



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

**DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE DEL ÁREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE
SAN PABLO TAMAHÚ, DEPARTAMENTO
DE ALTA VERAPAZ**

Elder Armando Chiquin López
Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, mayo de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE DEL ÁREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE
SAN PABLO TAMAHÚ, DEPARTAMENTO
DE ALTA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ELDER ARMANDO CHIQUIN LÓPEZ
ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2009

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. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

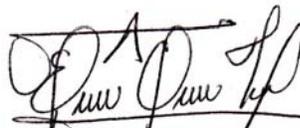
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

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 DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL ÁREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 13 de febrero de 2008.



Elder Armando Chiquin López

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 08 de septiembre de 2008.
REF. EPS.D.515.09.08.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **ELDER ARMANDO CHIQUIN LOPEZ** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200312721**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL AREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ”**.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Oscar Argueta Hernández
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
OAH/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 08 de septiembre de 2008.
REF. EPS.D.515.09.08.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL AREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario ELDER ARMANDO CHIQUIN LOPEZ, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero **Oscar Argueta Hernández**.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

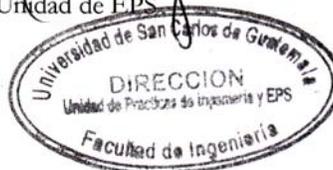
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
4 de febrero de 2009

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL ÁREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Elder Armando Chiquin López, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Elder Armando Chiquín López, titulado DISEÑO DE SISTEMA DA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL ÁREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, mayo 2009.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.153.09

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL ÀREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ,** presentado por el estudiante universitario **Elder Armando Chiquin López,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing.  Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, mayo de 2009



/cc

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS A:

- DIOS NUESTRO SEÑOR:** Por la vida, las bendiciones y por darme la oportunidad de alcanzar este triunfo en mi vida.
- MI MADRE:** Susana López, por la paciencia que me tuvo durante la culminación de mis estudios y por su apoyo moral, espiritual y económico.
- HERMANOS:** Rosa, Carlos, Cesar y Javier, por todo el apoyo incondicional que me brindaron.
- SOBRINAS:** Flor de María y Sucely Clarisa.
- MIS AMIGOS:** Por su amistad, apoyo y por todos los momentos compartidos en los años de estudio.
- ING. OSCAR ARGUETA:** Por su asesoría técnica profesional al presente estudio.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	IX
OBJETIVOS	XI
INTRODUCCIÓN	XIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía del municipio	
1.1.1 Aspectos generales	1
1.1.2 Antecedentes históricos	2
1.1.3 Localización	3
1.1.4 Situación demográfica	4
1.1.5 Aspectos económicos y actividades productivas	7
1.1.6 Extensión	7
1.1.7 Límites	7
1.1.8 Clima	9
1.1.9 Vías de acceso	9
1.1.10 Servicios públicos	9
1.1.11 Comercio	11
1.1.12 Turismo	11
1.1.13 Necesidades en infraestructura y servicios básicos	12

1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, departamento de Alta Verapaz

1.2.1	Descripción de las necesidades	13
1.2.2	Priorización de las necesidades	14

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, Departamento de Alta Verapaz

2.1.1	Descripción del proyecto actual	15
2.1.2	Localización de fuentes de abastecimiento	16
2.1.3	Aforo de fuentes	17
2.1.4	Calidad de agua	18
	2.1.4.1 Análisis físico-químico	19
	2.1.4.2 Análisis bacteriológico	21
2.1.5	Levantamiento topográfico	21
	2.1.5.1 Planimetría	22
	2.1.5.2 Altimetría	22
2.1.6	Criterios de diseño	23
	2.1.6.1 Período de diseño	23
	2.1.6.2 Tasa de crecimiento poblacional	24
	2.1.6.3 Estimación de la población de diseño	25
	2.1.6.4 Dotación	25
	2.1.6.5 Consumo público, comercial e industrial	26
2.1.7	Determinación de caudales	28
	2.1.7.1 Caudal medio diario	28
	2.1.7.2 Caudal máximo diario	29

2.1.7.3	Caudal máximo horario	30
2.1.8	Parámetros de diseño	31
2.1.9	Diseño de los componentes del sistema	32
2.1.9.1	Captación	32
2.1.9.2	Línea de conducción	33
2.1.9.2.1	Diseño de la línea de conducción	37
2.1.9.3	Tanque de almacenamiento	41
2.1.9.3.1	Diseño del tanque de almacenamiento	42
2.1.9.4	Desinfección	63
2.1.9.5	Red de distribución	66
2.1.9.5.1	Diseño red de distribución	70
2.1.9.6	Obras de arte	81
2.1.9.6.1	Caja rompe presión	81
2.1.9.6.2	Caja de válvula de compuerta	82
2.1.9.6.3	Pasos aéreos y zanjones	83
2.1.9.6.4	Caja distribuidora de caudales	83
2.1.9.7	Válvulas	83
2.1.9.7.1	Válvulas de compuerta	83
2.1.9.7.2	Válvulas de globo	85
2.1.9.7.3	Válvulas de paso	85
2.1.9.7.4	Válvulas de flotador	85
2.1.9.7.5	Válvulas automáticas de aire	85
2.1.10	Costo de operación y mantenimiento	86
2.1.10.1	Gastos de operación	86
2.1.10.2	Gastos de mantenimiento	86
2.1.10.3	Gastos de desinfección	86
2.1.10.4	Gastos de administración	86
2.1.10.5	Gastos de reserva	87

2.1.11	Propuesta de tarifa	87
2.1.12	Planos y detalles	88
2.1.13	Cuantificación de materiales	88
2.1.14	Presupuesto	88
2.1.15	Especificaciones técnicas	88

3. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

3.1	Marco legal	97
3.2	Impactos ambientales	97
3.3	Plan de gestión ambiental	98
3.4	Medidas de mitigación	99
3.4.1	En construcción	99
3.4.2	En operación	100

4. EVALUACIÓN SOCIO-ECONÓMICA

4.1	Valor presente neto	102
4.2	Tasa interna de retorno	103

CONCLUSIONES	105
RECOMENDACIONES	107
BIBLIOGRAFÍA	109
APÉNDICE	111

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Mapa IGN Tamahú Alta Verapaz, escala 1:50,000	3
2	Localización del municipio de San Pablo Tamahú, A.V.	4
3	Límites del municipio de San Pablo Tamahú, A.V.	8
4	Croquis área urbana municipio de San Pablo Tamahú, A.V.	8
5	Esquema de la losa del tanque de almacenamiento	43
6	Diagrama de momentos de la losa del tanque de almacenamiento	46
7	Diagrama de momentos balanceados de la losa del tanque de almacenamiento	47
8	Sección de viga intermedia del tanque de almacenamiento	51
9	Diagrama de áreas tributarias	52
10	Diagrama de cortes y momentos en viga intermedia	54
11	Sección de muro del tanque de almacenamiento	60

TABLAS

I	Población total censada y locales de habitación particulares (viviendas) censadas al 24/11/2002, en el departamento de Alta Verapaz; según datos del Instituto Nacional de Estadística	5
II	Población del municipio de San Pablo Tamahú, por comunidades datos proporcionados por el Centro de Salud tipo "B" distrito No. XVII	6
III	Temperatura promedio. Datos INSIVUMEH Cobán A.V. 2007	9

IV	Características físicas del agua	20
V	Características químicas del agua	20
VI	Cálculo de población futura	25
VII	Dotaciones	26
VIII	Consumo público, comercial e industrial	27
IX	Cálculo de caudal medio diario	29
X	Cálculo de caudal máximo diario	30
XI	Cálculo de caudal máximo horario	31
XII	Diámetros propuestos de tubería	38
XIII	Datos de diseño línea de conducción	40
XIV	Cálculo cota piezométrica y presiones en línea de conducción	40
XV	Funcionamiento de las losas	43
XVI	Cálculo de momentos negativos y positivos	45
XVII	Áreas de acero y espaciamientos para momentos actuantes	50
XVIII	Datos de muro	61
XIX	Determinación de puntos de consumo	70
XX	Iteraciones del método de Hardy Cross	73
XXI	Caudales de diseño en tramos de red de distribución	76
XXII	Pérdidas y velocidades con diámetros propuestos	78
XXIII	Cálculo de cota piezométrica y presiones	80
XXIV	Gastos de operación y mantenimiento	87
XXV	Medidas de mitigación en construcción y operación	99

GLOSARIO

Aforo:	Determinación del caudal de la fuente. Debe de medirse en verano.
Agua potable:	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos del ser humano.
Agua sanitariamente segura:	Agua exenta de microorganismos patógenos y de sustancias químicas dañinas a la salud humana.
Caudal:	Volumen del fluido en la unidad de tiempo.
Conexión domiciliar:	Tuberías y accesorios destinados a llevar el servicio de agua potable, de la red de distribución al interior de la vivienda.
Consumo:	Volumen de agua que es utilizado. Esta en función de una serie de factores inherentes a la localidad que abastece y varía de ciudad en ciudad.
Demanda:	Es la cantidad de agua deseada por el usuario.
Dotación:	Es la cantidad de agua que se asigna a una persona por día.

- Fuente:** Lugar de donde se extra el agua, para abastecer a la comunidad.
- Límite máximo aceptable:** Es el valor de concentración de cualquier característica de calidad de agua, arriba de la cual el agua pasa a ser rechazable por los consumidores desde el punto de vista sensorial, pero sin implicar un daño a la salud del consumidor.
- Límite máximo permisible:** Es el valor de concentración de cualquier característica de calidad del agua, arriba de la cual, el agua no es adecuada para el consumo humano.

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación, se desarrolla el proyecto denominado: “Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable, del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, departamento de Alta Verapaz”.

En el sector del área urbana existe en la actualidad un sistema de abastecimiento que cubre casi en su totalidad a todas las familias del lugar, pero se cuenta con el principal problema que la misma ha sobrepasado su periodo de diseño ya que fue construido hace aproximadamente 50 años y debido a esto se puede observar fugas de agua tanto en los tanques como en las tuberías instaladas, por lo tanto se ha considerado realizar un nuevo diseño.

El diseño se basa en parámetros y normas para sistemas de abastecimientos de agua potable de la república de Guatemala. Se tomaron en consideración factores tales como: Calidad de agua, período de diseño, tasa de crecimiento poblacional, dotación, presiones y velocidades (máximas y mínimas), sistema de desinfección, etc. El diseño de la red de distribución comprende una combinación de ramales abiertos y circuitos cerrados utilizando el método de Hardy Cross.

Con el nuevo diseño se dará una cobertura total a las familias del sector y se mejorará por completo el sistema actual. El costo de ejecución del mismo asciende a Q 1, 076,191.24, para ser ejecutado en un período de siete meses.

OBJETIVOS

General

- Diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable que logre suplir la necesidad básica que padece parcialmente la población del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, A.V.

Específicos:

1. Aplicar los conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería, desde el punto de vista teórico-práctico, para el beneficio de los habitantes del municipio.
2. Mejorar el nivel de vida de los habitantes del sector del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, A.V.
3. Evitar la contaminación de enfermedades gastrointestinales que sufre la población por abastecerse de fuentes no adecuadas.

INTRODUCCIÓN

La vida del ser humano depende del agua, sin embargo cuando no es apta para el consumo humano, tan solo resulta ser portadora de enfermedades gastrointestinales. A pesar de ser reconocido como un derecho vital para el ser humano, en Guatemala existe un gran porcentaje de comunidades que no cuentan con un servicio adecuado de agua potable.

El presente trabajo de graduación, se enfoca en actividades desarrolladas sobre la investigación y diseño del proyecto de abastecimiento de agua potable, ubicada en el área urbana del municipio de San Pablo Tamahú, A.V. donde la población necesita suplir la falta de agua potable y mejorar el sistema con la que se cuenta en la actualidad. El mismo está formado por cuatro capítulos que están distribuidos de la siguiente manera:

FASE DE INVESTIGACIÓN: se presenta una breve monografía del municipio de San Pablo Tamahú, A.V. conjuntamente con el sector a servir. Se realiza un diagnóstico participativo para identificar las necesidades de servicios básicos e infraestructura, para luego priorizar los proyectos.

FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL: se determina la situación actual del servicio de agua potable que existe. Se describe el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, desde el tanque de captación, línea de conducción, tanque de almacenamiento, red de distribución y las acometidas domiciliarias. Al final de este capítulo se incluyen los planos, presupuestos y especificaciones técnicas.

EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL: en este capítulo se presentan los riesgos ambientales que provocará la ejecución del proyecto. Mediante la evaluación se encuentran soluciones para contrarrestar el impacto que ocasionará al momento de ejecutar.

EVALUACIÓN SOCIO-ECONÓMICO: se presenta la evaluación del proyecto por métodos matemáticos y financieros, ésta permite conocer la rentabilidad de los mismos, para ello se utilizarán los métodos del valor presente neto (VPN) y la tasa interna de retorno (TIR).

La construcción de este proyecto servirá para mejorar la calidad de vida de los pobladores y mejorar el desarrollo económico y social del área urbana del municipio de San Pablo Tamahú, Alta Verapaz.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio

1.1.1 Aspectos Generales

El municipio de San Pablo Tamahú, A.V., es la primera población que se encuentra sobre la ruta del Polochic hacia el Lago de Izabal, es un pueblo que esta enclavado entre el macizo montañoso de la sierra de Chuacus y la montaña de Xucaneb. El traje típico de las mujeres pocomchíes de Tamahú es uno de los más bellos de Guatemala y el mundo.

El idioma dominante del municipio es el Pocomchi, proviene del kiche originalmente estas se subdividieron en Pocomam la que seguidamente provino el Pocomchi de acuerdo a los lugares y las costumbres del lugar, aunque también se habla el idioma Kekchi y el Español en un numero menor entre sus habitantes.

La religión predominante en esta región es la católica, en menor escala sigue la Evangélica. Las personas que más se relacionan con las comunidades son los verdaderos católicos quienes no han perdido sus creencias respecto a la bendición de granos y otros. Su feria titular es del 22 al 25 de enero en honor al patrono católico San Pablo Apóstol.

El ambiente de los habitantes es aceptable, la comunicación para los acontecimientos es rápida debido a la pequeñez del municipio, la mayoría es de

raza indígena y mantiene estrecha comunicación con el municipio de Tactic por medio del comercio.

El municipio de San Pablo Tamahú está cruzado en todas sus direcciones por numerosas quebradas que van a dar al río Polochic, este nace en la montaña de Xucaneb, jurisdicción del municipio de Tactic, Alta Verapaz, corre hacia el oriente hasta desembocar en el lago de Izabal; sus principales afluentes son las quebradas de Jolomche, Cantilja, Laijunco, el Milagro, Saclaquilja, Yuxilja, Rijchaj, Cabilja, Raxtap, Sequib, Tocoiljá y Candelaria. Su recorrido aproximado hasta llegar al Estor Izabal es de 240 Kilómetros.

1.1.2 Antecedentes Históricos

El municipio de Tamahú, fue fundado el 7 de Diciembre de 1574, por los frailes: Francisco De Viana, Lucas Gallego Y Fray Guillermo. El origen del nombre del municipio de Tamahú, no se ha podido establecer hasta la fecha, se cree que Tamahú se origina del nombre Pájaro Cautivo, debido a la situación topográfica donde se encuentra; también se cree que proviene su nombre de un antiguo Cacique Tamakuan Cha, que gobernó dicha región. Por ultimo se cita que el nombre Tamahú viene del nombre Esteban Tamahú. Según la ley cuarta del Estado de Guatemala, decretada por la asamblea constituyente figura como Tamajú.

En la actualidad a este municipio se le conoce con el nombre de San Pablo Tamahú, del departamento de Alta Verapaz.

Los primeros habitantes del municipio de Tamahú, Alta Verapaz, eran provenientes del municipio de Chinautla que debido a conflictos y la explosión demográfica, que existió entre los mismos se vieron obligados a dispersarse

por diferentes puntos cardinales especialmente en los municipios de, San Luís Jilotepeque, Palin, San Cristóbal Verapaz, entre otros municipios. Asentados en el municipio de San Cristóbal Verapaz, decidieron emigrar a otros lugares y dentro de estas se asentaron en Tamahú, Alta Verapaz, otros a Purulha y en el valle de lo que hoy es el Polochic.

1.1.3 Localización

Geográficamente, el municipio de San Pablo Tamahú se encuentra ubicado al Sur-Este de la región II-Norte del departamento de Alta Verapaz. Se localiza en la Latitud Norte $15^{\circ}18'25''$ y Longitud Oeste $90^{\circ}14'03''$, se encuentra a una altura de 1,048 metros sobre el nivel del mar.

Figura 1. Mapa IGN Tamahú Alta Verapaz, escala 1:50,000

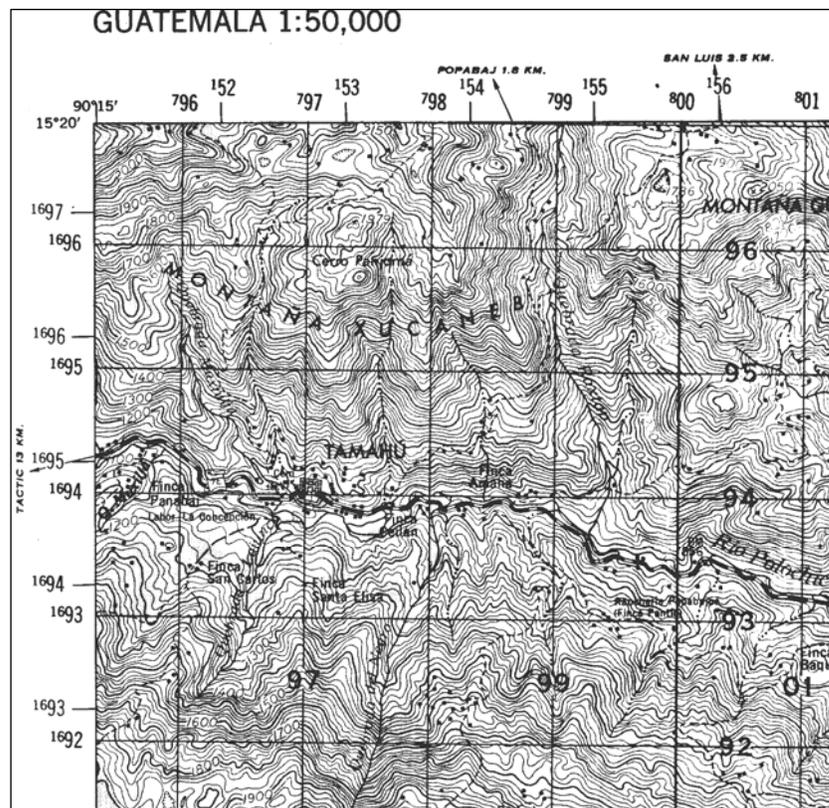
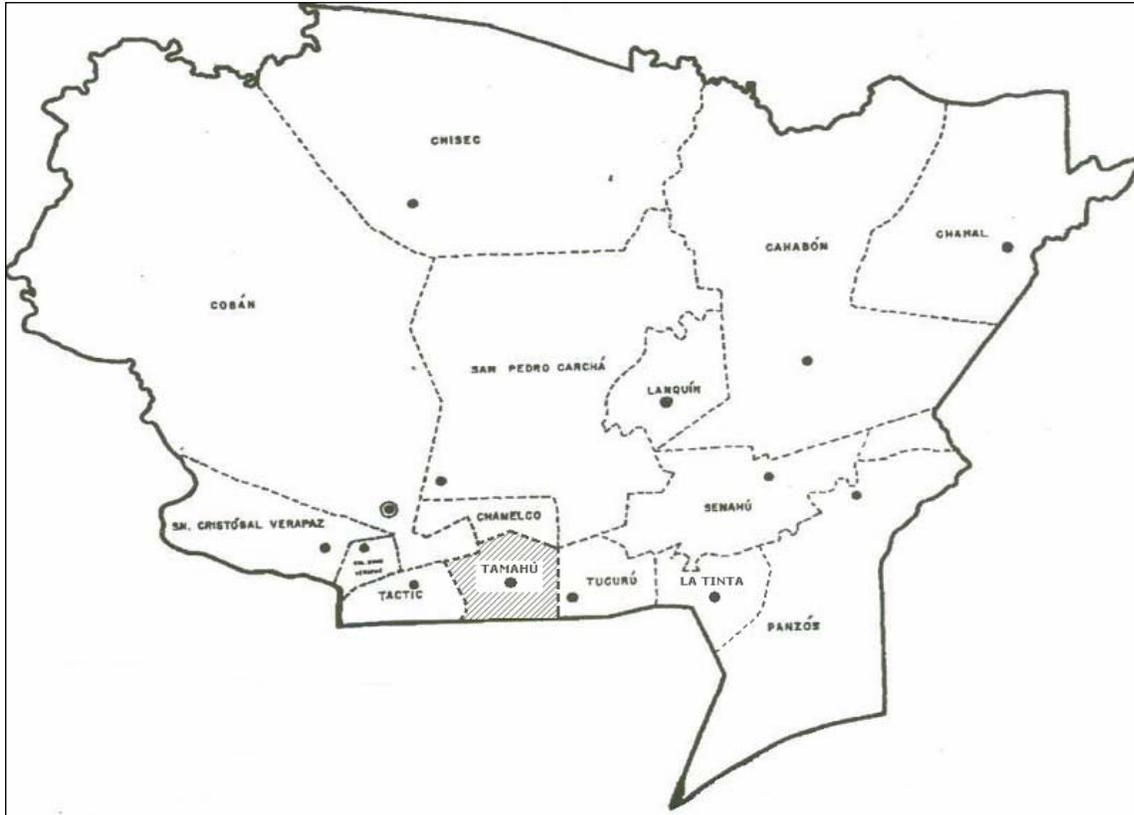


Figura 2. Localización del municipio de San Pablo Tamahú, Alta Verapaz



1.1.4 Situación demográfica

Según el censo poblacional, elaborado por el Instituto Nacional de Estadística –INE– con fecha 24 de noviembre del año 2,002 se observa que San Pablo Tamahú, es el municipio con menor número de habitantes del departamento de Alta Verapaz con una tasa de crecimiento de 3.1% como se muestra la tabla I

Tabla I. Población total censada y locales de habitación particulares (viviendas) censados al 24/11/2002, en el departamento de Alta Verapaz; según datos del Instituto Nacional de Estadística.

No.	MUNICIPIO	POBLACION	VIVIENDAS
1	Cobán	144,461	29,455
2	Santa Cruz Verapaz	19,012	3,803
3	San Cristóbal Verapaz	43,336	8,311
4	Tactic	24,535	5,437
5	Tamahú	12,685	2,477
6	Tucurú	28,421	5,236
7	Panzós	44,770	8,484
8	Senahú	54,471	10,263
9	San Pedro Carcha	148,344	28,015
10	San Juan Chamelco	38,973	8,411
11	Lanquín	16,546	2,853
12	Cahabón	42,949	7,326
13	Chisec	69,325	12,807
14	Chahal	16,853	3,288
15	Fray Bartolomé de Las Casas	44,538	8,695
16	Santa Catalina La Tinta	27,027	5,135

Se presenta los datos actuales del número de habitantes de cada comunidad del municipio de San Pablo Tamahú, que fueron proporcionados por el Centro de Salud del municipio y aunque no coincidan plenamente con los del INE, son absolutamente fiables debido a que están extraído de la visita diaria a las comunidades, los cuales han sido tabulados en la tabla II.

Tabla II. Población del municipio de San Pablo Tamahú, por comunidades, datos proporcionados por el Centro de Salud tipo “B” distrito No. XVII.

No.	COMUNIDAD	No. DE HAB.	No. DE VIV.	ABASTECIMIENTO DE AGUA		
				CON AGUA	SIN AGUA	COBERTURA DE ABASTECIMIENTO
1	TAMAHU	1019	205	198	7	96.59
2	PANHORNA	2103	334	315	19	94.31
3	CEMENTERIO	301	49	39	10	79.59
4	YUXILHA	734	103	98	5	95.15
5	JOLOMCHÉ	1210	82	44	38	53.66
6	IXCANUL	145	29	25	4	86.21
7	CABILHA	911	141	134	7	95.04
8	ABJAL	278	46	42	4	91.30
9	CHIMOLON	1005	148	146	2	98.65
10	SESOCH	219	20	19	1	95.00
11	NUEVO SAN MARCOS	88	14	14	0	100.00
12	CONCEPCION MARIA	212	33		33	-
13	NAXOMBAL	952	157	138	19	87.90
14	NACHUGUA	176	48	45	3	93.75
15	CHITULUB	144	39	35	4	89.74
16	SOLEDAD	91	15	14	1	93.33
17	LA LIBERTAD	262	49	4	45	8.16
18	SAN ANTONIO	82	10	7	3	70.00
19	SEQUIB	524	94	92	2	97.87
20	GUARAXUL	266	58	57	1	98.28
21	PANTEON	308	44	43	1	97.73
22	CHIQUIM	772	120	118	2	98.33
23	COMON OJ	364	63	45	18	71.43
24	ONQUILHA	570	98	97	1	98.98
25	NUEVA ESPERANZA	266	17	16	1	94.12
26	SESARB	408	69	68	1	98.55
27	SEHAJ	89	14	14	0	100.00
28	POPABAJ	556	72	71	1	98.61
29	CHIPACAY	476	57	56	1	98.25
30	PANSUP	229	36	35	1	97.22
31	CHIPOCLAJ	210	37	36	1	97.30
32	PANCOJ	30	6	6	0	100.00
33	SESARB II	91	12	12	0	100.00
34	PANTIC	396	37	0	37	-
	TOTAL	15487	2356	2083	273	88.41 %

1.1.5 Aspectos económicos y actividades productivas

Sus habitantes son eminentemente Maya Pocomchi, por lo que esta cultura Maya Pocomchi es la base de la organización social y política sustentada en una economía campesina orientada a la producción Agrícola de granos básicos y hortalizas, su principal cultivo de exportación es el café de buena calidad y cardamomo, también tienen pequeñas industrias para la elaboración de telas típicas, jarcia y suyates.

El suelo es arcilloso en 60% y rocoso en un 40% el cual en su mayoría es utilizado para el cultivo de café, cardamomo, maíz, frijol, pimienta gorda, chile, pacaya, naranja, mandarina, limón, aguacate y otros de la región.

Cuenta con un porcentaje mínimo de crianza de ganado de engorde. En algunas fincas cuentan con ganado lechero que utilizan para su consumo, asimismo cuentan con la clase porcina y aves de corral.

1.1.6 Extensión

El municipio de San Pablo Tamahú del departamento de Alta Verapaz, cuenta con una extensión territorial de 112 km² su densidad es de 114 personas por km² y está conformado por 34 comunidades de las cuales hay 26 caseríos, 7 aldeas y su respectivo pueblo. Además cuenta con fincas dentro del municipio.

1.1.7 Límites

Limita al norte con los municipios de San Juan Chamelco y Cobán, Alta Verapaz, al sur con el municipio de Purulhá, Baja Verapaz; al este con el

municipio de San Miguel Tucurú, Alta Verapaz, y al oeste con el municipio de Tactic, Alta Verapaz. Es atravesado por el Río Polochic que nace en el vecino municipio de Tactic, Alta Verapaz.

Figura 3. Límites del municipio de San Pablo Tamahú, A.V.

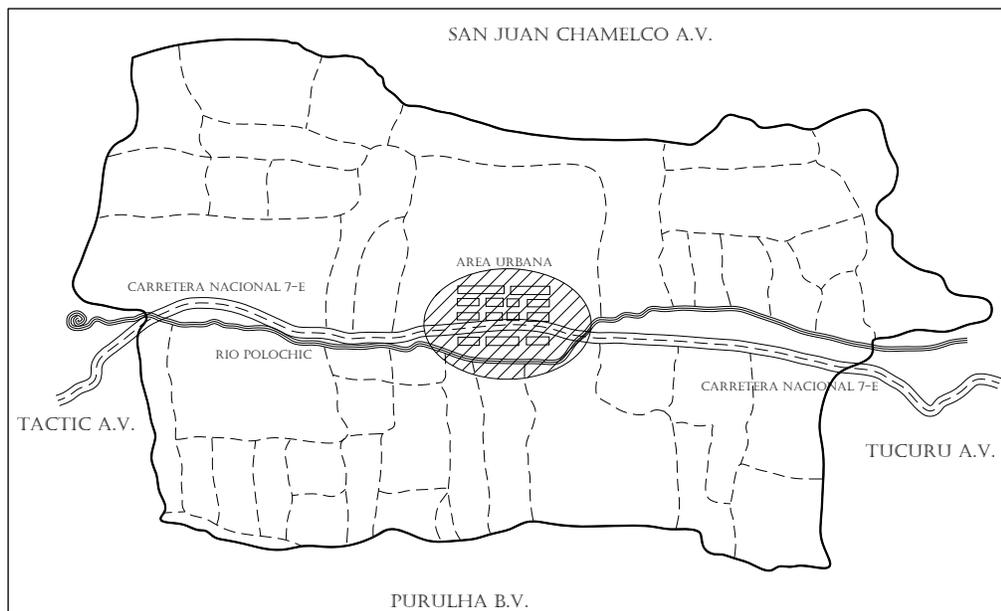
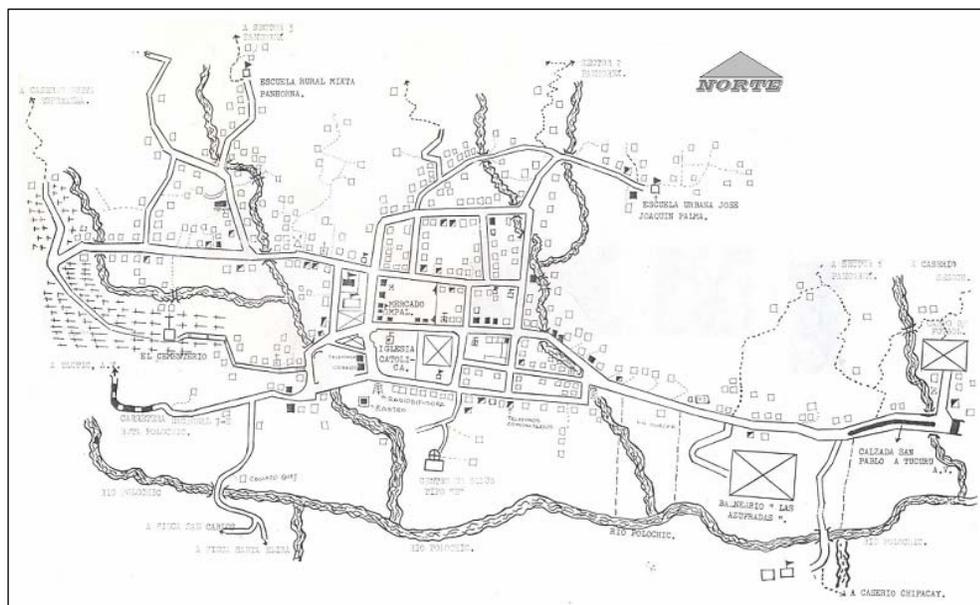


Figura 4. Croquis área urbana municipio de San Pablo Tamahú, A.V.



1.1.8 Clima

Debido a la topografía del municipio el clima varia de acuerdo a su localización, cuenta con montañas que exceden de 2,500 metros de elevación y tierras bajas que descienden hasta 800 metros. Generalmente su clima es templado, debido a que está ubicado entre la tierra fría de Tactic y Purulhá y la cálida de Tukurú.

Tabla III. Temperatura promedio. Datos INSIVUMEH Cobán A.V. 2007

TEMP	DIM	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
MIN	°C	12.8	12.7	13.2	15.3	16.1	15.6	16.8	16.4	16.0	16.5	15.7	12.1	14.9
MED	°C	22.9	22.6	23.8	24.0	24.6	24.1	25.3	24.8	24.5	24.9	24.2	22.3	24.0
MAX	°C	32.6	32.1	32.8	33.2	34.6	33.6	35.0	34.7	34.1	34.7	33.5	32.0	33.6

1.1.9 Vías de acceso

El municipio de San Pablo Tamahú, se localiza a 195 kilómetros de la ciudad capital iniciando por la CA-9 ruta Centroamericana Guatemala-Rancho 85 kms. asfaltados, luego por la CA-14 ruta Centroamericana Rancho-Cruce San Julián Tactic A.V. 98 kms. asfaltados y por ultimo por la RN-7E ruta Nacional que une la carretera norte 12 kms. de terracería. La distancia del municipio a la cabecera departamental es de 43 kms., siendo transitable toda la época del año.

1.1.10 Servicios públicos

SALUD

- El municipio cuenta con un Centro de Salud Tipo "B" atendido por un medico cirujano, enfermera profesional, auxiliares de enfermería y técnicos en salud rural.

- Una clínica médica denominada Rucowil Tinamit, la cual es atendida por un médico cirujano donde tienen acceso las personas de escasos recursos y la venta de medicina química y natural a bajo costo.
- La Iglesia Católica cuenta con una clínica, una farmacia con medicinas a precios cómodos para la población. Una casa hogar para ancianos. Una casa de rehabilitación para enfermos.

EDUCACIÓN

- Existen 18 establecimientos educativos para el nivel primario.
- El Instituto Básico por Cooperativa.
- Un diversificado con la carrera de Maestro de Educación Primaria Bilingüe.
- El Instituto Guatemalteco de Educación Radiofónica –IGER-.
- La Academia de Mecanografía propiedad municipal.
- Una Biblioteca Municipal.
- El Instituto de tele secundaria en la Aldea Chimolòn.
- La Iglesia Evangélica Asambleas De Dios, a través de Compasión Internacional cuenta con un centro estudiantil para reforzamiento de la educación primaria y brindarle oportunidades a la población de escasos recursos con atención medica, academia de mecanografía.

OTROS SERVICIOS

- Correos y telégrafos.
- Radio aficionados de Arbom.
- Transporte extra-urbano, que cubre la ruta del Polochic.

1.1.11 Comercio

En el municipio se cuenta con una de las más grandes canteras de la región ubicada en la finca Rocjá, para la extracción de arena, material selecto, para construcción de casas, caminos, puentes, entre otros.

Los Caseríos Sesarb II y Pansup se dedican a la fabricación de cal para construcción y otros en donde se utilizan este producto, para ello elaboran canteras de forma natural, en la que colocan las piedras para su cocción.

En el área urbana se cuenta con 30 tiendas particulares, 1 abarrotería, 10 casetas, 3 cantinas, 2 comedores, 1 deposito de aguas, 1 estudio fotográfico, 3 farmacias, 3 molinos de nixtamal, una panadería 1 taller mecánico, 1 fábrica de muebles, 1 veterinaria, 1 reparación de calzado, 1 venta de repuestos, 2 sastrerías, 8 carnicerías de res, 2 barberías, 2 mini abarroterías.

1.1.12 Turismo

Dentro de los principales lugares turísticos están:

1. El Balneario Municipal Las Azufradas, cuenta con piscinas de aguas dulces y azufradas, las cuales son consideradas medicinales por los aborígenes.
2. Los Chorros de Yuxilja,
3. Agua Salada,
4. Montañas de Sequib en donde se encuentra el Quetzal,
5. El Almacén nacimiento de agua cristalina, ubicado en la Aldea Chimolón sitio utilizado para ceremonias mayas hasta nuestros días así como el

aparecimiento del Quetzal, nuestra ave símbolo, y las montañas húmedas ubicadas en el cerro Xucaneb hábitat de animales en peligro de extinción.

6. Río Raxtap este último tiene un área de exuberante belleza natural.

1.1.13 Necesidades en infraestructura y servicios básicos

El municipio de San Pablo Tamahú, cuenta con problemas para cubrir las necesidades en infraestructura y servicios básicos, debido al presupuesto destinado a la municipalidad.

Con lo que respecta a infraestructura, se necesitan construir establecimientos educativos para las comunidades que no cuentan con un edificio escolar, puentes peatonales y vehiculares, centros comunales, centros de convergencia, pavimentación de caminos vecinales, introducción de la energía eléctrica, letrinización, estufas mejoradas, entre otras.

Entre las necesidades de servicios básicos tenemos que en el área rural se cuenta con un 70 % con sistema de agua entubada y el resto acude a manantiales y ríos, por lo tanto es necesario realizar proyectos de abastecimientos de agua para las comunidades faltantes y así erradicar en alto porcentaje de las enfermedades por el consumo de agua contaminada. Con el servicio de drenaje esta solo cubre al área urbana y algunas comunidades cercanas a ella. En las demás comunidades solo se cuenta con el servicio de letrinas, pero debido al alto grado de analfabetismo en el municipio se ha dificultado las labores para la disposición de excretas y el mejoramiento de las condiciones sanitarias de las viviendas, ya que los pobladores no se acostumbran a utilizar las letrinas. En la actualidad existe un 52% de habitantes del área rural que realizan sus necesidades fisiológicas en lugares no

adecuados como al aire libre y en las riberas de los ríos. En el área urbana a pesar que existe un sistema de alcantarillado municipal un 4% de habitantes recurren a lugares no adecuadas a realizar sus necesidades fisiológicas. Es por eso que sigue habiendo incidencia de diarreas y parasitismo intestinal en el municipio.

1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, departamento de Alta Verapaz

1.2.1 Descripción de las necesidades

A pesar que el área urbana del municipio de San Pablo Tamahú es pequeña a comparación a otros del departamento de Alta Verapaz cuenta con necesidades de servicios básicos e infraestructura las cuales se detallan a continuación:

- Reposición alcantarillado sanitario
- Reposición de postes de energía eléctrica
- Reposición sistema de agua entubada
- Reposición de pavimento de calles
- Red de telefonía domiciliar
- Hoteles
- Restaurantes
- Bancos
- Sistema de tratamiento de aguas residuales
- Planta de tratamiento para desechos sólidos
- Construcción de parque cultural
- Construcción de centro cultural

- Construcción de áreas recreativas
- Remodelación del estadio municipal
- Ampliación de establecimientos educativos de nivel primario y nivel básico
- Ampliación del edificio municipal
- Construcción de parqueo para buses extra-urbanos

1.2.2 Priorización de las necesidades

Con base a la descripción de las necesidades anteriormente mencionadas es urgente realizar en el área urbana los siguientes proyectos y con ello beneficiar a los habitantes del lugar:

- Reposición alcantarillado sanitario
- Reposición sistema de agua entubada
- Reposición de pavimento de calles
- Bancos
- Sistema de tratamiento de aguas residuales
- Planta de tratamiento para desechos sólidos
- Construcción de parque cultural
- Construcción de centro cultural
- Ampliación del edificio municipal

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable del área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, departamento de Alta Verapaz

2.1.1 Descripción del proyecto actual

Toda comunidad debe de contar con los servicios sanitarios básicos, orientados a preservar la salud de sus pobladores y así evitar las enfermedades gastrointestinales. Estos servicios son el abastecimiento de agua potable segura y el alcantarillado sanitario para la disposición adecuada de las excretas.

En la actualidad el área urbana del municipio de Tamahú, cuenta con un sistema de abastecimiento de agua, pero debido al crecimiento de la población, la demanda del vital líquido también se ha incrementado, por lo que dicho sistema ya no es adecuado para esta comunidad. Este sistema tiene varios inconvenientes, algunas de ellas se mencionan a continuación:

- El sistema actual fue construido hace aproximadamente 50 años, por lo que ha sobrepasado su período de diseño.
- Gran parte de la tubería se encuentra en muy mal estado y la mayor parte de la línea de conducción se encuentra a la intemperie.
- El tanque de captación y el tanque de almacenamiento se encuentran en mal estado.

Debido a los problemas mencionados se observa en el sector viviendas que no cuentan con el servicio de agua potable, se tienen problemas de filtraciones de agua tanto en los tanques de captación y almacenamiento como en la tubería instalada.

Por todo esto se ha contemplado realizar un nuevo diseño del sistema por la que existe actualmente. Con la construcción de un nuevo sistema de abastecimiento de agua potable, se beneficiara directamente a las familias del área urbana y algunos que se encuentran aledañas a ella. Se evitara los problemas actuales y se vera un cambio en cuanto a la salud de las personas del lugar debido al consumo de agua contaminada.

Cabe mencionar que la fuente actual que abastece al municipio cuenta con un caudal suficiente para realizar un nuevo diseño y así satisfacer la demanda tanto de la población actual como la futura de este sector.

El sistema contará con cajas de captación para la fuente, tanque de almacenamiento semienterrado con muros por gravedad de concreto ciclópeo. La conducción será por gravedad con tubería PVC y donde el terreno no permita utilizar de esta se utilizara tubería de HG, se tendrá un sistema de desinfección, para la red de distribución se diseñara con ramales abiertos y circuitos cerrados con tubería PVC así como también obras hidráulicas.

2.1.2 Localización de fuentes de abastecimiento

La selección depende del tipo de la fuente disponible, de los requerimientos sanitarios del agua, de la relación entre la población a servir y el caudal que emite la fuente.

En el medio ambiente se pueden encontrar diferentes fuentes de agua en su estado natural, las cuales se clasifican en aguas meteóricas, aguas superficiales y aguas subterráneas, estas últimas son las que se han filtrado en suelos permeables al caer a la superficie terrestre y que afloran en forma horizontal o vertical, en uno o varios puntos definidos, también afloran al excavar o perforar pozos.

Debido a que el municipio cuenta con su riqueza natural de afluentes acuíferos no se tiene problemas para abastecer con el vital líquido a las diferentes comunidades.

Para el abastecimiento de agua del área urbana, se cuenta con un nacimiento propio de la comunidad. Esta se encuentra ubicada en el Sector III de la Aldea Panhorna del municipio de San Pablo Tamahú. El agua será conducida por gravedad ya que la fuente se encuentra en un punto más alto que la población.

2.1.3 Aforo de fuentes

Es importante porque nos permite saber si la cantidad de agua es suficiente para satisfacer la necesidad de la población. Para garantizar que la inversión no será en vano, se recomienda que el caudal mínimo de una fuente sea de 0.25 lts./seg, debido a que todos los recursos hidráulicos están propensos a disminuir su caudal por sequías o incendios forestales.

Uno de los métodos más simples es el Volumétrico, y la cual fue utilizada para determinar el caudal de la fuente, se utilizó un recipiente de volumen conocido y un cronometro. Cabe mencionar que el caudal calculado no es el indicado para los cálculos de diseño, debido a la época en la cual fue tomada,

se recomienda realizar un aforo en época de estiaje, ya que en esta época es cuando las fuentes bajan su caudal. El aforo de la fuente fue realizado en el mes de febrero, por lo tanto se tomo un 70% del caudal obtenido dando como resultado un caudal de **18.65 lts/seg.**

2.1.4 Calidad de agua

Es de suma importancia conocer las características del agua que se estará aprovechando para hacer el abastecimiento de este preciado líquido a una comunidad. Donde quiera que se haga un sistema de abastecimiento, se tienen que respetar los límites mínimos para que el agua sea sanitariamente segura para el consumo humano.

El agua cualquiera que sea su origen, atmosférico, superficial o subterráneo, puede ser portadora de un número considerable de bacterias del aire, del suelo o procedentes de la descomposición de organismos superiores muertos, cuya ingestión no causará mayores peligros a la salud. Pero si el agua es contaminada por cloacas de una población que cuente con individuos portadores de enfermedades, entonces probablemente estará contaminada con gérmenes transmisores de enfermedades y que causaran un grave peligro a la salud.

Las principales enfermedades transmitidas por el consumo de agua contaminada son:

- Fiebre tifoidea
- Fiebre paratifoidea
- Disentería bacilar
- Disentería amibiana

- Cólera
- Infestaciones parasitarias
- Hepatitis infecciosa
- Gastroenteritis

2.1.4.1 Análisis físico-químico

ANÁLISIS FÍSICO

Con éste se determinan las características del agua que puedan ser percibidas por los sentidos, causando la aceptación o rechazo de parte del consumidor. Entre las principales características del agua a estudiar están el color, sabor, olor, potencial de hidrogeno (PH) y temperatura, el cual es un parámetro que expresa la intensidad de las condiciones acidas o alcalinas de una solución; otro parámetro es la turbiedad, que se aplica cuando las aguas contienen materia en suspensión.

ANÁLISIS QUÍMICO

Se determina las cantidades de minerales y materia orgánica existente en el agua, que afectan la calidad. Y para que no tengan efectos perjudiciales en la salud es importante que estas concentraciones permanezcan bajos los límites aceptables.

Para que el agua sea apta para el consumo, debe permanecer dentro de los límites que se presentan en la tabla III y tabla IV; de esta manera será agradable a los sentidos y no causara ningún daño a la salud.

Tabla IV. Características físicas del agua.

CARÁCTERÍSTICAS	LMA	LMP
Color	5 unidades	35 unidades
Olor	No rechazable	No rechazable
Potencial de hidrógeno (unidades de Ph)	7.0 a 7.5	6.5 a 8.5
Temperatura	15°C a 25°C	34°C
Sólidos Totales	500 mg/lit	1000 mg/lit
Sabor	No rechazable	No rechazable
Turbiedad	5 unidades	15 unidades

Tabla V. Características químicas del agua.

CARACTERÍSTICAS	LMA	LMP
Detergentes aniónicos	0.2	1
Aluminio	0.05	0.1
Amoniaco	-----	1.5
Bario	-----	1
Calcio	75	150
Cinc	3	7
Cloruro	100	250
Cobre	0.05	1.5
Dureza total	100	500
Hierro total	0.1	1
Magnesio	50	100
Manganeso	0.05	0.5
Níquel	0.01	0.02
Nitrato	-----	45
Nitrito	-----	0.01
Sustancias fenolicas	0.001	0.002
Sulfato	100	250

LMA = Límite Máximo Aceptable que debe de tener el agua.

LMP = Límite Máximo Permissible que debe de tener el agua.

Las características físicas y químicas de la muestra tomada en la fuente para éste proyecto, se encuentran dentro de los límites, por lo que desde el punto de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes.

2.1.4.2 Análisis bacteriológico

El agua debe de estar excenta de gérmenes patógenos de origen entérico y parasitario que son los que pueden transmitir enfermedades. El examen bacteriológico se realiza, con el fin de detectar la presencia gérmenes coliformes en el agua, ya que son sumamente dañinos para el ser humano. Su hallazgo es difícil por su baja concentración.

Las muestras de agua presentada de la fuente que abastece al área urbana del municipio de Tamahú, según los resultados, indican que bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación I. Calidad bacteriológica que no exige mas que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

Los análisis de las muestras obtenidas de la fuente fueron realizados por el laboratorio de química y microbiología sanitaria del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), Universidad de San Carlos de Guatemala. Los resultados se muestran en el apéndice B.

2.1.5 Levantamiento topográfico

La topografía para un proyecto de agua potable define el diseño, ya que tiene por objeto medir las extensiones de terreno, determinar la posición y elevación de puntos situados sobre y bajo la superficie del terreno por donde se conducirá la tubería y con ella poder realizar el diseño hidráulico del sistema de agua potable correspondiente. Dicha topografía se compone de la Planimetría y Altimetría o nivelación, las cuales se pueden efectuar con teodolito y nivel de precisión.

Con el levantamiento topográfico se obtienen elevaciones y coordenadas así como la longitud de la línea de conducción y red de distribución. Con esta información podrán realizarse los planos topográficos.

Los datos del levantamiento topográfico realizado en el área urbana del municipio de San Pablo Tamahú, se presentan en el apéndice A.

2.1.5.1 Planimetría

Es el conjunto de trabajos necesarios para la obtención de la representación gráfica de un terreno proyectado en un plano horizontal. Para este proyecto se utilizó el método de conservación de azimut, ya que es el más adecuado en la medición de poligonales abiertas y cerradas.

2.1.5.2 Altimetría

Es el conjunto de trabajos necesarios para la obtención de la representación gráfica de la tercera dimensión del terreno.

La nivelación es un término que se aplica a cualquiera de los diversos procedimientos a través de los cuales se determinan elevaciones o diferencias entre ellas mismas. Existen varios métodos para realizar la nivelación entre las mas comunes tenemos, el método de nivelación diferencial, el método taquimétrico y el método trigonométrico. El método utilizado en el proyecto fue por nivelación diferencial.

La unión de trabajos de planimetría y altimetría proyecta en un plano toda la información requerida del terreno siendo la base para el diseño del sistema de agua.

2.1.6 Criterios de diseño

La implementación de sistemas de agua potable se hace con el objeto de resguardar la salud de los habitantes de una comunidad.

El diseño de los sistemas de acueductos involucra el diseño funcional y el diseño hidráulico de sus diferentes componentes y el diseño estructural de aquellos que así lo requieran. Deberá basarse en la aplicación de las prácticas reconocidas de Ingeniería para el análisis y diseño de estructuras.

Para hacer el diseño funcional e hidráulico de un sistema de abastecimiento de agua potable se tomaran en cuenta las siguientes normas.

2.1.6.1 Período de diseño

Se entiende por período de diseño el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de la población. Se encuentra en función de la vida económica del proyecto.

El período de diseño esta influenciada por:

1. La estimación de la población futura
2. La vida útil de los materiales
3. Facilidad de ampliación
4. Costos y tasas de interés, etc.

La vida útil para sistemas de abastecimiento de agua potable, se calculan para un periodo de 15 a 20 años para las obras civiles y de 5 a 10 años para equipos mecánicos.

El sistema de abastecimiento de agua potable para el área urbana, del municipio de San Pablo Tamahú, será diseñado para un período de 21 años, tomándose 1 año para la gestión del proyecto.

2.1.6.2 Tasa de crecimiento poblacional

Para realizar el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario saber como se incrementa la población durante el tiempo a servir. La población crece por nacimientos y decrece por muerte, así mismo crece y decrece por migración.

Las fuentes básicas de información serán los censos de población realizados por el Instituto Nacional de Estadística (INE), sin embargo se debe reforzar la información del crecimiento poblacional con ayuda de instituciones que se encuentran dentro del municipio, como lo es el centro de salud.

Existen varios métodos para el cálculo de la población al final del período de diseño, entre ellas tenemos:

1. Método aritmético
2. Método geométrico
3. Incremento o porcentaje decreciente
4. Calculo de población futura por comparación.

En nuestro medio el modelo mas utilizado es el método geométrico, por ser el que mas se aproxima para definir la población futura real, cuya fórmula es:

$$Pf = Pi \times \left(1 + \frac{r}{100} \right)^n$$

En donde:

- Pf = Número de habitantes al final del periodo de diseño correspondiente.
 Pi = Número de habitantes actuales.
 r = Tasa de crecimiento geométrico, determinada con base a censos de la población y obtenida utilizando esta misma fórmula.
 n = Período de diseño correspondiente en años.

2.1.6.3 Estimación de la población de diseño

Tabla VI. Cálculo de la población futura.

DATOS	ÁREA URBANA, MUNICIPIO SAN PABLO TAMAHÚ
Fórmula	$Pf = Pi \times \left(1 + \frac{r}{100} \right)^n$
Población inicial (actual)	1,019
Tasa de crecimiento	3.1 %
Período de diseño	21 años
Población Futura	1935

2.1.6.4 Dotación

Se entiende por dotación la cantidad de agua asignada en un día a cada habitante. Se expresa en litros por habitante por día (Lts./Hab./día).

La dotación dependerá de: clima, número de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas, desperdicios y hacer uso racional de ella.

El consumo varía de acuerdo con los países y regiones. En la tabla VI vemos los criterios fijados por las normas.

Tabla VII. Dotaciones.

HABITANTES	DOTACIÓN
Área Urbana	100 – 250 lts./hab./día
Área Rural	60 – 120 lts./hab./día
Llenacantaros	30 – 60 lts./hab./día

Para el presente proyecto se utilizará una dotación de 150 lts./hab./día, debido al crecimiento que presenta la población del área urbana del municipio de Tamahú.

2.1.6.5 Consumo público, comercial e industrial

El valor de 150 lts./hab./día representa la dotación domiciliar. Es necesario también establecer los valores que demandan para su servicio, tanto el sector público, comercial e industrial.

Para poder determinar el consumo total público, comercial e industrial, se elabora la Tabla VII.

En la primera columna de dicha tabla se identifica el usuario del servicio, luego se indica la cantidad (o número existente de usuario) mientras que en la siguiente columna se determina la unidad de medida de dicha cantidad. Luego

se indica la dotación por unidad, es decir litros por unidad de medida. En la quinta columna se calcula el caudal diario para cada servicio. Finalmente la última columna se identifica el punto donde se encuentra ubicado.

Al final se calcula el valor total de dicho consumo y se compara con la dotación domiciliar actual con la finalidad de establecer un porcentaje que los relacione.

Tabla VIII. Consumo público, comercial e industrial.

	CANTIDAD	UNIDAD	DOTACION	TOTAL	REFERENCIA	
			lts/und-día	lts/día		
SERVICIOS PÚBLICOS						
Municipalidad	15	Pers.	40	600	E-13	E-14
Policía Municipal	2	Pers.	40	80	E-13	E-14
Salón Municipal	300	m ²	10	3,000	E-13	E-14
Mercado	1500	m ²	10	15,000	E-12	E-13
Sanitarios Públicos	1	und	1,000	1,000	E-12	E-13
Policía Nacional	5	Pers.	150	750	E-14	E-15
Organismo Judicial	4	Pers.	40	160	E-6	E-7
Balneario Las Azufradas	1	und	100,000	100,000	E-6	E-7
ESCUELAS						
Escuela de Párvulos J.J. Palma	72	Alumnos	40	2,880	E-11.4	E-15
Centro Estudiantil Nueva Vida	441	Alumnos	40	17,640	E-11.1	E-11.9
Escuela Católica	120	Alumnos	40	4,800	E-9.2	E-12.1
Magisterio Bilingüe	85	Alumnos	40	3,400	E-12.2	E-13.2
HOSPITALES Y CLÍNICAS						
Centro de Salud	10	Pers.	400	4,000	E-12.7	
Clínica Rukuwil Tinamit	2	Pers.	400	800	E-11	E-12
Clínica Parroquial	5	Pers.	400	2,000	E-13.1	E-13.2

	CANTIDAD	UNIDAD	DOTACION	TOTAL	REFERENCIA	
			lts/und-día	lts/día		
INDUSTRIAS Y COMERCIOS						
Comercios con S.S.	27	Und	125	3,375	E-11.6	E-11.8
Comercios	13	Und	100	1,300	E-11.6	E-13
Carnicerías	7	Und	500	3,500	E-11.6	E-11.8
Molinos de Nixtamal	3	Und	800	2,400	EST. DIF	
Panadería	1	Und	750	750	E-11.1	E-11.2
Taller mecánico	1	Und	1,500	1,500	E-11.4	E-15
CONSUMO PUB, COM, IND.				168,935		
CONSUMO DOMICILIAR				152,850		
RELACION = C.P.C.I./C.DOM				1.105		

Como se puede observar en la tabla anterior en consumo público, industrial y comercial actual es más del 100% del consumo domiciliar.

2.1.7 Determinación de caudales

2.1.7.1 Caudal medio diario

Es la cantidad de agua que consume una población en un día. Este caudal se puede obtener del promedio de consumos diarios durante un año, pero cuando no se cuenta con registros de consumo diario se puede calcular en función de la población futura y la dotación asignada en un día. Viene dada por la fórmula:

$$Q_{md} = \frac{P_f \times \text{Dotación}}{86,400}$$

En donde:

- Qmd = Caudal medio diario en Lts. /seg.
Pf = Población futura
86,400 = Cantidad de segundos en un día
Dotación = 150 lts./hab./día

Tabla IX. Cálculo de caudal medio diario.

DATOS	ÁREA URBANA, MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ
Población futura	1,935
Dotación	150 lts./hab./día
QMD (consumo dom.)	3.36 lts./seg.
QMD (Consumo púb., indust. y com.)	3.71 lts./seg.
QMD total	7.07 lts./seg.

El Caudal medio diario total es la sumatoria del caudal medio diario de consumo domiciliario más el caudal medio diario de consumo público, comercial e industrial.

2.1.7.2 Caudal máximo diario

El consumo máximo diario es conocido también como caudal de conducción, ya que es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción y es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año, el cual no incluye gastos causados por incendios. Cuando no se cuenta con información de consumo máximo diario, éste se puede calcular incrementándole al consumo medio diario un factor de día máximo (FDM). El FDM puede variar de 1.2 a 1.5 y se recomienda utilizarlo de la siguiente forma:

Para poblaciones menores de 1,000 habitantes utilizar un FDM de 1.4 a 1.5

Para poblaciones mayores de 1,000 habitantes utilizar un FDM de 1.2 a 1.3

Para el proyecto del área urbana de San Pablo Tamahú se utilizó un factor de día máximo de 1.3, ya que la población futura es de 1,935 habitantes.

El caudal máximo diario viene dada por la fórmula:

$$QMD = f_{dm} \times Q_{md}$$

En donde:

QMD = Caudal máximo diario en Lts. /seg.

f_{dm} = factor máximo diario

Q_{md} = Caudal medio diario

Tabla X. Cálculo de caudal máximo diario.

DATOS	ÁREA URBANA, MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ
Caudal medio diario	7.07 lts./seg.
Factor máximo diario	1.3
Caudal máximo diario	9.191 lts./seg.

2.1.7.3 Caudal máximo horario

Conocido también como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar la línea y red de distribución; y es el consumo máximo en una hora del día, el cual se obtiene de la observación del consumo durante un período equivalente a un año. El caudal máximo horario (QMH), será el resultado de multiplicar el caudal medio diario por un factor de hora máxima (FHM). El FHM puede variar de 2 a 3, se puede considerar de la manera siguiente:

Para poblaciones menores de 1,000 habitantes utilizar un FHM de 3

Para poblaciones mayores de 1,000 habitantes utilizar un FHM de 2

Para el proyecto del área urbana de San Pablo Tamahú se utilizó un factor de hora máximo de 2, ya que la población futura es de 1935 habitantes.

El caudal máximo horario viene dada por la formula:

$$QMH = fhm \times Qmd$$

En donde:

QMD = Caudal máximo horario en Lts. /seg.

fhm = factor máximo horario

Qmd = Caudal medio diario

Tabla XI. Cálculo de caudal máximo horario.

DATOS	ÁREA URBANA, MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ
Caudal medio diario	7.07 lts./seg.
Factor máximo horario	2
Caudal máximo horario	14.14 lts./seg.

2.1.8 Parámetros de diseño

El proyecto se diseñará según la guía para el diseño de abastecimiento 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.

El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, se realizará mediante a los datos siguientes:

Levantamiento topográfico: permite conocer por donde se conducirá todo el diseño hidráulico.

Período de diseño: tiempo en el cual el sistema funcionara de una manera eficiente.

Población futura: permite conocer el número de habitantes a servir, se determina mediante el método geométrico.

Caudal medio diario: se utiliza para diseñar el tanque de almacenamiento.

Caudal máximo diario: se utiliza para diseñar la línea de conducción.

Caudal máximo horario: se utiliza para diseñar la red de distribución.

2.1.9 Diseño de los componentes del sistema

2.1.9.1 Captación

- **OBRA DE CAPTACIÓN**

La calidad de agua subterránea, es más limpia, más pura y fresca que las aguas superficiales. Es el tipo de captación mas usado en el abastecimiento de agua tanto en áreas rurales como en áreas urbanas y que en muchos casos no es necesario tratarlas.

Es toda estructura realizada con fines de coleccionar el agua de las fuentes. El trabajo consiste en hacer obra civil necesaria para efectuar la captación.

Estas estructuras se construirán de concreto o mampostería de piedra de acuerdo a los planos utilizando los procedimientos de construcción específicos para estos tipos de obras, usando piedra graduada de filtro.

Debe tratarse en lo posible de mantener las condiciones naturales del sitio de captación y cuando haya necesidad de realizar algún trabajo adicional, éste deberá ser para mejorar las condiciones naturales del sitio. Se deberá tener especial cuidado el no deforestar el área ni dejar desechos de construcción que alteren la ecología del lugar.

Las captaciones se construyen de manera que el agua quede aislada del medio ambiente y así se evite que se contamine.

Las captaciones deben llenar los requisitos siguientes:

1. Los materiales a usarse no deben de alterar la calidad del agua (se recomienda utilizar mampostería o concreto)
2. Tener rebalse para dar salida a excesos de agua en invierno.
3. Proteger de la entrada de aguas superficiales o exteriores.
4. Proteger de la entrada de insectos, animales y contaminaciones exteriores.
5. Tener escotilla de visita para inspección y limpieza.
6. Que cuente con sus respectivas válvulas y con su pichacha o rejilla. (Ver plano de tanque de captación en apéndice F).

2.1.9.2 Línea de conducción

Para garantizar que el sistema preste un servicio eficiente y continuo durante el período de vida útil, se debe determinar la clase de tubería y los

diámetros adecuados, a través del cálculo hidráulico, con formulas como la de Darcy-Weisbach o Hazen Williams. Para este estudio se ha empleado la segunda mencionada, por proporcionar resultados mas aproximados.

- TIPOS DE TUBERÍA UTILIZADOS EN LA CONDUCCIÓN

En sistemas de acueductos se utiliza generalmente tubería de cloruro de polivinilo rígido (PVC) y de hierro galvanizado (HG).

La tubería PVC es plástica, económica, fácil de transportar y de trabajar, pero es necesario protegerla de la intemperie. La tubería de HG es de acero, recubierta tanto en su interior como en su exterior de zinc, es usada en lugares donde la tubería no se puede enterrar, donde se requiera una presión mayor de 175 m.c.a, en pasos de zanjón o aéreos. Para altas presiones se recomienda utilizar en cuanto sea posible tubería PVC de alta presión y HG solo donde el PVC no soportará la presión o donde las características del terreno no permitan su empleo, ya que su costo es considerablemente alto.

- DIÁMETRO DE TUBERÍAS

Para el diseño hidráulico el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo al tipo de sistema que se trate, sin embargo para todo diseño se debe utilizar el diámetro interno de la tubería, no así el diámetro comercial. Para ello puede utilizarse la tabla que se presenta en el apéndice C.

- COEFICIENTE DE FRICCIÓN

Cuando se emplea la fórmula de Hazen & Williams para el diseño hidráulico con tubería PVC, puede utilizarse un coeficiente de fricción (C) de

140 a 160, recomendándose un $C = 140$ cuando se duda de la topografía y un $C = 150$ para levantamientos topográficos de primero y segundo orden. Para HG se puede utilizar un $C = 100$.

- DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Es un conjunto de tuberías forzadas o a presión que viene desde las obras de captación al tanque de distribución.

Para la línea de conducción se debe seleccionar la clase y diámetro de tubería que se ajuste a la máxima economía, siempre y cuando la capacidad de la tubería sea suficiente para transportar el caudal día máximo, si se trata de un sistema por gravedad, o transportar su equivalente en un determinado periodo de bombeo. Tanto para el diseño de conducción, como en cualquier otro tipo de tuberías, es conveniente incrementar la longitud horizontal de la misma, en un porcentaje de 2% a 5%, de acuerdo a la pendiente del terreno.

Para el cálculo se utilizará la fórmula de Hazen Williams, que dice:

$$H_f = \frac{1743.81 \times L \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

Donde:

H_f = Pérdida de fricción (mt.)

L = Longitud de tubería (mt.) viene de la topografía, de manera que es una distancia horizontal, por lo que conviene incrementar en un porcentaje que varia entre 2% a 5 %

Q = Caudal (lts./seg)

C = Coeficiente (depende de la clase de tubería)

D = Diámetro de la tubería (plg.)

Para optimizar diámetros mayores en tramos de tuberías en función a la carga disponible, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$L_{\phi 2} = \frac{L \times (Hf - Hf_{\phi 1})}{(Hf_{\phi 2} - Hf_{\phi 1})}$$

$$L_{\phi 1} = L - L_{\phi 2}$$

Donde:

Hf = Pérdida de carga permisible

Hf_{φ1} = Pérdida de carga provocada por el diámetro mayor

Hf_{φ2} = Pérdida de carga provocada por el diámetro menor

L_{φ1} = Longitud de tubería de diámetro mayor

L_{φ2} = Longitud de tubería de diámetro menor

- PRESIONES Y VELOCIDADES

La presión hidrostática en línea de conducción se recomienda mantenerla en lo posible debajo de 80 m.c.a., ya que arriba de esta es conveniente prestar especial atención a la calidad de válvulas y accesorios para evitar fugas cuando el acueducto esté en servicio, la máxima presión permisible bajo este cuidado es de 90 m.c.a.

La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.4 y 3 mts/seg en un sistema por gravedad y entre 0.55 y 2.40 mts/seg en un sistema por bombeo.

A continuación se presentan los cálculos realizados para la línea de conducción del sistema de abastecimiento para el área urbana del municipio de San Pablo Tamahú.

2.1.9.2.1 Diseño de la línea de conducción

DATOS

E – 32 CTo = 1,135.112 mts.

E – 18 CTf = 1,076.055 mts.

Diferencia de cotas (Hf) = 59.057 mts.

Longitud de terreno (L) = 376.43 mts.

Longitud real (L) = 395.25 mts.

Coefficiente de tubería (C) = 150

Caudal de conducción (Q) = 9.191 lts. /seg.

- DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA

El diámetro se determino utilizando la formula de Hazen & Williams

$$D = \left(\frac{1743.811 \times L \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times H_f} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

Al sustituir los datos anteriores a la ecuación tenemos

$$D = \left(\frac{1743.811 \times 395.25 \times 9.191^{1.85}}{150^{1.85} \times 59.057} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

$$D = 2.37 \text{ pulg.}$$

Del valor calculado se puede considerar:

Tabla XII. Diámetros propuestos de tubería.

No.	DIÁMETRO COMERCIAL	DIÁMETRO INTERNO
1	2 pulgadas	2.193 pulgadas
2	2.5 pulgadas	2.655 pulgadas

Se calcula las perdidas para cada diámetro utilizando el diámetro interno de la tubería.

$$H_{2.5''} = \frac{1743.811 \times 395.25 \times 9.191^{1.85}}{150^{1.85} \times 2.655^{4.87}} = 33.86\text{mts}$$

$$H_{2''} = \frac{1743.811 \times 395.25 \times 9.191^{1.85}}{150^{1.85} \times 2.193^{4.87}} = 85.89\text{mts}$$

Calculando las longitudes reales para cada tubería.

$$L_{2''} = \frac{395.25 \times (59.057 - 33.86)}{(85.89 - 33.86)} = 191.41\text{mts}$$

$$L_{2.5''} = 395.25 - 191.41 = 203.84\text{mts}$$

Calculando las pérdidas reales para cada diámetro.

$$H_{2.5''} = \frac{1743.811 \times 203.84 \times 9.191^{1.85}}{150^{1.85} \times 2.655^{4.87}} = 17.46\text{mts}$$

$$H_{2''} = \frac{1743.811 \times 191.41 \times 9.191^{1.85}}{150^{1.85} \times 2.193^{4.87}} = 41.57 \text{mts}$$

Sumando las dos pérdidas observamos que el resultado que se obtiene es igual a la pérdida de inicial de 59.057 mts.

Evaluando las velocidades para cada diámetro tenemos.

$$v = \frac{1.974 \times Q}{\varphi^2}$$

$$v_{2''} = 3.77 \text{m/s}$$

$$v_{2.5''} = 2.57 \text{m/s}$$

Como se puede observar en los resultados anteriores, la tubería de dos pulgadas de diámetro no cumple con el rango de velocidad permitido, a pesar de que es el más económico en el mercado de los dos diámetros propuestos pero no se tomara en cuenta, por lo tanto se utilizara para la línea de conducción el diámetro de 2.5 pulgadas ya que esta si cumple con la velocidad establecido.

A continuación se presentan los datos de diseño para la línea de conducción en las tablas XII y XIII.

Tabla XIII. Datos de diseño línea de conducción

TRAMO	NODO		Long. mts.	ϕ Pulg	Q Diseño	Hf final	Velocidad mts/seg
	DE	A					
L. Cond.	32	31	25.473	2 1/2	9.191	2.182	2.574
L. Cond.	31	30	25.200	2 1/2	9.191	2.159	2.574
L. Cond.	30	29	10.479	2 1/2	9.191	0.898	2.574
L. Cond.	29	28	41.622	2 1/2	9.191	3.565	2.574
L. Cond.	28	27	50.379	2 1/2	9.191	4.315	2.574
L. Cond.	27	26	58.412	2 1/2	9.191	5.003	2.574
L. Cond.	26	25	7.235	2 1/2	9.191	0.620	2.574
L. Cond.	25	24	20.990	2 1/2	9.191	1.798	2.574
L. Cond.	24	23	16.779	2 1/2	9.191	1.437	2.574
L. Cond.	23	22	34.955	2 1/2	9.191	2.994	2.574
L. Cond.	22	21	33.569	2 1/2	9.191	2.875	2.574
L. Cond.	21	20	25.064	2 1/2	9.191	2.147	2.574
L. Cond.	20	19	18.407	2 1/2	9.191	1.577	2.574
L. Cond.	19	18	26.691	2 1/2	9.191	2.286	2.574

Tabla XIV. Cálculo cota piezométrica y presiones en línea de conducción

TRAMO	NODO		COTA TERRENO		COTA PIEZOMETRICA		PRESION m.c.a		PRESION
	DE	A	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final	P.S.I.
L. Cond.	32	31	1135.112	1128.865	1134.112	1131.930	0.000	3.065	4.352
L. Cond.	31	30	1128.865	1128.985	1131.930	1129.772	3.065	0.787	1.117
L. Cond.	30	29	1128.985	1128.325	1129.772	1128.874	0.787	0.549	0.779
L. Cond.	29	28	1128.325	1124.000	1128.874	1125.309	0.549	1.309	1.858
L. Cond.	28	27	1124.000	1113.770	1125.309	1120.994	1.309	7.224	10.256
L. Cond.	27	26	1113.770	1102.250	1120.994	1115.990	7.224	13.740	19.509
L. Cond.	26	25	1102.250	1100.755	1115.990	1115.371	13.740	14.616	20.751
L. Cond.	25	24	1100.755	1100.265	1115.371	1113.573	14.616	13.308	18.894
L. Cond.	24	23	1100.265	1100.040	1113.573	1112.135	13.308	12.095	17.173
L. Cond.	23	22	1100.040	1093.165	1112.135	1109.141	12.095	15.976	22.684
L. Cond.	22	21	1093.165	1084.610	1109.141	1106.266	15.976	21.656	30.748
L. Cond.	21	20	1084.610	1082.475	1106.266	1104.119	21.656	21.644	30.731
L. Cond.	20	19	1082.475	1078.585	1104.119	1102.543	21.644	23.958	34.015
L. Cond.	19	18	1078.585	1076.055	1102.543	1100.256	23.958	24.201	34.361

Las presiones de la línea de conducción se encuentran dentro de los límites permitidos.

2.1.9.3 Tanque de almacenamiento

Es un depósito de almacenamiento de agua, cuyas funciones principales son:

1. Suplir las demandas máximas horarias esperadas en la línea de distribución.
2. Almacenar un volumen determinado de reserva por eventualidades
3. Prevenir gastos por incendios.
4. Regular presiones en la red de distribución.
5. Proporcionar una presión suficiente para que funcione el sistema.

El volumen necesario para compensar la variación de consumo puede ser establecida mediante una curva de variaciones horarias de consumo de una población con iguales características a la localidad estudiada, y cuando se carece de esta, pueden adoptarse los criterios de la UNEPAR, los cuales establecen que el volumen del tanque debe ser del 25% al 45% del caudal medio diario, aplicándose de acuerdo a las restricciones siguientes.

En poblaciones menores de 1,000 habitantes, del 25% al 35% del consumo medio diario de la población.

Si la población esta entre 1,000 y 5,000 habitantes, 35% del consumo medio diario.

Para poblaciones mayores de 5,000 habitantes el 40% del consumo medio diario, mas un 10% de eventualidades.

Para sistemas de bombeo deberá ser de 40% a 60% del caudal medio diario, esto en función del clima y se debe de considerar un porcentaje por eventualidades.

2.1.9.3.1 Diseño del tanque de almacenamiento

Para este proyecto se diseñará un tanque semienterrado de concreto ciclópeo y losa de concreto reforzado, el diseño se detalla a continuación.

- CÁLCULO DEL VOLUMEN:

$$\text{Vol} = \frac{\% \times \text{Qmd} \times 86,400}{1,000}$$

$$\text{Vol} = \frac{0.35 \times 7.07 \times 86,400}{1,000}$$

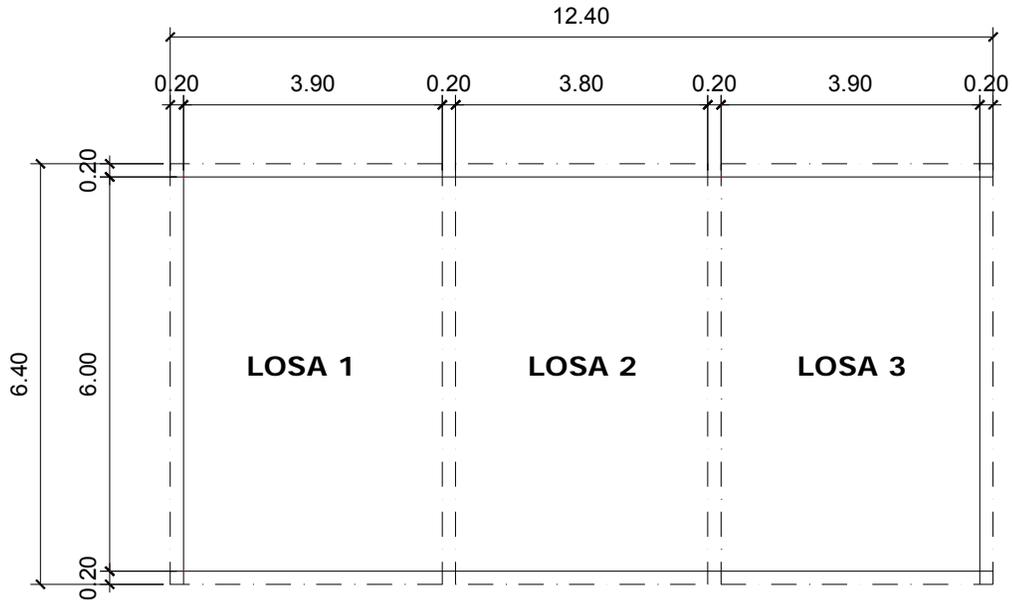
$$\text{Vol} = 213.8\text{m}^3 \quad \therefore \quad \mathbf{\text{Vol} = 214\text{m}^3}$$

Las dimensiones del tanque serán de 12 mts de largo, 6 mts de ancho y 3 de profundidad, con el cual se tendrá un volumen de **216 mts³**.

a. Diseño de la losa

Con base en el método 3 de la American Concrete Institute (ACI), se diseñarán losas; dos iguales de 3.90 mts x 6.00 mts y una de 3.8 mts x 6.00 mts, unidas por dos vigas intermedias, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 5. Esquema de la losa del tanque de almacenamiento.



Si la relación $m = a/b$ es mayor que 0.5 debe diseñarse en 2 sentido; si es menor que 0.5 se diseñara en un sentido.

Donde:

a = lado de menor longitud de la losa

b = lado de mayor longitud de la losa

Tabla XV. Funcionamiento de las losas.

Descripción	Losa 1	Losa 2	Losa 3
$m = a/b$	$0.65 > 0.50$	$0.65 > 0.50$	$0.65 > 0.50$
Refuerzo	Dos sentidos	Dos sentidos	Dos sentidos

Para determinar el espesor de la losa (t) se utilizará la siguiente fórmula:

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} \quad t = \frac{(3.80 + 6.00) \times 2}{180} = 0.11$$

Se utilizará un espesor de 12 cms.

Integración de cargas

CARGA MUERTA (CM)

Se considera el peso propio de la losa y las sobrecargas.

$$CM = \delta c \cdot t + \text{sobrecarga}$$

$$CM = 2,400 \text{ Kgs/m}^3 \cdot 12\text{mts} + 50 \text{ Kgs/m}^2$$

$$CM = 338 \text{ Kgs/m}^2$$

$$\text{Carga muerta última (CMu)} = 1.4 \cdot CM$$

$$CMu = 1.4 \cdot 338 \text{ Kgs/m}^2$$

$$\mathbf{CMu = 473.2 \text{ Kgs/m}^2}$$

CARGA VIVA (CV)

Debido a que la losa únicamente soportara cargas en ocasiones eventuales por ser solo de cubierta, se asumirá una CV = 100 Kgs/m².

$$\text{Carga viva última (CVu)} = 1.7 \cdot CV$$

$$CVu = 1.7 \cdot 100 \text{ Kgs/m}^2$$

$$\mathbf{CVu = 170 \text{ Kgs/m}^2}$$

CARGA ÚLTIMA (CU)

También conocida como carga de diseño, se tomará en cuenta la carga muerta y la carga viva.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU = 473.2 \text{ Kgs/m}^2 + 170 \text{ Kgs/m}^2$$

$$\mathbf{CU = 643.2 \text{ Kgs/m}^2}$$

Determinación de momentos

Para determinar los momentos negativos y positivos en los puntos críticos de la losa, se emplearán las fórmulas especificadas por la ACI:

$$MA (-) = C_{An} * CU * A^2$$

$$MB (-) = C_{Bn} * CU * B^2$$

$$MA (+) = C_{Acm} * Cmu * A^2 + C_{Acv} * CVu * A^2$$

$$MB (+) = C_{Bcm} * Cmu * B^2 + C_{Bcv} * CVu * B^2$$

Donde:

C_{An} = Coeficiente (-) en A, según relación a/b y empotramiento

C_{Bn} = Coeficiente (-) en B, según relación a/b y empotramiento

C_{Acm} = Coeficiente de carga muerta (+) en A, según relación a/b y empotramiento.

C_{Acv} = Coeficiente de carga viva (+) en A, según relación a/b y empotramiento.

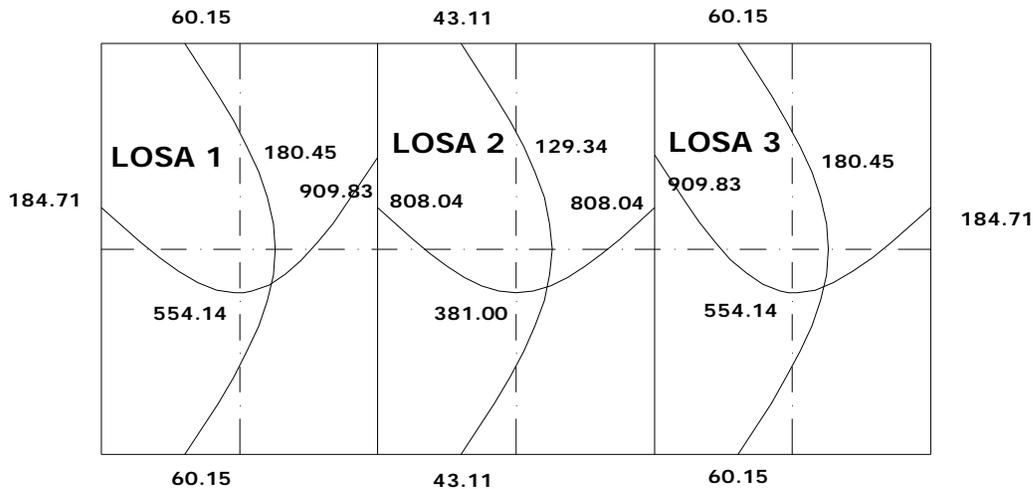
C_{Bcm} = Coeficiente de carga muerta (+) en B, según relación a/b y empotramiento.

C_{Bcv} = Coeficiente de carga viva (+) en B, según relación a/b y empotramiento.

Tabla XVI. Cálculo de momentos negativos y positivos.

Descripción	Losa 1	Losa 2	Losa 3
Relación m = a/b	0.65	0.65	0.65
Caso de empotramiento Según ACI	Caso 6	Caso 5	Caso 6
MA (-) (Kgs-mts)	909.826	808.04	909.826
MB (-) (Kgs-mts)	No existe	No Existe	No Existe
MA (+) (Kgs-mts)	554.143	381.002	554.143
MB (+) (Kgs-mts)	180.446	129.341	180.446

Figura 6. Diagrama de momentos de la losa del tanque de almacenamiento.



Balanceo de momentos

Cuando dos losas tienen un lado en común y momentos diferentes, éstos deben balancearse antes de diseñar los refuerzos que requieren las losas. Según el caso, el balanceo se hace de la siguiente manera:

$$\text{Si } 0.80 \cdot M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}} \rightarrow M_b = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}})/2$$

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}} \rightarrow$ Se balancea por el método de rigidez. De la siguiente manera:

$$K_1 = \frac{1}{L_1}$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2}$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

$$D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

Donde: L_1 y L_2 = Longitud de losa considerada

Momento mayor = 909.83 kg-mt

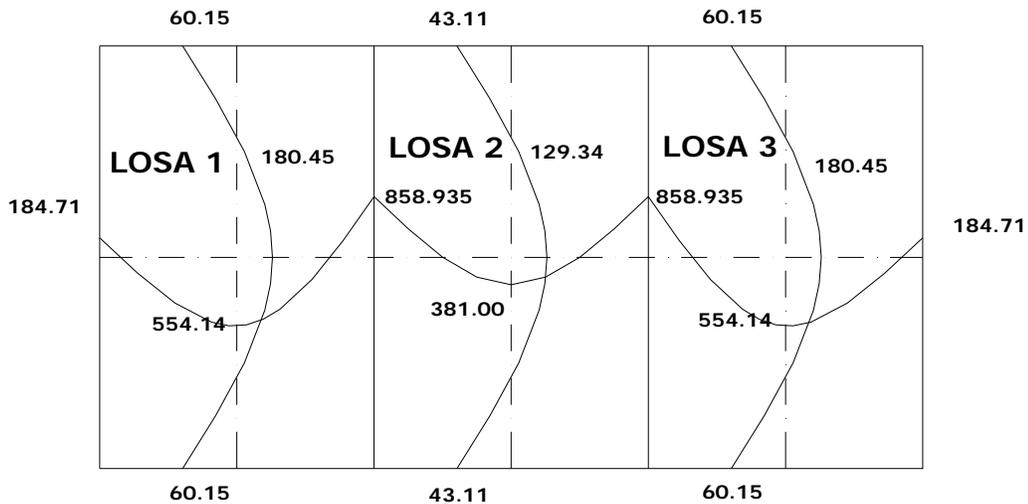
Momento menor = 808.04 kg-mt

$$0.80 \cdot (909.83) \leq 808.04 \quad \rightarrow M_b = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}})/2$$

$$727.864 \leq 808.04 \quad \rightarrow M_b = (909.83 + 808.04)/2 = \mathbf{859.935 \text{ kg-mt}}$$

Por lo tanto, el diagrama de momentos queda así:

Figura 7. Diagrama de momentos balanceados de la losa del tanque de almacenamiento.



Diseño de acero de refuerzo

El refuerzo para la losa se diseña considerando una viga de ancho unitario de un metro; el procedimiento es el siguiente:

Suponiendo varillas No. 3; con $\phi = 0.9525$ cms, el peralte efectivo será:

Peralte efectivo (d) = t – Recubrimiento (R) - $\phi/2$

$$d = 12\text{cms} - 2.5 \text{ cms } 0.9525/2$$

$$d = 9.023 \text{ cms}$$

d = 9 cms.

Acero mínimo ($A_{s_{\min}}$) que deberá de utilizarse para refuerzo:

$$A_{s_{\min}} = 0.4 \times 14.1 \times 100 \times d/2810$$

$$A_{s_{\min}} = 0.4 \times 14.1 \times 100 \times 9/2810$$

$$A_{s_{\min}} = 1.81$$

Espaciamiento mínimo (S_{\min}) para el acero mínimo ($A_{s_{\min}}$):

$$1.81 \text{ cms}^2 \rightarrow 100 \text{ cms}$$

$$0.71 \text{ cms}^2 \rightarrow S_{\min} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_{\min} = 39.23 \text{ cms}}$$

Según el ACI 318 – 99; capítulo 13; sección 13.3.2; el espaciamiento máximo de la armadura en las secciones críticas no debe de exceder de dos veces el espesor de la losa ($2*t$).

$$S_{\max} = 2*t$$

$$S_{\max} = 2*12 \Rightarrow S_{\max} = 24 \text{ cms.}$$

Utilizar **$S_{\max} = 20 \text{ cms.}$**

Calculando $A_{s_{\min}}$ que deberá utilizarse para S_{\max} para refuerzo:

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

$$0.71 \text{ cms}^2 \rightarrow 20 \text{ cms} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{s_{\min}} = 3.55 \text{ cms}^2}$$

Cálculo del momento resistente $A_{s_{min}} = 3.55 \text{ cms}^2$

$$M_u = \phi [A_{s_{min}} * F_y (d - (A_{s_{min}} * F_y / 1.7 * F'_c * b))]$$

$$M_u = 0.9 [3.55 * 2810 (9 - (3.55 * 2810 / 1.7 * 210 * 100))]$$

$$M_u = 78,292.88 \text{ Kg-cm}$$

$$\mathbf{M_u = 782.928 \text{ Kg-m}}$$

Para los momentos menores que resisten el $M_{u_{As_{min}}}$ se usa $A_{s_{min}}$ y con un espaciamiento de $S_{max} = 20 \text{ cms}$; para los momentos mayores al $M_{u_{As_{min}}}$ se calculo el área requerido de la siguiente forma:

$$\mathbf{MA (-) = 858.9325 \text{ Kg.-mt}}$$

$$A_{s_{req}} = \left[b \times d - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{M_u \times b}{0.003825 \times f'_c}} \right] \times 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right]$$

$$A_{s_{req}} = \left[100 \times 9 - \sqrt{(100 \times 9)^2 - \frac{858.9325 \times 100}{0.003825 \times 210}} \right] \times 0.85 \left[\frac{210}{2810} \right]$$

$$\mathbf{A_{s_{req}} = 3.91 \text{ cms}^2}$$

Calculando espaciamiento (S_{req}) para el acero requerido ($A_{s_{req}}$):

$$3.91 \text{ cms}^2 \rightarrow 100 \text{ cms}$$

$$0.71 \text{ cms}^2 \rightarrow S_{req} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_{req} = 18.16 \text{ cms}}$$

$$\text{Utilizar espaciamiento de} \quad \mathbf{S_{req} = 15 \text{ cms.}}$$

Tabla XVII. Áreas de acero y espaciamientos para momentos actuantes.

Tipo de momento	Momento Kg - mt	Espesor de losa (t) cms	Peralte efectivo (d) cms	As _{req} cms ²	S _{max} cms
(-)	43.11	12	9	3.55	20
(-)	60.15	12	9	3.55	20
(+)	129.34	12	9	3.55	20
(+)	180.45	12	9	3.55	20
(-)	184.71	12	9	3.55	20
(+)	381.00	12	9	3.55	20
(+)	554.14	12	9	3.55	20
(-)	858.93	12	9	3.91	15

El armado de la losa se detalla en los planos.

Verificación por corte

Los esfuerzos por corte deberán ser resistidos únicamente por el concreto que conforma la losa, por lo que solamente se comprueba si el espesor de la losa es el adecuado para soportar los esfuerzos.

Cálculo del corte máximo actuante:

$$V_{\max} = \frac{CU \times L}{2} = \frac{643.2 \times 6.20}{2}$$

$$V_{\max} = 1,993.92\text{kg}$$

Cálculo del corte máximo resistente:

$$V_{\text{res}} = 45 \times \sqrt{f'c} \times t = 45 \sqrt{210} \times 12$$

$$V_{\text{res}} = 7,825.34\text{kg}$$

Como $V_{\max} < V_{\text{res}}$ significa que el espesor es adecuado y la losa resiste los esfuerzos de corte.

b. Diseño de viga

Debido a que la longitud de la viga es de 6.20 mts, se predimensiona utilizando para la altura $L/16$ de la luz; y para la base $h/2$, quedando de la siguiente manera:

$$h = 6.20/16 = 0.39 \text{ mt; lo cual se aproxima a } 40 \text{ cms.}$$

$$b = 0.40/2 = 0.20 \text{ mt.}$$

Datos:

$$F'c = 210 \text{ kgs/cm}^2$$

$$F_y = 2,810 \text{ kgs/cm}^2$$

$$t_{\text{losa}} = 12 \text{ cms}$$

$$\delta_c = 2,400 \text{ kgs/m}^3$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cms}$$

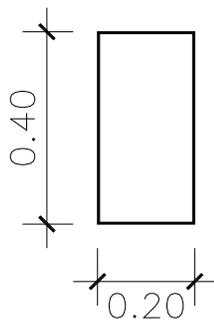
$$d = 40 \text{ cms} - 4 \text{ cms} = 36 \text{ cms}$$

$$CM_u = 473.2 \text{ kgs/mt}^2$$

$$CV_u = 170 \text{ kgs/mt}^2$$

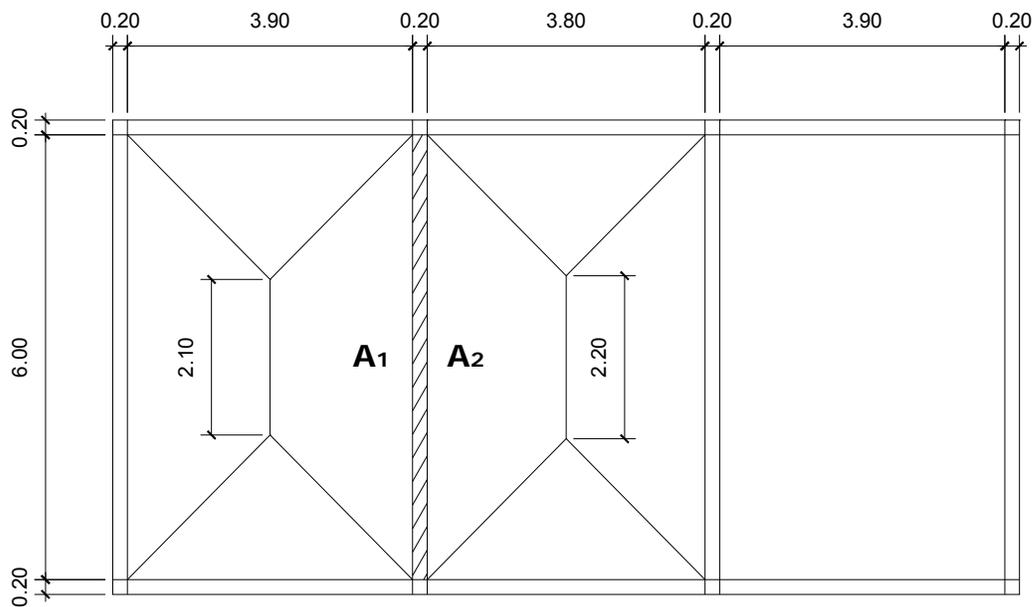
$$CU = 643.2 \text{ kgs/mt}^2$$

Figura 8. Sección de viga intermedia del tanque de almacenamiento.



Con las dimensiones de la sección propuesta, se determina el peso propio de la viga y el peso de la losa, por medio de áreas tributarias.

Figura 9. Diagrama de áreas tributarias.



$$A_1 = \frac{1}{2} (2.1 + 6) \times 1.95$$

$$\mathbf{A_1 = 7.90 \text{ m}^2}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} (2.2 + 6) \times 1.90$$

$$\mathbf{A_2 = 7.80 \text{ m}^2}$$

Peso de la losa sobre la viga

$$W_{L1} = \frac{CU \times A_1}{L_1} = \frac{643.2 \times 7.90}{6}$$

$$\mathbf{W_{L1} = 846.88 \text{ kg/m}}$$

$$W_{L2} = \frac{CU \times A_2}{L_2} = \frac{643.2 \times 7.79}{6}$$

$$\mathbf{W_{L1} = 835.088 \text{ kg/m}}$$

Peso propio de la viga

$$W_{\text{viga}} = 1.4 \times (b \times h \times \gamma_{\text{concreto}})$$

$$W_{\text{viga}} = 1.4 \times (0.2 \times 0.4 \times 2,400)$$

$$W_{\text{viga}} = \mathbf{268.8\text{kg/m}}$$

Carga total

$$CT = W_{L1} + W_{L2} + W_{\text{viga}}$$

$$CT = 846.88 + 835.088 + 268.8$$

$$CT = \mathbf{1950.7\text{ Kg./m}}$$

Determinación de los momentos y cortes actuantes en la viga.

Momento negativo:

$$M(-) = \frac{CT \times L^2}{8}$$

$$M(-) = \frac{1950.7 \times 6.2^2}{8} \quad \mathbf{M(-) = 9,373.11\text{Kg} - \text{m}}$$

Momento Positivo:

$$M(+) = \frac{CT \times L^2}{12}$$

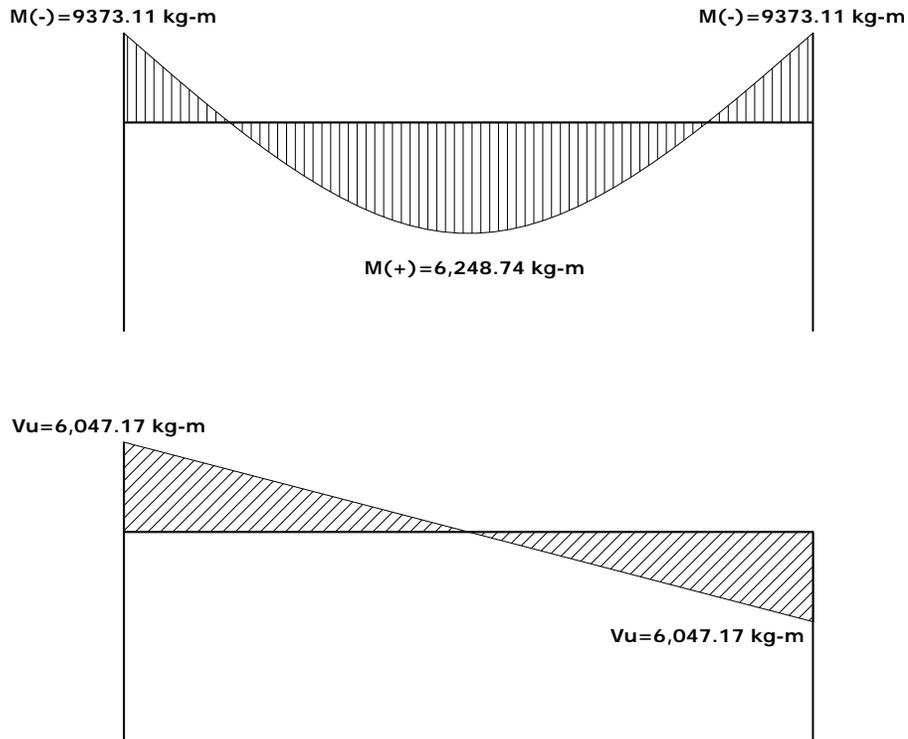
$$M(+) = \frac{1950.7 \times 6.2^2}{12} \quad \mathbf{M(+)= 6,248.74\text{Kg} - \text{m}}$$

Corte Último:

$$V_u = \frac{CT \times L}{2}$$

$$V_u = \frac{1950.7 \times 6.2}{2} =$$

Figura 10. Diagrama de cortes y momentos en viga intermedia.



Previo al diseño del refuerzo longitudinal en la viga, se calculan los límites dentro de los cuales debe de estar este, utilizando los siguientes criterios:

Cálculo de área de acero requerido (A_{sreq})

$$A_{sreq} = \left[b \times d - \sqrt{(b \times d)^2 - \frac{Mu \times b}{0.003825 \times f'c}} \right] \times 0.85 \left[\frac{f'c}{fy} \right]$$

$$A_{sreq} = \left[20 \times 36 - \sqrt{(20 \times 36)^2 - \frac{9373.11 \times 20}{0.003825 \times 210}} \right] \times 0.85 \left[\frac{210}{2810} \right]$$

$$A_{sreq} = 11.82 \text{ cms}^2$$

Cálculo de área de acero máximo ($A_{s_{max}}$)

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} \times b \times d$$

$$\rho_{max} = 0.5 \times \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.003 \times E_s \times .85 \times f'_c}{f_y(f_y + 0.003E_s)}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 6117 \times 0.85 \times 210}{2810(2810 + 6117)}$$

$$\rho_b = \mathbf{0.037}$$

$$\rho_{max} = 0.5 \times 0.037$$

$$\rho_{max} = \mathbf{0.0185}$$

$$A_{s_{max}} = 0.0185 \times 20 \times 36$$

$$\mathbf{A_{s_{max}} = 13.32cms^2}$$

Cálculo de área de acero mínimo ($A_{s_{min}}$)

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{2810} \times 20 \times 36$$

$$\mathbf{A_{s_{min}} = 3.61cms^2}$$

Como $A_{s_{min}} < A_{s_{req}} < A_{s_{max}}$ \Rightarrow Viga simplemente reforzada

Refuerzo longitudinal

Con los momentos obtenidos, se calculan las áreas requeridas para cada momento, cuidando de mantenerlas dentro del rango permisible.

Para el momento negativo 9,373.11 kgs/mts se tiene un área de:

$$A_{sreq} = \left[20 \times 36 - \sqrt{(20 \times 36)^2 - \frac{9373.11 \times 20}{0.003825 \times 210}} \right] \times 0.85 \left[\frac{210}{2810} \right]$$

$$A_{sreq} = 11.82 \text{cms}^2$$

Para el momento positivo 6,248.74 kgs/mts se tiene un área de:

$$A_{sreq} = \left[20 \times 36 - \sqrt{(20 \times 36)^2 - \frac{6248.74 \times 20}{0.003825 \times 210}} \right] \times 0.85 \left[\frac{210}{2810} \right]$$

$$A_{sreq} = 7.473 \text{cms}^2$$

Con las áreas requeridas para cada momento, se hace la distribución del acero, tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

Refuerzo en cama superior

Se debe de colocar como mínimo, dos o mas varillas corridas, tomando el mayor de los siguientes valores: 33% del A_s calculado para el $M(-)$ de ambos extremos de la viga o A_{smin} .

$$A_{smin} \text{ en } M_{(-)} \left\{ \begin{array}{l} 33\% \times As_{req} (M-) = 3.901 \text{ cms}^2 \\ As_{min} = 3.61 \text{ cms}^2 \\ = \quad = \end{array} \right.$$

Se colocarán 3 bastones # 6 ($As = 8.55 \text{ cms}^2$), con el cual nos dará un total de **$As = 12.51 \text{ cms}^2$** .

Refuerzo en cama inferior

Se debe de colocar como mínimo, dos o mas varillas corridas, tomando el mayor de los siguientes valores: 50% del As calculado para el $M(+)$ o del $M(-)$ ambos extremos de la viga o As_{min} .

$$A_{smin} \text{ en } M_{(+)} \left\{ \begin{array}{l} 50\% As_{req} (M+) = 3.74 \text{ cms}^2 \\ 50\% As_{req} (M-) = 5.911 \text{ cms}^2 \\ As_{min} = 3.61 \text{ cms}^2 \\ \mathbf{As_{corr} = 3\#5 = 5.94 \text{ cms}^2} \end{array} \right.$$

Se colocarán 1 bastones # 5 ($As = 1.9794 \text{ cms}^2$), con el cual nos dará un total de **$As = 7.92 \text{ cms}^2$** .

Acero Transversal

Este es el refuerzo por corte, se suministra en forma de estribos espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga según sea necesario. El procedimiento para el diseño de los estribos es el siguiente:

Cálculo del esfuerzo de corte que resiste V_{cu} .

$$V_{cu} = \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_{cu} = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 20 \times 36$$

=

Corte actuante tomando el dato del diagrama de corte **$V_a = 6,047.17\text{kg}$**

Cálculo del corte de acero y espaciamiento de corte resistente, donde se debe de colocar refuerzo:

$$V_s = V_a - V_{cu}$$

$$V_s = 6,047.17 - 4,700.423$$

$$\mathbf{V_s = 1,346.75 \text{ Kg.}}$$

Cálculo del espaciamiento

$$S = \frac{0.85 \times A_{var} \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 \times 2 \times .71 \times 2810 \times 36}{1,346.75}$$

$$\mathbf{S = 90.66\text{cms}}$$

Corte de acero máximo y espaciamiento máximo:

$$V_s = \frac{A_{var} \times f_y \times d}{d/2}$$

$$V_s = \frac{2 \times .71 \times 2810 \times 36}{36/2}$$

$$V_s = 7,980.40\text{kg}$$

$$V_{s_{\max}} = V_s + V_{cu}$$

$$V_{s_{\max}} = 7,980.4 + 4,700.423$$

$$V_{s_{\max}} = 12,680.82\text{kg}$$

Cálculo de espaciamiento máximo:

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{36}{2}$$

$$S_{\max} = 18\text{cms}$$

El primer estribo se colocara a $S/2$; es decir a 9 cms del rostro del apoyo, luego se colocarán 40 estribos No. 3 a cada 15 cms. (Ver armado en planos apéndice F).

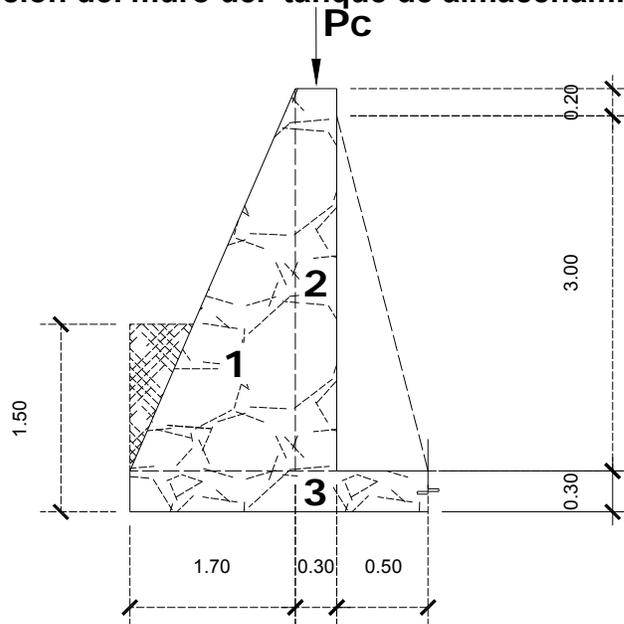
c. **Diseño del Muro**

El muro se puede construir de mampostería reforzada, concreto ciclópeo, concreto reforzado; para este proyecto se opto por utilizar el material local que predomina en la comunidad, como lo es la piedra. Se determino diseñar un tanque semienterrado cuya condición crítica se da cuando el tanque se encuentre completamente lleno.

El diseño consiste en verificar que las presiones máximas que se ejercen sobre las paredes del tanque y sobre el suelo no afecten la estabilidad del tanque.

El muro tendrá una altura total de 3.50 mts, considerando que la altura del nivel del agua es de 3.00 mts.

Figura 11. Sección del muro del tanque de almacenamiento.



Datos:

Peso específico del suelo (δ_s) = 1,400 kgs/m³

Peso específico del concreto (δ_c) = 2,400 kgs/m³

Peso específico del concreto ciclópeo (δ_{cc}) = 2,500 kgs/m³

Angulo de fricción = 25°

Valor soporte del suelo (V_s) = 14,000 kgs/m³

Carga uniformemente distribuida (W)

$$W = W_{\text{losa+viga}} + W_{\text{viga apoyo}}$$

$$W_{\text{viga apoyo}} = \delta_c \times 0.2 \times 0.2$$

$$W_{\text{viga apoyo}} = 2,400 \times 0.2 \times 0.2 = 96 \text{ kgs/mts}$$

$$W_{\text{losa+viga}} = 1,950.7 \text{ kgs/mts}$$

$$W = 1,950.7 + 96$$

$$\mathbf{W = 2,046.7 \text{ kgs/mts}}$$

Considerando W como carga puntual (Pc)

$$Pc = 2,046.7 \text{ kgs/mts} \times 1\text{mt}$$

$$\mathbf{Pc = 2,046.7 \text{ kgs/mts}}$$

Momento que ejerce la carga puntual.

$$Mc = 2,046.7 \times (0.15+1.70)$$

$$\mathbf{Mc = 3,786.40 \text{ kgs-mts}}$$

Empuje Activo:

$$Ea = \frac{1}{2} \delta_{\text{agua}} \times h^2$$

$$Ea = \frac{1}{2} (1000) \times (3)^2$$

$$\mathbf{Ea = 4,500\text{kg/mt}}$$

Empuje pasivo:

$$Ep = \frac{1}{2} \delta_{\text{suelo}} \times h^2 Kp$$

$$Ep = \frac{1}{2} (1,400) \times (1.5)^2 \left(\frac{1 + \text{sen}25}{1 - \text{sen}25} \right)$$

$$\mathbf{Ep = 3,880.66\text{kg/mt}}$$

Tabla XVIII. Datos de muro

Figura	Area (m ²)	W(kg/mt)	Brazo (mt)	Momento (kg-mt)
1	2.72	6,800	1.133	7,706.44
2	0.96	2,400	1.85	4,440
3	0.75	1,875	1.25	2,343.75
4		3,880.66	0.5	1,940.33
		Σ14,955.66		Σ16,430.52

Momento de Volteo:

$$M_{act} = E_a \times H/3$$

$$M_{act} = 4,500 \times (3/3 + 0.3)$$

$$\mathbf{M_{act} = 5,850 \text{ Kg.} - \text{mt}}$$

Verificación de la estabilidad contra volteo ($F_{sv} > 1.5$):

$$F_{sv} = \frac{M_R + M_c}{M_{act}}$$

$$F_{sv} = \frac{16,430.52 + 3,786.40}{5,850}$$

$$\mathbf{F_{sv} = 3.46 > 1.5}$$

Verificación de la estabilidad contra deslizamiento ($F_d > 1.5$):

$$F_d = \frac{F_\delta}{F_a}$$

$$F_d = \frac{(2,046.7 + 14,955.66) \times \tan 25}{4,500}$$

$$\mathbf{F_d = 1.76 > 1.5}$$

Verificación de la presión máxima:

$$a = \frac{M_R + M_c - M_{act}}{W_T}$$

$$a = \frac{16,430.52 + 3,786.40 - 5,850}{14,955.66 + 2,046.7}$$

$$\mathbf{a = 0.845}$$

$$e_x = \frac{\text{Base}}{2} - a$$

$$e_x = \frac{2.50}{2} - 0.845$$

=

Módulo de sección (Sx):

$$Sx = \frac{1}{6} \times \text{base}^2 \times \text{Long}$$

$$Sx = \frac{1}{6} \times (2.5)^2 \times 1\text{mt}$$

$$Sx = 1.04\text{mt}^3$$

Presión máxima (Pmax)

$$P_{\max} = \frac{W_T}{A} + \frac{W_T \times ex}{Sx}$$

$$P_{\max} = \frac{17,002.36}{2.5 \times 1} + \frac{17,002.36 \times 0.405}{1.04}$$

$$P_{\max} = 13,411.46 \text{ Kg./mt}^2 < 14,000 \text{ Kg./mt}^2$$

Todas las verificaciones para el diseño de muros se encuentran dentro de los rangos, por lo tanto las dimensiones de los muros del tanque de almacenamiento son los indicados.

2.1.9.4 Desinfección

Cuando las aguas no llenan los requisitos de potabilidad, según especificaciones COGUANOR NGO 29,001, éstas deberían ser tratadas mediante procesos adecuados, entre ellas tenemos: el desarenamiento, sedimentación, filtración y desinfección. Este último proceso debe adoptarse en todos los sistemas públicos, aun suponiendo que el agua tuviese una calidad fisicoquímica aceptable, es necesario adicionarle una determinada cantidad de

desinfectante que garantice la potabilidad del agua durante su almacenamiento y distribución.

Por tanto, la desinfección de las aguas de abastecimiento se realiza para:

- Destruir los gérmenes presentes en el agua procedente de la captación.
- Destruir los gérmenes que pueden acceder al agua durante el recorrido por las conducciones.
- Asegurar el control microbiano del agua que ingresa hasta que sale de la red de distribución.

La desinfección de las aguas puede realizarse por medio de calor, ultrasonido, radiaciones ultravioletas, o por desinfectantes químicos. El producto químico más usado para la desinfección del agua es el cloro en sus distintas formas, entre los más usados se pueden mencionar:

El Sistema Inyectado, que requiere un cuidado especial para evitar fugas o mal manejo, debido a que es altamente tóxico y corrosivo. Este sistema es efectivo únicamente para grandes ciudades.

Otro sistema es el alimentador automático de tricloro, que consiste en disolver tabletas de tricloro con el paso del agua. El alimentador de tricloro es un recipiente en forma de termo que alberga tabletas, cuyo tamaño depende directamente del caudal de agua y del consumo necesario de tabletas para mejorar la calidad sanitaria del agua.

Un método muy utilizado es la cloración tradicional, que consiste en verter los sacos de cloro por los ductos de visita. Este procedimiento no permite que exista cloración homogénea, provocando grandes sedimentaciones por falta de mezclado; por lo que no es muy recomendable.

El hipoclorador hidráulico, es un sistema de fácil manejo y efectiva para pequeñas y medianas comunidades. Este sistema funciona por gravedad, basándose en el principio de carga hidráulica constante.

Para éste proyecto se utilizará un alimentador automático tricloro.

Las tabletas de tricloro son una forma de presentación del cloro, pastillas de 300 gramos de peso, 3 1/8" de diámetro, por 1 1/4" de espesor, con una solución de cloro al 90% y 10% de estabilizador. Para determinar la cantidad de tabletas al mes para clorar el caudal de conducción se hace mediante la formula para hipocloritos, y esta es:

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

Donde:

G = Gramos de tricloro

C = Miligramos por litro deseado

M = Litros de agua a tratarse por día

D = Numero de días

%CL = Concentración de cloro.

La cantidad de litros que se trataran a través del sistema será el caudal de la línea de conducción durante las 24 horas. Este caudal es de 9.191 haciendo un total de 794102.4 litros diarios.

La cantidad de gramos de tricloro oscila entre 0.07% y 0.15%, éste depende del caudal de conducción a tratar, para este proyecto se utilizara un valor de 0.13% por lo que se tiene:

$$G = \frac{0.0013 \times 794102.4 \text{ lts/día} \times 30 \text{ días}}{0.90}$$

$$\mathbf{G = 34411.10 \text{ gramos}}$$

Lo cual significa que se necesitan 115 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.

2.1.9.5 Red de distribución

La red de distribución es un sistema de tuberías unidas entre sí, que conduce el agua desde el tanque de distribución hasta el consumidor y su función sanitaria es brindar un servicio en forma continua, en cantidad suficiente y desde luego con calidad aceptable por lo que se debe de tratar el agua antes de entrar a la misma.

Para el diseño de la red será necesario considerar los siguientes criterios:

1. El buen funcionamiento del acueducto se debe garantizar para el periodo de diseño, de acuerdo al consumo máximo horario.
2. La distribución de caudales debe hacerse mediante criterios que estén acordes con el consumo real de la localidad.

3. La red de distribución se debe dotar de accesorios y de obras de arte necesarias para garantizar el correcto funcionamiento del sistema de acuerdo a normas establecidas y facilitar así su funcionamiento.
4. En cuanto sea posible se debe adoptar un sistema de circuito cerrado para asegurar un mejor funcionamiento del mismo.

Por la forma y principio hidráulico de diseño, las redes pueden ser:

- **RED RAMIFICADORA O ABIERTA**

Es la que se construye en forma de árbol, se recomienda cuando las casas están dispersas. En este tipo de red los ramales principales se colocan en las rutas de mayor importancia, de tal manera que alimenten a otros secundarios.

Para el diseño hidráulico de ramales abiertas se recomienda comparar criterios de uso simultaneo versus factor de hora máximo, seleccionando siempre el valor más alto obtenido de ambos cálculos. Para el efecto se utilizaran las expresiones siguientes:

Caudal de uso simultaneo

$$q = k\sqrt{n-1}$$

Donde:

q = Caudal de uso simultaneo

k = 0.15 para conexiones prediales

n = Numero de viviendas estimadas para el final del periodo

El caudal mínimo para el diseño de un ramal es de 0.20 lts/seg

Caudal de vivienda

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

$$Q_v = \frac{Q_{HM}}{\# \text{Viviendas}}$$

Donde:

Q_v = Caudal de vivienda

Q_{HM} = Caudal horario máximo

#viviendas = Numero de viviendas futuras

$$Q_v = \frac{14.143}{390} = 0.0363 \text{ lts/seg}$$

EJEMPLO

Tramo comprendido entre los nodos 11.3 y 11.9

Se determina el caudal de diseño comparando el caudal de uso simultáneo con el caudal de vivienda para este tramo, de la siguiente forma.

$$n = \text{numero de casas futuras} = 17$$

$$q = 0.15\sqrt{17-1} = 0.60 \text{ lts/seg}$$

$$Q_v = 0.0363 \times 17 = 0.617 \text{ lts/seg}$$

De los resultados anteriores determinamos que el caudal de diseño será 0.617 lts/seg por ser el mayor de ambos. En las tablas XVI se presenta el resumen de los cálculos realizados para los demás tramos.

- **RED EN FORMA DE MALLA O DE CIRCUITO CERRADO**

Es cuando las tuberías están en forma de circuitos cerrados intercomunicados entre sí. Ésta técnicamente funciona mejor que la red ramificada, ya que elimina los extremos muertos, permitiendo la circulación del agua. En una red de forma de malla, la fórmula de Hazen & Williams define la pérdida de carga, la cual es verificada por el método de Hardy Cross; considerándose balanceado cuando la corrección del caudal es menor del 1% del caudal que entra.

El diseño para el proyecto en estudio comprende una combinación de circuitos cerrados con ramales abiertos.

Presiones y velocidades en la red de distribución

Entre los límites recomendables para verificar la presión y velocidad del líquido dentro de las tuberías de distribución se tiene que la presión hidrostática no debe sobrepasar los 60 m.c.a., en algunas situaciones podrá permitirse una presión máxima de 70 m.c.a., ya que después de alcanzar una presión de 64 m.c.a. se corre el riesgo de que fallen los empaques de los chorros. En cuanto a la presión hidrodinámica en la red de distribución, ésta se debe mantener entre 10 y 40 m.c.a., aunque en muchas de las regiones donde se ubican las comunidades, la topografía es irregular y se hace difícil mantener este rango, por lo que se podría considerar en casos extremos una presión dinámica mínima de 6 m.c.a., partiendo del criterio que será difícil que construyan edificios de altura considerable.

En cuanto a las velocidades en la red, se recomienda mantener como mínimo 0.6 mts/seg y 3 mts/seg como máximo.

2.1.9.5.1 Diseño red de distribución

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, industrias o comercios, así como su área de influencia. Dando como resultado tres circuitos cerrados y ramales abiertos que fueron diseñados de forma simultanea.

Para realizar el cálculo del valor de cada punto de consumo, se determina primero, el número de viviendas comprendidas en el área tributaria de dicho punto, así como también, el número de edificios públicos, comerciales e industriales. Como se indica en la siguiente tabla.

Tabla XIX. Determinación puntos de consumo

NODO		VIV.		HAB.		CONS. DOM FUT	CONS. PUB. FUT	COSUMO TOTAL	QMD	QHM	Q VIV	Q INST	CONSUMO NODO
DE	A	ACT	FUT	ACT	FUT								
a		7	13	34	64	9600	0.00	9600.00	0.111	0.222			0.520
18	17	7	13	34	64	9600	0.00	9600.00	0.111		0.471	0.520	
b		17	33	81	154	23100	0.00	23100.00	0.267	0.535			1.284
17	17.1	5	10	24	46	6900	0.00	6900.00	0.080		0.363	0.450	
17	15	12	23	57	108	16200	0.00	16200.00	0.188		0.834	0.704	
A		9	17	45	86	12900	12929.42	25829.42	0.299	0.598			0.598
15	11.6	2	4	10	19	2850	8315.84	11165.84	0.129	0.258			
15	14	7	13	35	67	10050	4613.58	14663.58	0.170	0.339			
B		22	42	109	207	31050	50531.06	81581.06	0.944	1.888			2.153
11.6	11.5	5	9	25	47	7050	0.00	7050.00	0.082	0.163			
11.6	11.8	10	19	48	91	13650	14571.70	28221.70	0.327	0.653			
11.8	11.1	3	6	15	31	4650	33491.19	38141.19	0.441	0.883			
11.6	13	0	0	0	0	0	2468.17	2468.17	0.029	0.057			
11.8	12	4	8	20	38	5700	0.00	5700.00	0.066		0.290	0.397	
C		36	68	181	344	51600	1518.87	53118.87	0.615	1.230			1.820
11.5	11.4	7	13	35	66	9900	0.00	9900.00	0.115	0.229			
11.4	11.3	10	19	50	96	14400	0.00	14400.00	0.167	0.333			
11.3	11.2	4	8	20	38	5700	1518.87	7218.87	0.084	0.167			
11.4	11.7	6	11	30	57	8550	0.00	8550.00	0.099		0.399	0.474	
11.3	11.9	9	17	46	87	13050	0.00	13050.00	0.151		0.617	0.600	

NODO		VIV.		HAB.		CONS. DOM FUT	CONS PUB. FUT	COSUMO TOTAL	QMD	QHM	Q VIV	Q INST	CONSUMO NODO
DE	A	ACT	FUT	ACT	FUT								
D		9	17	43	82	12300	1423.95	13723.95	0.159	0.318			0.318
11.2	11.1	9	17	43	82	12300	1423.95	13723.95	0.159	0.318			
E		3	6	15	29	4350	0.00	4350.00	0.050	0.101			0.101
11.1	11	3	6	15	29	4350	0.00	4350.00	0.050	0.101			
F		15	29	69	131	19650	48603.99	68253.99	0.790	1.580			1.955
14	13	0	0	0	0	0	3797.19	3797.19	0.044	0.088			
13	12	1	2	4	8	1200	30377.49	31577.49	0.365	0.731			
12	11	6	11	30	53	7950	1518.87	9468.87	0.110	0.219			
14	13.3	4	8	20	38	5700	0.00	5700.00	0.066	0.132			
13	13.2	0	0	0	0	0	3797.19	3797.19	0.044	0.088			
12	12.1	0	1	0	4	600	0.00	600.00	0.007		0.036	0.000	
12.1	9.2	3	5	12	22	3300	9113.25	12413.25	0.105	0.211	0.181	0.300	
12.1	12.2	1	2	3	6	900	0.00	900.00	0.010		0.073	0.150	
G		13	25	68	130	19500	0.00	19500.00	0.226	0.451			0.451
11	9	13	25	68	130	19500	0.00	19500.00	0.226	0.451			
H		15	29	75	143	21450	6455.22	27905.22	0.323	0.646			0.922
13.3	13.4	6	11	30	57	8550	0.00	8550.00	0.099		0.399	0.474	
13.3	12.3	9	18	45	86	12900	6455.22	19355.22	0.224	0.448			
I		37	69	187	353	52950	9113.25	62063.25	0.718	1.437			2.472
12.3	12.7	6	11	30	57	8550	9113.25	17663.25	0.204	0.211	0.399	0.474	
12.3	9.3	5	10	25	48	7200	0.00	7200.00	0.083	0.167			
9.3	9	11	20	57	108	16200	0.00	16200.00	0.188	0.375			
9.3	9.2	2	4	10	19	2850	0.00	2850.00	0.033		0.145	0.260	
9.2	11	5	9	25	46	6900	0.00	6900.00	0.080		0.326	0.424	
9.2	9.1	8	15	40	75	11250	0.00	11250.00	0.130		0.544	0.561	
J		22	42	112	212	31800	190163.12	221963.12	2.569	5.138			5.925
9	6	0	0	0	0	0	190163.12	190163.12	2.201	4.402			
9	0	22	42	112	212	31800	0.00	31800.00	0.368		1.523	0.960	
TOTAL		205	390	1019	1935	290250	320738.88	610988.88	7.072	14.143			18.520

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. Para su mejor comprensión ver plano de planta de diseño general en el apéndice F.

- MÉTODO DE HARDY CROSS

El método de Hardy Cross, sirve para chequear las condiciones propuestas por el diseñador realizando 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 cada tramo se calcula la pérdida de carga, mediante la ecuación de Hazen & Williams.

$$H_f = \frac{1743.81 \times L \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

Donde:

H_f = Pérdida de fricción (mt.)

L = Longitud de tubería (mt.) viene de la topografía, de manera que es una distancia horizontal, por lo que conviene incrementar en un porcentaje que varía entre 2% a 5 %

Q = Caudal en la tubería a diseñar (lts/seg)

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

D = Diámetro de la tubería (plg.)

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 determina la relación H/Q y posteriormente se obtiene el ΔQ , de la siguiente manera:

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

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:

$$Q_{\text{modificado}} = Q_o + \Delta Q + \Delta Q_{\text{comun}}$$

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. Si el caudal modificado difiere en menos del 1% del caudal inicial de la iteración, el cálculo ya cuenta con la aproximación suficiente y puede ser finalizado. A continuación se presentan las iteraciones para el diseño del circuito cerrado de la red.

Tabla XX. Iteraciones del método de Hardy Cross

CIRCUITO	TRAMO	Long.	ϕ	Primera Iteración				
		Mts	pulg	Q	hf	hf/Q	Δ	Δ
				lts/seg	mts			común
SUMA								
1	BC	54.537	2.5	2.5	0.563	0.225	0.019	
1	CD	164.1885	1.5	0.68	1.835	2.699	0.019	
1	DE	81.291	1	0.362	2.039	5.632	0.019	
1	EB	161.217	2	-2.465	-4.808	1.951	0.019	-0.224
SUMA					-0.371	10.507		
SUMA								
2	AB	38.073	2.5	7.118	2.724	0.383	0.224	
2	BE	161.217	2	2.465	4.808	1.951	0.224	-0.019
2	EG	52.458	2	2.726	1.885	0.691	0.224	
2	GF	199.08	2	-3	-8.539	2.846	0.224	0.176
2	FA	76.482	3	-9	-3.476	0.386	0.224	
SUMA					-2.598	6.257		
SUMA								
3	FG	199.08	2	3	8.539	2.846	-0.176	-0.224
3	GJ	110.0715	2.5	5.275	4.524	0.858	-0.176	
3	JI	174.3735	1.5	-0.65	-1.793	2.758	-0.176	
3	IH	163.023	2	-3.123	-7.532	2.412	-0.176	
3	HF	75.852	3	-4.045	-0.785	0.194	-0.176	
SUMA					2.953	9.068		

Segunda Iteración

CIRCUITO	TRAMO	Long.	ϕ
		mts	pulg
1	BC	54.537	2.5
1	CD	164.1885	1.5
1	DE	81.291	1
1	EB	161.217	2
SUMA			
2	AB	38.073	2.5
2	BE	161.217	2
2	EG	52.458	2
2	GF	199.08	2
2	FA	76.482	3
SUMA			
3	FG	199.08	2
3	GJ	110.0715	2.5
3	JI	174.3735	1.5
3	IH	163.023	2
3	HF	75.852	3
SUMA			

Segunda Iteración				
Q1	hf1	hf1/Q1	Δ	Δ
lts/seg	mts			común
2.519	0.571	0.23	0.041	
0.699	1.932	2.76	0.041	
0.381	2.242	5.88	0.041	
-2.670	-5.575	2.09	0.041	0.068
	-0.830	10.96		
7.342	2.885	0.39	-0.068	
2.670	5.575	2.09	-0.068	-0.041
2.950	2.182	0.74	-0.068	
-2.600	-6.551	2.52	-0.068	-0.067
-8.776	-3.317	0.38	-0.068	
	0.774	6.12		
2.600	6.551	2.52	0.067	0.068
5.099	4.249	0.83	0.067	
-0.826	-2.793	3.38	0.067	
-3.299	-8.336	2.53	0.067	
-4.221	-0.849	0.20	0.067	
	-1.179	9.46		

Como se puede observar en esta segunda iteración obtenemos un resultado en ΔQ menor del 1% del caudal de entrada, pero por motivos de resultados más exactos se realiza una tercera iteración, y con ella determinar el caudal de diseño para cada tramo.

Tercera iteración

CIRCUITO	TRAMO	Long.	ϕ	Tercera Iteración					Q DIS
		Mts	pulg	Q2 lts/seg	hf mts	hf ² /Q2	Δ	Δ común	lts/seg
1	BC	54.537	2.5	2.560	0.588	0.230	-0.013		2.547
1	CD	164.1885	1.5	0.740	2.146	2.900	-0.013		0.727
1	DE	81.291	1	0.422	2.708	6.417	-0.013		0.409
1	EB	161.217	2	-2.561	-5.160	2.015	-0.013	-0.042	-2.616
SUMA					0.282	11.562			
2	AB	38.073	2.5	7.274	2.836	0.390	0.042		7.316
2	BE	161.217	2	2.561	5.160	2.015	0.042	0.013	2.616
2	EG	52.458	2	2.882	2.089	0.725	0.042		2.924
2	GF	199.08	2	-2.735	-7.198	2.631	0.042	0.018	-2.675
2	FA	76.482	3	-8.844	-3.365	0.381	0.042		-8.802
SUMA					-0.478	6.142			
3	FG	199.08	2	2.735	7.198	2.631	-0.018	-0.042	2.675
3	GJ	110.0715	2.5	5.166	4.353	0.843	-0.018		5.148
3	JI	174.3735	1.5	-0.759	-2.386	3.146	-0.018		-0.777
3	IH	163.023	2	-3.232	-8.024	2.483	-0.018		-3.250
3	HF	75.852	3	-4.154	-0.825	0.199	-0.018		-4.172
SUMA					0.316	9.301			

En la siguiente tabla se presentan todos los caudales de diseño para todos los tramos.

Tabla XXI. Caudales de diseño en tramos de red de distribución.

TIPO RAMAL	NODO		VIV.		HAB.		CONSUMO TOTAL	QMD	QHM	Q VIV	Q INST	Q DIS
	DE	A	ACT	FUT	ACT	FUT						
Abierto	18	17	7	13	34	64	9600.00	0.111		0.471	0.520	18.000
Abierto	17	17.1	5	10	24	46	6900.00	0.080		0.363	0.450	0.450
Abierto	17	15	12	23	57	108	16200.00	0.188		0.834	0.704	16.716
Cerrado	15	11.6	2	4	10	19	11165.84	0.129	0.258			7.316
Cerrado	15	14	7	13	35	67	14663.58	0.170	0.339			8.802
Cerrado	11.6	11.5	5	9	25	47	7050.00	0.082	0.163			2.547
Cerrado	11.6	11.8	10	19	48	91	28221.70	0.327	0.653			2.616
Cerrado	11.8	11.1	3	6	15	31	38141.19	0.441	0.883			2.616
Abierto	11.6	13	0	0	0	0	2468.17	0.029	0.057			0.200
Abierto	11.8	12	4	8	20	38	5700.00	0.066		0.290	0.397	0.397
Cerrado	11.5	11.4	7	13	35	66	9900.00	0.115	0.229			0.727
Cerrado	11.4	11.3	10	19	50	96	14400.00	0.167	0.333			0.727
Cerrado	11.3	11.2	4	8	20	38	7218.87	0.084	0.167			0.727
Abierto	11.4	11.7	6	11	30	57	8550.00	0.099		0.399	0.474	0.474
Abierto	11.3	11.9	9	17	46	87	13050.00	0.151		0.617	0.600	0.617
Cerrado	11.2	11.1	9	17	43	82	13723.95	0.159	0.318			0.409
Cerrado	11.1	11	3	6	15	29	4350.00	0.050	0.101			2.924
Cerrado	14	13	0	0	0	0	3797.19	0.044	0.088			2.675
Cerrado	13	12	1	2	4	8	31577.49	0.365	0.731			2.675
Cerrado	12	11	6	11	30	53	9468.87	0.110	0.219			2.675
Cerrado	14	13.3	4	8	20	38	5700.00	0.066	0.132			4.172
Abierto	13	13.2	0	0	0	0	3797.19	0.044	0.088			0.200
Abierto	12	12.1	0	1	0	4	600.00	0.007		0.036	0.000	0.697
Abierto	12.1	9.2	3	5	12	22	12413.25	0.105	0.211	0.181	0.300	0.511
Abierto	12.1	12.2	1	2	3	6	900.00	0.010		0.073	0.150	0.200
Cerrado	11	9	13	25	68	130	19500.00	0.226	0.451			5.148
Abierto	13.3	13.4	6	11	30	57	8550.00	0.099		0.399	0.474	0.474
Cerrado	13.3	12.3	9	18	45	86	19355.22	0.224	0.448			3.250
Abierto	12.3	12.7	6	11	30	57	17663.25	0.204	0.211	0.399	0.474	0.685
Cerrado	12.3	9.3	5	10	25	48	7200.00	0.083	0.167			0.777
Cerrado	9.3	9	11	20	57	108	16200.00	0.188	0.375			0.777
Abierto	9.3	9.2	2	4	10	19	2850.00	0.033		0.145	0.260	1.245
Abierto	9.2	11	5	9	25	46	6900.00	0.080		0.326	0.424	0.424
Abierto	9.2	9.1	8	15	40	75	11250.00	0.130		0.544	0.561	0.561
Abierto	9	0	0	0	0	0	190163.12	2.201	4.402			4.402
Abierto	9	0	22	42	112	212	31800.00	0.368		1.520	0.961	1.520

Determinado ya el caudal de diseño en todo el sistema se puede calcular el diámetro óptimo de la tubería para cada tramo con la formula de Hazen & Williams.

EJEMPLO

Determinar el diámetro de tubería óptimo para el tramo comprendido de E-11.3 a E-11.9, perdida de fricción y velocidad.

DATOS:

Longitud = 67.99 mts

Q diseño = 0.617 lts/seg

Dif. de altura = 3.8 mts.

Coficiente = 150

$$D = \left(\frac{1743.811 \times 67.99 \times 0.617^{1.85}}{150^{1.85} \times 3.8} \right)^{\frac{1}{4.87}} = 1.039 \text{ pulg}$$

Se opta por utilizar tubería de 1 pulgada de diámetro. Con el diámetro propuesto se calculo la perdida de fricción en el tramo así como la velocidad de la misma.

$$H_f = \frac{1743.811 \times 67.99 \times 0.617^{1.85}}{150^{1.85} \times 1^{4.87}} = 4.566 \text{ mts}$$

$$v = \frac{1.974 \times 0.617}{1^2} = 1.217 \text{ mts/seg}$$

La velocidad del caudal en este tramo se encuentra dentro del rango, por lo tanto el diámetro propuesto es el indicado.

En la siguiente tabla se presentan las perdidas y velocidades con los diámetros propuestos.

Si en el chequeo las velocidades no se encuentran dentro del límite permitido se deberá de proponer nuevos diámetros.

Tabla XXII. Pérdidas y velocidades con diámetros propuestos

TIPO RAMAL	NODO		Long. mts.	φ Pulg	Q Inicial	Q Final	Hf (mts) final	Velocidad mts/seg
	DE	A						
Abierto	18	17	80.672	6	18.000	18.000	0.452	0.987
Abierto	17	17.1	48.090	1	0.450	0.450	1.804	0.888
Abierto	17	15	91.896	6	16.716	16.716	0.449	0.917
Cerrado	15	11.6	38.073	2 1/2	7.118	7.316	2.866	2.311
Cerrado	15	14	76.482	3	9.000	8.802	3.336	1.931
Cerrado	11.6	11.5	54.537	2 1/2	2.500	2.547	0.583	0.804
Cerrado	11.6	11.8	105.284	2	2.465	2.616	3.505	1.291
Cerrado	11.8	11.1	55.913	2	2.465	2.616	1.861	1.291
Abierto	11.6	13	60.785	3/4	0.200	0.200	2.065	0.702
Abierto	11.8	12	53.508	1	0.397	0.397	1.591	0.783
Cerrado	11.5	11.4	41.990	1 1/2	0.680	0.727	0.531	0.638
Cerrado	11.4	11.3	67.988	1 1/2	0.680	0.727	0.860	0.638
Cerrado	11.3	11.2	54.212	1 1/2	0.680	0.727	0.686	0.638
Abierto	11.4	11.7	68.639	1	0.474	0.474	2.838	0.936
Abierto	11.3	11.9	67.988	1	0.617	0.617	4.566	1.217
Cerrado	11.2	11.1	81.291	1	0.362	0.409	2.555	0.807
Cerrado	11.1	11	52.458	2	2.726	2.924	2.146	1.443
Cerrado	14	13	37.790	2	3.000	2.675	1.311	1.320
Cerrado	13	12	103.961	2	3.000	2.675	3.607	1.320
Cerrado	12	11	57.330	2	3.000	2.675	1.989	1.320
Cerrado	14	13.3	75.852	3	4.045	4.172	0.831	0.915
Abierto	13	13.2	57.383	3/4	0.200	0.200	1.949	0.702
Abierto	12	12.1	31.500	1 1/4	0.697	0.697	0.896	0.881
Abierto	12.1	9.2	56.196	1	0.511	0.511	2.667	1.009
Abierto	12.1	12.2	32.540	3/4	0.200	0.200	1.105	0.702
Cerrado	11	9	110.072	2 1/2	5.275	5.148	4.325	1.626
Abierto	13.3	13.4	50.400	1 1/4	0.474	0.474	0.703	0.599
Cerrado	13.3	12.3	163.023	2	3.123	3.250	8.109	1.604
Abierto	12.3	12.7	112.781	1	0.685	0.685	9.212	1.353
Cerrado	12.3	9.3	49.119	1 1/2	0.650	0.777	0.703	0.682
Cerrado	9.3	9	125.255	1 1/2	0.650	0.777	1.792	0.682
Abierto	9.3	9.2	29.400	1 1/2	1.245	1.245	1.006	1.093
Abierto	9.2	11	39.858	1	0.424	0.424	1.341	0.837
Abierto	9.2	9.1	81.554	1	0.561	0.561	4.604	1.108
Abierto	9	6	213.833	2 1/2	4.402	4.402	6.289	1.390
Abierto	9	0	544.646	1 1/2	1.520	1.520	26.958	1.334

Calculo 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 piezométricas y de terreno en un punto. Para poblaciones en general, el cálculo de la red se hará preferentemente por el método de la gradiente hidráulica considerando que las presiones de servicio en cualquier punto de red, estarán limitadas entre 10 y 60 metros columna de agua.

En consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, las presiones tendrán valores de 10 a 40 metros columna de agua.

EJEMPLO

Determinar la cota piezométrica, la presión hidrodinámica y la presión hidrostática, para el tramo E-11.3 a E-11.9

DATOS:

Cota terreno E-11.3	= 1051.937
Cota terreno E-11.9	= 1048.137
Perdida de fricción en tramo	= 4.566 mts.
Cota piezométrica anterior E-11.3	= 1069.314 m.c.a.

$$\begin{aligned}
 \text{Cota piezométrica final} &= \text{Cpo anterior} - H_f \\
 &= 1069.314 - 4.566 \\
 &= 1064.748 \text{ m.c.a.} \\
 \text{Presión Hidrodinámica} &= \text{Cpf} - \text{Ctf (cota terreno final)} \\
 &= 1064.748 - 1048.137 \\
 &= 16.611 \text{ m.c.a.} \\
 \text{Presión Hidrostática} &= \text{Pres. Hidrodinámica} * 1.419815 \\
 &= 16.611 * 1.419815 \\
 &= 23.585 \text{ psi.}
 \end{aligned}$$

Donde: 1.419815 = factor de conversión de m.c.a. a psi.

A continuación se presentan los datos para cada tramo de ramales abiertos y circuitos cerrados del diseño.

Tabla XXIII. Cálculo de cota piezométrica y presiones

TIPO	NODO		COTA TERRENO		COTA PIEZOMETRICA		PRESION m.c.a		PRESION
	DE	A	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final	P.S.I.
Abierto	18	17	1076.055	1063.940	1075.055	1074.603	0.000	10.663	15.140
Abierto	17	17.1	1063.940	1060.450	1074.603	1072.799	10.663	12.349	17.533
Abierto	17	15	1063.940	1061.187	1074.603	1074.154	10.663	12.967	18.411
Cerrado	15	11.6	1061.187	1055.687	1074.154	1071.288	12.967	15.601	22.150
Cerrado	15	14	1061.187	1051.769	1074.154	1070.818	12.967	19.049	27.047
Cerrado	11.6	11.5	1055.687	1056.992	1071.288	1070.705	15.601	13.713	19.470
Cerrado	11.6	11.8	1055.687	1048.202	1071.288	1067.783	15.601	19.581	27.801
Cerrado	11.8	11.1	1048.202	1040.092	1067.783	1065.921	19.581	25.829	36.673
Abierto	11.6	13	1055.687	1051.154	1071.288	1069.223	15.601	18.069	25.655
Abierto	11.8	12	1048.202	1041.182	1067.783	1066.192	19.581	25.010	35.510
Cerrado	11.5	11.4	1056.992	1056.202	1070.705	1070.174	13.713	13.972	19.838
Cerrado	11.4	11.3	1056.202	1051.937	1070.174	1069.314	13.972	17.377	24.672
Cerrado	11.3	11.2	1051.937	1047.372	1069.314	1068.628	17.377	21.256	30.180
Abierto	11.4	11.7	1056.202	1050.102	1070.174	1067.336	13.972	17.234	24.469
Abierto	11.3	11.9	1051.937	1048.137	1069.314	1064.748	17.377	16.611	23.585
Cerrado	11.2	11.1	1047.372	1040.092	1068.628	1066.073	21.256	25.981	36.888
Cerrado	11.1	11	1040.092	1035.767	1066.073	1063.927	25.981	28.160	39.982

TIPO	NODO		COTA TERRENO		COTA PIEZOMETRICA		PRESION m.c.a		PRESION
	DE	A	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final	P.S.I.
Cerrado	14	13	1051.769	1051.154	1070.818	1069.507	19.049	18.353	26.058
Cerrado	13	12	1051.154	1041.182	1069.507	1065.900	18.353	24.718	35.096
Cerrado	12	11	1041.182	1035.767	1065.900	1063.911	24.718	28.144	39.960
Cerrado	14	13.3	1051.769	1051.019	1070.818	1069.987	19.049	18.968	26.931
Abierto	13	13.2	1051.154	1048.394	1069.507	1067.558	18.353	19.164	27.209
Abierto	12	12.1	1041.182	1041.924	1065.900	1065.004	24.718	23.080	32.770
Abierto	12.1	9.2	1041.924	1036.594	1065.004	1062.338	23.080	25.744	36.551
Abierto	12.1	12.2	1041.924	1041.089	1065.004	1063.899	23.080	22.810	32.386
Cerrado	11	9	1035.767	1031.367	1063.911	1059.586	28.144	28.219	40.066
Abierto	13.3	13.4	1051.019	1051.049	1069.987	1069.284	18.968	18.235	25.890
Cerrado	13.3	12.3	1051.019	1040.444	1069.987	1061.878	18.968	21.434	30.433
Abierto	12.3	12.7	1040.444	1025.029	1061.878	1052.667	21.434	27.638	39.240
Cerrado	12.3	9.3	1040.444	1037.364	1061.878	1061.176	21.434	23.812	33.808
Cerrado	9.3	9	1037.364	1031.367	1061.176	1059.384	23.812	28.017	39.779
Abierto	9.3	9.2	1037.364	1036.594	1061.176	1060.169	23.812	23.575	33.473
Abierto	9.2	11	1036.594	1035.767	1060.169	1058.829	23.575	23.062	32.743
Abierto	9.2	9.1	1036.594	1031.809	1060.169	1055.566	23.575	23.757	33.730
Abierto	9	6	1031.367	1022.855	1059.586	1053.297	28.017	30.422	43.223
Abierto	9	0	1031.367	1000.000	1059.586	1032.628	28.017	32.628	46.326

Para el diseño realizado se pudo comprobar que la presión máxima se encuentra en E-0, en este punto se debe tener cuidado con los accesorios a utilizar, para los otros tramos tanto para ramales abiertos como para circuitos cerrados las presiones se encuentran dentro de los límites permitidos.

2.1.9.6 Obras de arte

2.1.9.6.1 Caja rompe presión

Se utiliza para controlar la presión interna de la tubería, rompiendo o aliviando la presión en la línea de conducción o distribución; evitando así la falla de tubería y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera a la presión de trabajo máxima de los mismos. La caja disipa la presión en el

instante que el agua tiene contacto con la atmósfera y disminuye súbitamente su velocidad, al tener un cambio drástico de sección hidráulica.

La caja rompe presión se coloca antes que la presión estática sobrepase los 90 m.c.a en la línea de conducción y los 60 m.c.a. en la red de distribución. Sus principales componentes son:

1. Caja principal: ésta se construye de 1 m³ de capacidad en la línea de conducción y las líneas principales de la red de distribución, en líneas secundarias o terciarias puede construirse de 0.5 m³.
2. Caja de válvula: esta estructura sirve para la protección de la válvula que controla el caudal que entra a la caja principal.
3. Dispositivo de desagüe y rebalse: el desagüe es el drenaje para la limpieza de la caja principal, mientras que el rebalse drena los excedentes de agua. Se recomienda que ambos drenen por la misma tubería, consta de un sello de agua, por medio de un sifón, que evita la entrada de roedores o insectos.

2.1.9.6.2 Caja 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 construidas de block, ladrillo o mampostería de piedra con tapaderas de concreto reforzado.

2.1.9.6.3 Pasos aéreos y zanjones

Cunado es necesario salvar una depresión del terreno o atravesar un río es necesario emplear un paso aéreo. Si la depresión no es muy grande, se puede salvar mediante el denominado paso de zanjón.

2.1.9.6.4 Caja distribuidora de caudales

La caja distribuidora de caudales se emplea para dividir determinado caudal en 2, 3 o 4 partes, en la proporción que el numero de casas de cada ramal que sala de la caja lo requiera.

La división de caudales se obtiene generalmente mediante vertederos rectangulares, los cuales es preferible hacerlos con una plancha de acero sujeta a la caja mediante pernos, sobre todo si existe una gran desproporción entre los diferentes caudales.

2.1.9.7 Válvulas

Las válvulas que se emplean en los abastecimientos de agua, son: de compuerta, de globo, de paso, de flotador y automáticas de aire.

2.1.9.7.1 Válvulas de compuerta

Las válvulas de compuerta pueden ser de hierro fundido, de bronce y de plástico. Las primeras se emplean principalmente para diámetros de 6"; en adelante, las de bronce son más económicas que las de hierro fundido de 4" de diámetro y menos; las de plástico se emplean en los equipos dosificadores de solución de hipoclorito de calcio.

Cuando se diseña un acueducto debe especificarse el tipo de válvula, el diámetro y la presión de servicio.

Según el uso que se les destine, las válvulas de compuerta pueden ser de limpieza, para seccionar tramos de tuberías y a la entrada y salida de tanques y otras estructuras.

- VÁLVULAS DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA

Estas válvulas sirven para extraer de la tubería la arena, hojas o cualquier otro cuerpo que haya ingresado a la tubería, los cuales tienden a depositarse en los puntos bajos del perfil. Como válvula de limpieza se emplea una de compuerta, de diámetro igual al de la tubería que sirve, pero el diámetro mayor es de 2".

- VÁLVULAS DE COMPUERTA PARA SECCIONAR UNA TUBERÍA

Cuando en los sistemas de abastecimiento de agua, un tramo de tubería tiene una gran longitud o cuando la red de distribución es muy extensa, es conveniente instalar válvulas de compuerta para aislar determinada parte de la red o para separar en tramos la línea de conducción.

Estas válvulas deben ser del mismo diámetro y de la misma presión de trabajo o mayor que la de la tubería donde serán instaladas.

2.1.9.7.2 Válvulas de globo

Las válvulas de globo se emplean en las conexiones domiciliarias, tanto para suspender temporalmente el servicio como para regular el caudal.

2.1.9.7.3 Válvulas de paso

Se emplean en las conexiones domiciliarias, pero se desgastan rápidamente se con ellas se trata de controlar el caudal, razón por la que para este caso, usualmente se sustituye por una válvula de globo.

2.1.9.7.4 Válvulas de flotador

Las válvulas de flotador se emplean dentro de las cajas rompe-presión de una tubería de distribución para suspender el flujo cuando el agua dentro de la caja alcanza un nivel máximo, evitando así el desperdicio del agua.

2.1.9.7.5 Válvulas automáticas de aire

El aire disuelto en el agua, o aquel que quede atrapado dentro de la tubería, tiende a depositarse en los puntos altos del perfil de la tubería. La cantidad de aire que puede acumularse reduce la sección de la tubería y por ende, su capacidad de conducción. La cantidad acumulada de aire puede ser tanta que llega a impedir completamente la circulación del agua. Las válvulas automáticas de aire se escogen en base a la presión de servicio en los puntos altos donde se estima que debe colocarse una.

2.1.10 Costo de operación y mantenimiento

2.1.10.1.1 Gastos de operación (O)

Se tiene contemplado la contratación de un fontanero, quien tendrá a su cargo la operación del servicio de agua, manteniendo una constante supervisión a los accesorios de este sistema para mantenerlo operando eficientemente y a la vez deberá supervisar el correcto funcionamiento del sistema de cloración.

2.1.10.1.2 Gastos de mantenimiento (M)

Se tiene contemplado para los gastos de mantenimiento la compra de accesorios como tubos, pegamentos, codos, llaves, uniones, etc., durante el proceso de operación del proyecto.

2.1.10.1.3 Gastos de desinfección (D)

Para poder mantener el sistema de desinfección funcionando es necesario tener una dotación constante de pastillas de tricloro de 300 mg. además se determino que en un mes serán necesarios 115 tabletas para cumplir la demanda de cloro requerida.

2.1.10.1.4 Gastos 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.

2.1.10.1.5 Gastos 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.

A continuación se presenta la tabla de resumen de los gastos de mantenimiento y operación.

Tabla XXIV. Gastos de operación y mantenimiento

GASTOS	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO/U	COSTO
Operación (fontanero)	1	Mes	Q 1,500.00	Q 1,500.00
Mantenimiento	1	Global	Q 500.00	Q 500.00
Desinfección	115	Und	Q 12.00	Q 1,380.00
Administración	15	%		Q 507.00
Reserva	10	%		Q 338.00
TOTAL DE GASTO MANTENIMIENTO MENSUAL				Q 4,225.00

2.1.11 Propuesta de tarifa

Para que el sistema cumpla con su cometido y sea auto sostenible se requiere de un fondo de operaciones y mantenimiento calculado anteriormente, por lo que se determina una tarifa que cada una de las viviendas deberá cancelar, con la formula siguiente:

$$TAR = \frac{O + M + D + A + R}{\# \text{ Viviendas}}$$
$$TAR = \frac{Q4,225.00}{205} = Q20.61$$

Se establece una cuota de Q25.00 por vivienda que servirá para pagar los gastos de fontanero y materiales de servicio.

2.1.12 Planos y detalles

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable se presentan en el apéndice F; están conformados por: planta general, diseño general, diseño hidráulico, línea de conducción, red de distribución, perfiles de circuitos cerrados y ramales abiertos y detalles.

2.1.13 Cuantificación de materiales

La cuantificación de los materiales a utilizar en este proyecto se presenta en el apéndice D.

2.1.14 Presupuesto

El presupuesto general del proyecto también se presenta en el apéndice E en conjunto a la cuantificación de materiales y el cronograma de ejecución.

2.1.15 Especificaciones técnicas

Generalidades

En el proyecto se debe realizar: la limpieza del terreno, zanjeo, construcción de tanques, elaboración de obras de arte, colocación de la tubería, accesorios y válvulas, soportes y anclajes, prueba de presión, lavado y desinfección de la tubería y relleno de la zanja de acuerdo a lo indicado en los planos.

Antes de iniciar el trabajo se deberán localizar las instalaciones y tuberías existentes para evitar dañarlas, marcándolas cuidadosamente.

Se colocarán indicaciones de peligro y las protecciones necesarias en los puntos dentro de poblaciones que sean de tránsito de vehículos o peatones.

Al terminar el trabajo debe retirarse todo material sobrante y efectuarse todas las reparaciones de daños ocasionados.

El trabajo deberá ser de primera calidad y ejecutado por obreros calificados.

Las tuberías se colocarán en el lugar y niveles indicados en los planos.

Deberá utilizarse las herramientas adecuadas y métodos de trabajo recomendados por los fabricantes.

- ZANJEO

Las tuberías se emplazarán siguiendo los ejes que se indiquen en los planos. Se deberá cortar la zanja a una profundidad comprendida entre 0.60 a 1.00 mt., o lo que se indicada en los planos. El fondo de la zanja deberá ser recortado cuidadosamente para permitir un apoyo uniforme de la tubería.

Se deberá cortar zanja simétrica al eje de instalación de la tubería dejando los siguientes recubrimientos sobre el diámetro del tubo; a menos que las bases especiales indique algo distinto.

En tramos de transito pesado 1.00 m.

En tramos de transito liviano 0.80 m.

Donde no exista posibilidad de transito 0.60 m.

En los suelos con poca estabilidad, se deberá apuntalar la zanja para evitar desplomes de las paredes.

En los casos en que la tubería debe ser colocada en zanja cortada en roca, deberá excavarse la roca hasta un mínimo de 15 cm. por debajo del nivel de instalación de la tubería, rellenándola posteriormente con material adecuado compacto para formar apoyo uniforme.

Si los materiales que se encuentran a la profundidad de instalación de la tubería no son satisfactorios, porque pueden causar asentamiento desiguales o ser agresivos a la tubería, se deberán remover en todo el ancho de la zanja en una profundidad de 0.20 m.

El ancho de la zanja, deberá ser suficiente para la correcta instalación de la tubería así como para permitir una adecuada compactación del relleno a los lados de la misma.

Según el tipo de tubería, que se use, podrá ser necesario hacer ampliaciones de la zanja en los puntos de unión o de instalación de accesorios, para permitir una adecuada instalación de las uniones.

- **SOPORTE PARA TUBERÍA**

Cuando la tubería deba instalarse a nivel del terreno o sobre el, se deberá hacer sobre el soporte. Salvo que en los planos se indique otra cosa, los soportes serán de mampostería, concreto o en casos especiales de acero, de tal forma que aseguren la tubería firmemente contra movimiento en toda dirección.

- ANCLAJES DE TUBERÍA

En todos los puntos de cambio de dirección de las tuberías, se deberá hacer anclajes de dimensiones, peso y diseño tal que absorba el empuje producido por la presión interna en el punto de inflexión. Tales anclajes serán de mampostería o de concreto y deberán estar en firme contacto con la tubería o accesorios en el punto de inflexión.

- INSTALACIÓN DE TUBERÍA DE PVC

Se cortará la tubería a escuadra utilizando guías y luego se quitará la rebaba del corte y se limpiará el tubo de viruta interior y exteriormente. El tubo debe de penetrar en el accesorio o campana de otro tubo sin forzarlo por lo menos un tercio de la longitud de la copla, si no es posible debe afilarse o lijarse la punta del tubo.

Se aplicará el cemento solvente que debe estar completamente fluido y si el cemento empieza a endurecerse en el frasco deberá desecharse.

Antes de aplicarse el cemento solvente se debe quitar toda clase de suciedad que se encuentra en la parte que se va a aplicar, tanto en el exterior del tubo como en la superficie interior del accesorio, por medio de un trapo seco.

El cemento debe ser aplicado en una capa delgada y uniforme; puede usarse cepillo o brocha. Se deberá hacerlo rápidamente ya que el cemento seca en dos minutos aproximadamente. No se deberá exagerar el uso del solvente sino que solo darle un revestimiento a las dos piezas.

Para el ensamble se deberá hacer una rotación de $\frac{1}{4}$ de vuelta, presionando el tubo cuando la superficie esté húmeda, debiéndose dejar fija la unión por lo menos 30 minutos.

La tubería deberá colocarse cuidadosamente en la zanja y tener el cuidado al trabajarla que los operarios no se paren en ella.

Esta tubería deberá cubrirse en las primeras horas de la mañana cuando esté fría y no dilatada por la acción del calor.

- PRUEBA DE TUBERÍAS

Toda instalación de tubería deberá ser probada para resistencia y estanquedad, sometiéndola a presión interna por agua antes de hacer el relleno total de la zanja. Se deberá rellenar previamente solo aquellas partes en que se necesita en soporte del suelo como anclaje de la tubería.

La tubería será sometida a la prueba de presión con agua, después de llenarla totalmente hasta expulsar todo el aire por los puntos altos. Los tramos a probar deberán ser de preferencia aislados por las válvulas instaladas y en tramos no mayores de 400 mts,

- RELLENO DE ZANJAS

Las zanjas de instalación de tubería, deberán ser rellenadas después de la prueba de presión, tan pronto como se halla aprobado y aceptado la instalación.

El relleno se hará de la siguiente manera:

Abajo y a los lados de la tubería se deberá rellenar en capas de 7 cm., perfectamente compactados hasta media altura de la tubería. De aquí hasta 30 cms del tubo, se deberá rellenar con capas no mayores de 15 cm. El material para rellenar la zanja, hasta este nivel, deberá ser cuidadosamente escogido para que esté libre de piedras y permita una buena compactación. Si el material que se extrajo de la zanja no es adecuado, se hará el relleno con material seleccionado. De los 30 cms sobre el tubo hasta el nivel de relleno total, se hará en capas no mayores de 30 cms y el material podrá contener piedras hasta de 20 cms en su máxima dimensión a menos que se indique lo contrario.

En los lugares donde el asentamiento del relleno no es de importancia, como en las líneas de conducción instaladas en poca pendiente, no será necesario hacer la compactación desde 30 cms sobre el tubo hasta el nivel del terreno, debiendo colocarse todo el material excavado en la zanja y hasta formar un camellón uniforme sobre el terreno.

En cualquier caso todo el material de zanqueo sobrante deberá ser retirado del área de instalación y dispuesto en forma satisfactoria.

En los casos de terrenos con 20% o más de inclinación en el eje de instalación se deberán construir muros de retención del relleno, transversales al eje de la tubería y de ancho tal que queden firmemente soportados por el terreno a los lados de la zanja.

- LAVADO Y DESINFECCIÓN INTERIOR DE LA TUBERÍA

Antes de poner en servicio las tuberías instaladas deberá procederse a lavarlas y desinfectarlas interiormente.

Primero se procederá al lavado para lo que se hará circular agua a velocidad no menor de 0.60 m/seg., por un período mínimo de 15 minutos o el tiempo necesario para que circule dos veces el volumen contenido por las tuberías, según el que sea mayor.

Para la desinfección se deberá comenzar por vaciar la tubería, llenándola después con agua que contenga 20 miligramos/litro de cloro, la que se mantendrá 24 horas en la tubería. Cuando no se pueda vaciar previamente la tubería, se introducirá un volumen dos veces mayor que el volumen de agua contenida, proporcionando escapes en todos los extremos durante la aplicación del agua clorada para desinfección.

Después de las 24 horas, se vaciarán las tuberías o se procederá a lavarlas haciendo circular agua en cantidad suficiente para eliminar la empleada para la desinfección. El agua a emplearse para el lavado final será de calidad igual a la que circulará por la tubería en su funcionamiento normal.

Materiales

- TUBERÍA Y ACCESORIOS PVC

La tubería de PVC será rígida, estabilizada con estaño y debe satisfacer la norma ASTM-D 2241-00. Será para una presión de trabajo mínima de:

Para tubo de ½" 315 psi, para tubo de ¾ 250 psi, para tubo de diámetro igual o mayor de 1" la presión que se indique en las bases especiales o en los planos. Las uniones deben ser conectadas por medio de campana y espiga. Los accesorios serán de la misma clase.

El solvente será el recomendado por el fabricante de la tubería. Los materiales serán almacenados en una forma que garantice la preservación de calidad y se colocarán de manera que permitan una fácil inspección.

Se almacenarán bajo techo o a la intemperie protegidos de forma que no reciban directamente los rayos del sol.

Tanque de captación y almacenamiento

Los muros de los tanques serán de concreto ciclópeo proporción 1/3 de piedra grande de 6" + 2/3 de concreto pobre.

Para las losas se utilizará concreto con una resistencia de ruptura a compresión de 210 kg/cm², con una proporción de 1:2:3, cemento, arena de río y piedrín de ½".

El acero de refuerzo a utilizar será grado 40 (2810 kg/cm²), en todas las tapaderas del proyecto se anclarán ganchos de hierro de ½" de tal forma que puedan cerrarse con candado.

Las paredes internas de los tanques se deberán impermeabilizar por medio de un mortero de sabieta con una proporción 1:2 de cemento y arena de río cernida. Las paredes quedarán debidamente alisadas en su parte interior.

3. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

3.1 Marco legal

La evaluación de impacto ambiental, conocida también por sus siglas como EIA, es una forma estructurada de obtener y evaluar información ambiental antes de su uso en la toma de decisiones como parte del proceso de desarrollo.

Esta información básicamente de predicciones de cómo se espera que el ambiente cambie si ciertas alternativas de acción se implementan y de consejos para saber cuales son las opciones más favorables que no provoquen cambios ambientales. El EIA es entonces un instrumento de acción con insumos técnicos, no es una ayuda técnica a la cual se agregan aspectos administrativos.

3.2 Impactos ambientales

Para proyectos de acueductos, los impactos ambientales son generalmente los siguientes:

- **Uso de sustancias o materiales:** debido a la obra civil que es necesario construir y a la necesidad de unión de los tubos, es necesario la utilización de cemento Pórtland para la obra civil y de cemento solvente para la unión de tubos.

- Combustibles utilizados y gases emanados: por lo regular, los únicos combustibles que se utilizan en acueductos son los utilizados por los vehículos que llevan los materiales a la comunidad, y los vehículos del personal que supervisa y construye el proyecto.
- Residuos contaminantes: los residuos sólidos se derivan únicamente en la fase de construcción y están constituidos por los materiales sobrantes, tales como madera, papel, viruta de tubos de PVC y restos de acero.
- Descargas de aguas residuales: teniendo o no sistema de drenaje en la comunidad, las descargas de aguas residuales se limitan a las provenientes del lavado de enseres de comida y ropa en las pilas domiciliarias de la comunidad.

3.3 Plan de gestión ambiental

Durante el proceso de construcción será generado suelo suelto y polvo, el cual será remojado para minimizar dicho impacto. Tanto en la etapa de construcción como en la de operación, no se generará ningún tipo de emisión de gases, ni humo a la atmósfera. En la construcción de las diferentes obras que requieran concreto, se tendrá que llevar un control adecuado y ordenado de todos los sobrantes de desechos sólidos no biodegradables, ni orgánicos, como bolsas vacías de cemento y sobrantes de otros materiales como lo son: tubos, clavos, envases plásticos etc., los que serán llevados hacia otro lugar donde se podrán arrojar a la basura o reutilizarlo si se pudiera.

En cuanto a la contaminación auditiva los únicos ruidos que se pudieran generar son los hechos por los trabajadores en el momento de realizar el zanjeo, colocación de tubería, colocación de accesorios o fundición de alguna

obra de concreto, con lo cual se determina que no representara ningún impacto ambiental.

La contaminación visual se generará por la acumulación del material suelto, el cual al rellenar las zanjas se reutilizará y el resto se recogerá y depositará en un lugar adecuado, con lo cual dicha contaminación desaparecerá. Los desperdicios de material generarán contaminación visual la cual será eliminada antes de la entrega del proyecto.

Debido a la instalación de la tubería será necesario cortar la vegetación existente que tenga el mismo recorrido que la tubería, pero debido a la ubicación del proyecto, no provocará tala de árboles ni la destrucción de la flora o fauna.

3.4 Medidas de mitigación

Las actividades a desarrollar por la ejecución del proyecto contempla el compromiso del comité de iniciar las gestiones necesarias ante las autoridades municipales para los estudios de las obras civiles a realizar en la obra.

Se informará en los talleres de capacitación, al comité y población en general, sobre la importancia de los bosques y el impacto de la disminución del caudal de la fuente en época de estiaje.

3.4.1 En construcción

Las medidas de mitigación en construcción se ilustran en la tabla XXIV

3.4.2 En operación

Al igual que en construcción las medidas de mitigación en operación se ilustran en la tabla siguiente.

Tabla XXV. Medidas de mitigación en construcción y operación.

ALTERACIONES	MEDIDAS DE MITIGACIÓN
Paisaje	
Disminución del caudal de fuentes a abastecimiento	Implementación de un plan de reforestación
Modificación visual al área de los tanques semienterrados	Implementación de barrera visual con árboles y arbustos propios de la región alrededor de los tanques
Sistema atmosférico	
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
Sistema lítico y edáfico	
Movimiento de tierra y relleno, sin extracción del área de manejo	Manejo ordenado de volumen extraído
	Compactación adecuada en áreas de relleno
Sociedad	
Inconvenientes en la circulación Peatonal y vehicular	Correcta señalización del área de Trabajo
	Previsión de espacio libre para circulación
Disposición de desechos	
Disposición de excretas y aguas Servidas	Instalación de letrinas móviles, solicitando el servicio de limpieza correspondiente

4. EVALUACIÓN SOCIO-ECONÓMICA

La evaluación del proyecto tiene como propósito principal identificar los beneficios y luego valorizarlos adecuadamente, para elaborar indicadores de su rentabilidad social a través del análisis de beneficio costo. La definición de los beneficios o productos del proyecto se verifica a partir de los aspectos físicos del mismo, ya que el flujo de beneficios es una función directa de la capacidad instalada del proyecto, tomando en cuenta su utilización para todo el año.

Para hacer la evaluación del proyecto, el flujo de beneficios se elabora de acuerdo con la naturaleza de los beneficios establecidos. En todo caso deben definirse y medirse los beneficios incrementados, ciclo a ciclo, los cuales deben ser atribuidos exclusivamente al proyecto; es decir, aquellos que sean resultado de la presencia del proyecto en la comunidad.

Con relación a los costos, éstos se distinguen básicamente en: costos de inversión, que son aquellos en los que se debe incurrir para instalar el proyecto, es decir los que se ejecutan entre el primer desembolso y el momento en que se pone a funcionar; los costos de reposición, serán aquellos que se deben hacer para reponer los elementos que se vayan desgastando o cayendo en obsolescencia, como consecuencia del uso del proyecto durante su vida útil; los costos por reposición también denominados costos de mantenimiento; y por ultimo los costos de funcionamiento que son aquellos que necesariamente deben ocurrir para la operación del proyecto, para que éste siga aportando los beneficios previstos en la evaluación.

4.1 Valor presente neto

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 oscila entre el 12%. Viene dada por la fórmula:

$$VPN = - CI - CO*(P/A,i,n) + IG(P/A,i,n)$$

Donde:

VPN = Valor presente neto

CI = Costo inicial = Q 1, 076,191.24

CO = Costo anual de operación y mantenimiento = Q 49,200.00

IG = Cota fija anual de ingresos = Q 61,500.00

n = Vida útil del proyecto = 20 años

i = Interés 12%

$$VPN = -Q 1, 076,191.24 - Q49,200(P/A,12\%,20) + Q61,500(P/A,12\%,20)$$

$$VPN = -Q 1, 076,191.24 - Q 367,496.93 + Q 459,370.78$$

$$\mathbf{VPN = - Q 984,317.39}$$

El valor presente es negativo debido a que la inversión inicial es muy alta y el ingreso anual es muy bajo. Lo que si nos garantiza es que la tarifa propuesta, podrá cubrir todos los gastos en operación y mantenimiento que se necesita durante el período de funcionamiento.

Debido a las características del proyecto, esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea o no gubernamental.

4.2 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:

Costo = Inversión inicial – VPN

Costo = Q 1, 076,191.24 – Q 984,317.39

Costo = Q 91,873.85

Beneficio = No. De habitantes beneficiadas (futuro)

$$\text{Costo/Beneficio} = \frac{Q91,873.85}{1,935\text{hab}} = Q47.48/\text{hab}$$

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

CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) tiene como fin primordial; contribuir con el desarrollo comunitario, brindando el apoyo técnico necesario a diversas instituciones gubernamentales y no gubernamentales. Para el estudiante es una fuente de crecimiento tanto en experiencia como en adquisición de criterios para la solución de proyectos reales.
2. El diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el área urbana del municipio de San Pablo Tamahú, A.V. funcionará por gravedad y esta diseñada para abastecer en el año 2,029 a 1,935 habitantes, tomando en cuenta la calidad y cantidad de agua de la fuente de abastecimiento.
3. El caudal de aforo calculado en la fuente de abastecimiento fue de 26.64 lts/seg, pero debido a que se realizó en el mes de febrero se determino un 70% del caudal calculado por motivo de sequía en época de verano, quedando al final un caudal de 18.65 lts/seg.
4. De acuerdo a los resultados obtenidos en el examen bacteriológico, el agua de la fuente de abastecimiento no es completamente potable, por lo que existe la necesidad de tratar el agua antes de su consumo.

5. Mediante la evaluación socio-económica, se determino que la inversión inicial (Q 1, 076,191.24) no es recuperable y ésta deberá ser proporcionada por alguna institución sea o no gubernamental para su ejecución. Los gastos de operación y mantenimiento del sistema será auto sostenible con la contribución vecinal establecida.

6. Los presupuestos y cronogramas de ejecución establecidos en este trabajo de graduación, son una referencia y no se deben tomar como definitivas, debido a que estos, están sujetos a cambios económicos.

RECOMENDACIONES

1. Es necesario que la comunidad brinde la protección necesaria para la conservación de la fuente de abastecimiento, circulando el predio para no permitir el ingreso de personas y animales. Además se debe contemplar un plan de reforestación en el área para evitar la disminución de su caudal en época seca.
2. Al momento de realizar este proyecto, se debe contemplar la contratación de personal calificada, para ejecutar la obra, según lo especificado en el estudio.
3. Capacitar al personal (fontanero) que se encarga de la operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua potable.
4. Aplicar un estricto control bacteriológico al sistema de agua potable, por lo que el fontanero deberá corroborar constantemente que el sistema de cloración permanezca en óptimas condiciones y con la dosificación adecuada.
5. Promover el pago de la tarifa del servicio de agua potable, la cual servirá par sostener los gastos de operación y mantenimiento del sistema
6. Educar y concientizar a la población respecto al buen uso que hay que darle al sistema de abastecimiento de agua potable.

BIBLIOGRAFÍA

1. Comisión Guatemalteca de Normas COGUANOR. **Normas para exámenes bacteriológico y físico-químico sanitario**, Norma COGUANOR 29001. Guatemala.
2. Estrada Hurtarte, Gustavo Adolfo. Manual de cuantificación de materiales para urbanizaciones y edificaciones. Tesis Ing. Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1990.
3. Instituto de Fomento Municipal INFOM. **Normas generales para el diseño de sistema de abastecimiento de agua potable**. Guatemala, 1979.
4. Instituto de Fomento Municipal INFOM. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales UNEPAR. **Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales**. Guatemala, 1997.
5. Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. **Guía para la preparación, construcción y supervisión de abastecimiento de agua potable y saneamiento**. Guatemala, 1991.

APÉNDICE A. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

LIBRETA TOPOGRÁFICA								
ÁREA URBANA, MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, A.V.								
EST	P.O.	AZIMUT			D.H	COTA	No. CASAS	OBS.
		GRAD	MIN.	SEG.				
	0					1000.000		Hacia Tukurú A.V.
0	1	74	36	50	57.85	1002.635	2	Red Distribución
1	2	109	3	58	86.47	1009.510	0	Red Distribución
2	3	97	30	0	47.23	1014.900	2	Red Distribución
3	4	61	2	45	49.74	1018.193	2	Red Distribución
4	5	66	30	50	37.89	1020.410	2	Red Distribución
5	6	73	56	40	35.88	1022.855	4	Red Distribución
6	7	59	10	0	125.84	1027.637	5	Red Distribución
7	8	53	7	20	56.82	1030.777	3	Red Distribución
8	9	46	45	10	20.99	1031.367	2	Red Distribución
9	9.1	76	46	55	16.99	1031.809	0	Red Distribución
9.1	9.2	59	23	41	77.67	1036.594	8	Red Distribución
9.2	12.1	58	29	0	53.52	1041.924	3	Red Distribución
9.2	9.3	149	51	5	28.00	1037.364	2	Red Distribución
9.3	12.3	61	57	34	46.78	1040.444	5	Red Distribución
9.3	9.4	244	6	0	80.71	1032.439	11	Red Distribución
9.4	9.1	337	21	34	21.59	1031.809	0	Red Distribución
9	10	31	4	58	71.85	1034.732	9	Red Distribución
10	11	61	36	5	32.98	1035.767	4	Red Distribución
11	9.2	152	54	35	37.96	1036.594	5	Red Distribución
11	11.1	27	38	20	49.96	1040.092	3	Red Distribución
11.1	11.2	26	36	0	77.42	1047.372	9	Red Distribución
11.2	11.3	72	18	52	51.63	1051.937	4	Red Distribución
11.3	11.4	70	51	36	64.75	1056.202	10	Red Distribución
11.3	11.9	162	25	20	64.75	1048.137	9	Red Distribución

LIBRETA TOPOGRÁFICA
ÁREA URBANA, MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, A.V.

EST	P.O.	AZIMUT			D.H	COTA	No. CASAS	OBS.
		GRAD	MIN.	SEG.				
11.4	11.5	81	55	48	39.99	1056.992	7	Red Distribución
11.4	11.7	153	47	15	65.37	1050.102	6	Red Distribución
11.5	11.6	152	24	50	51.94	1055.687	5	Red Distribución
11.6	11.7	242	12	10	39.00	1050.102	2	Red Distribución
11.7	11.8	245	9	22	61.27	1048.202	8	Red Distribución
11.8	11.9	255	51	5	12.96	1048.137	1	Red Distribución
11.9	11.1	242	51	0	40.29	1040.092	2	Red Distribución
11	12	66	55	5	54.60	1041.182	6	Red Distribución
12	11.8	330	37	55	50.96	1048.202	4	Red Distribución
12	12.1	155	1	15	30.00	1041.924	0	Red Distribución
12.1	12.2	147	45	50	30.99	1041.089	1	Red Distribución
12.2	12.3	239	38	30	7.89	1040.444	1	Red Distribución
12.2	13.2	59	45	10	77.42	1048.394	6	Red Distribución
12.3	12.4	143	56	50	45.34	1033.364	2	Red Distribución
12.4	12.5	126	43	0	19.45	1030.824	0	Red Distribución
12.5	12.6	172	3	10	17.93	1030.384	2	Red Distribución
12.6	12.7	132	36	30	24.69	1025.029	2	Centro Salud
12	13	68	4	0	99.01	1051.154	1	Red Distribución
13	11.6	332	30	10	57.89	1055.667	0	Red Distribución
13	13.1	155	1	0	25.99	1050.514	0	Red Distribución
13.1	13.2	193	34	49	28.66	1048.394	0	Red Distribución
13.2	13.3	82	59	10	69.95	1051.019	2	Red Distribución
13.3	13.4	77	15	55	48.00	1051.049	6	Hacia Tactic A.V.
13.3	13.5	351	26	45	38.28	1051.039	2	Red Distribución
13	14	81	38	0	35.99	1051.769	0	Red Distribución

LIBRETA TOPOGRÁFICA								
ÁREA URBANA, MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ, A.V.								
EST	P.O.	AZIMUT			D.H	COTA	No. CASAS	OBS.
		GRAD	MIN.	SEG.				
14	13.5	107	35	0	33.96	1051.039	2	Red Distribución
14	15	334	10	10	72.84	1061.187	7	Red Distribución
15	11.6	237	34	0	36.26	1055.667	2	Red Distribución
15	16	60	48	20	43.65	1065.935	5	Red Distribución
16	17	87	22	0	43.87	1063.940	7	Red Distribución
17	17.1	65	38	30	45.80	1060.450	5	Red Distribución
17	18	23	29	0	76.83	1076.055	7	Tanq. Distribución
18	19	24	2	40	25.42	1078.585	0	L. Conducción
19	20	73	14	0	17.53	1082.475	0	L. Conducción
20	21	355	42	45	23.87	1084.610	0	L. Conducción
21	22	317	17	0	31.97	1093.165	0	L. Conducción
22	23	20	19	0	33.29	1100.040	0	L. Conducción
23	24	106	31	0	15.98	1100.265	0	L. Conducción
24	25	13	53	30	19.99	1100.755	0	L. Conducción
25	26	327	38	58	6.89	1102.250	0	L. Conducción
26	27	29	28	0	55.63	1113.770	0	L. Conducción
27	28	10	25	0	47.98	1124.000	0	L. Conducción
28	29	74	25	0	39.64	1128.325	0	L. Conducción
29	30	49	49	0	9.98	1128.985	0	L. Conducción
30	31	30	28	55	24.00	1128.865	0	L. Conducción
31	32	29	31	10	24.26	1135.112	0	Tanq. Captación

APÉNDICE B. CALIDAD DE AGUA



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

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				O.T. No. 22 468	INF. No. 23027
INTERESADO:		<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>		PROYECTO: <u>CONTROL DE CALIDAD</u>	
RECOLECTADA POR:		<u>Elder Armando Chiquín López</u>		DEPENDENCIA: <u>USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:		<u>Sector III Caserio Panhorma</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2007-11-12, 07 h 45 min.</u>	
FUENTE:		<u>Nacimiento</u>		<u>2007-11-12, 15 h 07 min.</u>	
MUNICIPIO:		<u>San Pablo Tamahú</u>		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Sin refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO:		<u>Alta Verapaz</u>			
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	<u>Claro</u>	4. OLOR:	<u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	<u>32 ° C</u>
2. COLOR:	<u>01,00 Unidades</u>	5. SABOR:	<u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	<u>272,00 µmhos/cm</u>
3. TURBIEDAD:	<u>00,28 UNT</u>	6.potencial de Hidrógeno (pH) :	<u>07,70 unidades</u>		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,22	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,00	11. SOLIDOS TOTALES	158,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,06	12. SOLIDOS VOLÁTILES	11,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	02,42	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	147,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	00,027	10. DUREZA TOTAL	150,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	144,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	156,00	156,00		

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.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR N° 04-2007 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2007-11-16

Vo.Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
 DIRECTOR CH/USAC



Zenón Much Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio





LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
 "DOCTORA ALBA TABARINI MOLINA"
 CENTRO DE INVESTIGACIONES (CII)
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO		O.T. No.22468	INF. No.A-294 803
INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Elder Armando Chiquín López</u>	DEPENDENCIA:	<u>USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Sector III Caserío Panhorna</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2007-11-12; 07 h 45 min.</u>
FUENTE:	<u>Nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2007-11-12; 15 h 07 min</u>
MUNICIPIO:	<u>San Pablo Tamahú</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>En refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Alta Verapaz</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION 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		33	7

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSIÓN: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

Guatemala, 2007-11-16

Vo.Bo.

Zenón Much Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio

**APÉNDICE C. DIÁMETROS INTERNOS DE TUBERÍA PVC
PARA DISEÑOS DE ACUEDCUTOS**

Diámetro Comercial	Diámetro Interior 100 psi	Diámetro Interior 125 psi	Diámetro Interior 160 psi	Diámetro Interior 250 psi	Diámetro Interior 315 psi
1/2"					0.716"
3/4"				0.926"	
1"			1.195"	1.161"	
1 1/4"			1.532"	1.464"	
1 1/2"			1.754"	1.676"	
2"			2.193"	2.095"	
2 1/2"			2.655"	2.537"	
3"		3.284"	3.230"	3.088"	
4"	4.280"	4.224"	4.154"	3.970"	
6"	6.301"	6.217"	6.115"	5.845"	
8"	8.205"	8.095"	7.961"	7.609"	

APÉNDICE D. CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ÁREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ

COSTO DE MATERIALES

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.	TOTAL
1	TUBERÍA Y ACCESORIOS				
1.1	Tubería con campana PVC 6" de 160 psi	Und	32	Q 1,157.98	Q 37,055.36
1.2	Tubería con campana PVC 4" de 160 psi	Und	2	Q 535.09	Q 1,070.18
1.3	Tubería con campana PVC 3" de 160 psi	Und	33	Q 324.70	Q 10,715.10
1.4	Tubería con campana PVC 2 1/2" de 160 psi	Und	149	Q 217.41	Q 32,394.09
1.5	Tubería con campana PVC 2" de 160 psi	Und	106	Q 148.34	Q 15,724.04
1.6	Tubería con campana PVC 1 1/2" de 160 psi	Und	167	Q 95.20	Q 15,898.40
1.7	Tubería con campana PVC 1 1/4" de 160 psi	Und	15	Q 72.88	Q 1,093.20
1.8	Tubería con campana PVC 1" de 160 psi	Und	112	Q 53.72	Q 6,016.64
1.9	Tubería con campana PVC 3/4" de 250 psi	Und	28	Q 43.71	Q 1,223.88
1.10	Tubería con campana PVC 1/2" de 315 psi	Und	677	Q 34.44	Q 23,315.88
1.11	Tee de 6" PVC	Und	20	Q 872.53	Q 17,450.60
1.12	Tee de 3" PVC	Und	13	Q 90.29	Q 1,173.77
1.13	Tee de 2 1/2" PVC	Und	21	Q 70.96	Q 1,490.16
1.14	Tee de 2" PVC	Und	37	Q 17.87	Q 661.19
1.15	Tee de 1 1/2" PVC	Und	65	Q 13.30	Q 864.50
1.16	Tee de 1 1/4" PVC	Und	7	Q 10.86	Q 76.02
1.17	Tee de 1" PVC	Und	55	Q 6.89	Q 378.95
1.18	Tee de 3/4" PVC	Und	1	Q 3.52	Q 3.52
1.19	Cruz de 2 1/2" PVC	Und	1	Q 195.06	Q 195.06
1.20	Yee de 6" PVC	Und	1	Q 325.56	Q 325.56
1.21	Yee de 2 1/2" PVC	Und	2	Q 191.05	Q 382.10
1.22	Bushing reductor de 6" a 4" PVC	Und	1	Q 268.24	Q 268.24
1.23	Bushing reductor de 6" a 3" PVC	Und	22	Q 268.24	Q 5,901.28
1.24	Bushing reductor de 4" a 2 1/2" PVC	Und	2	Q 87.30	Q 174.60
1.25	Bushing reductor de 4" a 1 1/2" PVC	Und	1	Q 87.30	Q 87.30
1.26	Bushing reductor de 3" a 2 1/2" PVC	Und	3	Q 54.86	Q 164.58
1.27	Bushing reductor de 3" a 2" PVC	Und	2	Q 54.86	Q 109.72
1.28	Bushing reductor de 3" a 1 1/4" PVC	Und	1	Q 54.86	Q 54.86
1.29	Bushing reductor de 3" a 1" PVC	Und	1	Q 54.86	Q 54.86
1.30	Bushing reductor de 2 1/2" a 2" PVC	Und	2	Q 34.80	Q 69.60
1.31	Bushing reductor de 2 1/2" a 1 1/4" PVC	Und	1	Q 34.80	Q 34.80
1.32	Bushing reductor de 2 1/2" a 3/4" PVC	Und	1	Q 34.80	Q 34.80
1.33	Bushing reductor de 2" a 1 1/2" PVC	Und	1	Q 11.61	Q 11.61
1.34	Bushing reductor de 2" a 1 1/4" PVC	Und	1	Q 11.61	Q 11.61
1.35	Bushing reductor de 2" a 1" PVC	Und	3	Q 11.61	Q 34.83
1.36	Bushing reductor de 2" a 3/4" PVC	Und	1	Q 11.61	Q 11.61
1.37	Bushing reductor de 1 1/2" a 1" PVC	Und	5	Q 6.89	Q 34.45

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.	TOTAL
1.38	Bushing reductor de 1 1/4" a 1" PVC	Und	1	Q 6.73	Q 6.73
1.39	Bushing reductor de 1 1/4" a 3/4" PVC	Und	1	Q 6.73	Q 6.73
1.40	Bushing reductor de 3" a 3/4" PVC	Und	30	Q 54.86	Q 1,645.80
1.41	Bushing reductor de 2 1/2" a 1/2" PVC	Und	20	Q 34.80	Q 696.00
1.42	Bushing reductor de 2" a 1/2" PVC	Und	32	Q 11.61	Q 371.52
1.43	Bushing reductor de 1 1/2" a 1/2" PVC	Und	61	Q 6.89	Q 420.29
1.44	Bushing reductor de 1 1/4" a 1/2" PVC	Und	6	Q 6.73	Q 40.38
1.45	Bushing reductor de 1" a 1/2" PVC	Und	55	Q 3.99	Q 219.45
1.46	Bushing reductor de 3/4" a 1/2" PVC	Und	31	Q 2.44	Q 75.64
1.47	Codo de 45 grados de 6" PVC	Und	1	Q 559.91	Q 559.91
1.48	Codo de 45 grados de 3" PVC	Und	1	Q 81.94	Q 81.94
1.49	Codo de 45 grados de 2 1/2" PVC	Und	10	Q 73.28	Q 732.80
1.50	Codo de 45 grados de 2" PVC	Und	2	Q 18.29	Q 36.58
1.51	Codo de 45 grados de 1 1/2" PVC	Und	3	Q 14.43	Q 43.29
1.52	Codo de 45 grados de 1" PVC	Und	3	Q 8.63	Q 25.89
1.53	Codo de 45 grados de 3/4" PVC	Und	1	Q 6.73	Q 6.73
1.54	Codo de 45 grados de 1/2" PVC	Und	15	Q 5.01	Q 75.15
1.55	Codo de 90 grados de 4" PVC	Und	1	Q 97.11	Q 97.11
1.56	Codo de 90 grados de 3" PVC	Und	10	Q 82.65	Q 826.50
1.57	Codo de 90 grados de 2 1/2" PVC	Und	3	Q 76.49	Q 229.47
1.58	Codo de 90 grados de 1 1/2" PVC	Und	2	Q 10.11	Q 20.22
1.59	Codo de 90 grados de 1/2" PVC	Und	420	Q 1.81	Q 760.20
1.60	Sifón a seguir de 4" PVC	Und	1	Q 873.50	Q 873.50
1.61	Sifón a seguir de 3" PVC	Und	2	Q 425.53	Q 851.06
1.62	Tapón hembra de 2 1/2" PVC	Und	1	Q 40.52	Q 40.52
1.63	Tapón hembra de 1 1/2" PVC	Und	1	Q 6.89	Q 6.89
1.64	Tapón hembra de 1 1/4" PVC	Und	1	Q 5.76	Q 5.76
1.65	Tapón hembra de 1" PVC	Und	8	Q 4.05	Q 32.40
1.66	Tapón hembra de 3/4" PVC	Und	3	Q 2.44	Q 7.32
1.67	Válvula de compuerta de 6" de hg.	Und	1	Q 3,312.99	Q 3,312.99
1.68	Válvula de compuerta de 3" de br.	Und	2	Q 638.01	Q 1,276.02
1.69	Válvula de compuerta de 2 1/2" de br.	Und	4	Q 478.70	Q 1,914.80
1.70	Válvula de compuerta de 1 1/2" de br.	Und	1	Q 198.06	Q 198.06
1.71	Válvula de compuerta de 1" de br.	Und	1	Q 102.78	Q 102.78
1.72	Válvulas de paso de 1/2"	Und	205	Q 57.97	Q 11,883.85
1.73	Válvulas de globo de 1/2"	Und	205	Q 56.24	Q 11,529.20
1.74	Adaptador macho de 6" PVC	Und	2	Q 301.39	Q 602.78
1.75	Adaptador macho de 3" PVC	Und	4	Q 40.52	Q 162.08
1.76	Adaptador macho de 2 1/2" PVC	Und	8	Q 28.34	Q 226.72
1.77	Adaptador macho de 1 1/2" PVC	Und	2	Q 7.32	Q 14.64
1.78	Adaptador macho de 1" PVC	Und	2	Q 5.40	Q 10.80
1.79	Adaptador macho de 1/2" PVC	Und	840	Q 1.40	Q 1,176.00
1.80	Adaptador hembra de 1/2" PVC	Und	205	Q 2.63	Q 539.15
1.81	Llave de chorro de 1/2"	Und	205	Q 21.21	Q 4,348.05

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.	TOTAL
1.82	Pichacha plástica de 3" a la salida	Und	1	Q 185.51	Q 185.51
1.83	Pichacha plástica de 4" a la salida	Und	1	Q 845.25	Q 845.25
1.84	Hipoclorador de tabletas	Und	1	Q 5,775.00	Q 5,775.00
1.85	Cemento Solvente	1/4 galón	47	Q 121.46	Q 5,708.62
1.86	Tinner	galón	13	Q 29.40	Q 382.20
1.87	Wipe	Lbs	50	Q 2.36	Q 118.00
1.88	Candado de 60 mm	Und	11	Q 126.00	Q 1,386.00
2	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN				
2.1	Cemento	Sacos	1435	Q 63.00	Q 90,405.00
2.2	Arena de río	m ³	136	Q 210.00	Q 28,560.00
2.3	Piedrín	m ³	183	Q 189.00	Q 34,587.00
2.4	Piedra de bola	m ³	81	Q 189.00	Q 15,309.00
2.5	Hierro No. 2	Varillas	247	Q 19.43	Q 4,799.21
2.6	Hierro No. 3	Varillas	642	Q 40.43	Q 25,956.06
2.7	Hierro No. 4	Varillas	44	Q 75.08	Q 3,303.52
2.8	Hierro No. 5	Varillas	19	Q 105.00	Q 1,995.00
2.9	Hierro No. 6	Varillas	5	Q 175.35	Q 876.75
2.10	Alambre de amarre calibre 16	Lbs	275	Q 8.40	Q 2,310.00
2.11	Alambre espigado	Rollo	2	Q 288.75	Q 577.50
2.12	Clavos para madera de 3"	Lbs	165	Q 8.40	Q 1,386.00
2.13	Grapas	Lbs	6	Q 9.45	Q 56.70
2.14	Tablas de 1"x12"x10'	P-T	5190	Q 6.30	Q 32,697.00
2.15	Párales de 3"x3"x10'	P-T	1876	Q 6.30	Q 11,818.80
2.16	Tendales de 3"x4"x10'	P-T	590	Q 6.30	Q 3,717.00
2.17	Postes	Und	50	Q 6.30	Q 315.00
2.18	Block 0.15x0.20x0.40	Und	752	Q 3.94	Q 2,962.88
2.19	Puerta de metal	Und	1	Q 1,890.00	Q 1,890.00
	TOTAL EN MATERIALES				Q 498,583.65
	Transporte de material 5%	Global	1		Q 24,929.18
	herramientas y equipo 10%	Global	1		Q 49,858.36
	COSTO TOTAL				Q 573,371.20

APÉNDICE E. PRESUPUESTO

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ÁREA URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAHÚ DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ

PRESUPUESTO DESGLOSADO POR RENGLONES

1	DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN	UNIDAD	CANT	P. U.	TOTAL
1	TANQUE DE CAPTACIÓN	UND	1	Q 53,411.52	Q 53,411.52
1	TUBERÍA Y ACCESORIOS				
1.1	Tubería con campana PVC 4" de 160 psi	Und	1	Q 535.09	Q 535.09
1.2	Tubería con campana PVC 3" de 160 psi	Und	2	Q 324.70	Q 649.40
1.3	Sifón a seguir de 4" PVC	Und	1	Q 873.50	Q 873.50
1.4	Sifón a seguir de 3" PVC	Und	1	Q 425.53	Q 425.53
1.5	Codo de 90 grados de 4" PVC	Und	1	Q 97.11	Q 97.11
1.6	Codo de 90 grados de 3" PVC	Und	1	Q 82.65	Q 82.65
1.7	Adaptador macho de 2 1/2" PVC	Und	2	Q 28.34	Q 56.68
1.8	Pichacha plástica de 3" a la salida	Und	1	Q 185.51	Q 185.51
1.9	Válvula de compuerta de 2 1/2" de br.	Und	1	Q 478.70	Q 478.70
1.10	Bushing reductor de 3" a 2 1/2" PVC	Und	1	Q 54.86	Q 54.86
1.11	Candado de 60 mm	Und	1	Q 126.00	Q 126.00
2	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN				
2.1	Cemento	Sacos	95	Q 63.00	Q 5,985.00
2.2	Arena de río	m ³	9	Q 210.00	Q 1,890.00
2.3	Piedrín	m ³	11	Q 189.00	Q 2,079.00
2.4	Piedra de bola	m ³	6	Q 189.00	Q 1,134.00
2.5	Hierro No. 2	Varillas	3	Q 19.43	Q 58.29
2.6	Hierro No. 3	Varillas	48	Q 40.43	Q 1,940.64
2.7	Hierro No. 4	Varillas	4	Q 75.08	Q 300.32
2.8	Alambre de amarre calibre 16	Lbs	20	Q 8.40	Q 168.00
2.9	Alambre espigado	Rollo	2	Q 288.75	Q 577.50
2.10	Clavos para madera de 3"	Lbs	50	Q 8.40	Q 420.00
2.11	Grapas	Lbs	6	Q 9.45	Q 56.70
2.12	70 Tablas de 1"x12"x10'	P-T	700	Q 6.30	Q 4,410.00
2.13	35 Párales de 3"x3"x10'	P-T	263	Q 6.30	Q 1,656.90
2.14	5 Tendales de 3"x4"x10'	P-T	50	Q 6.30	Q 315.00
2.15	Postes	Und	50	Q 6.30	Q 315.00
	TOTAL EN MATERIALES				Q 24,871.38
	Transporte de material 5%	Global	1		Q 1,243.57
	herramientas y equipo 10%	Global	1		Q 2,487.14
3	MANO DE OBRA				
3.1	Mano de obra calificada	Día-Hom	60	Q 126.00	Q 7,560.00
3.2	Mano de obra no calificada 45%				Q 3,402.00
	TOTAL EN MANO DE OBRA				Q 10,962.00
	SUB-TOTAL COSTO DIRECTO				Q 39,564.09

COSTO INDIRECTO					
	Administración	%	10		Q 3,956.41
	Imprevistos	%	10		Q 3,956.41
	Supervisión	%	15		Q 5,934.61
	SUB-TOTAL COSTO INDIRECTO				Q 13,847.43

COSTO TOTAL DEL RENGLÓN				Q 53,411.52
--------------------------------	--	--	--	--------------------

DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN	UNIDAD	CANT	P. U.	TOTAL
2 LINEA DE CONDUCCIÓN	ML	395.25	Q 123.07	Q 48,644.70

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.	TOTAL
1 TUBERÍA Y ACCESORIOS				
1.1 Tubería con campana PVC 2 1/2" de 160 psi	Und	73	Q 217.41	Q 15,870.93
1.2 Codo de 45 grados de 2 1/2" PVC	Und	8	Q 73.28	Q 586.24
1.3 Codo de 90 grados de 2 1/2" PVC	Und	2	Q 76.49	Q 152.98
1.4 Cemento Solvente	1/4 galón	2	Q 121.46	Q 242.92
1.5 Tinner	galón	1	Q 29.40	Q 29.40
1.6 Wipe	Lbs	5	Q 2.36	Q 11.80
2 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN				
2.1 Cemento	Sacos	34	Q 63.00	Q 2,142.00
2.2 Arena de río	m ³	2	Q 210.00	Q 420.00
2.3 Piedrín	m ³	4	Q 189.00	Q 756.00
TOTAL EN MATERIALES				Q 20,212.27
Transporte de material 5%	Global	1		Q 1,010.61
herramientas y equipo 10%	Global	1		Q 2,021.23
3 MANO DE OBRA				
3.1 Mano de obra calificada	Día-Hom	70	Q 126.00	Q 8,820.00
3.2 Mano de obra no calificada 45%				Q 3,969.00
TOTAL EN MANO DE OBRA				Q 12,789.00
SUB-TOTAL COSTO DIRECTO				Q 36,033.11

COSTO INDIRECTO					
	Administración	%	10		Q 3,603.31
	Imprevistos	%	10		Q 3,603.31
	Supervisión	%	15		Q 5,404.97
	SUB-TOTAL COSTO INDIRECTO				Q 12,611.59

COSTO TOTAL DEL RENGLÓN				Q 48,644.70
--------------------------------	--	--	--	--------------------

DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN		UNIDAD	CANT	P. U.	TOTAL
3	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	UND	1	Q 405,878.86	Q 405,878.86
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANT	P.U.	TOTAL
1	TUBERÍA Y ACCESORIOS				
1.1	Tubería con campana PVC 4" de 160 psi	Und	1	Q 535.09	Q 535.09
1.2	Tubería con campana PVC 3" de 160 psi	Und	3	Q 324.70	Q 974.10
1.3	Sifón a seguir de 3" PVC	Und	1	Q 425.53	Q 425.53
1.4	Codo de 90 grados de 3" PVC	Und	9	Q 82.65	Q 743.85
1.5	Adaptador macho de 6" PVC	Und	2	Q 301.39	Q 602.78
1.6	Adaptador macho de 3" PVC	Und	2	Q 40.52	Q 81.04
1.7	Pichacha plástica de 4" a la salida	Und	1	Q 845.25	Q 845.25
1.8	Válvula de compuerta de 6" de hg.	Und	1	Q 3,312.99	Q 3,312.99
1.9	Válvula de compuerta de 3" de br.	Und	1	Q 638.01	Q 638.01
1.10	Bushing reductor de 6" a 4" PVC	Und	1	Q 268.24	Q 268.24
1.11	Bushing reductor de 3" a 2 1/2" PVC	Und	1	Q 54.86	Q 54.86
1.12	Candado de 60 mm	Und	3	Q 126.00	Q 378.00
2	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN				
2.1	Cemento	Sacos	994	Q 63.00	Q 62,622.00
2.2	Arena de río	m ³	99	Q 210.00	Q 20,790.00
2.3	Piedrín	m ³	132	Q 189.00	Q 24,948.00
2.4	Piedra de bola	m ³	75	Q 189.00	Q 14,175.00
2.5	Hierro No. 2	Varillas	6	Q 19.43	Q 116.58
2.6	Hierro No. 3	Varillas	498	Q 40.43	Q 20,134.14
2.7	Hierro No. 4	Varillas	40	Q 75.08	Q 3,003.20
2.8	Hierro No. 5	Varillas	19	Q 105.00	Q 1,995.00
2.9	Hierro No. 6	Varillas	5	Q 175.35	Q 876.75
2.10	Alambre de amarre calibre 16	Lbs	205	Q 8.40	Q 1,722.00
2.11	Clavos para madera de 3"	Lbs	100	Q 8.40	Q 840.00
2.14	419 Tablas de 1"x12"x10'	P-T	4190	Q 6.30	Q 26,397.00
2.15	201 Párales de 3"x3"x10'	P-T	1508	Q 6.30	Q 9,500.40
2.16	50 Tendales de 3"x4"x10'	P-T	500	Q 6.30	Q 3,150.00
2.17	Block 0.15x0.20x0.40	Und	88	Q 3.94	Q 346.72
TOTAL EN MATERIALES					Q 199,476.53
	Transporte de material 5%	Global	1		Q 9,973.83
	herramientas y equipo 10%	Global	1		Q 19,947.65
3	MANO DE OBRA				
3.1	Mano de obra calificada	Día-Hom	390	Q 126.00	Q 49,140.00
3.2	Mano de obra no calificada 45%				Q 22,113.00
TOTAL EN MANO DE OBRA					Q 71,253.00
SUB-TOTAL COSTO DIRECTO					Q 300,651.01
COSTO INDIRECTO					
	Administración	%	10		Q 30,065.10
	Imprevistos	%	10		Q 30,065.10
	Supervisión	%	15		Q 45,097.65
SUB-TOTAL COSTO INDIRECTO					Q 105,227.85
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					Q 405,878.86

DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN		UNIDAD	CANT	P. U.	TOTAL
4	HIPOCLORADOR + CASETA	UND	1	Q 44,429.34	Q 44,429.34

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.	TOTAL
1	TUBERÍA Y ACCESORIOS				
1.1	Hipoclorador de tabletas	Und	1	Q 5,775.00	Q 5,775.00
1.2	Puerta de metal	Und	1	Q 1,890.00	Q 1,890.00
1.3	Candado de 60 mm	Und	1	Q 126.00	Q 126.00
2	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN				
2.1	Cemento	Sacos	45	Q 63.00	Q 2,835.00
2.2	Arena de río	m ³	6	Q 210.00	Q 1,260.00
2.3	Piedrín	m ³	8	Q 189.00	Q 1,512.00
2.5	Hierro No. 2	Varillas	50	Q 19.43	Q 971.50
2.6	Hierro No. 3	Varillas	60	Q 40.43	Q 2,425.80
2.10	Alambre de amarre calibre 16	Lbs	20	Q 8.40	Q 168.00
2.11	Clavos para madera de 3"	Lbs	15	Q 8.40	Q 126.00
2.14	30 Tablas de 1"x12"x10'	P-T	300	Q 6.30	Q 1,890.00
2.15	14 Párales de 3"x3"x10'	P-T	105	Q 6.30	Q 661.50
2.16	4 Tendales de 3"x4"x10'	P-T	40	Q 6.30	Q 252.00
2.17	Block 0.15x0.20x0.40	Und	400	Q 3.94	Q 1,576.00
	TOTAL EN MATERIALES				Q 21,468.80
	Transporte de material 5%	Global	1		Q 1,073.44
	herramientas y equipo 10%	Global	1		Q 2,146.88
3	MANO DE OBRA				
3.1	Mano de obra calificada	Día-Hom	45	Q 126.00	Q 5,670.00
3.2	Mano de obra no calificada 45%				Q 2,551.50
	TOTAL EN MANO DE OBRA				Q 8,221.50
	SUB-TOTAL COSTO DIRECTO				Q 32,910.62

COSTO INDIRECTO					
	Administración	%	10		Q 3,291.06
	Imprevistos	%	10		Q 3,291.06
	Supervisión	%	15		Q 4,936.59
	SUB-TOTAL COSTO INDIRECTO				Q 11,518.72

	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN				Q 44,429.34
--	--------------------------------	--	--	--	--------------------

DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN		UNIDAD	CANT	P. U.		TOTAL
5	RED DE DISTRIBUCIÓN	ML	3072.3	Q	89.92	Q 276,273.45

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.		TOTAL
1	TUBERÍA Y ACCESORIOS					
1.1	Tubería con campana PVC 6" de 160 psi	Und	32	Q	1,157.98	Q 37,055.36
1.2	Tubería con campana PVC 3" de 160 psi	Und	28	Q	324.70	Q 9,091.60
1.3	Tubería con campana PVC 2 1/2" de 160 psi	Und	76	Q	217.41	Q 16,523.16
1.4	Tubería con campana PVC 2" de 160 psi	Und	106	Q	148.34	Q 15,724.04
1.5	Tubería con campana PVC 1 1/2" de 160 psi	Und	167	Q	95.20	Q 15,898.40
1.6	Tubería con campana PVC 1 1/4" de 160 psi	Und	15	Q	72.88	Q 1,093.20
1.7	Tubería con campana PVC 1" de 160 psi	Und	112	Q	53.72	Q 6,016.64
1.8	Tubería con campana PVC 3/4" de 250 psi	Und	28	Q	43.71	Q 1,223.88
1.9	Tee de 6" PVC	Und	1	Q	872.53	Q 872.53
1.10	Tee de 3" PVC	Und	2	Q	90.29	Q 180.58
1.11	Tee de 2 1/2" PVC	Und	1	Q	70.96	Q 70.96
1.12	Tee de 2" PVC	Und	5	Q	17.87	Q 89.35
1.13	Tee de 1 1/2" PVC	Und	4	Q	13.30	Q 53.20
1.14	Tee de 1 1/4" PVC	Und	1	Q	10.86	Q 10.86
1.15	Cruz de 2 1/2" PVC	Und	1	Q	195.06	Q 195.06
1.16	Yee de 6" PVC	Und	1	Q	325.56	Q 325.56
1.17	Yee de 4" PVC	Und	2	Q	191.05	Q 382.10
1.18	Bushing reductor de 6" a 3" PVC	Und	3	Q	268.24	Q 804.72
1.19	Bushing reductor de 4" a 2 1/2" PVC	Und	2	Q	87.30	Q 174.60
1.20	Bushing reductor de 4" a 1 1/2" PVC	Und	1	Q	87.30	Q 87.30
1.21	Bushing reductor de 3" a 2 1/2" PVC	Und	1	Q	54.86	Q 54.86
1.22	Bushing reductor de 3" a 2" PVC	Und	2	Q	54.86	Q 109.72
1.23	Bushing reductor de 3" a 1 1/4" PVC	Und	1	Q	54.86	Q 54.86
1.24	Bushing reductor de 3" a 1" PVC	Und	1	Q	54.86	Q 54.86
1.25	Bushing reductor de 2 1/2" a 2" PVC	Und	2	Q	34.80	Q 69.60
1.26	Bushing reductor de 2 1/2" a 1 1/4" PVC	Und	1	Q	34.80	Q 34.80
1.27	Bushing reductor de 2 1/2" a 3/4" PVC	Und	1	Q	34.80	Q 34.80
1.28	Bushing reductor de 2" a 1 1/2" PVC	Und	1	Q	11.61	Q 11.61
1.29	Bushing reductor de 2" a 1 1/4" PVC	Und	1	Q	11.61	Q 11.61
1.30	Bushing reductor de 2" a 1" PVC	Und	3	Q	11.61	Q 34.83
1.31	Bushing reductor de 2" a 3/4" PVC	Und	1	Q	11.61	Q 11.61
1.32	Bushing reductor de 1 1/2" a 1" PVC	Und	5	Q	6.89	Q 34.45
1.33	Bushing reductor de 1 1/4" a 1" PVC	Und	1	Q	6.73	Q 6.73
1.34	Bushing reductor de 1 1/4" a 3/4" PVC	Und	1	Q	6.73	Q 6.73
1.35	Codo de 45 grados de 6" PVC	Und	1	Q	559.91	Q 559.91
1.36	Codo de 45 grados de 3" PVC	Und	1	Q	81.94	Q 81.94
1.37	Codo de 45 grados de 2 1/2" PVC	Und	2	Q	73.28	Q 146.56
1.38	Codo de 45 grados de 2" PVC	Und	2	Q	18.29	Q 36.58
1.39	Codo de 45 grados de 1 1/2" PVC	Und	3	Q	14.43	Q 43.29
1.40	Codo de 45 grados de 1" PVC	Und	3	Q	8.63	Q 25.89
1.41	Codo de 45 grados de 3/4" PVC	Und	1	Q	6.73	Q 6.73
1.42	Codo de 90 grados de 2 1/2" PVC	Und	1	Q	76.49	Q 76.49

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.	TOTAL
1.43	Codo de 90 grados de 1 1/2" PVC	Und	2	Q 10.11	Q 20.22
1.44	Tapón hembra de 2 1/2" PVC	Und	1	Q 40.52	Q 40.52
1.45	Tapón hembra de 1 1/2" PVC	Und	1	Q 6.89	Q 6.89
1.46	Tapón hembra de 1 1/4" PVC	Und	1	Q 5.76	Q 5.76
1.47	Tapón hembra de 1" PVC	Und	8	Q 4.05	Q 32.40
1.48	Tapón hembra de 3/4" PVC	Und	3	Q 2.44	Q 7.32
1.49	Cemento Solvente	1/4 galón	40	Q 121.46	Q 4,858.40
1.50	Tinner	galón	10	Q 29.40	Q 294.00
1.51	Wipe	Lbs	30	Q 2.36	Q 70.80
2	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN				
2.1	Cemento	Sacos	81	Q 63.00	Q 5,103.00
2.2	Arena de río	m ³	5	Q 210.00	Q 1,050.00
2.3	Piedrín	m ³	10	Q 189.00	Q 1,890.00
	TOTAL EN MATERIALES				Q 120,760.87
	Transporte de material 5%	Global	1		Q 6,038.04
	herramientas y equipo 10%	Global	1		Q 12,076.09
3	MANO DE OBRA				
3.1	Mano de obra calificada	Día-Hom	360	Q 126.00	Q 45,360.00
3.2	Mano de obra no calificada 45%				Q 20,412.00
	TOTAL EN MANO DE OBRA				Q 65,772.00
	SUB-TOTAL COSTO DIRECTO				Q 204,647.00

COSTO INDIRECTO					
	Administración	%	10		Q 20,464.70
	Imprevistos	%	10		Q 20,464.70
	Supervisión	%	15		Q 30,697.05
	SUB-TOTAL COSTO INDIRECTO				Q 71,626.45

	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN				Q 276,273.45
--	--------------------------------	--	--	--	---------------------

	ESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN	UNIDAD	CANT	P. U.	TOTAL
6	CAJA DE VÁLVULAS	UND	6	Q 3,731.42	Q 22,388.50

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.	TOTAL
1	TUBERÍA Y ACCESORIOS				
1.1	Válvula de compuerta de 3" de br.	Und	1	Q 638.01	Q 638.01
1.2	Válvula de compuerta de 2 1/2" de br.	Und	3	Q 478.70	Q 1,436.10
1.3	Válvula de compuerta de 1 1/2" de br.	Und	1	Q 198.06	Q 198.06
1.4	Válvula de compuerta de 1" de br.	Und	1	Q 102.78	Q 102.78
1.5	Adaptador macho de 3" PVC	Und	2	Q 40.52	Q 81.04
1.6	Adaptador macho de 2 1/2" PVC	Und	6	Q 28.34	Q 170.04
1.7	Adaptador macho de 1 1/2" PVC	Und	2	Q 7.32	Q 14.64
1.8	Adaptador macho de 1" PVC	Und	2	Q 5.40	Q 10.80
1.9	Candado 60 mm	Und	6	Q 126.00	Q 756.00
2	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN				
2.1	Cemento	Sacos	36	Q 63.00	Q 2,268.00
2.2	Arena de río	m ³	3	Q 210.00	Q 630.00
2.3	Piedrín	m ³	2	Q 189.00	Q 378.00
2.4	Hierro No. 2	Varillas	18	Q 19.43	Q 349.74
2.5	Hierro No. 3	Varillas	36	Q 40.43	Q 1,455.48
2.6	Alambre de amarre calibre 16	Lbs	15	Q 8.40	Q 126.00
2.7	Block 0.15x0.20x0.40	Und	264	Q 3.94	Q 1,040.16
	TOTAL EN MATERIALES				Q 9,654.85
	Transporte de material 5%	Global	1		Q 482.74
	herramientas y equipo 10%	Global	1		Q 965.49
3	MANO DE OBRA				
3.1	Mano de obra calificada	Día-Hom	30	Q 126.00	Q 3,780.00
3.2	Mano de obra no calificada 45%				Q 1,701.00
	TOTAL EN MANO DE OBRA				Q 5,481.00
	SUB-TOTAL COSTO DIRECTO				Q 16,584.08

	COSTO INDIRECTO				
	Administración	%	10		Q 1,658.41
	Imprevistos	%	10		Q 1,658.41
	Supervisión	%	15		Q 2,487.61
	SUB-TOTAL COSTO INDIRECTO				Q 5,804.43

	COSTO TOTAL DEL RENGLÓN				Q 22,388.50
--	--------------------------------	--	--	--	--------------------

DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN		UNIDAD	CANT	P. U.		TOTAL
7	ACOMETIDAS DOMICILIARES	UND	205	Q	1,098.37	Q 225,164.87

	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	P.U.		TOTAL
1	TUBERÍA Y ACCESORIOS					
1.1	Tubería con campana PVC 1/2" de 315 psi	Und	677	Q	34.44	Q 23,315.88
1.2	Adaptador macho de 1/2" PVC	Und	840	Q	1.40	Q 1,176.00
1.3	Adaptador hembra de 1/2" PVC	Und	205	Q	2.63	Q 539.15
1.4	Codo de 90 grados de 1/2" PVC	Und	420	Q	1.81	Q 760.20
1.5	Codo de 45 grados de 1/2" PVC	Und	15	Q	5.01	Q 75.15
1.6	Tee de 6" PVC	Und	19	Q	872.53	Q 16,578.07
1.7	Tee de 3" PVC	Und	11	Q	90.29	Q 993.19
1.8	Tee de 2 1/2" PVC	Und	20	Q	70.96	Q 1,419.20
1.9	Tee de 2" PVC	Und	32	Q	17.87	Q 571.84
1.10	Tee de 1 1/2" PVC	Und	61	Q	13.30	Q 811.30
1.11	Tee de 1 1/4" PVC	Und	6	Q	10.86	Q 65.16
1.12	Tee de 1" PVC	Und	55	Q	6.89	Q 378.95
1.13	Tee de 3/4" PVC	Und	1	Q	3.52	Q 3.52
1.14	Bushing reductor de 6" a 3" PVC	Und	19	Q	268.24	Q 5,096.56
1.15	Bushing reductor de 3" a 3/4" PVC	Und	30	Q	54.86	Q 1,645.80
1.16	Bushing reductor de 2 1/2" a 1/2" PVC	Und	20	Q	34.80	Q 696.00
1.17	Bushing reductor de 2" a 1/2" PVC	Und	32	Q	11.61	Q 371.52
1.18	Bushing reductor de 1 1/2" a 1/2" PVC	Und	61	Q	6.89	Q 420.29
1.19	Bushing reductor de 1 1/4" a 1/2" PVC	Und	6	Q	6.73	Q 40.38
1.20	Bushing reductor de 1" a 1/2" PVC	Und	55	Q	3.99	Q 219.45
1.21	Bushing reductor de 3/4" a 1/2" PVC	Und	31	Q	2.44	Q 75.64
1.22	Válvulas de paso de 1/2"	Und	205	Q	57.97	Q 11,883.85
1.23	Válvulas de globo de 1/2"	Und	205	Q	56.24	Q 11,529.20
1.24	Llave de chorro de 1/2"	Und	205	Q	21.21	Q 4,348.05
1.25	Cemento solvente	1/4 gal	5	Q	121.46	Q 607.30
1.26	Tinner	galón	2	Q	29.40	Q 58.80
1.27	Wipe	Lbs	15	Q	2.36	Q 35.40
2	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN					
2.1	Cemento	Sacos	150	Q	63.00	Q 9,450.00
2.2	Arena de río	m ³	12	Q	210.00	Q 2,520.00
2.3	Piedrín	m ³	16	Q	189.00	Q 3,024.00
2.5	Hierro No. 2	Varillas	170	Q	19.43	Q 3,303.10
2.10	Alambre de amarre calibre 16	Lbs	15	Q	8.40	Q 126.00
	TOTAL EN MATERIALES					Q 102,138.95
	Transporte de material 5%	Global	1			Q 5,106.95
	herramientas y equipo 10%	Global	1			Q 10,213.90
3	MANO DE OBRA					
3.1	Mano de obra calificada	Día-Hom	270	Q	126.00	Q 34,020.00
3.2	Mano de obra no calificada 45%					Q 15,309.00
	TOTAL EN MANO DE OBRA					Q 49,329.00
	SUB-TOTAL COSTO DIRECTO					Q 166,788.79

COSTO INDIRECTO					
	Administración	%	10		Q 16,678.88
	Imprevistos	%	10		Q 16,678.88
	Supervisión	%	15		Q 25,018.32
SUB-TOTAL COSTO INDIRECTO					Q 58,376.08

COSTO TOTAL DEL RENGLÓN					Q 225,164.87
--------------------------------	--	--	--	--	---------------------

PRESUPUESTO GENERAL					
----------------------------	--	--	--	--	--

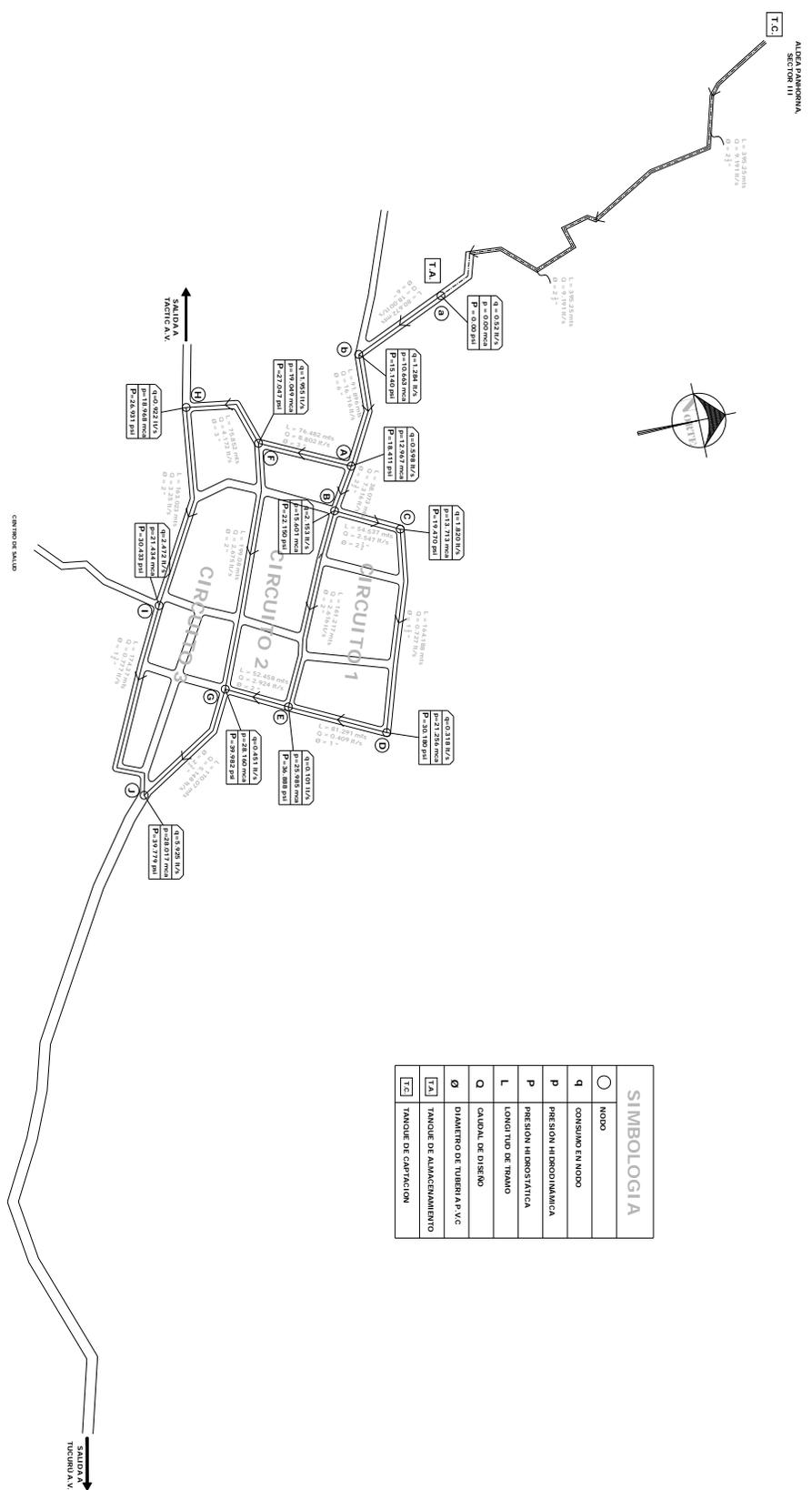
No.	DESCRIPCIÓN DEL RENGLÓN	UNIDAD	CANT	P. U.	TOTAL
1	TANQUE DE CAPTACIÓN	UND	1	Q 53,411.52	Q 53,411.52
2	LINEA DE CONDUCCIÓN	ML	395.25	Q 123.07	Q 48,644.70
3	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	UND	1	Q 405,878.86	Q 405,878.86
4	HIPOCLORADOR + CASETA	UND	1	Q 44,429.34	Q 44,429.34
5	RED DE DISTRIBUCIÓN	ML	3072.3	Q 89.92	Q 276,273.45
6	CAJAS DE VÁLVULA	UND	6	Q 3,731.42	Q 22,388.50
7	ACOMETIDA DOMICILIAR.	UND	205	Q 1,098.37	Q 225,164.87
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 1,076,191.24

TOTAL EN LETRAS: Un millón setenta y seis mil ciento noventa y un quetzales con veinticuatro centavos.

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN							
--------------------------------	--	--	--	--	--	--	--

No.	DESCRIPCIÓN DE ACTIVIDADES	MESES						
		1	2	3	4	5	6	7
1	TANQUE DE CAPTACIÓN	■						
2	LINEA DE CONDUCCIÓN		■					
3	TANQUE DE ALMACENAMIENTO			■				
4	HIPOCLORADOR + CASETA				■			
5	RED DE DISTRIBUCIÓN					■		
6	CAJAS DE VÁLVULA						■	
7	ACOMETIDA DOMICILIAR.							■
TIEMPO TOTAL DE EJECUCIÓN		7 MESES						

APÉNDICE F. PLANOS Y DETALLES



PLANTA DE DISEÑO GENERAL
ESCALA 1:1.500

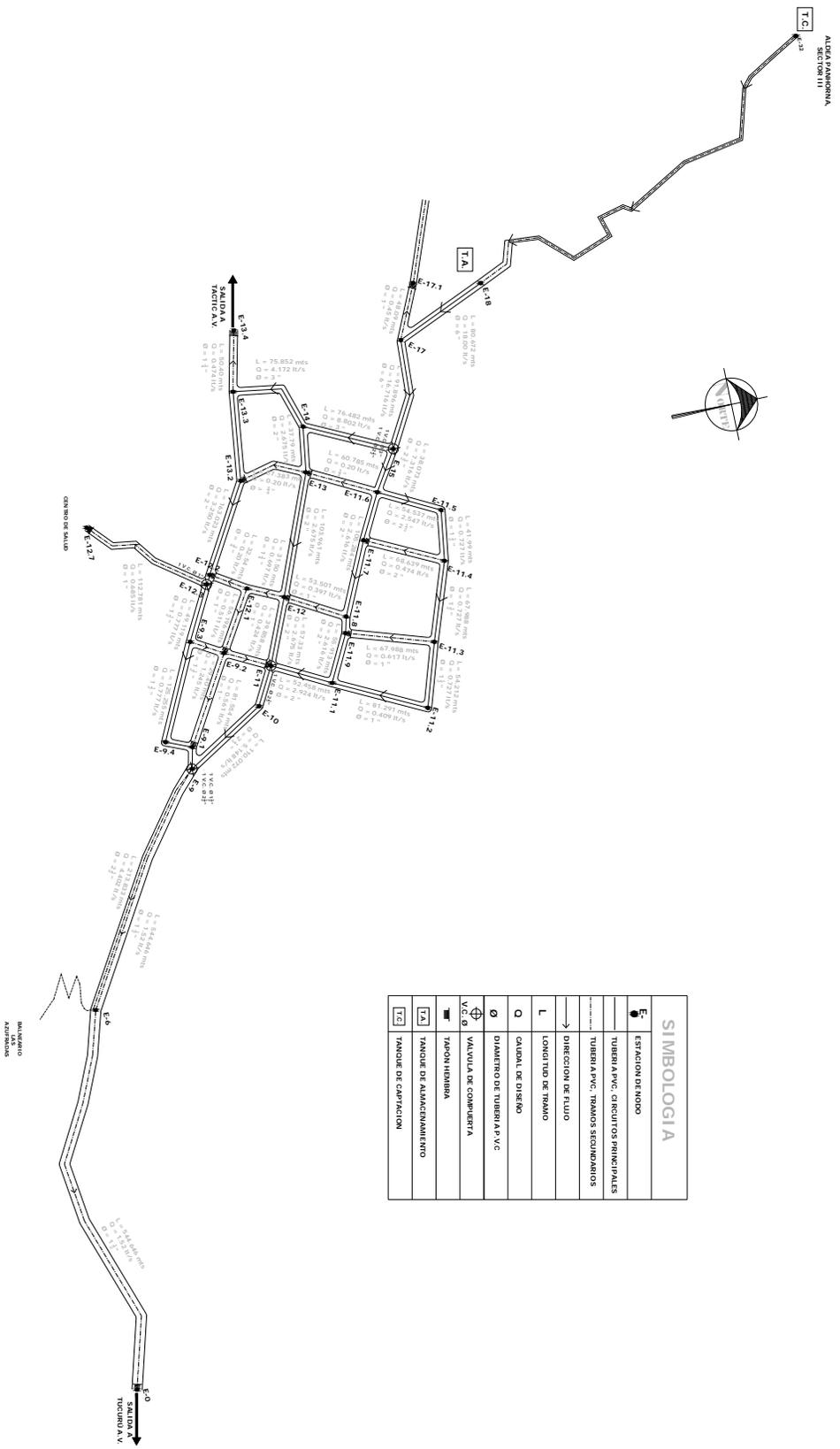
SIMBOLOGIA	
○	NODO
q	CONSUMO EN NODO
P	PRESION HIRODINAMICA
P	PRESION HIROSTATICA
L	LONGITUD DE TRAMO
Q	CARGAL DE DISEÑO
Ø	DIAMETRO DE TUBERIA P.V.C
□	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
TC	TANQUE DE CAPTACION




UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SISTEMAS DE AGUA

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAYUL, A.V.

PLANTA GENERAL	PROYECTO
Elaborado por: [Nombre]	Revisado por: [Nombre]
Fecha de Elaboración: [Fecha]	Fecha de Revisión: [Fecha]
Escala: 1:1.500	Hoja: 1 de 1



PLANTA DE DISEÑO HIDRAULICO
ESCALA 1:2,000

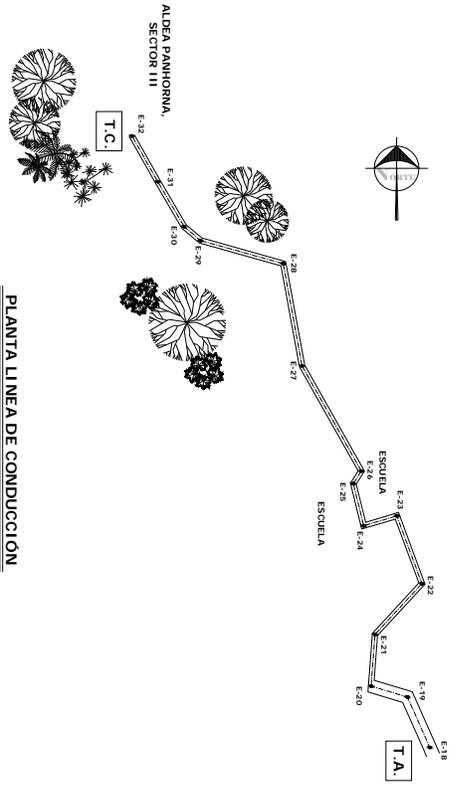
SIMBOLOGIA	
	ESTACION DE NODO
	TUBERIA PVC, CIRCUITOS PRINCIPALES
	TUBERIA PVC, TOMAS SECUNDARIAS
	DIRECCION DE FLUJO
	LONGITUD DE TRAMO
	CANAL DE DISEÑO
	DIAMETRO DE TUBERIA P.V.C
	VALVULA DE COMPUERTA
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	TANQUE DE CAPTACION

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
LICENCIATURA EN INGENIERIA EN
INGENIERIA CIVIL

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE E IRGA
URBANA, DEL MUNICIPIO DE SAN MARCO TUCHU, A.V.

PLANTA DE DISEÑO HIDRAULICO

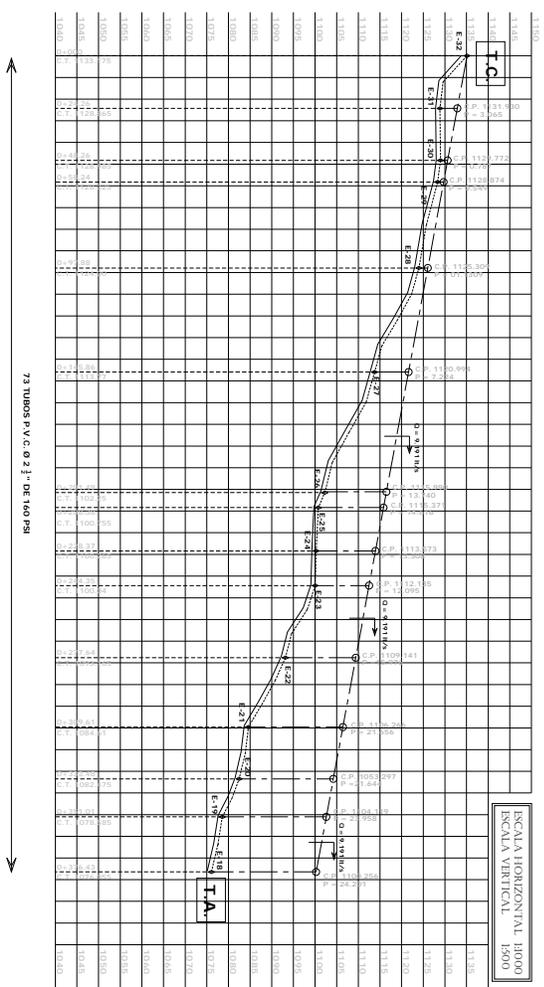
PROYECTO: []
AUTOR: []
FECHA: []



PLANTA LINEA DE CONDUCCION
ESCALA 1:1.000

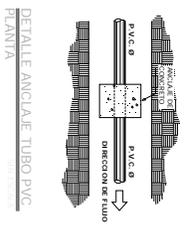
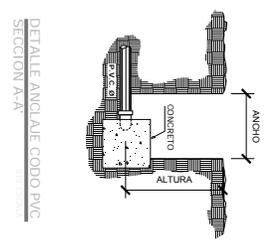
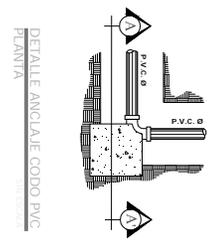
SIMBOLOGIA	
C.T.	COTA DE TERRENO
→	DIRECCION/CAUDAL DE DISEÑO
.....	NIVEL DE TERRENO
—	TUBERIA P.V.C.
⊠	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
⊡	TANQUE DE CAPTACION

NOTA:
 1. LAS TUBERIAS P.V.C. DEBEN ENTERRARSE A UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0.80 METROS.
 2. ANTES DE LA ZONA DE TUBERIA SE DEBE REALIZAR UNA COMPACTACION DE LA TIERRA Y DE ACABOS.
 3. COLOCAR ANCLAJES DE CONCRETO EN TODOS LOS PUNTO DE TUBERIA DE PVC.
 4. COLOCAR ANCLAJES DE CONCRETO EN TODOS LOS PUNTO DE TUBERIA DE PVC.
 5. ANCLAJES DE CONCRETO EN TODOS LOS PUNTO DE TUBERIA DE PVC.
 6. ANCLAJES DE CONCRETO EN TODOS LOS PUNTO DE TUBERIA DE PVC.



PERFIL LINEA DE CONDUCCION
ESCALA: LA INDICADA

75 TUBOS P.V.C. Ø 2" DE 140 P.S.



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

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA FRIA EN AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO YAJAJAY, A.V.

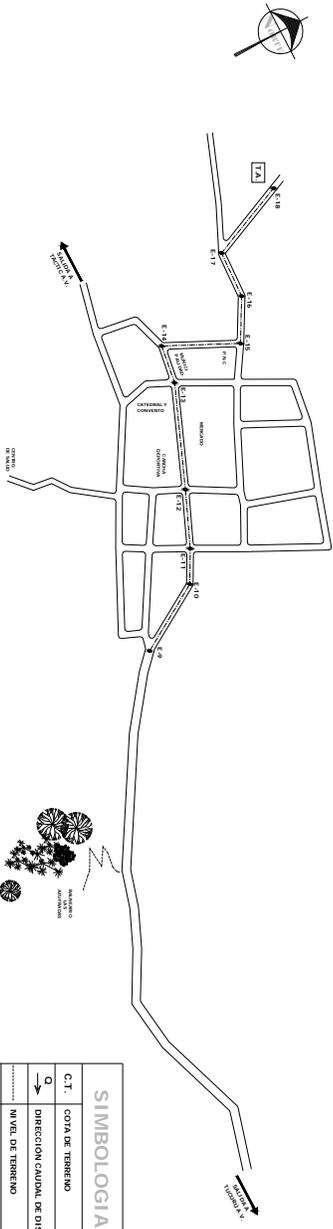
PLAN DE INGENIERIA DE TUBERIAS

ELABORADO POR: [Nombre]

REVISADO POR: [Nombre]

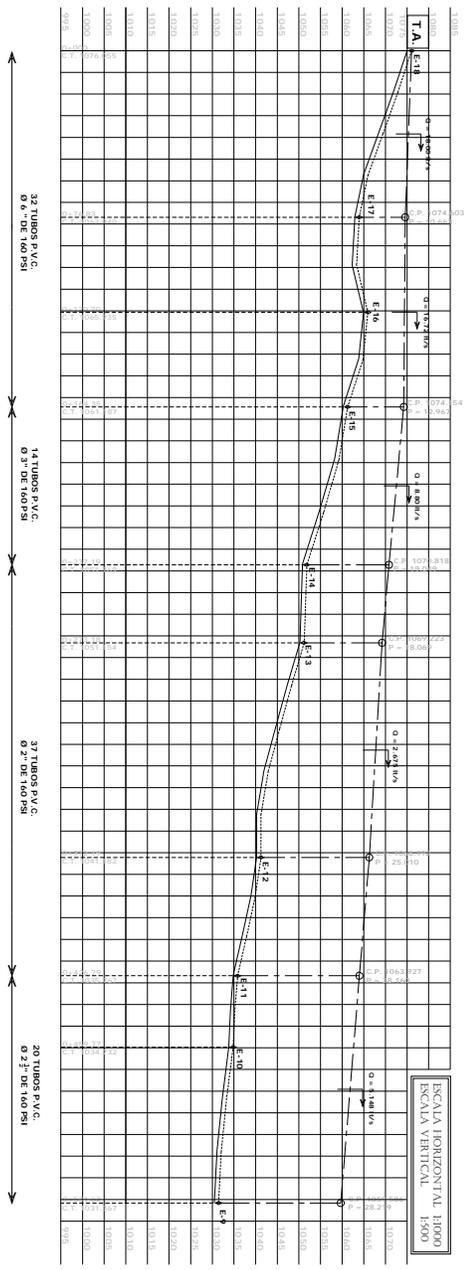
FECHA: [Fecha]

ESCALA: [Escala]



PLANTA RED DE DISTRIBUCION
ESCALA 1:2,000

SIMBOLOGIA	
C.T.	COTA DE TERRENO
Q	DIRECCION CAUDAL DE DISEÑO
	NIVEL DE TERRENO
	TUBERIA P.V.C. EN PERFIL
C.P.	INDICA COTA PIEZOMETRICA
P	RESION EN M.C.A.
	TUBERIA P.V.C. EN PLANTA
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO

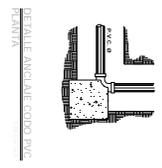


PERFIL RED DE DISTRIBUCION DE E-18 A E-09
ESCALA LA INDICADA

NOTA:

TRAZAR LAS TUBERIAS P.V.C. DE TAL MODO QUE SE ENLACEN A LOS TUBOS EXISTENTES EN EL TERRENO. EN LOS CASOS DE TUBERIAS DE DIAMETRO DIFERENTE, SE DEBE REALIZAR UN TRAMO DE TRANSICION PARA LA CORRECTA INSTALACION DE LAS TUBERIAS Y LOS ACCESORIOS.

CONECTAR LAS TUBERIAS DE CONCRETOS EN TRAMOS LARGOS DE TUBERIAS DE P.V.C. EN ESTOS CASOS EL CAMBIO DE TUBERIAS EN TUBERIAS Y EN ACCESORIOS.



DETALLE ANCLAJE SOBRE P.V.C. PLANTA



DETALLE ANCLAJE TIPO C TUBERIA PLANTA

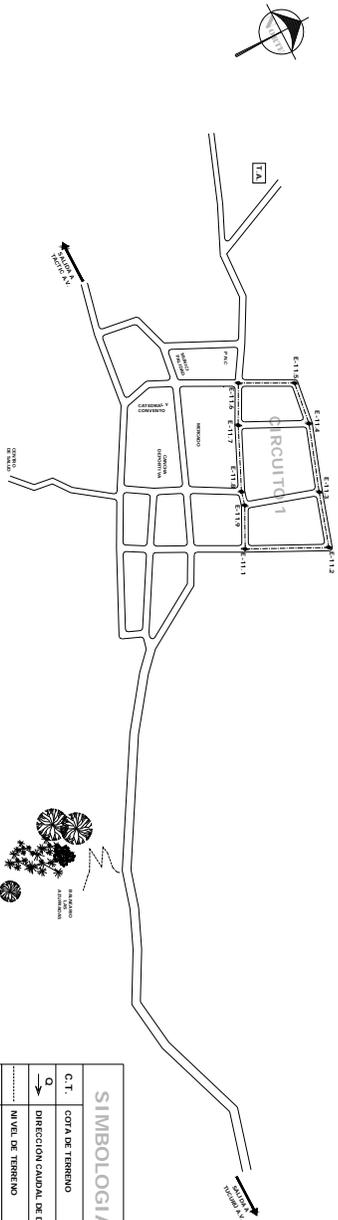


DETALLE ANCLAJE TIPO C TUBERIA PLANTA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
LEONARDO RODRIGUEZ SERRANO

SECRETARIA DE ADMINISTRACION DE AGUA POTABLE E HIGIENE PUBLICA DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMPAL, A.S.
PLANTA, PERFIL RED DE DISTRIBUCION E-18 A E-09

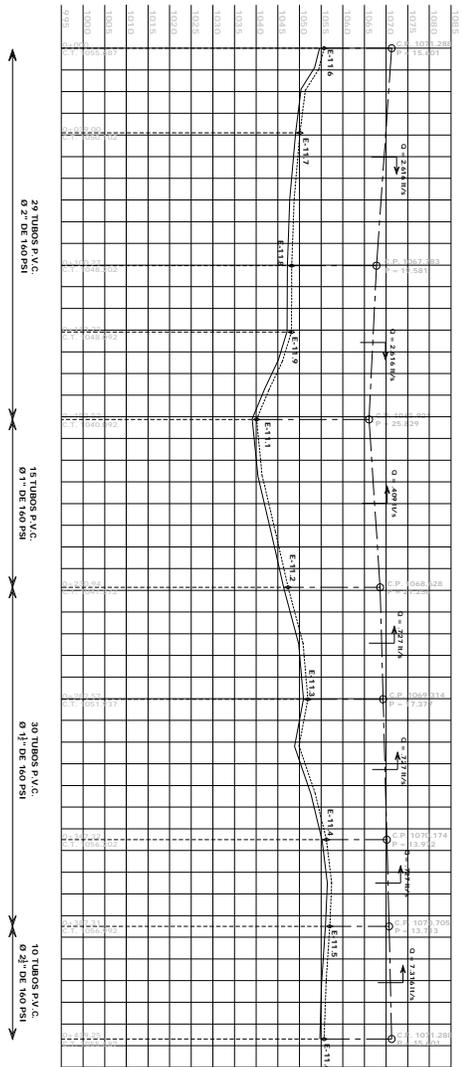
ELABORADO POR: []	REVISADO POR: []	APROBADO POR: []
FECHA: []	FECHA: []	FECHA: []
ESCALA: []	ESCALA: []	ESCALA: []
PROYECTO: []	PROYECTO: []	PROYECTO: []



PLANTA RED DE DISTRIBUCION

ESCALA 1:2,000

SIMBOLOGIA	
C.T.	COTA DE TERRENO
Q	DIRECCION CANAL DE DISEÑO
—	NIVEL DE TERRENO
—	TUBERIA P.V.C. EN PERFIL
—	ANCHO COTA METERIENICA
P	PRESION EN M.C.A.
—	TUBERIA P.V.C. EN PLANTA
LA	TANQUE DE ALMACENAMIENTO



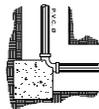
ESCALA HORIZONTAL 10000
ESCALA VERTICAL 1:500

PERFIL RED DE DISTRIBUCION CIRCUITO No. 1

ESCALA LA INDICADA

NOTA:

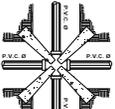
LOS TUBOS P.V.C. Ø 2" DE 100 PSI SE INSTALAN EN PERFILES Y ANCHOS METERIENICOS DE 0.25 M. DE ANCHO EN LA ZONA, CON UN SUELO DEPARTADO PARA LA COBERTA Y DISTRIBUCION DE LA TUBERIA Y LOS ACCESORIOS. LOS ANCHOS DE COBERTA EN TUBOS DE TUBERIA DE P.V.C. EN TUBOS DE TUBERIA DE DISTRIBUCION TUBERIA Y EN COBERTA.



DETALLE ANCLAJE EN CODO PVC



DETALLE ANCLAJE TEE PVC



DETALLE ANCLAJE CRUZ PVC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
LEONARDO RODRIGUEZ ESPINOSA



SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN RAFAEL YAMUL, A.V.

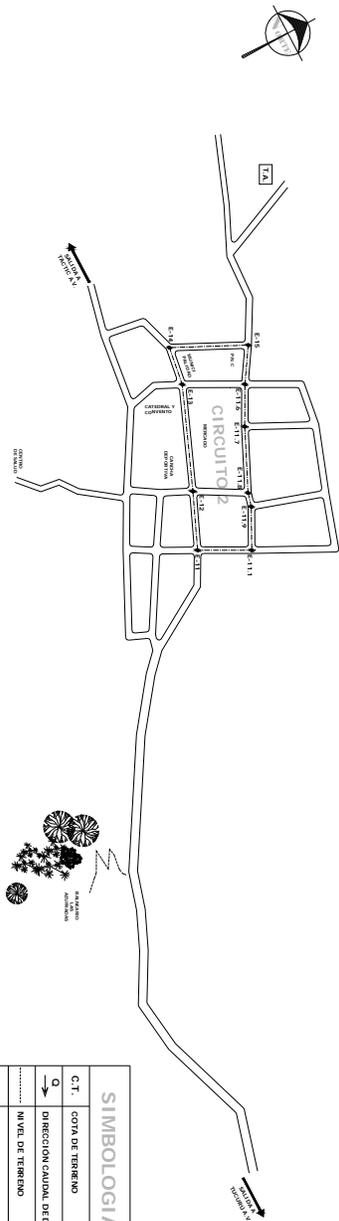
PLANTA, PERFIL, RED DE DISTRIBUCION CIRCUITO No. 1

ING. CARLOS ANDRÉS TORRES

ING. CARLOS ANDRÉS TORRES

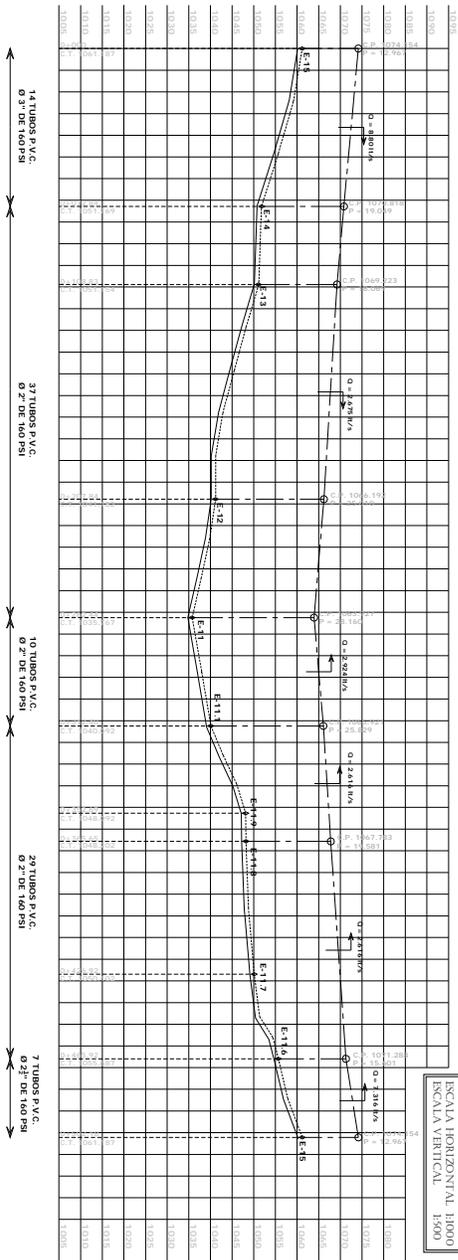
ING. CARLOS ANDRÉS TORRES

ING. CARLOS ANDRÉS TORRES



PLANTA RED DE DISTRIBUCION
ESCALA 1:2,000

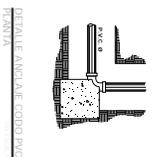
SIMBOLOGIA	
C.T.	COTA DE TERRENO
Q	DIRECCION CAUDAL DE DISEÑO
—	NIVEL DE TERRENO
—	TUBERIA P.V.C. EN PERFIL
—	INDICA COTA RIEMETRICA
P	PRESION EN M.C.A.
—	TUBERIA P.V.C. EN PLANTA
TA	TANQUE DE ALMACENAMIENTO



PERFIL RED DE DISTRIBUCION CIRCUITO No. 2
ESCALA 1:1,000

NOTA:

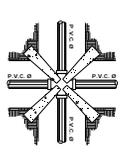
Sección en la zona de la tubería, se debe considerar a los efectos de diseño, el tipo de tubería y los accesorios. Se debe considerar a los efectos de diseño, el tipo de tubería y los accesorios. Se debe considerar a los efectos de diseño, el tipo de tubería y los accesorios.



DETALLE ANCLAJE CODO PVC



DETALLE ANCLAJE TEE PVC



DETALLE ANCLAJE CRUZ PVC

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE E AREA URBANA DEL PUEBLO DE SAN PABLO MARINO, A.V.
PLANTA - PERFIL, RED DE DISTRIBUCION CIRCUITO No. 2

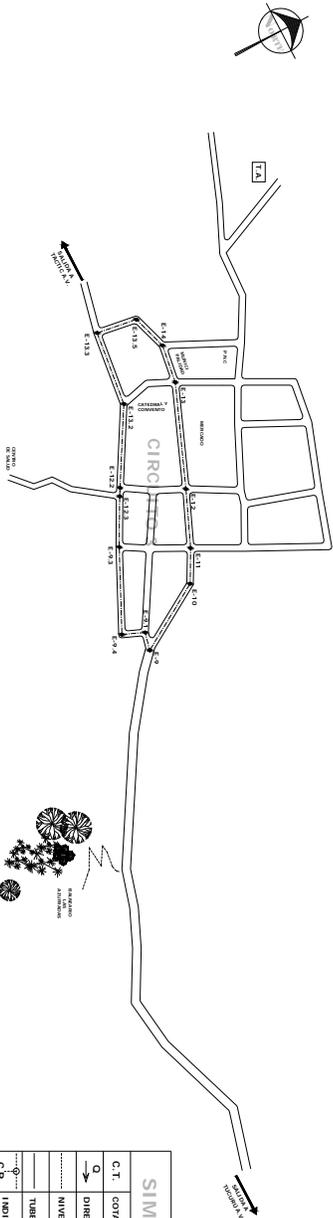
PROYECTO DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO

ALUMNO: []

FECHA: []

PROFESOR: []

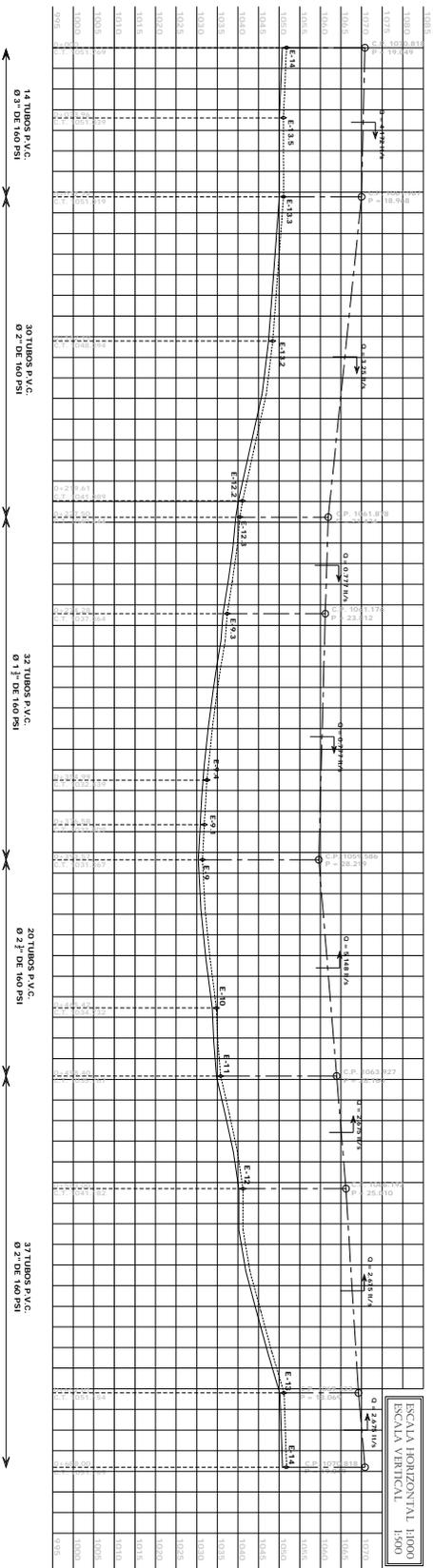
INSTITUCION: []



PLANTA RED DE DISTRIBUCION
ESCALA 1:2,000

SIMBOLOGIA	
C.T.	COTA DE TERRENO
→	DIRECCION CAUDA DE DISEÑO
.....	NIVEL DE TERRENO
—	TUBERIA P.V.C. EN PERFIL
—	TUBERIA P.V.C. EN PLANTA
.....	INDICA COTA PIEZOMETRICA
P	PRESION EN m.c.a.
TA	TANQUE DE ALMACENAMIENTO

NOTA:
 TUBERIA LATE TUBERIA P.V.C. DESEÑADA
 PERTENECIENTE A UNA PROYECTO/PROYECTOS DE
 DISTRIBUCION.
 EL ANILLO EN LA MANA, SIEMPRE SERA
 SUFICIENTE PARA LA CORRECTA INSTALACION DE
 LA TUBERIA Y TODOS ACCESORIOS.
 CONSULTAR ANTES DE COMENZAR LOS TRABAJOS
 PLANOS DE TERRENO DE P.V.C. TERRENO
 EN EL CASO DE DISTRIBUCION EN TUBERIAS Y
 EN ACCESORIOS.
 LOS TRABAJOS DE COBERTO TERRENO EN LA
 INSTALACION DE TUBERIAS DEBE SER



PERFIL RED DE DISTRIBUCION CIRCUITO No. 3
ESCALA LA INDICADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
LEONARDO RODRIGUEZ

**INSTITUTO DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLO Y SANEAMIENTO MUNICIPAL**
DISEÑO DEL MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAYO, S.A.

PROYECTO	PLANTA PERFIL RED DE DISTRIBUCION CIRCUITO No. 3
CLIENTE	MUNICIPIO DE SAN PABLO TAMAYO, S.A.
FECHA	2023
ESCALA	1:2,000
PROYECTANTE	ING. LEONARDO RODRIGUEZ
REVISOR	ING. LEONARDO RODRIGUEZ
APROBADO	ING. LEONARDO RODRIGUEZ

