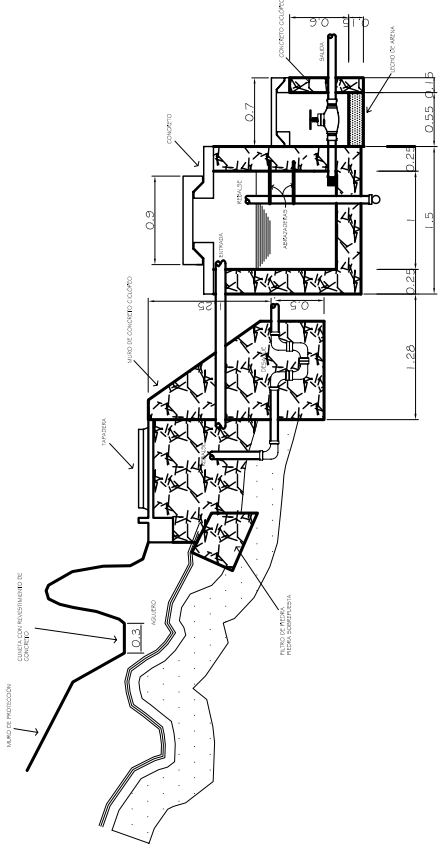
ING. JUAN MEDINA GONZALEZ

FECHA: 10/05/2023

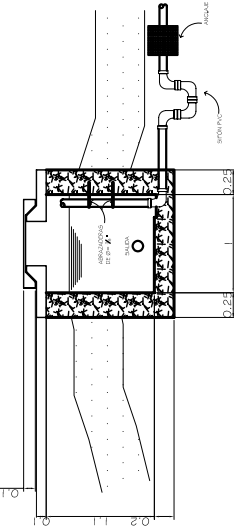
1. ING. JUAN MEDINA GONZALEZ

10. IN. MUNICIPALIDAD DE SUMAMAGO

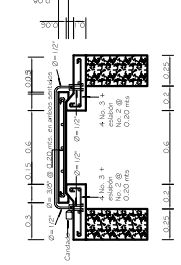
7/13



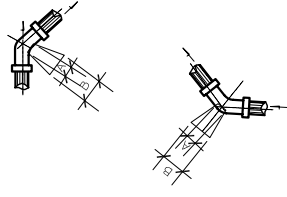
SECCIÓN A-A DE CIFTACIÓN
ESCALA 1:30



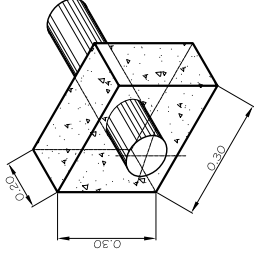
SECCIÓN B-B DE CIFTACIÓN
ESCALA 1:30



TAJUELO DE TAPADERA, CIFTACIÓN
ESCALA 1:20



TAJUELO DE ANCLAJE DE CORDOS
ESCALA 1:10

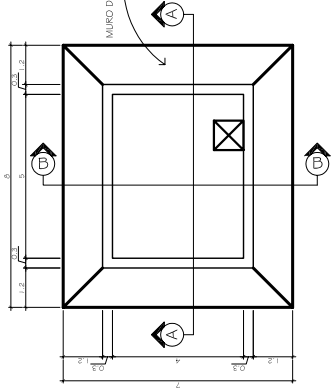


TAJUELO DE CONCRETO
ESCALA 1:10

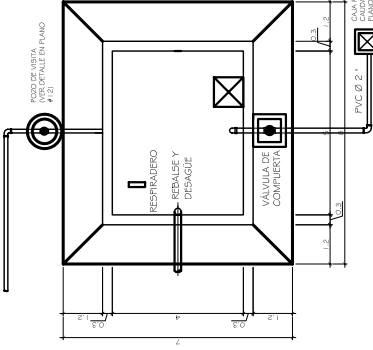
ESPECIFICACIONES:

LA CIMA Y LOS MUIROS DE CIFTACIÓN SERÁN DE CONCRETO CICLOPEO.
 EL CONCRETO A UTILIZAR EN LA TAPADERA DEBE TENER UNA RESISTENCIA MÁXIMA DE 176 Kg / Cm², CON AGREGADO GRUESO NO MAYOR DE 1 / 2".
 PARA OBTENER UN CONCRETO DE LA RESISTENCIA EXIGIDA, SE NECESITA UNA MEZCLA DE LA SIGUIENTE PROPORCIÓN 1:2:12.5
 EL CONCRETO DEBE MANIPULARSE DE TAL MANERA QUE NO AGARRE MATERIALES EXTRANOS Y DEBERÁ MEZCLARSE POR ALGÚN MEDIO (MECÁNICO O MANUAL) PARA ASEGURAR UNA UNIFORMIDAD AL MOMENTO DE LA FUNDICIÓN.

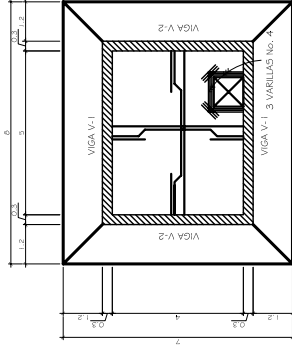
HACIA CASETA DE BOMBEO PVC Ø 3"



ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/75

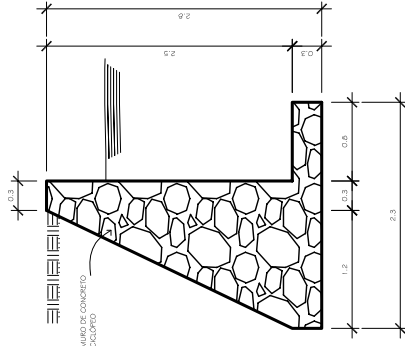


ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/75

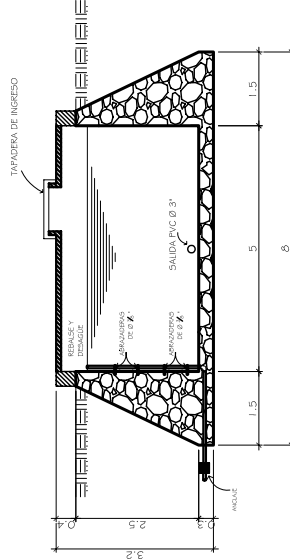


ARMADO: BASTONES, TRINIONES Y RILES CON VARRILLOS No. 3 @ 0.20 Mts. EN AMBOS SENTIDOS

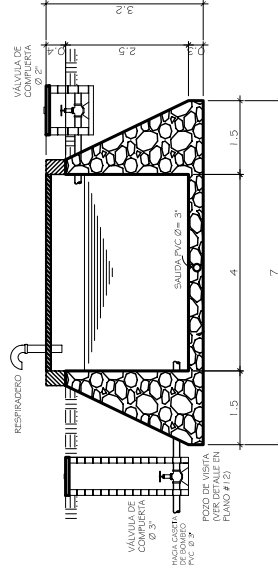
ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/75



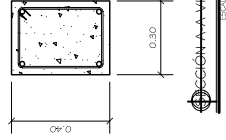
MURDE MURO PERMETRAL ESCALA: 1/25



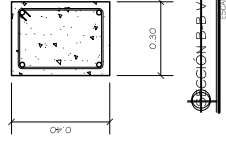
ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/25



ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/25



ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/25



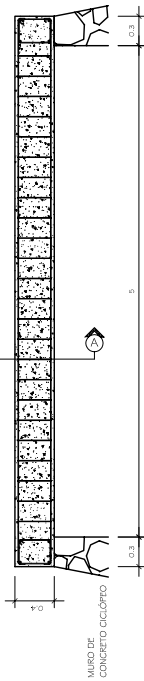
ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/25

ESPECIFICACIONES:

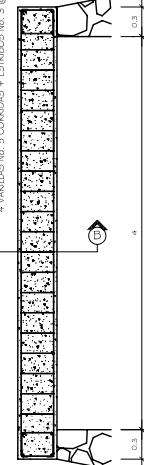
LOS MURDOS DEL TANGUE DEBEN DE CONCRETO CICLOTEO.
 EL CONCRETO CON ESPESOR DE RUPITURA A COMPRESION DE 210 (2000 PSI)
 A LOS 28 DIAS.
 EL ACERO DE REFUERZO A USAR SERA F#28 (O AGUAC# (GRADO 40 US))
 LA PIEDRA A UTILIZAR SERA DE 6" CUBAS EN INTERIORES
 LOS RECLUBIMIENTOS SERAN DE 3 CVAS. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL
 COSTADO DE LA DAPSA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
 LOS MURDOS DE PIEDRA DEBERAN IMPREGNARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CIFA DE
 SABITA DE CEMENTO AREA (1:2) DEBIDAMENTE AISLADA.
 LOS MURDOS DE PIEDRA DEBERAN USARSE CON ESTUQUES APENA
 SE INSTALAN UNA DONDA DE 25 PE. A LA SALIDA DEL TANGUE DE ALMACENAMIENTO, SIGUIENDO LA
 CIAL SE DISPONERA DEL SISTEMA DE DESINFECCION POR UN ALIMENTADOR AUTOMATICO DE PASTILLAS
 DE TRICLORO.

ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/75

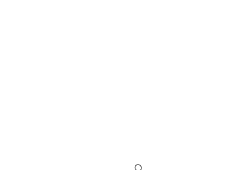
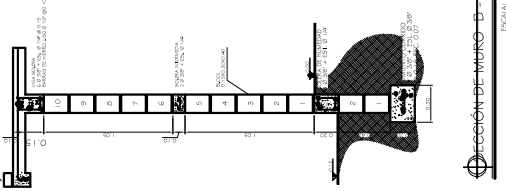
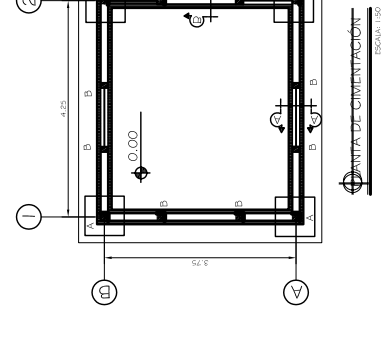
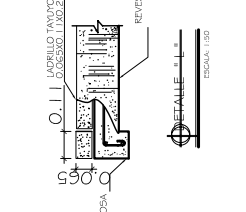
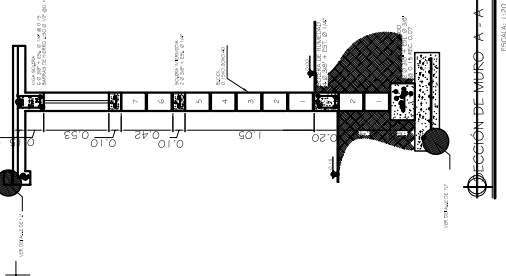
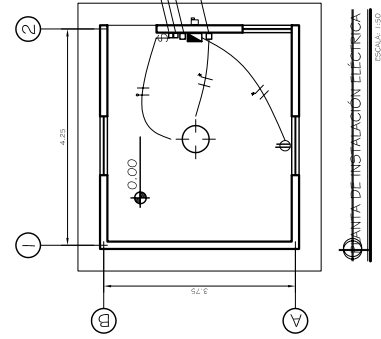
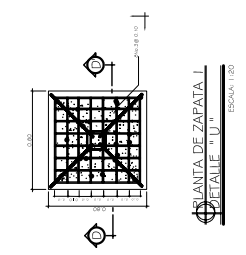
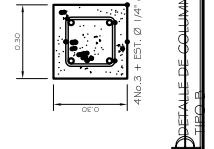
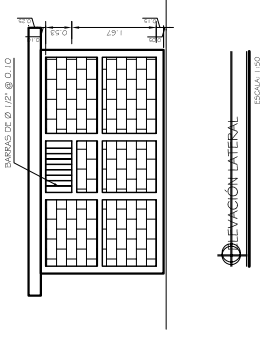
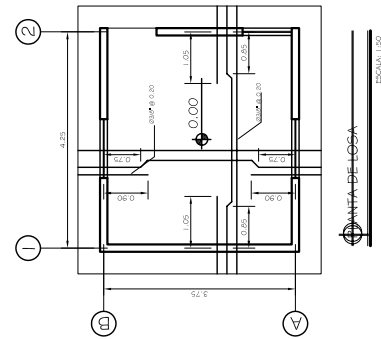
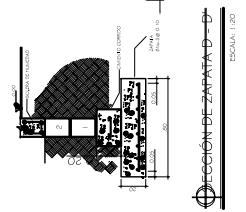
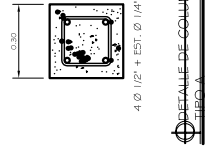
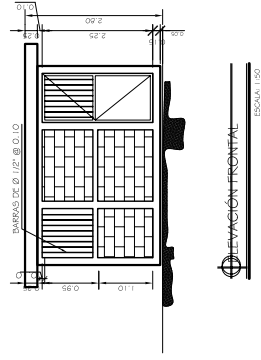
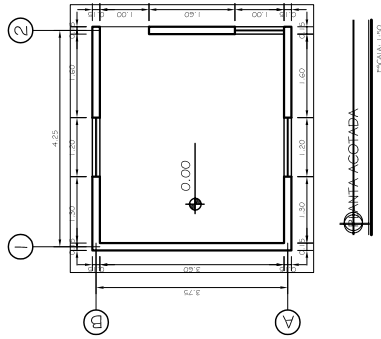
ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/75



ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/25



ESQUEMA TANGUE DE ALMACENAMIENTO ESCALA: 1/25



SIEMBOLOGIA

	LUSONIA
	CONCRETO DOBLE
	INTERRUPTOR
	TABLERO
	CONTRAPUERTA
	ALAMBRE CAL. 1/2
	ALAMBRE CAL. 3/8
	ALAMBRE CAL. 1/4
	REJILLA
	REJILLA

ESPECIFICACIONES:
SE USARA CONCRETO CON REFUERZO DE BOUTURA A COMPRESION DE 210 KG/CM2 A LOS 28 DIAS, CON UNA RELACION AGUA/CEMENTO DE 0.55. EL ACERO DE REFUERZO A USAR SERA \varnothing 20 O 16G012 (GRADO 40 KSI). LA BARRERA DEBERA CONSTRUIRSE CON PANELOS CON 1% DE FONDO. TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN METROS.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Profesional Supervisado

PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE ALBA LAS FLORES

CONTENIDO: CASETA DE BOMBEO

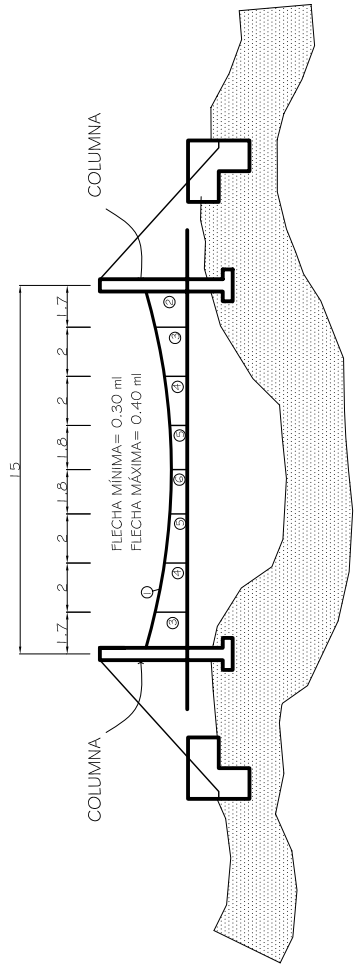
ING. JUAN REYES COS

ING. JUAN REYES COS

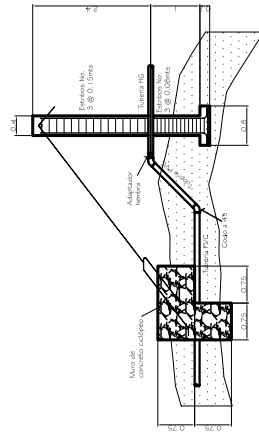
1013

10. ING. JUAN REYES COS

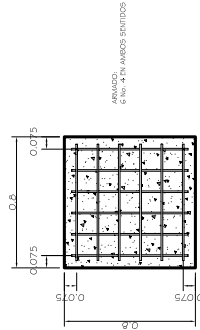
10. ING. JUAN REYES COS



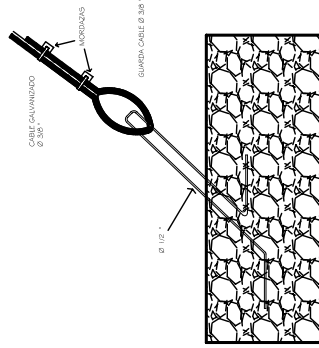
SECCIÓN LATERAL PASO-AÉREO 15 METROS DE LUZ
ESCALA: 1:100



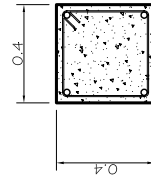
SECCIÓN LATERAL PASO-AÉREO
ESCALA: 1:50



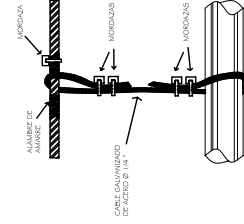
TALLE DE ZARAPA
ESCALA: 1:15



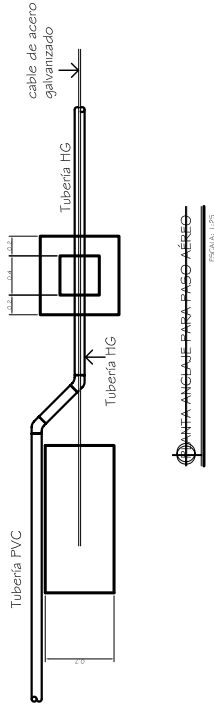
TALLE DE ANGAÑIE
SIN ESCALA



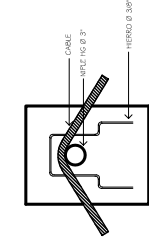
TALLE DE COLUMNA
ESCALA: 1:10



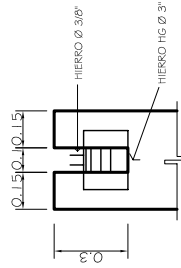
TALLE DE SUSPENSIÓN
SIN ESCALA



CONEXIÓN ANGAÑIE PARA PASO-AÉREO
ESCALA: 1:25

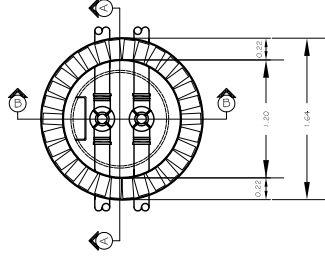


TALLE DE TOPE
ESCALA: 1:10

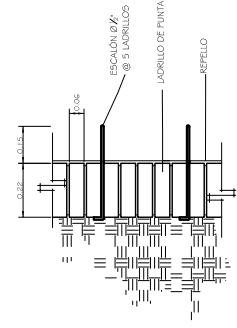


TALLE LATERAL
ESCALA: 1:10

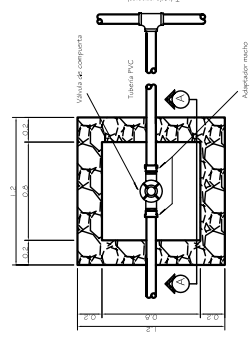
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Departamento Profesional Ingeniería</i>	
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA LAS FLORES	BOCINA:
CONTENIDO: DETALLES DE PASO-AÉREO	FECHA: MARZO 2003
DISEÑADO: ING. JUAN REYES GÓZ	REVISADO: ING. JUAN REYES GÓZ
PROYECTADO: ING. JUAN REYES GÓZ	VERIFICADO: ING. JUAN REYES GÓZ
113	



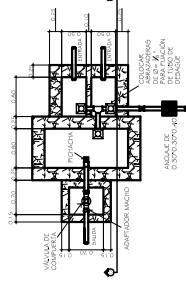
PLANTA POZO DE VISITA
ESCALA: 1/25



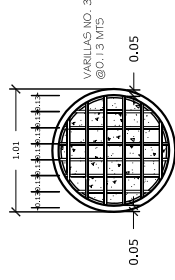
PLANTA DE ESCALERAS
ESCALA: 1/20



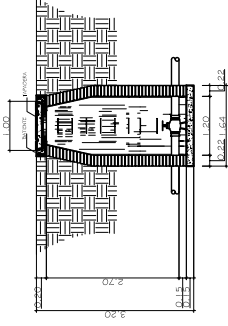
PLANTA CAJA DE VALVULA DE COMPUERTA
ESCALA: 1/20



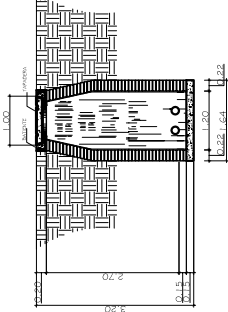
PLANTA CAJA RECTORIA DE CAUDALES
ESCALA: 1/30



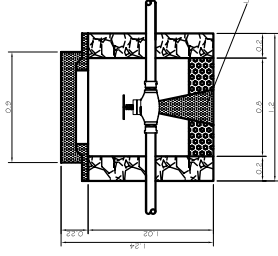
DETALLE DE CAPADERA POZOS DE VISITA
ESCALA: 1/20



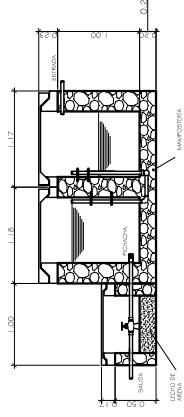
SECCIÓN A-A POZO DE VISITA
ESCALA: 1/20



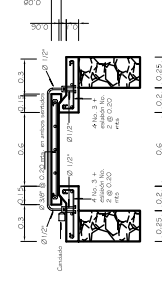
SECCIÓN B-B POZO DE VISITA
ESCALA: 1/20



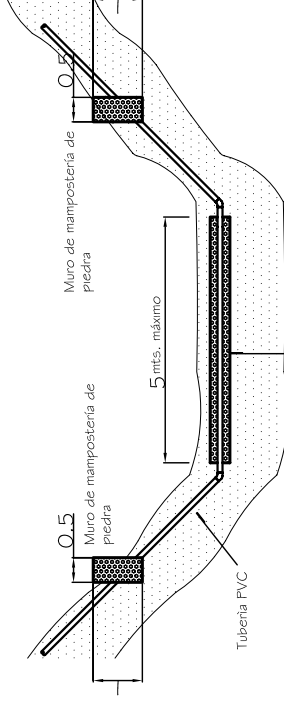
SECCIÓN C-C CAJA DE VALVULA DE COMPUERTA
ESCALA: 1/20



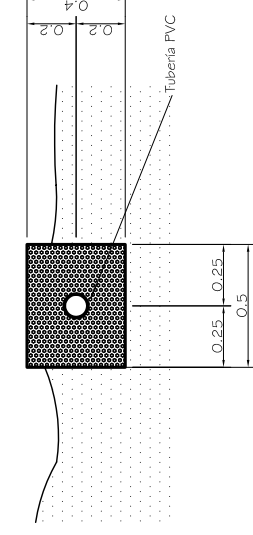
SECCIÓN D-D CAJA RECTORIA DE CAUDALES
ESCALA: 1/30



DETALLE DE CAPADERA DE CAJAS
ESCALA: 1/30



SECCIÓN A-A POZO DE VISITA
ESCALA: 1/20

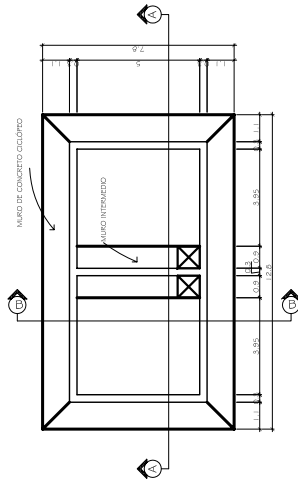


SECCIÓN C-C CAJA DE VALVULA DE COMPUERTA
ESCALA: 1/20

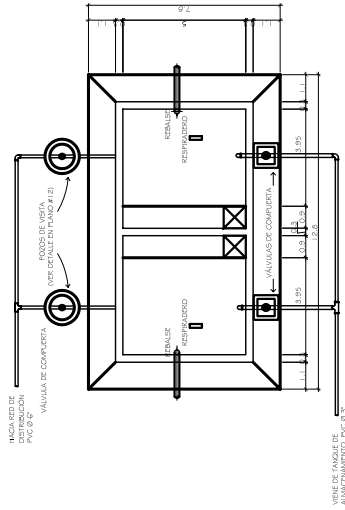
ESPECIFICACIONES:
 LAS CAJAS DE VALVULAS SERAN DE MAMPONERIA DE PIEDRA, EL CONCRETO A UTILIZAR DEBERA TENER UNA RESISTENCIA MÁXIMA DE 175 KG/CM² CON ACERADO GRUESO NO MAYOR DE 10.
 LAS VALVULAS DE COMPUERTA SE CONFORMAN SEGUN LA PLANTA DE DISEÑO HIPOTÉTICO.
 LOS PASOS DE ZANÓN SE COLOCARAN SEGUN DE INDICA EN EL PLANO DE PLANTA PERIF.
 LOS PASOS PUNTA SERAN SEGUN LA UBICACION SEÑALADA EN EL PLANO DE 3 VISTAS.
 LOS PASOS DE PASADIZOS SE COLOCARAN AL INTERIOR DEL TABIQUE DE AJUSTAMIENTO PARA REGULAR LOS CAUDALES
 LOS PASADIZOS DE PASADIZOS DE VISITA DEBERAN IDENTIFICARSE EN BAO RELEVÉ.
 EL ALICATADO UTILIZADO EN EL ENTORNO DEL ALICATADO DEL PASADIZO DE VISITA, SERA DE SUPER. DE COBERTO Y VENA DE ROJO CON PROFUNDIDAD 1.5.
 EL INTERIOR DE LOS POZOS SE ANISAL CON SABITA CON SABITA (CUBIERTO Y VENA DE ROJO) HASTA LA ALTURA DE 0.50 CM. SOBRE LA COTA DE COTONIA DE LA TIERRA DE ENTORNO.

DETALLE TRANSVERSAL DEL PASO DE ZANÓN
EN ESCALA

DETALLE TRANSVERSAL DEL PASO DE ZANÓN
EN ESCALA

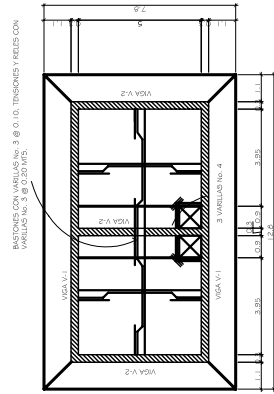


ESQUEMA TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:1000



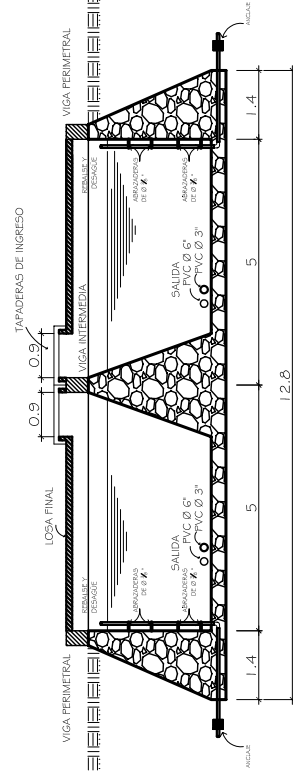
VENE DE PASAJE DE ALMACENAMIENTO PVC Ø 3"

TALLETA DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:1000

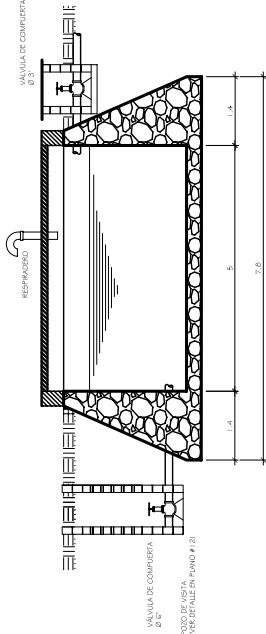


ARMADO: BASTONES, TRAMOS Y RESES CON VARILLAS Nº. 3 Ø 0.30 ANTS. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO

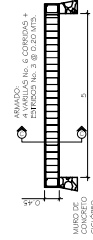
TALLETA DE ARMADO DE LOSA
ESCALA 1:100



SECCIÓN A-A TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:200



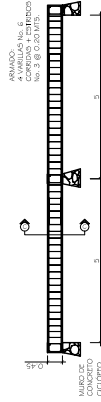
SECCIÓN B-B TANQUE DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA 1:200



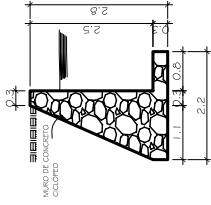
TALLE VIGA TIPO 2
ESCALA 1:75



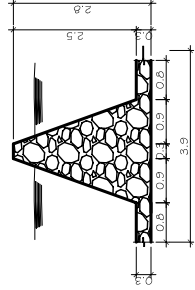
SECCIÓN C-C DE VIGA
ESCALA 1:25



TALLE VIGA TIPO 1
ESCALA 1:75



TALLE DE MURO PERIMETRAL
ESCALA 1:200



TALLE DE MURO INTERMEDIO
ESCALA 1:200

ESPECIFICACIONES:

LOS MUROS DEL TANQUE SERÁN DE CONCRETO CICLOPEO.
SE USARÁ CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPURA A COMPRESIÓN DE 210
EL ACERO DE REFUERZO A USAR SERÁ F_y=281 O EQUIVALE (GRADO 40 US)
LA PIEDRA A UTILIZAR SERÁ DE 6" x 6" x 6" EN MITAD.
LOS RECLAMADOS SERÁN DE 3.00S. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO
CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSADO DE LA BARRA Y LA
SUPERFICIE DE CONCRETO. EL MARGEN LA LOSA DE PISO DEBERÁ SER PERFECTAMENTE
AFERADO.
LOS MUROS DE PIEDRA DEBERÁN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS
DEBIDAMENTE AISLADA DE UNA CAPA DE SEMENTA DE CEMENTO ASÉN (1:3)
CON CEMENTO ASÉN.

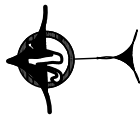
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Escuela Profesional de Ingeniería Supervisada

PROYECTO: TANQUE DE DISTRIBUCIÓN LOSM-C3

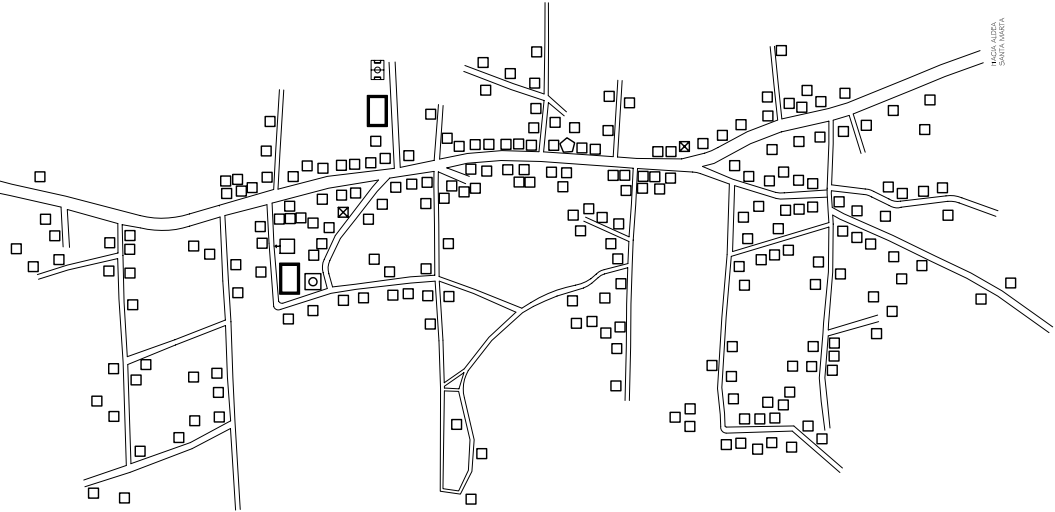
INTEGRANTES:
ING. JUAN REYES COB
ING. JUAN REYES COB
ING. JUAN REYES COB

FECHA: 13/03/2023

1) ING. JUAN REYES COB
2) ING. JUAN REYES COB



PLANTA DE DENSIDAD Poblacional



PLANTA ALZA SANTA ANITA

SIMBOLOGÍA	
	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL
	IGLESIA CATÓLICA
	IGLESIA EVANGÉLICA
	SALÓN COMUNAL
	ESCUELA
	VIVIENDAS
	FILAS PÚBLICAS
	CANCHA DE FÚTBOL

PLANTA DE DENSIDAD POBLACIONAL

ESCALA: 1:2000

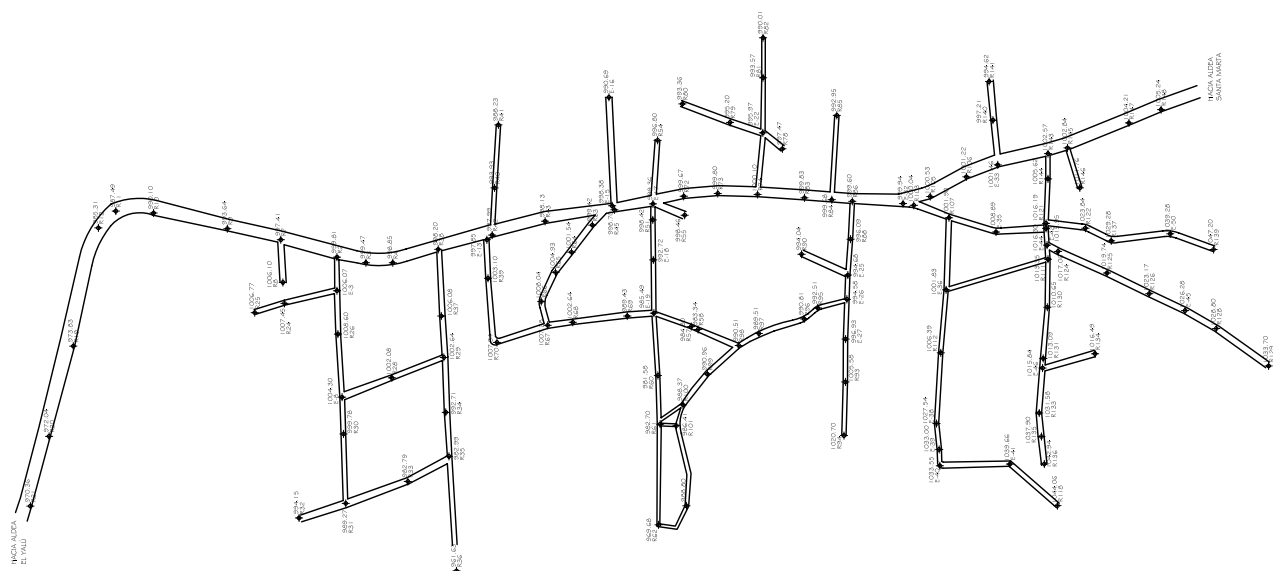
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Departamento Profesional Supervisado</i>	
PROYECTO: SISTEMA DE ACANTARILLADOS-SANTARRO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO	BOCINA:
CONTENIDO: PLANTA DE DENSIDAD POBLACIONAL	FECHA: ABRIL 2002
ING. JUAN DIEGO COB	ING. JUAN DIEGO COB
1	14



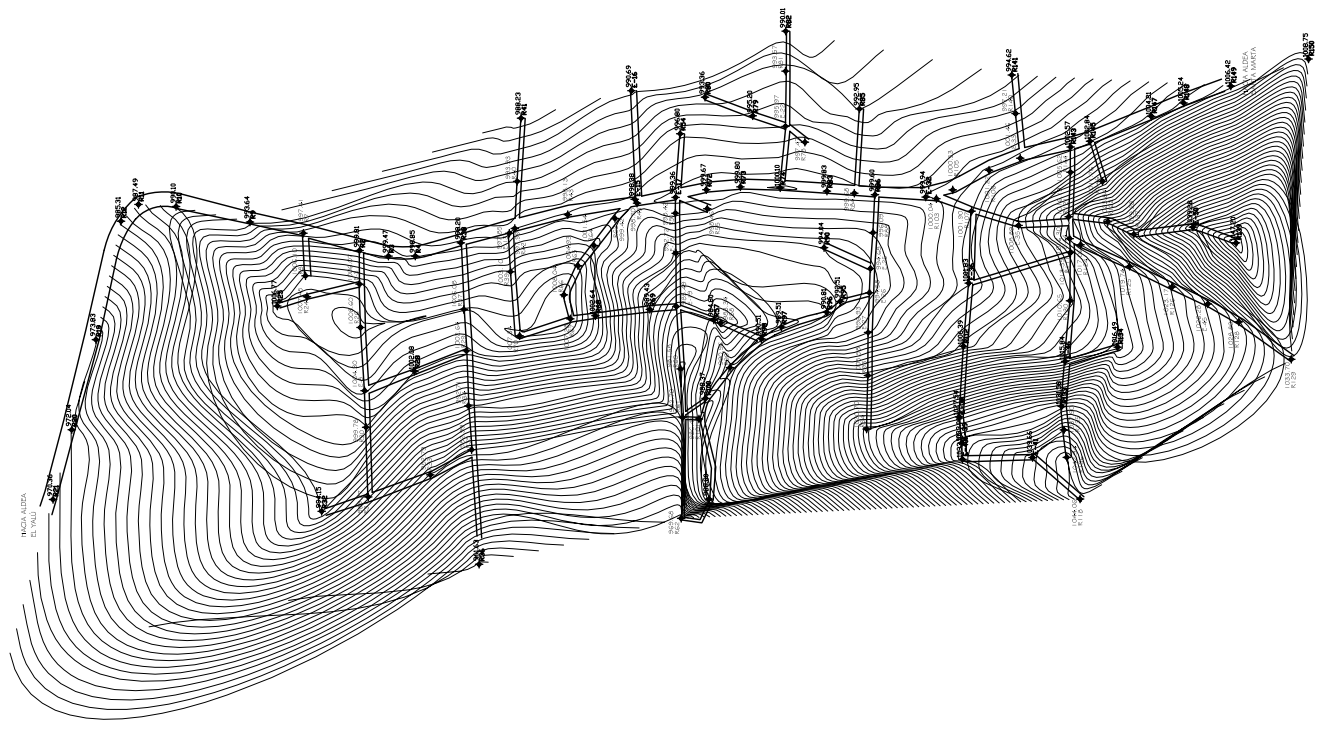
SIMBOLOGÍA	
	ESTACIÓN OBSERVADA
	RADIACIÓN OBSERVADA
	INDICA EL NÚMERO DE ESTACIÓN
	INDICA EL NÚMERO DE RADIACIÓN
	CALLES

PLANTA DE TOPOGRAFÍA

ESCALA: 1:2000



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Departamento Profesional Supervisado</i>	
PROYECTO:	SISTEMA DE ALCANARILLOS-SANTÍAGO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO
CONTENIDO:	PLANTA DE TOPOGRAFÍA
PROFESOR:	ING. JUAN BOSCH COS
ALUMNO:	ING. JUAN BOSCH COS
FECHA:	JUNIO 2002
2 / 4	

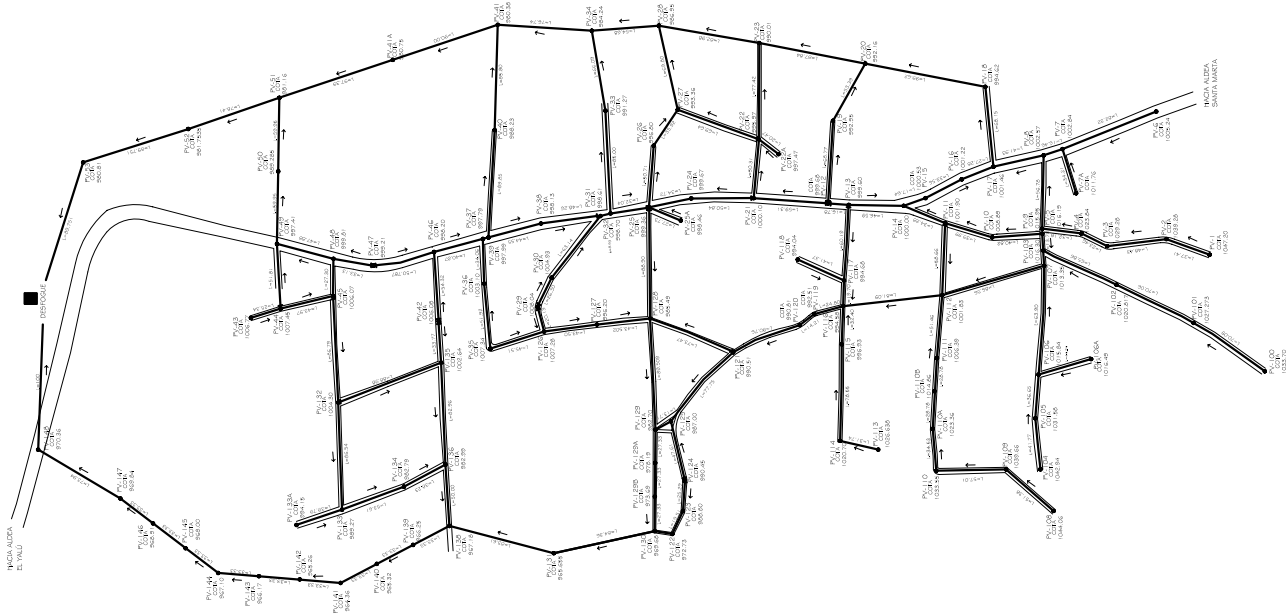


SIMBOLOGIA	
	PUNTO OBSERVADO
	INDICA EL NÚMERO DE ESTACIÓN
	INDICA EL NÚMERO DE RADIACIÓN
	ELEVACIÓN VERTICAL
	CAMINOS

PLANTA DE CURVAS DE NIVEL

ESCALA: 1:2000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Departamento Profesional Supervisado</i>	
PROYECTO:	SISTEMA DE ACANTARILLADOS SANTIAGO ALDEA SAN RAFAEL EL ARAZO
CONTENIDO:	PLANTA DE CURVAS DE NIVEL
ING. JUAN IBARRA GONZ.	ING. JUAN IBARRA GONZ.
101	101
3	14
C. ING. JUAN IBARRA GONZ. T. ING. JUAN IBARRA GONZ.	



SIMBOLOGÍA	
	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
	TUBERÍA PVC
	POZOS DE VISITA (PV)
	SENTIDO DEL FLUJO
	CALLE
	INICIO DE RAMAL
	NÚMERO DE POZO DE VISITA
	COTA DEL TERRENO
	LONGITUD DE TUBERÍA, METROS

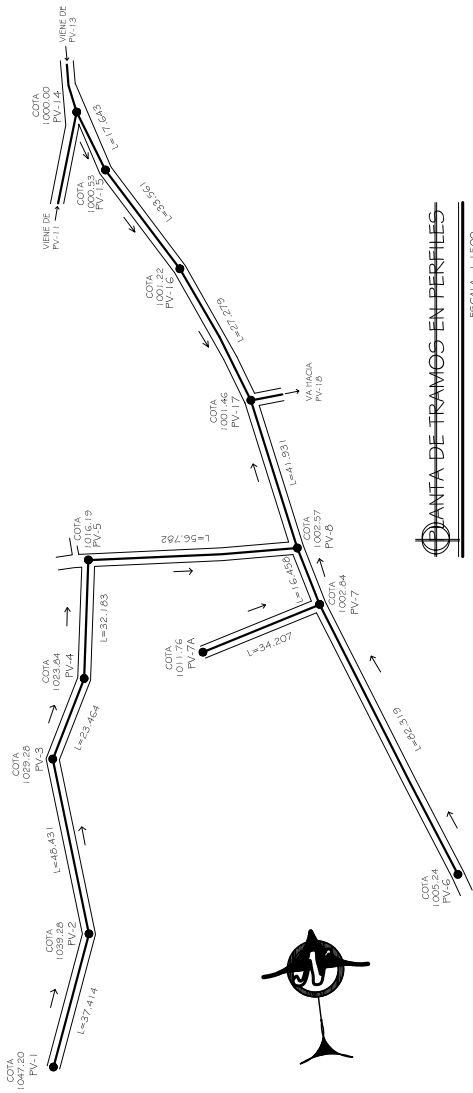
ESPECIFICACIONES:

1. TODA LA TUBERÍA A INSTALAR SERÁ PVC NORMA ASTM 3034.
2. ANCHO MÁXIMO DE ZANJA 0.60M
3. LA CONEXIÓN DOMICILIAR SERÁ CON TUBERÍA PVC NORMA ASTM 3034.
4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE POZOS, EN METROS.

PLANTA DE CONJUNTO HIDRÁULICO

ESCALA: 1:2000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA <i>Facultad de Ingeniería</i> <i>Departamento de Ingeniería Sanitaria</i>	
PROYECTO:	SISTEMA DE SACATAMBAO-SANTARRO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO
CONTENIDO:	PLANTA DE CONJUNTO HIDRÁULICO
ING. JUAN HERNÁNDEZ	ING. JUAN HERNÁNDEZ
FECHA: 2002	FECHA: 2002
4	14
ING. JUAN HERNÁNDEZ ING. JUAN HERNÁNDEZ	



PLANTA DE TRAMOS EN PERFILES
ESCALA: 1:1500

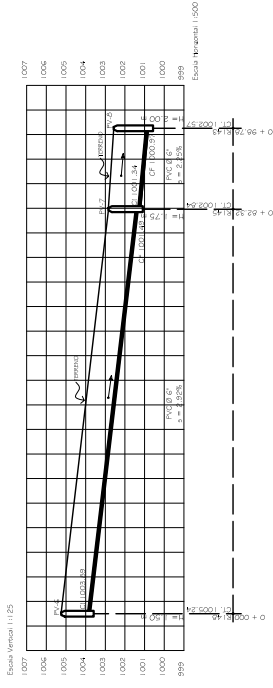


GRÁFICO DE PERFILES: PV-6-A-PV-8
ESCALA: INDICADA

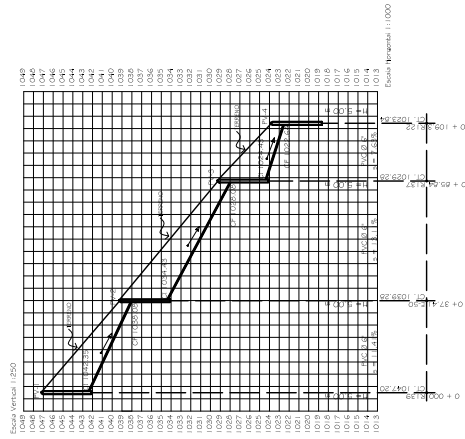


GRÁFICO DE PERFILES: PV-1-A-PV-4
ESCALA: INDICADA

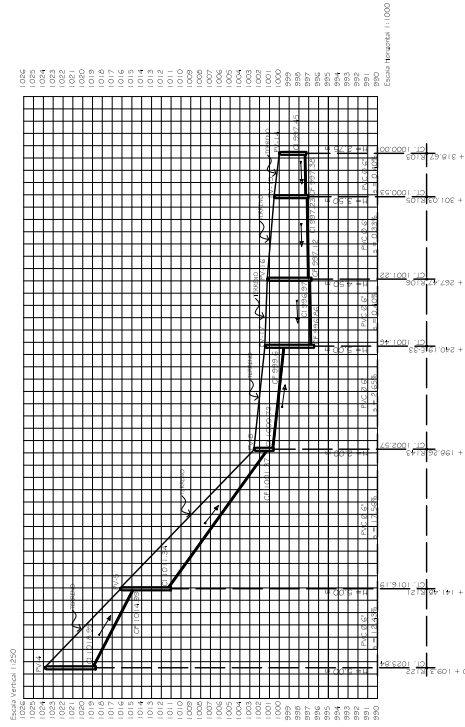


GRÁFICO DE PERFILES: PV-4-A-PV-14
ESCALA: INDICADA

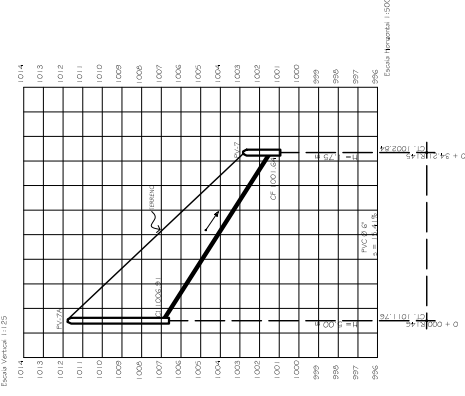


GRÁFICO DE PERFILES: PV-7-A-PV-7
ESCALA: INDICADA

SIMBOLOGÍA

(---)	NIVEL TERRENO
(—)	TUBERÍA PVC INDICADO
(●)	POZOS DE 100 CM PVC
(○)	SENDALES DEL FLUIDO
(—)	LOQUE
(—)	UNDO DE CEMENTO
(—)	TUBERÍA PVC 2" TERRESTRE

- ESPECIFICACIONES:**
1. TODA LA TUBERÍA A INSTALAR SERÁ PVC NORMA ASTM 3034.
 2. ANCHO MÁXIMO DE ZANJA 0.60M
 3. LAS TUBERÍAS DEBEN SER CON TUBERÍA PVC NORMA ASTM 3034.
 4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE POZOS.
 5. PARA CAÍDAS MAYORES DE 0.70M SE CONSTRUIRÁN SIENDES DE TUBERÍA PVC PARA QUE EL FLUIDO VIERA DETALLE EN PLANO # 0.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela de Ingeniería Profesional Superior

PROYECTO: SISTEMA DE AGUAS SANITARIAS SANTUARIO ALDA SAN RAFAEL EL ARAJO

PLANTA PERFILES SECTOR ESTE

ING. JUAN REBOLOS

MA. LUCIA LINDEZ HEREDIA

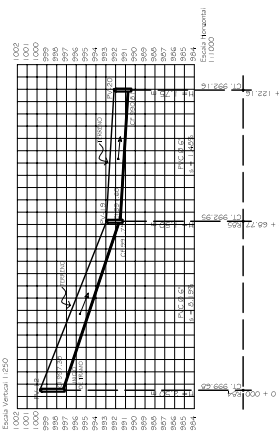
ING. JUAN REBOLOS

11 DE JUNIO 2023

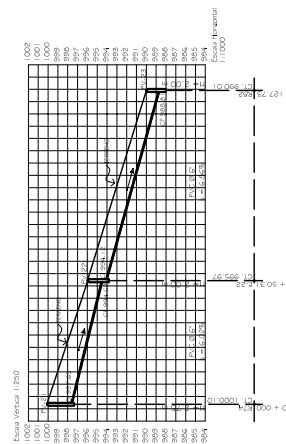
5/14

10. ING. JUAN REBOLOS

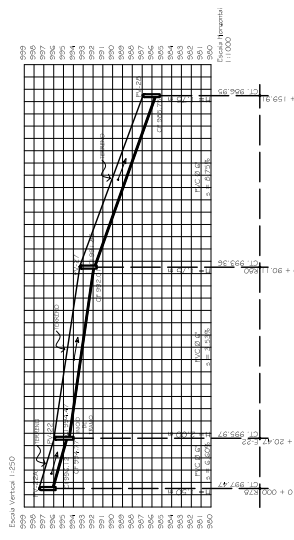
10. MUNICIPALIDAD DE SUMPANCO



PERFIL DE PV-12-A-PV-20
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-21-A-PV-23
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-22-A-PV-28
ESCALA: INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Escuela Profesional de Ingeniería

PROYECTO: SISTEMA DE ACANTARILLADOS-SANTO ANTONIO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO

CONTENIDOS: PLANTA PERFILES SECTOR ESTE

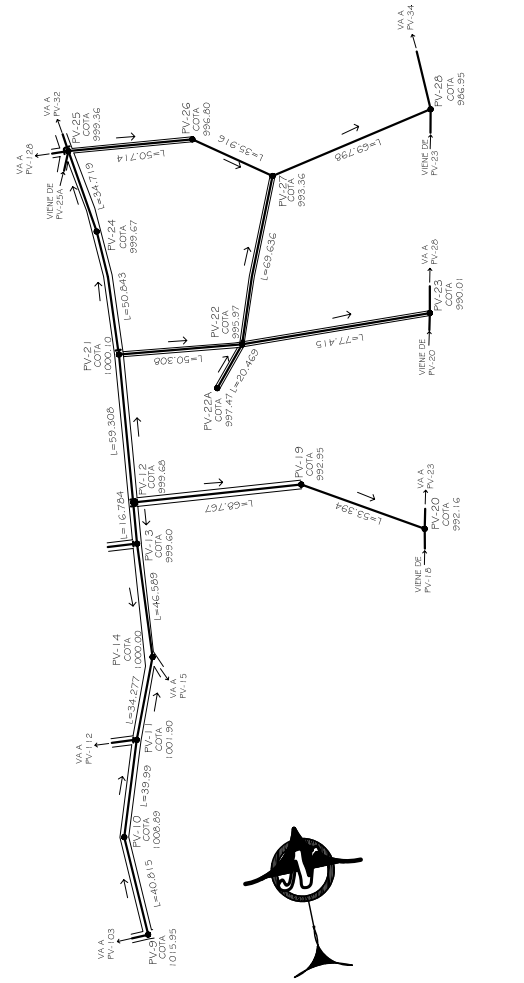
AUTOR: ING. JUAN REYES COE

FECHA: ABRIL 2023

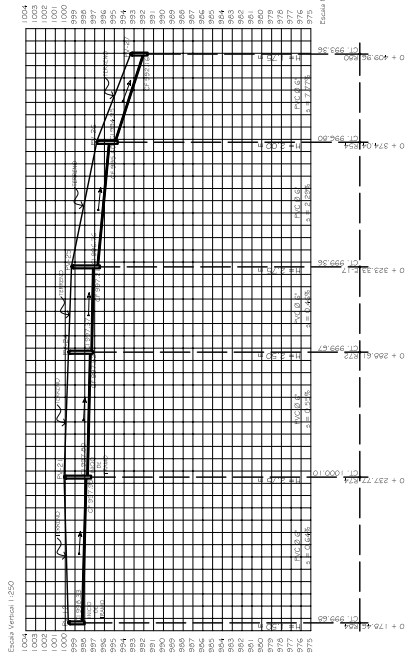
NÚMERO: 6/14

SIMBOLOGÍA	
●	NIVEL DEL TERRENO
—	TUBERÍA PVC ENDICADO
○	POZOS DE 0.70M PVC
○	CAJONES DE TUBOS
○	LEJAS
○	UNDO DE ENLACE
○	TUBERÍA PVC 8" TRANSVERTE
○	PUENTE

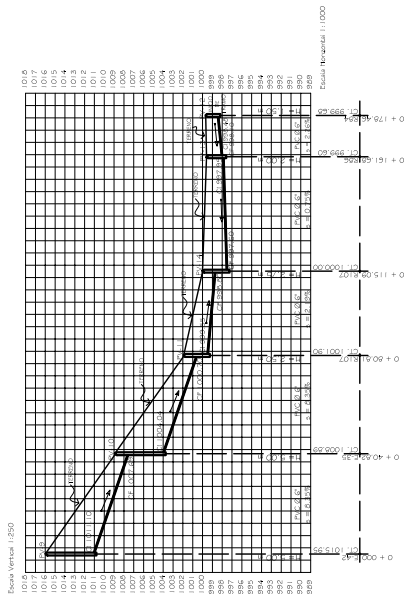
- ESPECIFICACIONES:**
1. TODA LA TUBERÍA A INSTALAR SERÁ PVC NORMA ASTM 3034.
 2. ANCHO MÁXIMO DE ZANJA O SOMA SERÁ CON TUBERÍA PVC NORMA ASTM 3034.
 3. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE POZOS.
 4. PARA CAIDAS MAYORES DE 0.70M SE CONSTRUIRÁN UNOS DE 0.70M DE ANCHO QUE EL TUBO.
 5. SIEMPRE EN EL PUNTO MÁS BAJO DEL TUBO VER DETALLES EN PLANO #10.



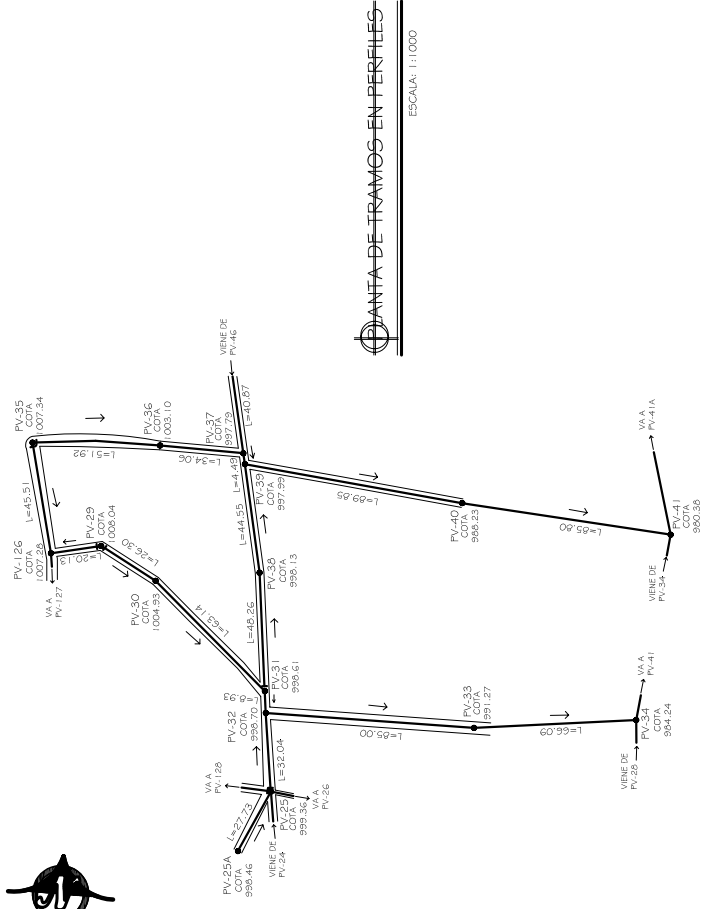
PLANTA DE TRAMOS EN PERFILES
ESCALA: 1:1000



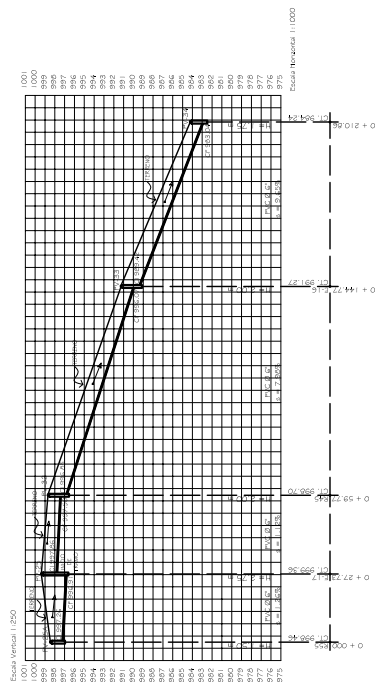
PERFIL DE PV-12-A-PV-27
ESCALA: INDICADA



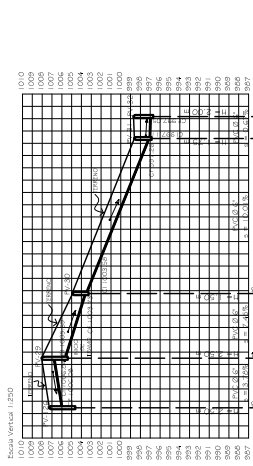
PERFIL DE PV-9-A-PV-12
ESCALA: INDICADA



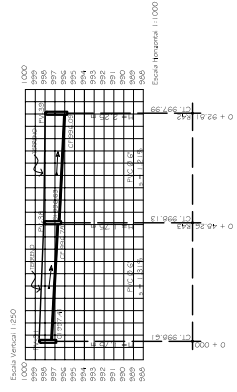
PLANTA DE TRAMOS EN PERFILES
ESCALA: 1:1000



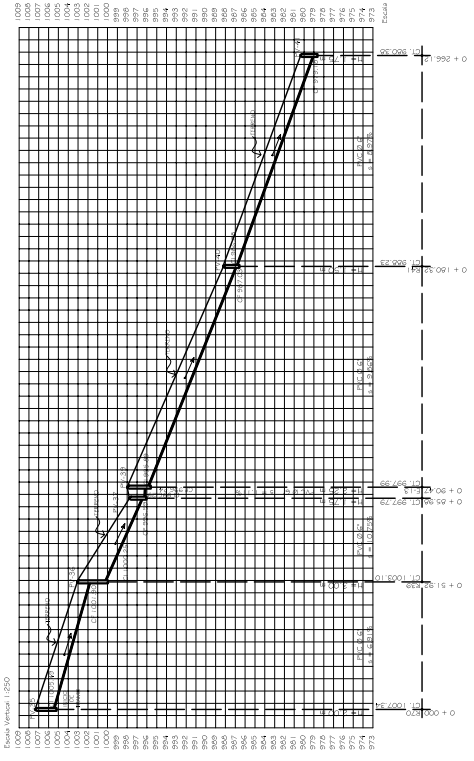
PERFIL DE PV-25A A PV-34
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-126 A PV-32
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-31 A PV-39
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-35 A PV-41
ESCALA: INDICADA

SIMBOLOGIA	
[Symbol]	NIVEL DEL TERRENO
[Symbol]	TUBERIA PVC INDICADO
[Symbol]	POZOS DE VISITA (PV)
[Symbol]	SENTIDO DEL FLUIDO
[Symbol]	VALVE
[Symbol]	NIVEL DE BARRA
[Symbol]	TUBERIA PVC DE 125 MM
[Symbol]	INSTRUMENTO

- ESPECIFICACIONES:
1. TODA LA TUBERIA A INSTALAR SERA PVC NORMA ASTM 3034.
 2. ANCHO MINIMO DE ZANJA 0.60M.
 3. NORMA MIN CON LOCUMAR SERA CON TUBERIA PVC NORMA ASTM 3034.
 4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE POZOS.
 5. PARA CAIDAS MAYORES DE 0.70M SE CONSTRUIRAN POZOS DE VISITA EN EL PUNTO DE MAYOR CAIDA DEL FLUIDO INGRESAR AL POZO A NIVEL DEL FONDO.
- VER DETALLES EN PLANO #10.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela de Ingeniería
Departamento Profesional **Ingeniería**

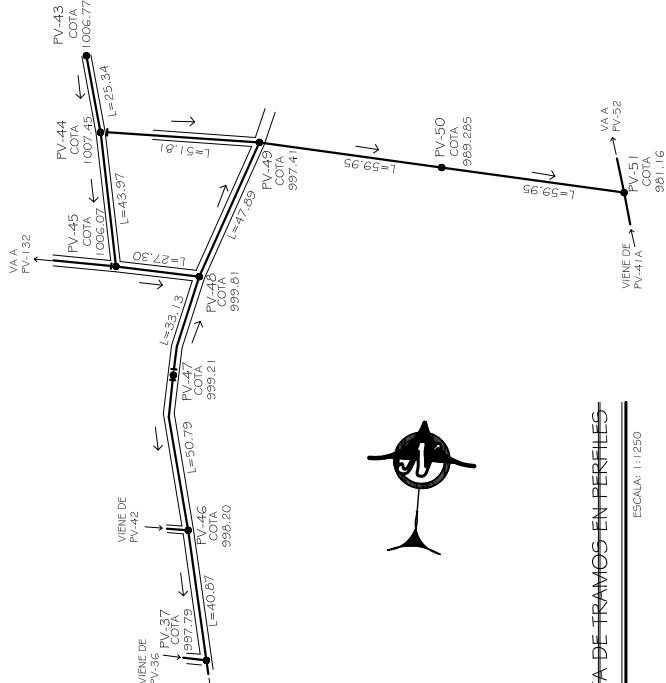
PROYECTO: SISTEMA DE ACUEDUCTOS-SANTARRO ALDEA SAN RAFAEL EL LABRADO

CONTENIDO: PLANTA PERFIL SECTOR ESTE

ING. JUAN DIEGO COSI

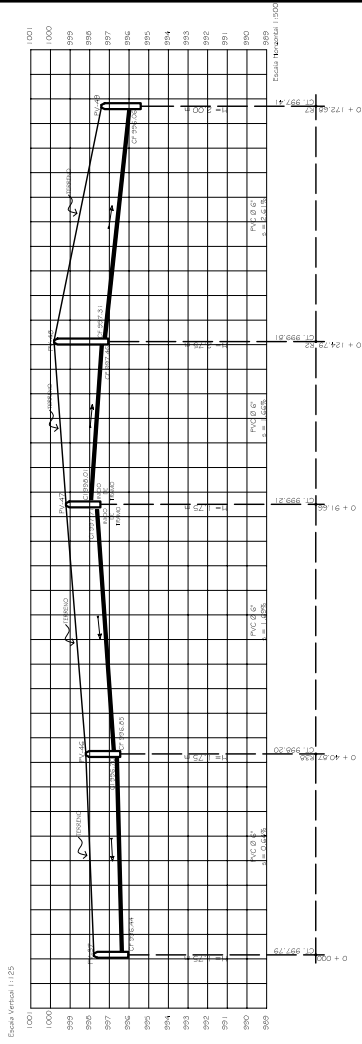
FECHA: JUNIO 2002

NO. DE IDENTIFICACION DE SU PAGO: 7/14



PLANTA DE TRAMOS EN PERFILES

ESCALA: 1:1250



PERFIL DE PV-37 A PV-49

ESCALA: INDICADA

SIMBOLOGÍA	
	NIVEL DEL TERRENO
	TUBERIA PVC B NEGRO
	POZOS DE TUBERIA PVC
	SANTIDROM DEL FALDO
	CALLE
	MANOJO DE MANA
	TUBERIA PVC B P. FRENANTE
	REJIL

- ESPECIFICACIONES:
1. TODA LA TUBERIA A INSTALAR SERA PVC NORMA ASTM 3034.
 2. EL MANOJO DE MANA O COM.
 3. LA CONDICION DOMICILIAR SERA CON TUBERIA PVC NORMA ASTM 3034.
 4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE POZOS.
 5. PARA CADA MARCONO DE 0.70M SE CONSTRUIRAN UNO (1) REJIL EN EL FONDO DEL POZO Y UNO (1) INGRESE AL POZO A NIVEL DEL FONDO. VER DETALLES EN PLANO # 1 O.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela de Ingeniería
Profesional Superbiado

PROYECTO: SISTEMA DE SACATEMARIAO-SANTARRO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO

CONTENIDO: PLANTA PERFIL SECTOR ESTE

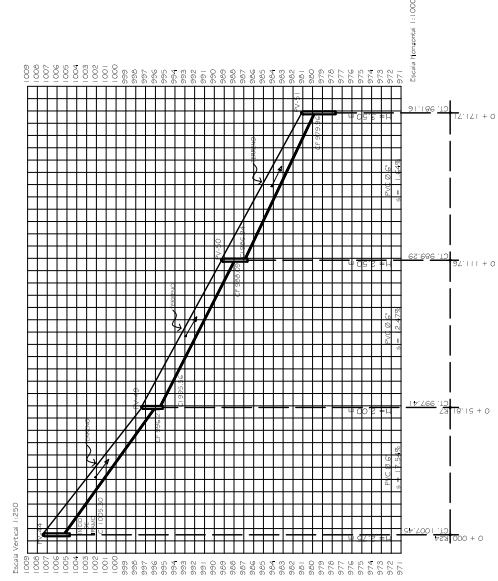
ING. JUAN RIVEROS

FECHA: JUNIO 2003

NO. DE INGENIERIA DE SUPERBIADO: 814

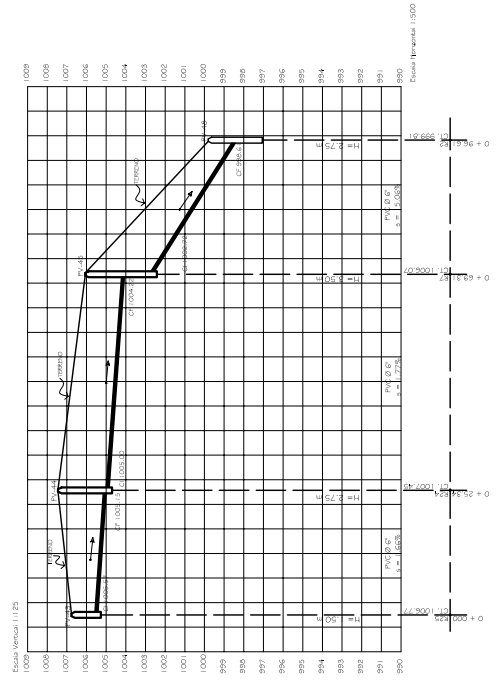
ING. JUAN RIVEROS

NO. DE INGENIERIA DE SUPERBIADO



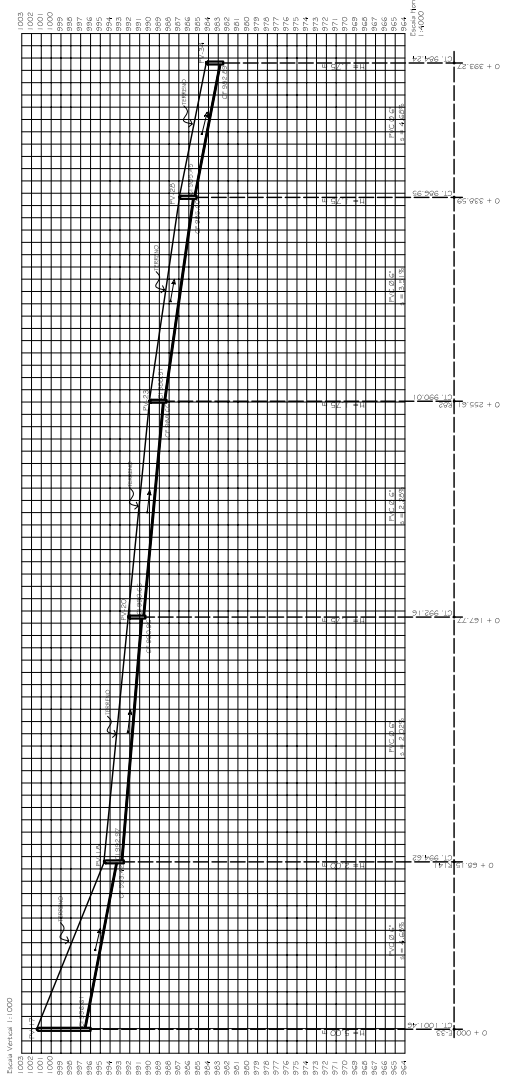
PERFIL DE PV-44 A PV-51

ESCALA: INDICADA

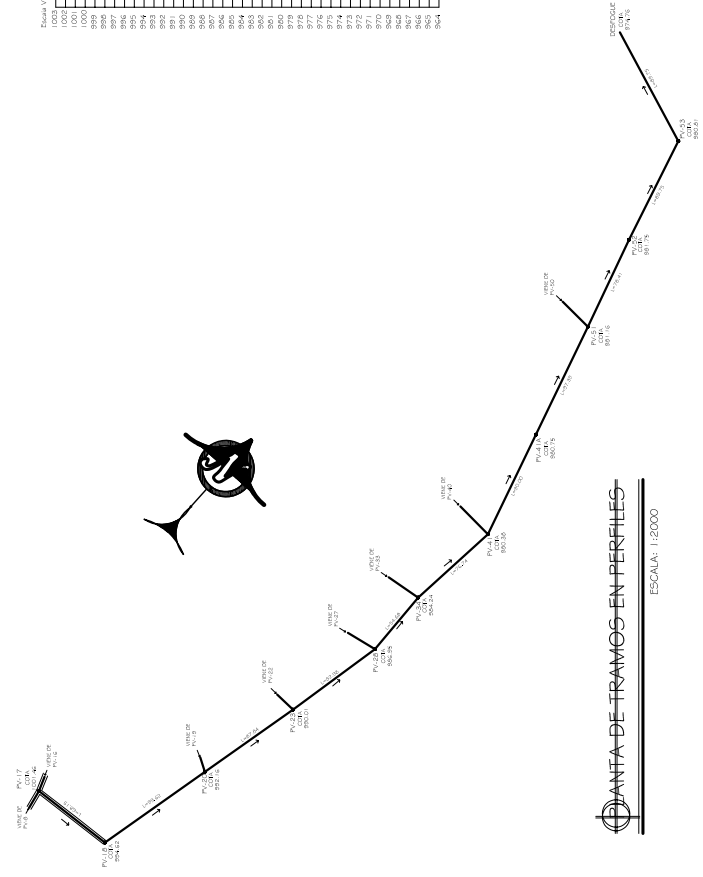


PERFIL DE PV-43 A PV-49

ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-17 A PV-34
ESCALA: INDICADA

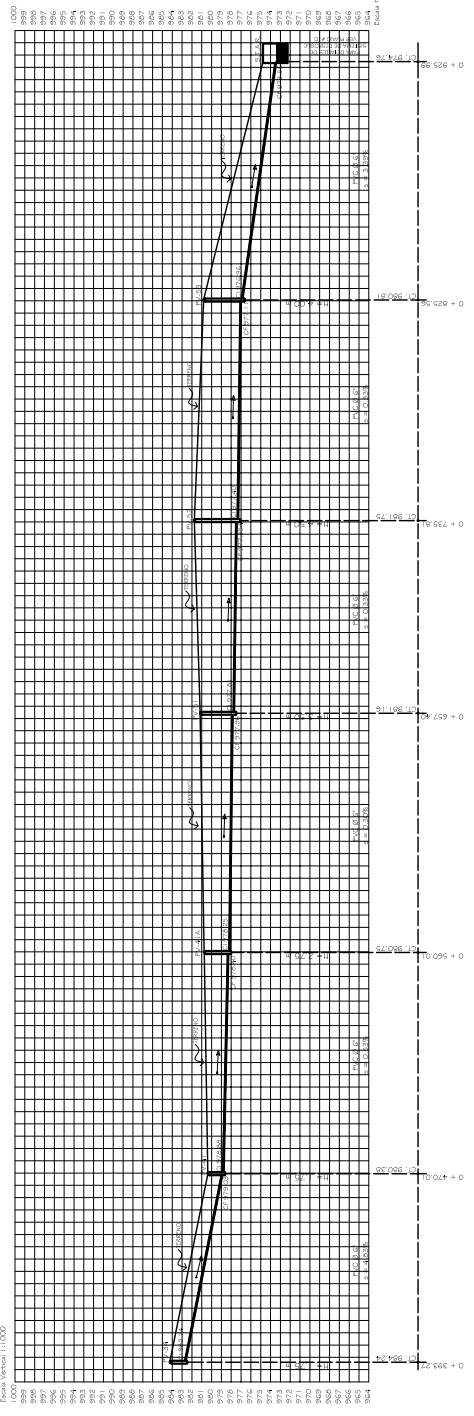


PLANTA DE TRAMOS EN PERFILES
ESCALA: 1:2000

SIMBOLOGIA

	NIVEL DEL TERRENO EXISTENTE
	TUBERIA PVC ENCAJADO
	POZOS DE INSPECCION
	SECCION DEL TALUD
	DIAMETRO DE LA TUBERIA
	DIAMETRO DE LA MANOJERA
	TUBERIA PVC Ø 75/50/30/15
	ESQUEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
	PERFIL

- ESPECIFICACIONES:**
1. TODA LA TUBERIA A INSTALAR SERA PVC NORMA ASTM 3034.
 2. ANCHO MAXIMO DE ZANJA 0.60M
 3. LA CONJUNCION DOMICULAR SERA CON TUBERIA PVC
 4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE POZOS.
 5. PARA CAIDAS MAYORES DE 0.70M SE CONSTRUIRAN SIFONES DE TUBERIA PVC PARA QUE EL FLUJO SEA ALICADO A NIVEL DEL FONDO.
- VER DETALLES EN PLANO P1/3



PERFIL DE PV-34 A DESFOGUE
ESCALA: INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Escuela Profesional de Ingeniería Supervisada

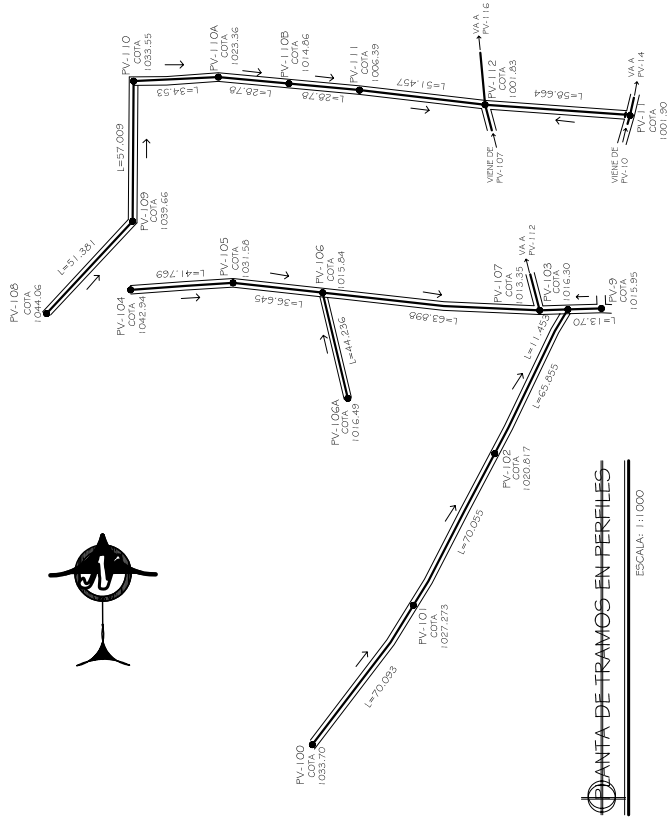
PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO-SANITARIO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO

CONTENIDO: PLANTA PERFIL SECTOR ESTE

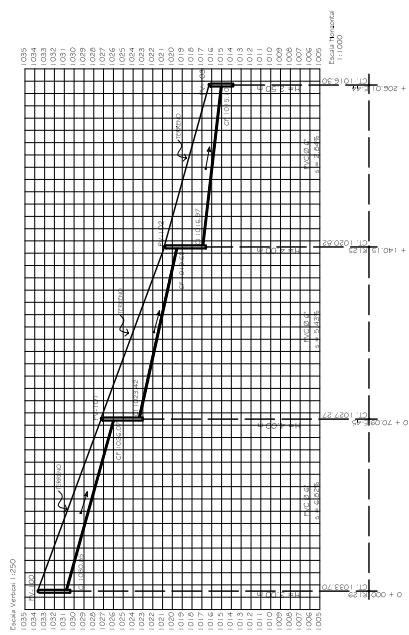
ING. JUAN DIEGO ROSA
MA. LUCIA LIZARRA ESCOBAR

NOVIEMBRE 2022

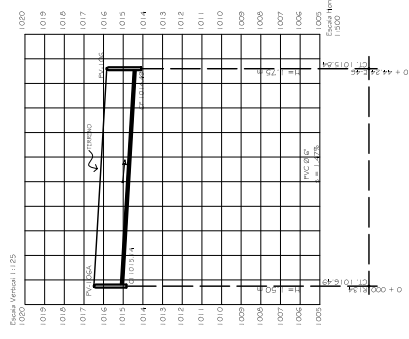
10. ING. JUAN DIEGO ROSA
10. ING. LUCIA LIZARRA ESCOBAR



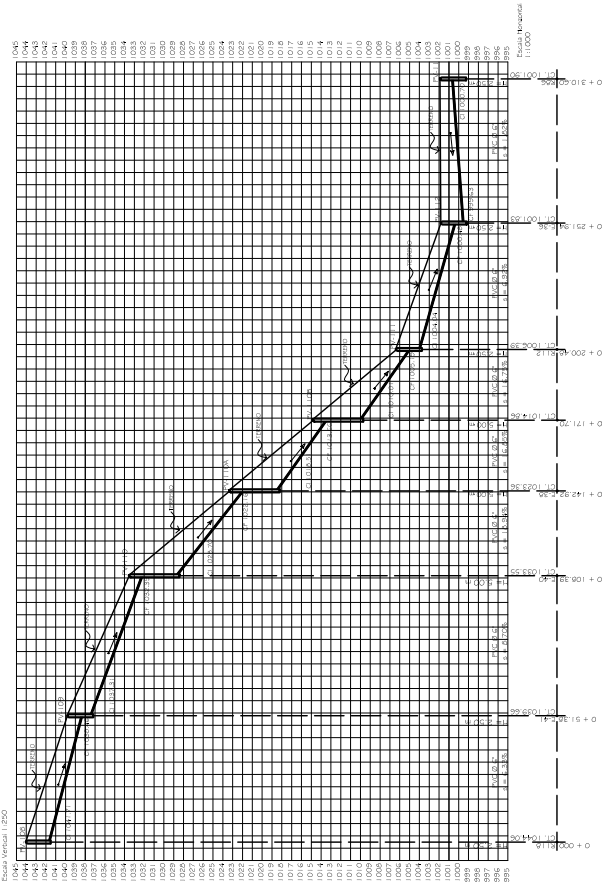
PLANTA DE TRAMOS EN PERFILES
ESCALA: 1:1000



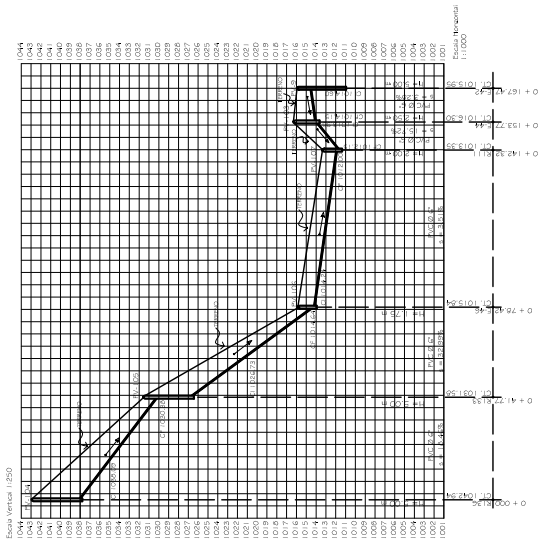
PERFIL DE PV-100 A PV-103
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-106 A PV-109
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-104 A PV-11
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-104 A PV-9
ESCALA: INDICADA

SIMBOLOGIA	
[Symbol]	NIVEL DEL TORNADO
[Symbol]	TUBERIA PVC DE INDICADO
[Symbol]	POZOS DE VENTA (P.V.)
[Symbol]	SANTID DEL TALLO
[Symbol]	CALLE
[Symbol]	INICIO DE RAMAL
[Symbol]	TUBERIA PVC 8" FRENTERE
[Symbol]	FRENTE

- ESPECIFICACIONES:
1. TODA LA TUBERIA A INSTALAR SERA PVC NORMIA ASTM 3034.
 2. ANCHO NOMINAL DE ZANJA 0.60M.
 3. ANCHO NOMINAL DE TUBERIA SERA CON TUBERIA PVC NORMIA ASTM 3034.
 4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE FOZOS.
 5. PARA CAIDAS MAYORES DE 0.70M SE CONSTRUIRAN ANCHOS DE TUBERIA EN EL FONDO DE LOS TUBOS INGRESA AL FONDO A NIVEL DE FONDO.
- VER DETALLES EN PLANO # 10.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela de Ingeniería Profesional

PROYECTO: SISTEMA DE ACANTARILLADO SANTIAGO ALDEA SAN RAFAEL EL ARAJO

CONTENIDO: PLANTA PERFILES SECTOR OESTE

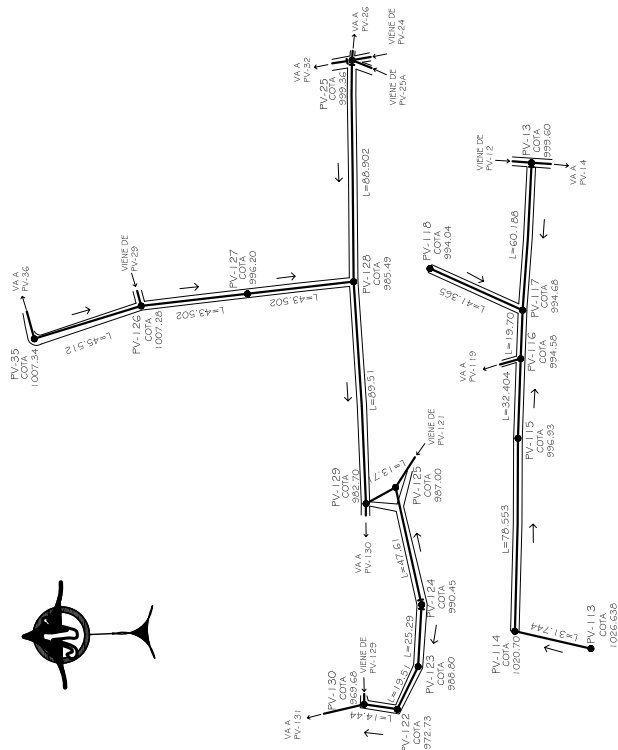
ING. JUAN DIEGO ROSA

FECHA: JUNIO 2002

10/14

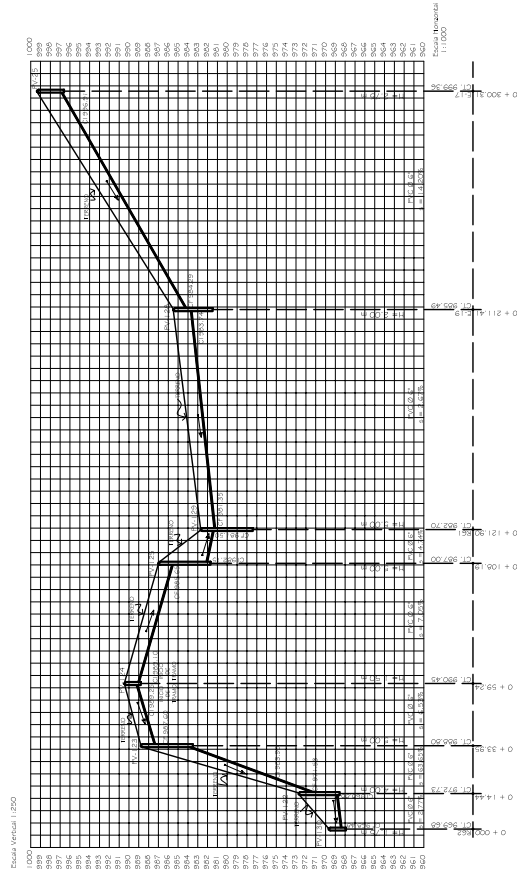
ING. JUAN DIEGO ROSA

NO. DE IDENTIFICACION DE SUYAMAGO



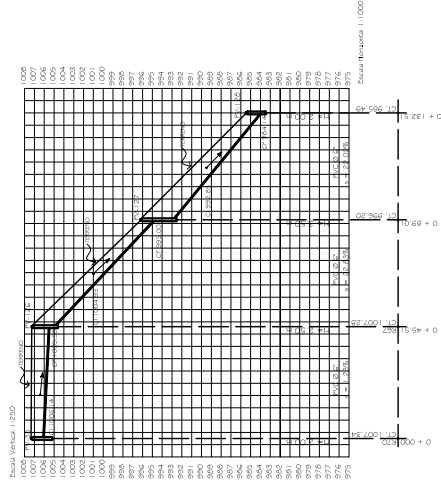
PLANTA DE TRAMOS EN PERFILES

ESCALA: 1:1000



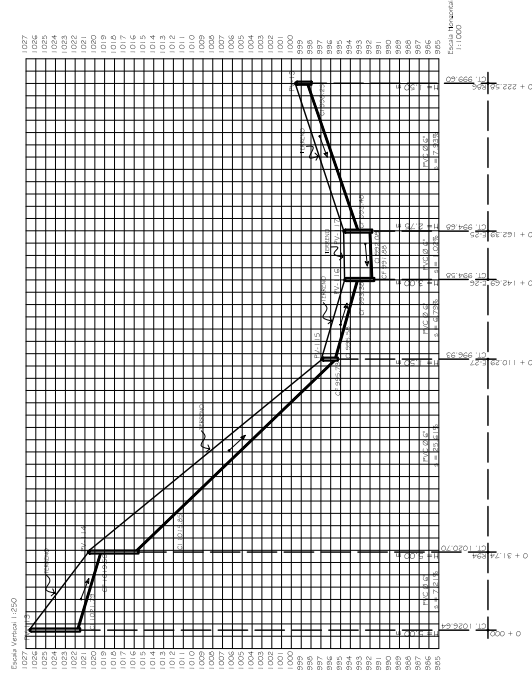
PERFIL DE PV-130 A PV-25

ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-35 A PV-128

ESCALA: INDICADA

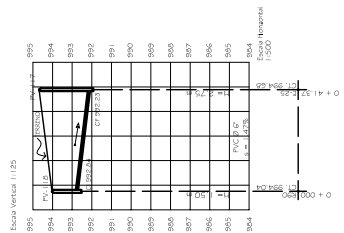


PERFIL DE PV-113 A PV-13

ESCALA: INDICADA

SIMBOLOGÍA	
	NIVEL DEL TERRENO
	TUBERÍA PVC Ø INDICADO
	POZOS DE VISITA (PV)
	SENTIDO DEL FLUJO
	CALLE
	BORDO DE MANIL
	TUBERÍA PVC Ø, Y REPRESENTE

- ESPECIFICACIONES:
1. TODA LA TUBERÍA A INSTALAR SERÁ PVC NORMA ASTM 3034.
 2. ANCHO MÁXIMO DE ZANJA 0.60M
 3. LA ZANJA DE ENTUBAMIENTO SE CONECTARÁ CON TUBERÍA PVC CON UN ANCHO MÁXIMO DE 0.60M.
 4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE POZOS.
 5. PARA CAIDAS MAYORES DE 0.70M SE CONSTRUIRÁN SIFONES DE TUBERÍA PVC PARA QUE EL FLUJO SE REALICE EN UN ÚNICO FONDO.
 6. VER DETALLES EN PLANO #10.



PERFIL DE PV-118 A PV-117

ESCALA: INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Profesora Profesional Supervisada

PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO

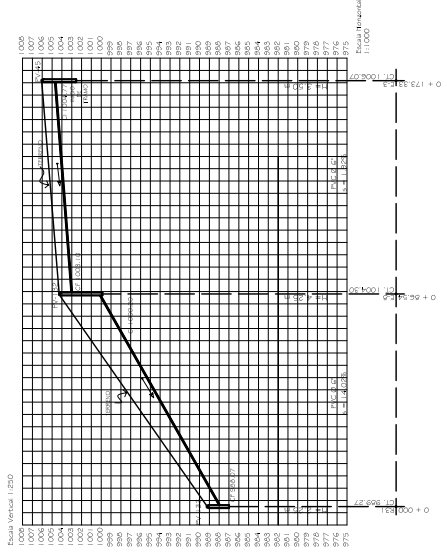
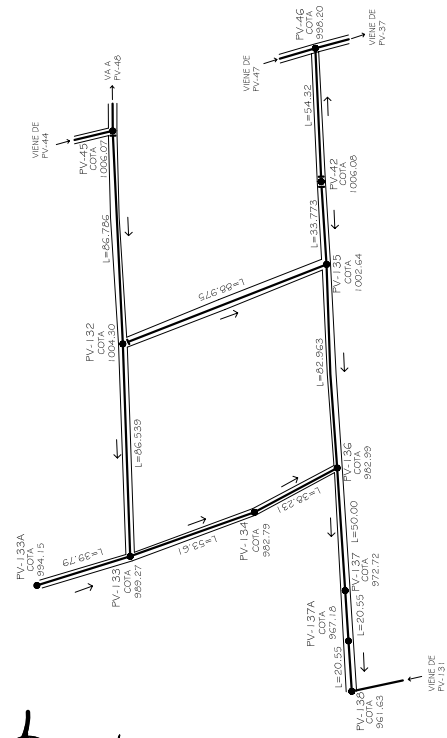
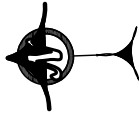
CONTENIDO: PLANTA PERFILES SECTOR OESTE

ING. JUAN HERNÁNDEZ GÓMEZ

ING. JUAN HERNÁNDEZ GÓMEZ

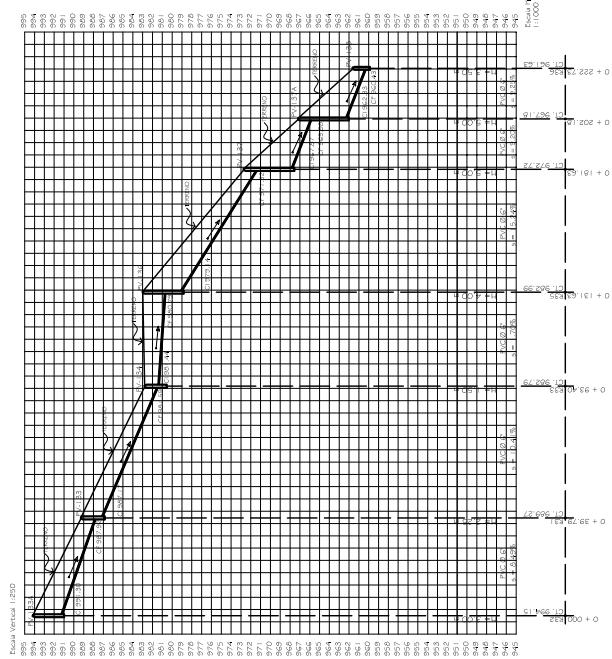
ING. JUAN HERNÁNDEZ GÓMEZ

ING. JUAN HERNÁNDEZ GÓMEZ

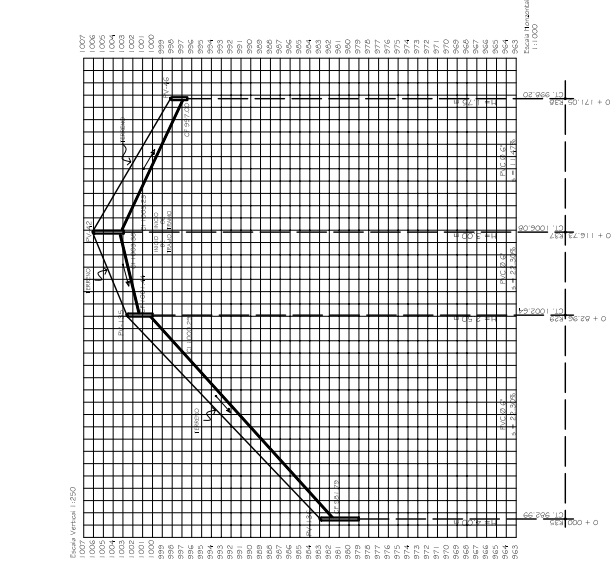


PLANTA DE TRAMOS EN PERFILES
ESCALA: 1:1000

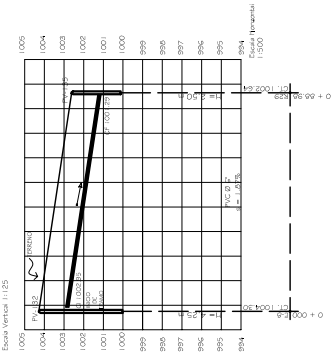
PERFIL DE PV-133 A PV-45
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-133A A PV-138
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-136 A PV-46
ESCALA: INDICADA



PERFIL DE PV-132 A PV-135
ESCALA: INDICADA

SINCRUOSIA	
	NIVEL DEL TERRENO
	TUBERÍA PVC DE INDICACIÓN
	POZO DE VISITA (PV)
	CALLE
	RINCÓN DE MANO
	TUBERÍA PVC DE 400 mm de Diámetro
	TUBERÍA PVC DE 300 mm de Diámetro

- ESPECIFICACIONES:**
1. TODA LA TUBERÍA A INSTALAR SERÁ PVC NORMA ASTM 3034.
 2. ANCHO MÁXIMO DE ZANJA 0.60M
 3. CON JUNTAS INDICAR SERÁ CON TUBERÍA PVC NORMA ASTM 3034.
 4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE TOZOS.
 5. PARA CADIDAS MAYORES DE 0.70M DE CONSTRUIRAN SIFONES DE TUBERÍA PVC PARA QUE EL FLUJO SE REALICE EN PUNTO DE VENTILACIÓN.
- VER DETALLES EN PLANO # 0.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela de Ingeniería
Ejército Profesional Superintendente

PROYECTO: SISTEMA DE SACATAMAMOS-SANTARRO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO

CONTENIDO: PLANTA PERFIL SECTOR OESTE

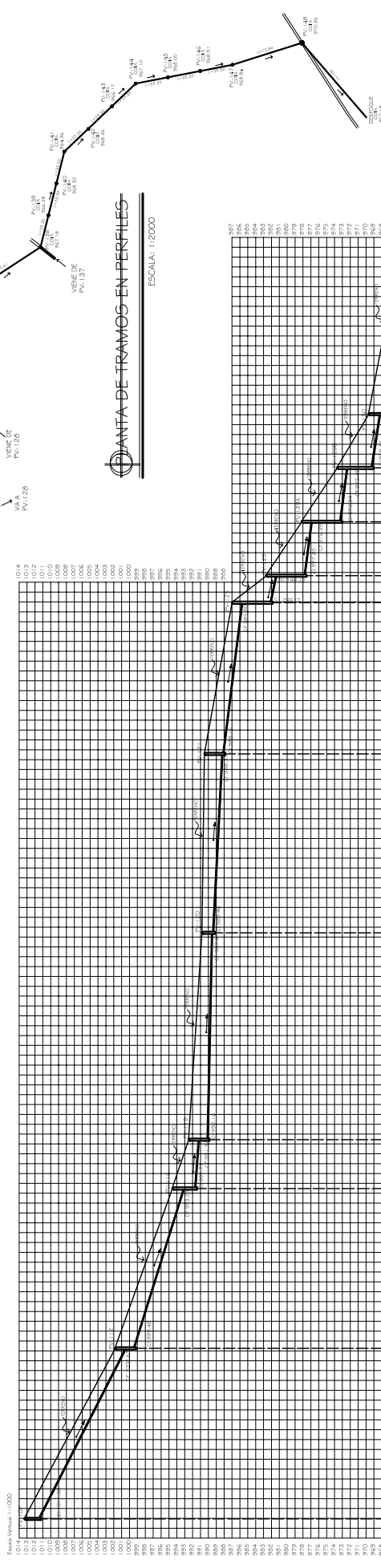
ING. JUAN DIEGO COS

12/14



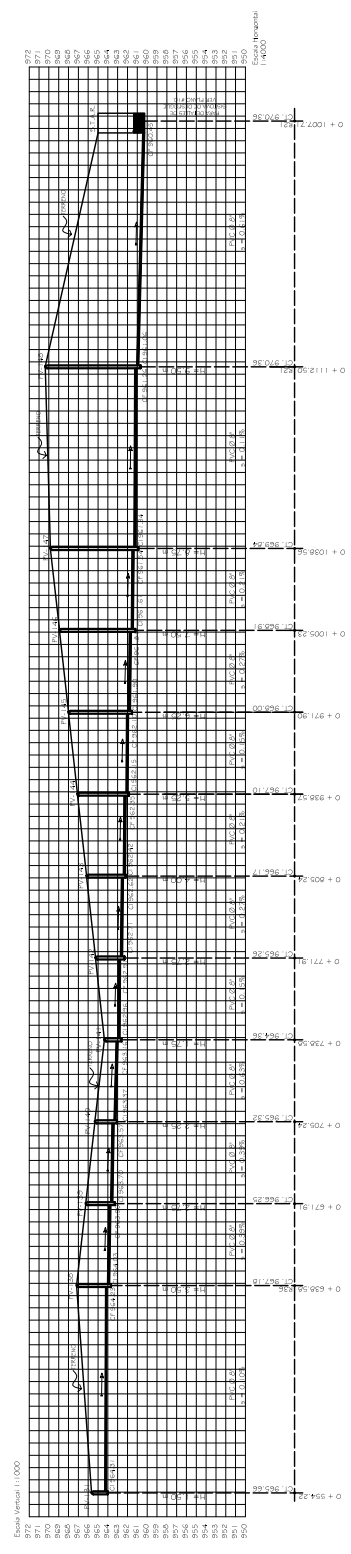
- ESPECIFICACIONES:**
1. TODA LA TUBERÍA A INSTALAR SERÁ PVC NORMA ASTM 3034.
 2. EL MATERIAL DE JUNTAS O CONEXIÓN DEBEN SER DE TUBERÍA PVC.
 3. LA COBERTURA DEBEN SER DE TUBERÍA PVC.
 4. LAS DISTANCIAS SON A CENTROS DE POZOS, EN CASO DE SER OTRO MATERIAL.
 5. SI SON DE TUBERÍA PVC PARA QUE EL FLUIDO INGRESE AL POZO A NIVEL DEL FONDO. VER DETALLES EN PLANO # 10.

SIMBOLOGÍA	
	NIVEL DEL TRAZO
	TUBERÍA PVC 2" NEGRO
	UNIÓN DE TUBERÍA PVC
	POZO DE 1.00 M DE DIÁMETRO
	POZO DE 1.00 M DE DIÁMETRO CON CUBIERTA
	POZO DE 1.00 M DE DIÁMETRO CON CUBIERTA Y MARCO
	POZO DE 1.00 M DE DIÁMETRO CON CUBIERTA, MARCO Y ESCALERA
	POZO DE 1.00 M DE DIÁMETRO CON CUBIERTA, MARCO, ESCALERA Y SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES



PROFIL DE PV-107 A PV-137

ESCALA: INDICADA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela de Ingeniería
Especialidad Profesional Supervisado

PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLOS-SANTO AGRO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO

CONTENIDO: PLANTA PERFIL SECTOR OESTE

ING. JUAN DIEGO ROSA
MA. LIDIA LIZBETH HERRERA

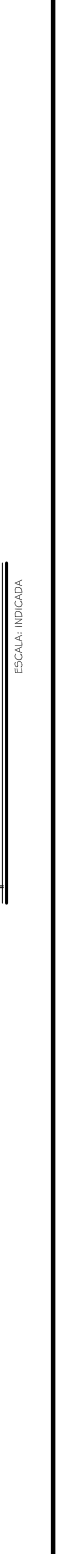
NOVIEMBRE 2022

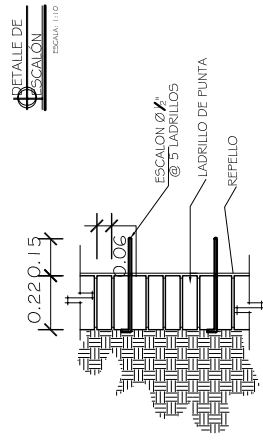
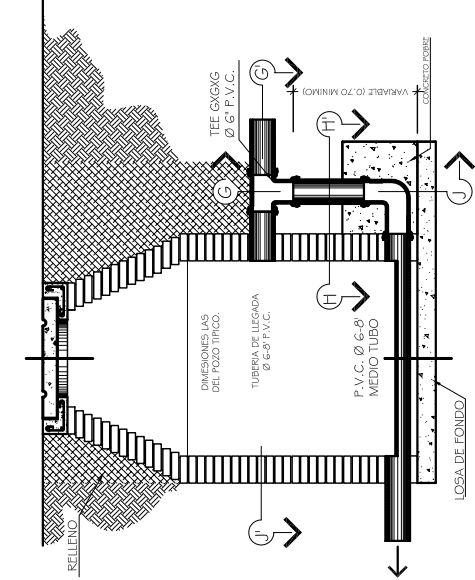
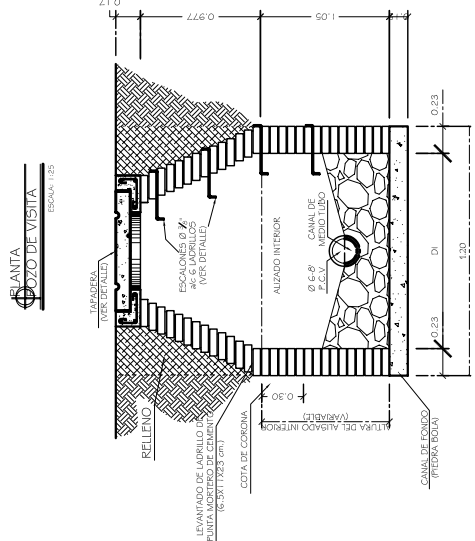
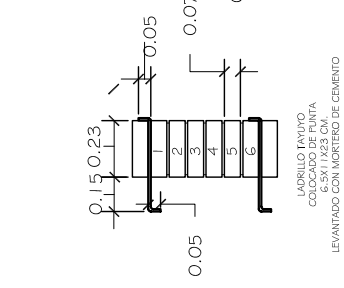
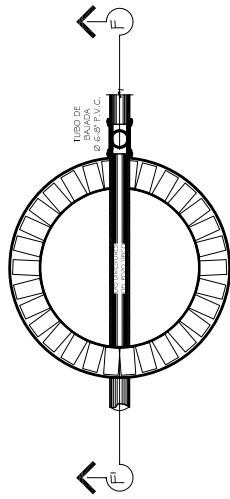
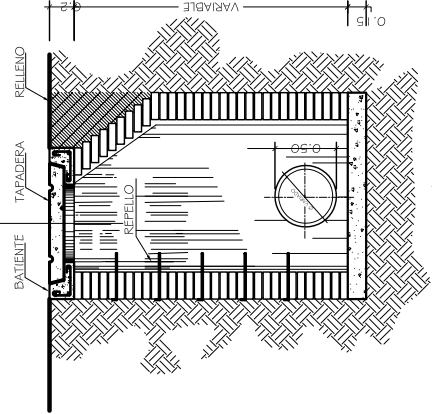
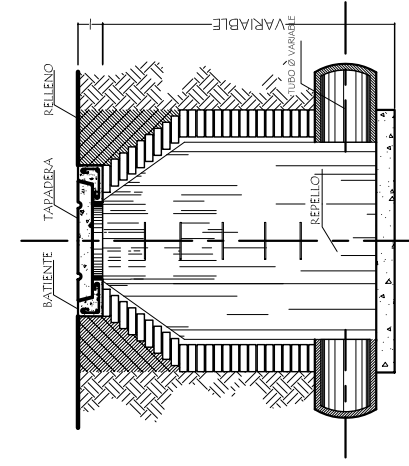
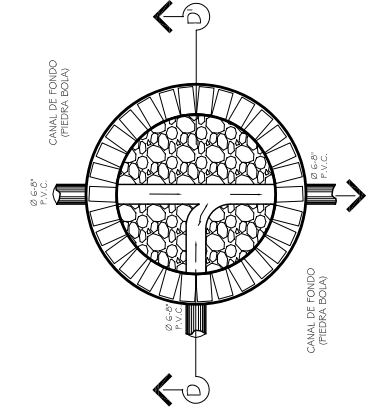
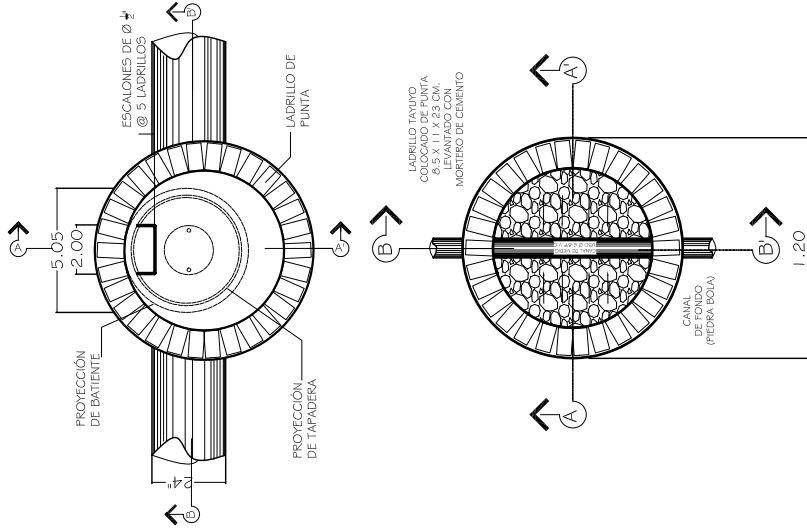
13/14

ING. JUAN DIEGO ROSA
ING. MA. LIDIA LIZBETH HERRERA

PROFIL DE PV-131 A DESFOQUE

ESCALA: INDICADA





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Escuela de Ingeniería Profesional

PROYECTO: SISTEMA DE SACATAMBAO-SANTARAO ALDEA SAN RAFAEL EL ARADO

CONTENIDO: DETALLES DE FOZOS DE VISITA

ING. JUAN ESCOBAR

ING. LUCIA LIZARRA PEREA

FECHA: JUNIO 2002

NO. DE MUNICIPALIDAD DE SUZUMAGO

4/4