



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

**AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, DEL MUNICIPIO DE
SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**

Julio Manuel Sajcabún Mux

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, octubre de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, DEL MUNICIPIO DE
SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JULIO MANUEL SAJCABÚN MUX
ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Ing. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, DEL MUNICIPIO DE
SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTEMENTO DE SACATEPÉQUEZ,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 13 de octubre de 2004.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Julio Mux', with a stylized flourish above the name.

Julio Manuel Sajcabún Mux

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

REF. EPS. MAO.SUP. 004.2006

Guatemala,
25 de enero de 2006

Ingeniero
Angel Roberto Sic Garcia
Coordinador de EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería
USAC

Respetable Ingeniero Sic Garcia.

Por medio de la presente, envío a usted el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), titulado: AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DEL MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPEQUEZ

Este trabajo lo desarrolló el estudiante JULIO MANUEL SAJCBUN MUX quien fue asesorado y supervisado por el suscrito.

Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de ley, solicito darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"



Ing. Esteban Alfredo Arrivillaga Ochoaeta
Supervisor de EPS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala, 9 de agosto de 2006

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Escobar Álvarez.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DEL MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Manuel Sajcabún Mux, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arivillaga Ochaeta.

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,

¡D Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

"TODOPOR TI CAROLINGUA MUX"
Dr. Carlos Martínez Durán, 2006 centenario de su nacimiento

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS
Tel. 24423509

Guatemala, 17 de mayo de 2006
Ref. EPS. C. 201.05.06

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Escobar Álvarez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado "AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DEL MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ" que fue desarrollado por el estudiante universitario **JULIO MANUEL SAJ CABUN MUX**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochoa.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo, en mi calidad de asesor y coordinador apruebo su contenido, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Angel Roberto Sic Garcia
Coordinador Unidad de EPS



cc. Archivo
ARSC/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y del Coordinador de E.P.S., Ing. Ángel Roberto Sic García, al trabajo de graduación del estudiante Julio Manuel Sajcabún Mux, titulado **AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, DEL MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ,** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez



Guatemala, octubre 2006.

/bbdeb.

"TODO POR TI CAROLINGUJÍA"

Dr. Carlos Martínez Durán, 2006 centenario de su nacimiento

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.360.06

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: **AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, DEL MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**, presentado por el estudiante universitario **Julio Manuel Sajcabún Mux**, procede a la autorización de impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, octubre de 2006

/cc

Todo por ti, Carolina Mía
Dr. Carlos Martínez Durán
2006. Centenario de su Nacimiento

AGRADECIMIENTOS A:

Dios, por darme fortaleza y sabiduría, para culminar mi carrera.

La Universidad de San Carlos de Guatemala, especialmente a la Facultad de Ingeniería.

El Ingeniero Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, por la asesoría prestada en la realización del presente trabajo.

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES Hilario Sajcabún Chalí e Imelda Mux Otzoy
Por el apoyo incondicional brindado durante toda mi vida
estudiantil.

MIS AMIGOS EN GENERAL

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	IX
OBJETIVOS	X
INTRODUCCIÓN	XI
1 GENERALIDADES DEL LUGAR	1
1.1 Aspectos monográficos	1
1.1.1 Ubicación	1
1.1.2 Vías de acceso	1
1.1.3 Aspectos climatológicos	2
1.1.4 Actividades productivas	2
1.1.5 Aspectos topográficos	3
1.1.6 Aspectos hidrológicos	3
1.2 Servicios públicos	3
1.2.1 Agua	3
1.2.2 Drenajes y letrinas	4
1.2.3 Educación	4
1.2.4 Salud	4
1.2.5 Energía eléctrica	5
1.3 Estudios de la población	5
1.3.1 Índice de morbilidad	5
1.3.2 Resultado de cuantificación de habitantes y viviendas	5
2 CRITERIOS BÁSICOS Y DESARROLLO DEL DISEÑO	7
2.1 Sistema de agua potable	7

2.2	Determinación de la fuente	7
2.3	Calidad del agua	8
2.3.1	Análisis físico	8
2.3.2	Análisis químico	9
2.3.3	Examen bacteriológico	10
2.3.4	Hipoclorador	11
2.4	Período de diseño	13
2.5	Cálculo de población	13
2.6	Levantamiento topográfico	14
2.6.1	Altimetría	15
2.6.2	Planimetría	15
2.7	Necesidades de diseño	16
2.7.1	Caudal de diseño	16
2.7.2	Bases de diseño	16
2.7.3	Dotación	17
2.8	El consumo y sus variaciones	18
2.8.1	Consumo medio diario	18
2.8.2	Caudal máximo diario	19
2.8.3	Caudal máximo horario	19
2.8.4	Caudal de bombeo	20
2.9	Diseño de tubería	22
2.9.1	Tipo de tuberías	23
2.9.2	Diámetro de tubería	23
2.9.3	Coefficiente de fricción	24
2.10	Diseño de línea de conducción	24
2.10.1	Presiones y velocidades	24
2.11	Diseño de tubería de impulsión	25
2.11.1	Tubería de succión	25
2.11.2	Tubería de descarga	26

2.11.3	Diámetro económico	28
2.12	Diseño de equipo de bombeo	33
2.12.1	Altura neta de succión positiva	33
2.12.2	Altura neta de succión positiva disponible en el bombeo horizontal	34
2.12.3	Carga dinámica total	38
2.12.4	Pérdida de carga por velocidad	39
2.12.5	Altura estática en la succión	39
2.12.6	Pérdida de carga en la succión	39
2.12.7	Altura estática en la descarga	39
2.12.8	Pérdida de presión en la descarga	40
2.12.9	Pérdidas menores	40
2.12.10	Potencia de la bomba	41
2.12.11	Sobrepresión por golpe de ariete	42
2.13	Identificación del tipo de suelo	45
3	OBRAS HIDRÁULICAS	49
3.1	Obras de captación	49
3.2	Tanque de succión	50
3.3	Válvula de limpieza	66
3.4	Válvula de aire	66
3.5	Tanque de distribución	66
4	PRESUPUESTO DEL PROYECTO	69
1.1	Costos directos	69
1.2	Costos indirectos	70
1.3	Otros costos	71
5	VULNERABILIDAD EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE	79

5.1	Fundamentos para el análisis	79
5.2	Descripción de las amenazas naturales	80
5.3	Mitigación de desastres	83
5.3.1	Medidas de mitigación y emergencia	83
5.3.2	Lineamientos para la elaboración de un plan de mitigación de desastres	84
	CONCLUSIONES	85
	RECOMENDACIONES	87
	BIBLIOGRAFÍA	89
	ANEXOS	91

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Presión máxima	44
2.	Dimensiones de losa	52
3.	Diagramas de momentos de losa	55
4.	Diseño de viga	57
5.	Áreas Tributarias	57
6.	Detalles de viga	59
7.	Diseño a corte de viga	59
8.	Diseño de muro del tanque de succión	63
9.	Examen Bacteriológico	92
10.	Análisis físico químico sanitario	93
11.	Planta general de conducción	97
12.	Planta-perfil de conducción tramo 1	98
13.	Planta-perfil de conducción tramo 2	99
14.	Planta-perfil de conducción tramo 3	100
15.	Planta-perfil de conducción tramo 4	101
16.	Planta-perfil de conducción tramo 5	102
17.	Caseta de bombeo	103
18.	Válvula de limpieza, válvula de cheque	104
19.	Válvula de aire, sistema de bombeo	105
20.	Tanque de succión	106
21.	Captación, Hipoclorador	107

TABLAS

I.	Costo de tubería	31
II.	Pérdidas de carga	32
III.	Cálculo de potencia	32
IV.	Diámetro económico de tubería	33
V.	Diseño de losa	52
VI.	Determinación de momentos	54
VII.	Cálculo de momentos de muro	64
VIII.	Presupuesto	72
IX.	Características físicas del agua potable	94
X.	Substancias químicas contenidas en el agua potable	94
XI.	Diámetros internos de tubería pvc	95
XII.	Módulos de elasticidad de tuberías	95
XIII.	Variación de la presión atmosférica respecto a la altitud	96
XIV.	Presión de vapor del agua	96

GLOSARIO

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
Captación	Estructura que permite recoger y entubar las aguas de la fuente abastecedora.
Caudal	Es la cantidad de agua que corre por un punto en la unidad de tiempo
Consumo	Es la cantidad de agua, que realmente es usada por una persona.
Demanda	Es la cantidad de agua deseada por el usuario.
Dotación	Es la cantidad de agua que se asigna a una persona por día.
Bombeo	Transportar un fluido de un lugar a otro más alto, por medio de una bomba
Pérdida de carga	Disminución de la presión, dentro de la tubería, debido a la fricción.

Cebado	No es más que el reemplazo de aire, gas o vapor, en los conductos de la bomba, incluyendo la tubería de succión, por el líquido a bombear.
Límite máximo aceptable	Es el valor de concentración de cualquier característica de calidad del 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.
Limite máximo permisible	Es el valor de concentración de cualquier característica de calidad del agua, arriba de la cual, el agua no es adecuada para consumo humano.
Topografía	Arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.
Acimut	El acimut verdadero de una visual a un objeto terrestre, es el ángulo formado por su dirección horizontal y la del norte verdadero, determinado astronómicamente. El acimut se mide en el plano horizontal en el sentido de las agujas del reloj.

RESUMEN

El presente trabajo consiste en la planificación y diseño de la ampliación del sistema de agua potable del municipio de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez, el cual fue realizado por medio del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería, en colaboración con las autoridades municipales de Santo Domingo Xenacoj. El fin del mismo fue proporcionar a la municipalidad, soluciones a problemáticas que presentaran en el área de infraestructura, dejando como resultado final el diseño, planos y presupuesto del proyecto. Se realizó un análisis de las necesidades básicas del municipio buscando la de mayor importancia a la población; una de las necesidades que se encontró en este municipio fue el mejoramiento del sistema de agua potable, ya que los pobladores no contaban con dicho servicio diariamente, debido a que el caudal con que disponían no era suficiente para abastecer a todo el municipio; la escasez o falta de agua puede provocar en una comunidad problemas de salud, de aquí la importancia del proyecto. En base a los recursos disponibles del municipio, se determinó que el diseño del proyecto constará de una línea de conducción, que saldrá de la captación del nacimiento que se encuentra a orillas del municipio, para luego ser conducida hasta el tanque de distribución, debido a la topografía del lugar, a la ubicación de la fuente disponible y a la ubicación de la población se diseñó un sistema de agua potable por bombeo, teniendo una longitud de 3,964 metros. La construcción del proyecto beneficiará a los pobladores del municipio con un abastecimiento de agua en cantidad suficiente y en calidad adecuada.

OBJETIVOS

General

- Proporcionar el estudio del proyecto de Ampliación de Agua Potable al municipio de Santo Domingo Xenacoj, dando una solución técnica y adecuada a la situación del agua potable.

Específicos

- Realizar la planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, para dicho municipio.
- Contribuir con este proyecto al mejoramiento del actual servicio de agua potable, y elevar así , el nivel de vida de sus pobladores.
- Proponer criterios, normas y procedimientos para el desarrollo del proyecto.

INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento vital en la vida del hombre, tanto para su desarrollo individual como colectivo; los sistemas de abastecimiento de agua son de gran importancia, debido a que la escasez o falta de éste puede provocar en una comunidad problemas de salud. De aquí la importancia que cada comunidad debe tener un abastecimiento de agua en cantidad suficiente, y en calidad adecuada.

En Guatemala existen varias comunidades en las cuales existe escasez de agua potable, tal es el caso del municipio de Santo Domingo Xenacoj, Departamento de Sacatepéquez, el cual no cuenta con un abastecimiento de agua en cantidad suficiente.

Para dar solución al problema que afronta el municipio en estudio, el presente informe propone la planificación y el diseño de un proyecto de ampliación de agua potable, por medio de un sistema que opere por bombeo para la línea de conducción.

1. GENERALIDADES DEL LUGAR

La recolección de datos del municipio se realizó con el fin de analizar la demanda de agua apta para consumo humano. La investigación y contexto del municipio es de carácter monográfico, esta debe contener aspectos físicos, demográficos, económicos, servicios y saneamiento de la comunidad, entre otros

1.1 Aspectos Monográficos

1.1.1 Ubicación

El municipio de Santo Domingo Xenacoj forma parte del Departamento de Sacatepéquez, colinda al Norte con San Juan Sacatepéquez y el Tejar; al Este con San Juan Sacatepequez y San Pedro Sacatepéquez; al Sur con Santiago Sacatepéquez; al Oeste con Sumpango. Geográficamente se ubica en: Latitud 14° 40' 48" y Longitud 90° 42' 00"

1.1.2 Vías de acceso

Santo Domingo Xenacoj cuenta con una carretera pavimentada de 5 kilómetros de la comunidad a la carretera Interamericana. Dista de la ciudad capital 45 kilómetros y de la cabecera departamental 44 kilómetros. Existe también un tramo carretero de aproximadamente 8 kilómetros de terracería, que comunica a la cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj con San Pedro Sacatepéquez.

La aldea Choorocón se encuentra a una distancia de seis kilómetros de la cabecera municipal y la carretera es de terracería, existen veredas y extravíos que conducen al lugar.

1.1.3 Aspectos Climatológicos

Tanto en la cabecera municipal como en sus aldeas, el patrón de lluvia varía entre 1,057mm y 1580mm, como promedio de 1344 mm/año y la temperatura varía entre 15-23 grados centígrados. La evapotranspiración potencial media es de 0.75 mm/día.

1.1.4 Actividades Productivas

Dentro de las actividades productivas, la población económicamente activa se distribuye mayoritariamente entre los hombres, incluyéndose a los niños desde los diez años. La falta de servicios educativos básicos y de capacitación técnica, así como la necesidad de trabajar a temprana edad, hace que una de las características más relevantes sea que se dediquen a la producción campesina de auto consumo; seguidamente de las actividades manufactureras familiares, todo lo cual se refleja en el poco desarrollo de las actividades comerciales como consecuencia de la poca capacidad adquisitiva.

Los principales productos agrícolas producidos en Santo Domingo Xenacoj son: Maíz blanco, Frijol negro, tomate, Repollo. La industria manufacturera del municipio se ha encaminado en que la mayoría de hogares trabajen el arte del tejido y la cerámica, aspecto que hace al municipio laborioso en su trabajo diario.

1.1.5 Aspectos Topográficos

La topografía es variable y tiene una elevación de 1830 metros sobre el nivel del mar, se encuentra ubicado en un bosque húmedo montañoso central bajo Sub-tropical, cuyo símbolo es: BH-MB. La extensión territorial del municipio es de 37 kilómetros cuadrados, cuenta con una aldea y dos caseríos: Caserío Chupila, caserío Chisente, aldea Choorocón.

1.1.6 Aspectos Hidrológicos

Se ubica dentro de la cuenca del río Motagua. Los principales ríos son: Agua Caliente, Chiplátanos, Chopac, Chuyá, Manzanillo, Nimayá, Xaltayá, Panimaya y Pachaltaya.

1.2 Servicios públicos

1.2.1 Agua

Aproximadamente el 81 por ciento de las viviendas del municipio cuentan con el servicio y el 19 por ciento de la población no cuentan con el. La mayoría de la población cuenta con el servicio de drenaje aunque se debe ampliar y mejorar. La población carece del servicio de drenaje de aseo. Se observa que en la aldea y en los dos caseríos, el agua aun no ha llegado a todos los hogares.

1.2.2 Drenajes y letrinas

Tomando en cuenta la cabecera municipal, el 90 por ciento de la población cuenta con servicio de drenajes, esto hace que el municipio tenga progreso especialmente para bajar índices de enfermedades gastrointestinales y parasitarias.

1.2.3 Educación

El municipio cuenta con tres establecimientos públicos, para el nivel de Primaria están: La Escuela Nacional Urbana Mixta de Santo Domingo Xenacoj y Escuela de Autogestión Comunitaria El Calvario y para el nivel Básico el Instituto Nahual Nacoj. La cobertura de la educación primaria, medida a través de la tasa neta de escolaridad es de 53.10 por ciento. Las cifras por género presentan características muy distintas, destacándose la marginación de la mujer.

1.2.4 Salud

Los servicios de salud cuentan con la participación de la comunidad: comadronas tradicionales, promotores rurales de salud y colaboradores voluntarios. Sin embargo, es evidente que el concepto operativo en la búsqueda e incorporación de este personal, sigue siendo dentro de los marcos del desempeño institucional y no de la participación comunal propiamente. El municipio cuenta con un puesto de salud.

1.2.5 Energía eléctrica

El departamento de Sacatepéquez representa un porcentaje mayor en el rubro de infraestructura eléctrica, al porcentaje nacional, no así el municipio de Santo Domingo Xenacoj, refleja igual al nacional, lo que representa una cobertura de 6777 usuarios.

1.3 Estudios de la población

1.3.1 Índice de morbilidad

La morbilidad principalmente se debe a enfermedades que se pueden prevenir, la mayor proporción de los casos de enfermedad esta explicada por problemas del tipo infeccioso. Las causas de mortalidad toman importancia los problemas de salud crónicos, lo que trae como consecuencia que exista contraste entre la morbilidad y la mortalidad requiriendo al mismo tiempo de acciones para problemas infecciosos y crónicos. En cuanto a la tasa de mortalidad infantil, en el municipio de Santo Domingo Xenacoj, el riesgo de morir en los niños es de 18.05 % por cada 1,000 niños

1.3.2 Resultado de cuantificación de habitantes y viviendas

La población masculina representa el 51.46 por ciento y la población femenina el 48.54 por ciento. Como se puede observar el número de mujeres es menor que el de hombres, situación que se mantiene a nivel departamental y nacional.

Total de habitantes:	8,264
Hombres:	4,253
Mujeres:	4,011
Total viviendas	1,040

El municipio presenta una densidad de 231 personas por kilómetro cuadrado al año 2002, densidad un poco menor a la departamental que corresponde 595 personas por kilómetro cuadrado, para el mismo período teniendo una tasa de crecimiento de 3.1 por ciento.

2. CRITERIOS BÁSICOS Y DESARROLLO DEL DISEÑO

2.1 Sistema de agua potable

La selección del sistema a emplear se hace de acuerdo a la ubicación de la fuente disponible y a la ubicación de la población, en base a esto se utilizará un sistema de agua potable por bombeo. El sistema esta formado por los siguientes elementos:

- Nacimiento
- Captación
- Caseta de bombeo
- Bomba centrífuga (eléctrica)
- Tanque de succión
- Línea de conducción
- Válvulas
- Tanque de distribución

2.2 Determinación de 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. En el caso que estamos analizando se cuenta con una fuente de brote definido, la cual se ubica en la parte más baja del municipio.

2.3 Calidad del agua

La calidad natural del agua varía de un lugar a otro, con la estación del año, uso de la tierra, el clima y con las clases de rocas del suelo que el agua remueve. La característica de una buena calidad de agua depende del uso que se le vaya a asignar, uso doméstico, industrial y de riego.

La calidad del agua se exige de acuerdo al uso que se le asignará. En este caso se trata de agua para consumo humano, por lo que debe ser sanitariamente segura; cumpliendo para ello, con normas de calidad físico-químicas y bacteriológicas, lo cual debe demostrarse con un certificado emitido por un laboratorio calificado.

Para garantizar que el agua pueda ser tomada por una población es necesario que cumpla con los requisitos mínimos establecidos por las normas COGUANOR NGO 29 – 001.

2.3.1 Análisis físico

Con éste análisis 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, olor, sabor, temperatura, potencia de hidrógeno (pH), el cual es un parámetro que expresa la intensidad de las condiciones ácidas o alcalinas de una solución; otro parámetro es la turbiedad, que se aplica cuando las aguas contienen materia en suspensión.

Resultados obtenidos del análisis físico del agua:

Aspecto	Claro
Color	01,00 unidades
Sabor	-----
Olor	Inodora
Turbiedad:	00,32 UNT
pH:	06,70 unidades

De acuerdo a las especificaciones estipuladas por COGUANOR NGO 29001, todas las características anteriores se encuentran entre el límite máximo aceptable (ver Tabla IX en anexo, del límite máximo aceptable y permisible de las características físicas del agua potable).

2.3.2 Análisis químico

Este análisis determina las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua, que afectan su calidad. Y para que no tenga efectos perjudiciales en la salud es importante que estas concentraciones permanezcan bajo los límites aceptables. Algunas sustancias químicas que afectan la potabilidad del agua son el aluminio, bario, boro, hierro, magnesio, el nitrógeno y la dureza.

Resultados obtenidos del análisis químico del agua:

Amoniaco	00,29
Nitritos	00,00
Nitratos	02,42

Cloruros	06,00
Fluoruros	00,23
Sulfatos	01,00
Hiero total	00,09
Dureza total	80,00

Todas las características anteriores se encuentran entre el límite máximo aceptable (ver Tabla X en Anexo).

Desde el punto de vista físico químico sanitario: las determinaciones indicadas se encuentran dentro de los límites máximos aceptables de normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001. (ver resultados de laboratorio en Anexo).

2.3.3 Examen bacteriológico

Éste determina la presencia de bacterias en el agua. Si el agua es para consumo humano debe permanecer exenta de gérmenes patógenos de origen entérico y parasitario. Regularmente el indicador que determina el nivel de contaminación es la presencia del grupo coliforme.

Los resultados del laboratorio indican que bacteriológicamente el agua es potable, según NORMA COGUANOR 29001 (ver resultados de laboratorio en Anexo).

2.3.4 Hipoclorador

El agua de una fuente no necesariamente debe estar contaminada bacteriológicamente para emplear un sistema de cloración; ya que para que ésta sea realmente potable, debe ser tratada para mejorar su calidad sanitaria, para ello existen varios sistemas de cloración, 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.

Para este sistema se propone el hipoclorador hidráulico; por su fácil manejo y efectividad en pequeñas y medianas comunidades. Este sistema funciona por gravedad, basándose en el principio de carga hidráulica constante.

El hipoclorador hidráulico se compone de un depósito con capacidad de 100 litros, utilizado para preparar la mezcla; requiriendo para su función dos válvulas plásticas de

compuerta, una para drenaje y otra para controlar el paso de la mezcla a un depósito más pequeño. Este segundo depósito con capacidad de 50 litros consta de las siguientes válvulas: una de flote que controla la entrada de la mezcla dosificada a dicho depósito; dos válvulas plásticas de compuerta, una para drenaje y la otra que hace funcionar el hipoclorador abriéndola o cerrándola, permitiendo el paso directo del flujo hacia el tanque de distribución; cuenta además con una válvula de paso, que gradúa el caudal de flujo dosificado necesario hacia el tanque de distribución, la cual después de haberse graduado no debe volverse a mover (ver detalle de hipoclorador en Anexo Figura 21).

Para calcular la dosificación de hipoclorito que se empleará diariamente, se consideró una relación agua cloro (Rac) de un mg / lt. Y una concentración de cloro (Cc) de 65%, como se muestra en el siguiente cálculo:

$$G = (Q_c * Rac * 86,400) / C_c$$

Donde:

G = Dosificación de hipoclorito

Caudal día máximo $Q_c = 1.63 \text{ l / s}$

Relación agua cloro $Rac = 1 \text{ mg / lt}$

Concentración de cloro $C_c = 65\%$

86400 = segundos del día

$$G = (1.63 * 0.001 * 86,400) / 0.65 = 216.7 \text{ grs}$$

2.4 Período de diseño

El período de diseño es el tiempo durante el cual el sistema permitirá un servicio satisfactorio a la población. Es recomendable que éste no sea menor de 20 años, además que se contemple un período adicional por concepto de planificación, financiamiento, diseño y construcción del proyecto, el cual puede ser de un año. Sin embargo, cuando se trata de un sistema por bombeo, se debe diseñar el equipo de bombeo para un período de 10 años, y de 20 años para los demás componentes.

2.5 Cálculo de población

Existen varios métodos para obtener una proyección del crecimiento poblacional, se recomienda utilizar el método geométrico, por considerarse el más aproximado para estimar el crecimiento de poblaciones de países en vías de desarrollo.

El municipio de Santo Domingo Xenacoj se encuentra dividido en cuatro sectores para la distribución de agua potable, para efectos del diseño del proyecto se tomará específicamente el sector que comprende la zona 2 del municipio con una población de 1,080 habitantes, la tasa de crecimiento del municipio para el año 2004 reportada por el Instituto Nacional de Estadística, INE, es de 3%.

Método geométrico:

$$Pf = Pa(1 + i)^{(N+n)}$$

$$i = (P2 / P1)^{(1/(t2-t1))}$$

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

P1 = Población inicial

P2 = Población final

t1 = Fecha inicial

t2 = Fecha final

i = Tasa de crecimiento

N = Período de diseño

N = Período adicional por planificación, diseño, construcción, etc.

Para el proyecto en estudio se tiene la siguiente información:

Población inicial Pa = 1,080 Hab.

Tasa de crecimiento municipal i = 3%

Período de diseño N = 20 años

Periodo adicional = 1 año

$Pf = 1,080 * (1 + 0.03)^{(20+1)} = 2,010$ Hab.

2.6 Levantamiento topográfico

Proporciona las diferentes localizaciones de características naturales o artificiales y las elevaciones que se utilizan para elaborar un mapa. Con la ayuda de un teodolito, nivel, trípode, estadal, cinta métrica, plomadas.

2.6.1 Altimetría

A través de la altimetría se obtienen los datos para identificar los diferentes niveles del terreno con la ayuda del equipo de topografía antes mencionado.

Para determinar la diferencia de nivel entre dos puntos se utilizará la siguiente formula:

$$D.N = 100\Delta h(1 / 2\text{sen}2\alpha)$$

Donde:

D.N = diferencia de nivel entre dos puntos

Δh = diferencia, en metros, de lectura de hilo superior con el hilo inferior.

α = ángulo vertical.

2.6.2 Planimetría

La planimetría es usada para determinar una alineación recta sobre un terreno, se necesitan, como mínimo, dos puntos.

Para determinar la distancia horizontal entre dos puntos se utiliza la siguiente formula:

$$D.H = 100 * \Delta h * \text{sen}^2 \alpha$$

Donde:

D.H = distancia horizontal, en metros, entre dos puntos

Δh = diferencia, en metros, de lectura de hilo superior con el hilo inferior.

α = ángulo vertical.

2.7 Requerimientos de diseño

Las condiciones fundamentales de proporcionar a las poblaciones en lo que a agua corresponde son: 1) en la cantidad necesaria, 2) con la calidad adecuada y 3) con la garantía de un servicio permanente, en relación con la duración de las instalaciones y la cuantía de las inversiones.

2.7.1 Caudal de diseño

Existen diversos métodos para determinar el caudal de una fuente, sin embargo, en este caso se utilizó un método de descarga directa como lo es el volumétrico ya que es el más apto para medir manantiales con corrientes menores o iguales a 5 l/s; obteniéndose como resultado del promedio de 5 mediciones un caudal de 1.98 l/s.

2.7.2 Bases de diseño

Para el diseño del agua potable se tomara en cuenta lo siguiente:

- Población actual, 1,080 habitantes
- Población futura, 2,010 habitantes
- Línea de conducción por bombeo

- Periodo de diseño 21 años, considerando un año Para tramites y 20 años de funcionamiento del sistema
- Dotación de 70 litros por habitante por día
- Período de diseño de la bomba, 11 años
- Período de diseño para el tanque de succión y distribución, 20 años
- Velocidad mínima del agua dentro de la tubería, 0.55 m/s
- Velocidad máxima del agua dentro de la tubería, 2.40 m/s

2.7.3 Dotación

La dotación se establece en función a tres aspectos importantes, como lo son la demanda de la comunidad, la cual está en función a sus costumbres, misma que están regidas por la cultura y el clima que afecta a la zona, otro aspecto es la disponibilidad del caudal de la fuente y el tercero, es la capacidad económica de la comunidad para costear el mantenimiento y operación del sistema, sobre todo si se trata de un sistema por bombeo.

Para el proyecto del municipio de Santo Domingo Xenacoj, previo a determinar la dotación y en base al clima y costumbres de la población se efectuó una evaluación del consumo diario de algunas familias del municipio, dando como resultado lo siguiente:

Preparación de alimentos	13.00 gal/dia/fam
Lavado de utensilios de cocina	16.00 gal/dia/fam
Lavado de ropa	41.00 gal/dia/fam
Aseo personal	25.00 gal/dia/fam
Otros usos	12.00 gal/dia/fam

TOTAL = 107.00 gal/dia/fam

Consumo hab./dia = $107.00 * 3.785 / 6 = 67.50$ l/hab/dia

En base a estos datos la dotación será de 70 l/hab/dia

2.8 El consumo y sus variaciones

2.8.1 Consumo medio diario

Es conocido también como caudal medio y 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 a la población futura y a la dotación asignada en un día. El consumo medio diario para el proyecto del municipio de Santo Domingo Xenacoj, se calculó de la siguiente forma:

$$Q_m = \frac{\text{población}_\text{ futura} * \text{Dotación}}{86,400 \text{ s} / \text{ día}}$$

Donde:

Q_m = consumo medio diario o caudal medio

$$Q_m = \frac{2010 \text{ hab} * 70 \text{ l} / \text{ hab} / \text{ día}}{86,400 \text{ s} / \text{ día}} = 1.63 \text{ l} / \text{ s}$$

2.8.2 Caudal máximo diario

El consumo máximo diario es conocido 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, observando durante un año, el cual no incluye gastos causados por incendios. Cuando no se cuenta con información de consumo diario, éste se puede calcular incrementándole un porcentaje denominado factor día máximo.

$$Q_c = Q_m * FDM$$

Donde:

Q_c = caudal máximo diario o caudal de conducción

Q_m = consumo medio diario o caudal medio

FDM = factor día máximo

$$Q_c = 1.63 \text{ l/s} * 1.2 = 1.96 \text{ l/s}$$

2.8.3 Caudal máximo horario

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. Si no se tienen registros, se puede obtener multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora máxima.

$$Q_d = Q_m * FHM$$

Donde:

Q_d = consumo máximo horario o caudal de distribución

Q_m = consumo medio diario o caudal medio

FHM = factor hora máxima

$$Q_d = 1.63 \text{ l/s} * 2.2 = 3.59 \text{ l/s}$$

2.8.4 Caudal de bombeo

Cuando el sistema exige ser diseñado por bombeo, se requiere considerar un caudal de bombeo suficiente para abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo.

Para determinar el caudal de bombeo es importante definir antes el período de bombeo, el cual se determina en función del caudal que proporciona la fuente, en este caso se determina por medio del que se necesita para abastecer a todas las viviendas en este proyecto. Dicho período afecta directamente el diámetro de la tubería de descarga, la potencia de la bomba y las dimensiones del tanque de alimentación. Se recomienda que el período de bombeo sea de 8 a 12 hrs.

Es importante aclarar que el equipo de bombeo es el que debe diseñarse para un período de 10 años, más no el resto de los componentes del sistema; por lo que la tubería de descarga debe diseñarse de tal manera que sea suficiente para abastecer a una población futura de 20 años, como este caso.

El caudal de bombeo fue diseñado de la siguiente manera:

$$Q_B = \frac{Q_C * 24 \text{ hrs}}{H}$$

Donde:

Q_B = caudal de bombeo

Q_C = Caudal de conducción

H = número de horas de bombeo al día

$$Pf_{(11 \text{ años})} \ 1,495 \text{ Hab.}, \quad Q_m = 1.21 \text{ l/s} \quad Q_c = 1.45 \text{ l/s}$$

$$Q_B = \frac{1.45 \text{ l/s} * 24 \text{ hrs}}{12 \text{ Hrs}} = 2.90 \text{ l/s}$$

$$Pf_{(21 \text{ años})} \ 2,010 \text{ Hab.}, \quad Q_m = 1.63 \text{ l/s} \quad Q_c = 1.96 \text{ l/s}$$

$$Q_B = \frac{1.96 \text{ l/s} * 24 \text{ hrs}}{14 \text{ Hrs}} = 3.36 \text{ l/s}$$

Como se puede apreciar, el caudal de bombeo necesario para abastecer a la población futura de los primeros 10 años es de 2.9 l/s , el cual se aproxima al caudal que se bombeará al final de la vida útil del sistema (3.36 l/s); por lo que permite emplearse la misma tubería de descarga durante los 20 años, variando únicamente el período de bombeo.

2.9 Diseño de tubería

Para que un 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, para este estudio se utilizará la fórmula de Hazen & Williams.

$$H_f = \frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

$$D = \left(\frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{H_f * C^{1.85}} \right)^{(1/4.87)}$$

Donde:

H_f = pérdida de carga (m)

Q = caudal en la tubería (l/s)

L = longitud de tubería (m)

D = diámetro (pulg.)

C = coeficiente de rugosidad de la tubería

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

$$L_{\phi 2} = \frac{L * (H_f - F_{f_{\phi 1}})}{(H_{f_{\phi 2}} - H_{f_{\phi 1}})}$$

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

Donde:

H_f = pérdida de carga permisible

$H_{f\phi_1}$ = pérdida de carga provocada por el diámetro mayor

$H_{f\phi_2}$ = pérdida de carga provocada por el diámetro menor

L_{ϕ_1} = longitud de tubería de diámetro mayor

L_{ϕ_2} = longitud de tubería de diámetro menor

2.9.1 Tipo de tuberías

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

2.9.2 Diámetro de tubería

Para el diseño hidráulico el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo al tipo de sistema que se trate, lo cual se estudiará oportunamente; 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 XI que se presenta en el Anexo.

2.9.3 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 tipografía y un $C = 150$ para levantamientos topográficos de primero y segundo orden. Para tuberías de HG se puede utilizar un $C = 100$.

2.10 Diseño de línea de conducción

La línea de conducción es el conjunto de tubería que inicia desde la o las obras de captación hasta el tanque de distribución, mismas que están diseñadas para trabajar a presión, a través de fórmulas como la de Hazen & Williams

Para la línea de conducción se debe seleccionar la clase y diámetro de tubería que se ajuste al proyecto en estudio, siempre y cuando la capacidad de la tubería sea suficiente para transportar el caudal de día máximo, si se trata de un sistema por gravedad, o transportar su equivalente en un determinado período de bombeo.

2.10.1 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 ésta 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 presión hidrodinámica en la línea de conducción no debe ser mayor de 60 m.c.a. La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.6 y 3 m/s en un sistema por gravedad y entre 0.55 y 2.40 m/s en un sistema por bombeo.

2.11 Diseño de tubería de impulsión

La tubería de impulsión se compone de tubería de succión y tubería de descarga, las cuales se estudiarán detenidamente a continuación.

2.11.1 Tubería de succión

Se llama así a la tubería que va conectada directamente a la entrada de la bomba, uniéndola a la misma con el volumen de agua a elevarse.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y evitar entrada de aire en esta tubería, se recomienda tomar en cuenta en el diseño e instalación los siguientes aspectos:

- 1) Se debe tender con una pendiente de elevación continua hacia la bomba, sin puntos altos, para evitar la formación de bolsas de aire.
- 2) Debe ser tan corta y tan directa como sea posible

- 3) Su diámetro debe ser igual o mayor que el diámetro de la tubería de descarga, si se requiere una línea de succión larga, el diámetro de la tubería debe aumentarse para reducir la resistencia al paso del agua.
- 4) Los reductores a utilizarse deben ser excéntricos, con el lado recto hacia arriba para evitar también la formación de bolsas de aire.
- 5) Los codos instalados en la misma generalmente se prefieren de radio largo, porque ofrecen menos fricción y proveen una distribución más uniforme del flujo que de los codos normales.
- 6) En la entrada de esta tubería se recomienda utilizar una coladera con válvula de pie, debido a que disminuye el riesgo de entrada de materia indeseable al tubo de succión; y al mismo tiempo, tiene la particularidad de retener el agua que ha entrado a la tubería, evitando la necesidad de retener el agua que ha entrado a la tubería, evitando la necesidad de cebar la bomba después de que ha dejado de operar.

2.11.2 Tubería de descarga

La tubería de descarga es la que se coloca inmediatamente después de la bomba. Generalmente en abastecimiento de agua potable en el área rural.

Esta tubería descarga el líquido a un tanque de almacenamiento, aunque se podría conectar directamente a la tubería de distribución.

La velocidad del caudal requerido en la tubería de descarga debe conducirse con una velocidad mínima de 0.55 m/s y en caso extremo la velocidad máxima puede ser de 2.4 m/s.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y eliminar formaciones de aire, es conveniente considerar en el diseño e instalación de la tubería de descarga las reglas siguientes:

- 1) Esta tubería debe colocarse en la ruta más directa posible, desde la bomba hasta el punto de descarga, lo que aminora la resistencia al paso del agua.
- 2) Cuando se usen vueltas o dobleces, su tipo debe ser de radio grande; lo que mantendrá al mínimo la resistencia al paso del agua.
- 3) El número de cambios de dirección, válvulas y accesorios deben ser los mínimos necesarios en esta tubería, sin embargo, en lugares bajos deben instalarse válvulas de limpieza y si es requerido en los picos de la línea deberán colocarse válvulas de aire.

Luego de haberse determinado el caudal de bombeo, se puede diseñar la tubería de descarga.

2.11.3 Diámetro Económico

En sistemas por bombeo, la determinación del diámetro económico es uno de los aspectos más importantes; para determinar este diámetro se puede optar por utilizar la fórmula siguiente o por un análisis de costos mensuales.

a. $\phi_{EC} = 1.8675 * (Q_B)^{1/2}$

Donde:

Φ_{EC} = diámetro económico

Q_B = caudal de bombeo

1.8675 = factor de conversión de metros a pulgadas, que contempla además, una velocidad mínima de flujo en la tubería de descarga.

$$\phi_{EC} = 1.8675 * (2.9)^{1/2} = 3.18 \text{ Pulgadas}$$

Como este diámetro no existe comercialmente, entonces se procede a verificar la velocidad y la pérdida de carga con los diámetros comerciales inmediatos inferior y superior,

b. Análisis por costos mensuales

Para el proyecto en estudio se utilizará el método de análisis por costos mensuales. Este método consiste, básicamente, en realizar un análisis del costo mensual del bombeo y de la tubería

Del estudio topográfico, se determinó que la distancia horizontal del nacimiento al lugar del tanque de distribución

es de 3848 m. Debido a que la tubería no se colocará horizontalmente, se le sumará a la longitud horizontal, un 3% de dicha longitud, teniendo así, la longitud real de diseño. Entonces para el cálculo se necesitarán los siguientes datos.

$$Q_B = 2.9 \text{ l / s}$$

Q_B = caudal de bombeo

$$L = 3963.44 \text{ m}$$

L = longitud real

$$\text{Costo Kw-h} = Q \cdot 0.779$$

Luego se calcula el rango de diámetros que se puede utilizar, en función de las velocidades máxima y mínima del sistema. La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.55 y 2.40 m/s en un sistema por bombeo.

$$V_{\max} = 2.4 \text{ m / s}$$

$$V_{\min} = 0.55 \text{ m / s}$$

La formula para el diámetro es:

$$D = (1.974 * Q_b / V)^{1/2}$$

D = diámetro (pulg)

Q_b = caudal de bombeo (l / s)

V = velocidad (m/s)

Para la velocidad máxima se tiene

$$D = (1.974 * 2.9 / 2.4)^{1/2}$$

$$D = 1.54 \text{ pulg.}$$

Para la velocidad mínima se tiene

$$D = (1.974 * 2.9 / 0.55)^{1/2}$$

$$D = 3.23 \text{ pulg.}$$

Estos diámetros deben pasarse a valores de diámetros comerciales, por lo que, los diámetros que se utilizarán para determinar el diámetro económico serán: 2, 3, y 4 pulgadas.

Se analizará el costo con la longitud real = 3963.44 m. Para determinar el costo mensual se toma como referencia la tasa de interés anual a 16% y un período útil para el análisis de 10 años.

Para determinar el costo mensual de tubería, se utiliza la siguiente expresión:

$$A = \frac{r * n}{n * 12}$$

r = tasa de interés anual

n = período en meses (10 años)

A = factor adimensional que representa el interés anual durante un periodo de 10 años.

$$A = \frac{0.16 * 10}{10 * 12}$$

$$A = 0.0133$$

En el siguiente cuadro se muestran los cálculos del costo de la tubería por mes:

Tabla I. Costo de tubería por mes

Diámetro	Longitud (m)	Costo (Q)	A	Costo/mes (Q)
2"	3963.44	205,795.93 HG	0.0133	2,737.09
3"	3963.44	143,832.73 pvc	0.0133	1,912.98
4"	3963.44	275,272.73 pvc	0.0133	3,661.13

Con la fórmula de Hazen williams se calcula la pérdida de carga.

$$H_f = \frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Donde:

Hf = pérdida de carga (m)

Q = caudal en la tubería (l/s)

L = longitud de tubería (m)

D = diámetro (pulg.)

C = coeficiente de rugosidad de la tubería

En el siguiente cuadro se muestran las pérdidas de carga de los posibles diámetros de diseño.

Tabla II. Perdidas de carga

Diámetro	Diam.Int	Longitud (m)	Q(l/s)	C	Hf (m)
2"	2.221	3963.44	2.9	100	202.92
3"	3.088	3963.44	2.9	140	21.87
4"	4.14	3963.44	2.9	140	5.25

Para estas pérdidas de carga, se determina la potencia requerida para que el caudal de bombeo pueda vencer esta altura (Hf), con la fórmula siguiente:

$$P = (Q_b * Hf) / (76 * e) , \text{ donde}$$

P = potencia (HP)

Q_b = caudal de bombeo (l / s)

Hf = pérdida de carga (mca)

e = eficiencia (%)

Se tomó una eficiencia de 70%, el período de bombeo serán de 8 horas diarias, 240 horas de bombeo al mes. Los resultados de los cálculos se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla III. Calculo de Potencia

Diámetro	Hf(m)	P (HP)	P(kw)	Kw-h/mes
2"	202.92	11.06	8.24	1977.60
3"	21.87	1.19	0.89	213.6
4"	5.25	0.29	0.22	52.80

Por último, en el cuadro siguiente, se resumen los costos totales por mes de los distintos diámetros supuestos:

Tabla IV. Diámetro económico de tubería

Diámetro	Longitud (m)	Costo Tubería/mes	Kw-h mes	Costo (Q) Energía/mes	Costo (Q) Total/mes
2"	3963.44	2,737.09	1977.60	1540.55	4,277.64
3"	3963.44	1,912.98	213.6	166.39	2,079.37
4"	3963.44	3,661.13	52.80	41.13	3,702.26

El diámetro económico se escoge del diámetro cuyo costo total por mes sea menor. Por lo tanto, para este proyecto, el diámetro económico es de 3 pulgadas, ya que éste representa un costo mensual menor.

2.12 Diseño de equipo de bombeo

2.12.1 Altura neta de succión positiva

Es la presión necesaria para hacer pasar el agua por la tubería de succión hasta el ojo del impulsor. Esta presión es conocida como MPS (Net Positive suction Head) y es medida en el ojo del impulsor.

En la proyección de instalación de una bomba, es necesario considerar dos tipos de altura neta de succión positiva o NPSH; la disponible y la requerida por la bomba que será instalada; de ambas es necesario que la primera sea mayor que la segunda para evitar el fenómeno de cavitación, el cual puede dañar rápidamente la bomba.

Cuando existe presión atmosférica actuando en la superficie del agua que será succionada y la presión disminuye en el ojo del impulsor de una bomba centrífuga hasta ser menor que la atmosférica, entonces inicia la elevación del agua por la tubería de succión; pero si la presión disminuye hasta corresponder con la presión de vapor de agua, entonces se origina el fenómeno de cavitación, lo cual se puede evitar disminuyendo la altura del ojo del impulsor sobre el nivel de succión; si de esta manera persiste aún debajo de la presión de vapor de agua, entonces el nivel de la superficie de succión debe diseñarse a la misma altura del ojo del impulsor y si fuese necesario, arriba de éste.

2.12.2 Altura neta de succión positiva disponible en bombeo horizontal

Cuando se emplea una bomba centrífuga de eje horizontal, ésta se divide en tres casos diferentes:

Caso I

Cuando el nivel del agua en la succión está expuesto a la presión atmosférica y abajo del ojo del impulsor el $NPSH_1$, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$NPSH_1 = h_a - (h_s + hf_s + h_v + hf_m)$$

Caso II

Cuando el nivel del agua en la succión está arriba del ojo del impulsor y expuesto a la presión atmosférica:

$$NPSH_2 = h_a - (h_s + hf_s + h_v + hf_m)$$

Caso III

En éste se presentan los dos casos anteriores, con la diferencia que en la succión existe una presión diferente a la atmosférica; por lo que la presión atmosférica h_a se sustituye por h_{das} , por consiguiente las nuevas expresiones para los casos I y II respectivamente, serán:

$$a) \quad NPSH_a = h_{das} - (h_s + hf_s + h_v + hf_m)$$

$$b) \quad NPSH_b = h_{das} + h_s - (hf_s + h_v + hf_m)$$

Donde:

h_a = Presión atmosférica correspondiente a la altitud de operación de la bomba, en m.c.a.

h_s = Diferencia de altura entre el nivel del agua en la succión y el ojo del impulsor (altura estática en la succión).

Hf_s = Pérdida de carga por fricción en la succión, en m.c.a.

H_v = Presión de vapor del agua, en m.c.a.

Hf_m = Pérdidas menores de carga producida por accesorios, en m.c.a.

h_{das} = Presión diferente a la atmosférica existente en la succión, en m.c.a.

Cálculo de altura neta de succión positiva:

Para el proyecto en estudio se utilizará una bomba cuyo eje de rotación será en posición horizontal y el nivel de agua en la

succión está expuesto a la presión atmosférica y abajo del impulsor, por lo que se utilizará la expresión del caso I :

$$NPSH_1 = h_a - (h_s + hf_s + h_v + hf_m)$$

Presión atmosférica (h_a):

Para determinar la presión atmosférica a una altitud de 1,616 metros sobre el nivel del mar, es necesario interpolar presiones en la Tabla 13 del Anexo; obteniéndose la presión atmosférica h_a igual a 8.16 m.c.a..

Altura estática en succión (h_s):

$$H_s = 2.25 \text{ m}$$

Perdida de carga en la succión (hf_s):

$$\text{Longitud tubería de succión} = 2.25 + 3.00 = 5.25 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} L = 5.25 \text{ m} \\ Q_B = 2.9 \text{ l/s} \\ D = 3.284'' \\ C = 100 \end{array} \right\} hf_s = 0.04 \text{ m}$$

Presión de vapor (h_v):

Para determinar la presión de vapor del agua a 14° C, se interpola en la Tabla 14 del Anexo, obteniéndose una presión de vapor de agua h_v igual a 0.169 m.c.a.

Perdidas menores (hf_m):

$$hf_m = K * (v^2 / 2 * g)$$

Donde K es el coeficiente que determina las perdidas en accesorios. Válvulas y otros.

Descripción	Valor de K	Cantidad	Total
Campana	0.05	1	0.05
Coladera	13.00	1	13.00
Válvula de pie	0.80	1	0.80
Codo de 90°	0.30	1	0.30
Codo de 45°	0.28	1	0.28
Reductor excéntrico	0.61	1	<u>0.61</u>
		ΣK	15.04

$$V = 1.974 * \frac{Q_B}{\phi_{EC}^2}$$

$$V_{3''} = 1.974 * \frac{2.9}{3.284^2} = 0.53 \text{ m/s}$$

$$hf_v = v^2 / (2 * g)$$

$$hf_v = 0.53^2 / (2 * 9.81) = 0.014 \text{ m.c.a}$$

$$hf_m = K * (v^2 / 2 * g)$$

$$hf_m = 15.04 * (0.014) = 0.21 \text{ m.c.a}$$

$$NPSH_1 = h_a - (h_s + hf_s + h_v + hf_m)$$

$$NPSH_1 = 8.16 - (2.25 + 0.04 + 0.169 + 0.21) = 5.49 \text{ m.c.a.}$$

Para evitar efectos perjudiciales en la bomba que se empleará, debido al fenómeno de cavitación, ésta deberá disponer de una NPSH mayor de 5.49 m.c.a.

2.12.3 Carga Dinámica Total

Para el diseño de una bomba es necesario conocer la carga dinámica total, dicha carga, CDT, es la presión real expresada en metros columna de agua contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido. Su cálculo para bombas centrífugas depende de la dirección del eje de la rotación, por lo que la CDT en bombeo horizontal, será diferente en la CDT en bombeo vertical.

Para el proyecto en estudio el tanque de succión se construirá abajo del impulsor, cuyo eje de rotación será en posición horizontal.

$$CDT = hf_v + h_s + hf_s + h_d + hf_d + hf_m$$

Donde:

hf_v = pérdida de carga por velocidad, en m.c.a

h_s = altura estática en la succión

hf_s = pérdida de carga en la succión

h_d = altura estática en la descarga

hf_d = pérdida de presión en la descarga

hf_m = pérdidas menores

2.12.4 Pérdida de carga por velocidad (hfv)

$$V = 1.974 * \frac{Q_B}{\phi_{EC}^2}$$

$$V_{2''} = 1.974 * \frac{2.9}{3.088^2} = 0.60 \text{ m/s}$$

$$hfv = v^2 / (2 * g)$$

$$hfv = 0.60^2 / (2 * 9.81) = 0.018 \text{ m.c.a}$$

2.12.5 Altura estática en la succión (h_s)

$$H_s = 2.25 \text{ m}$$

2.12.6 Pérdida de carga en la succión (h_{f_s})

Longitud tubería de succión = 2.25 + 3.00 = 5.25 m

$$\left. \begin{array}{l} L = 5.25 \text{ m} \\ Q_B = 2.9 \text{ l/s} \\ D = 3.284'' \\ C = 100 \end{array} \right\} \quad h_{fs} = 0.04 \text{ m}$$

2.12.7 Altura estática en la descarga (h_d)

Cota sobre tanque de distribución 1859.90

Cota de la fuente - 1645.6

$$h_d = 214.30$$

2.12.8 Pérdida de presión en la descarga (hf_d)

Tubería HG (cedula liviana):

$$\left. \begin{array}{l} L = 108 \text{ m} \\ Q_B = 2.9 \text{ l/s} \\ D = 3.284'' \\ C = 100 \end{array} \right\} hf_d = 0.82 \text{ m.c.a}$$

Tubería PVC 250 psi

$$\left. \begin{array}{l} L = 1956 \text{ m} \\ Q_B = 2.9 \text{ l/s} \\ D = 3.088'' \\ C = 140 \end{array} \right\} hf_d = 10.80 \text{ m.c.a}$$

Tubería PVC 160 psi

$$\left. \begin{array}{l} L = 1784 \text{ m} \\ Q_B = 2.9 \text{ l/s} \\ D = 3.230'' \\ C = 140 \end{array} \right\} hf_d = 7.91 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Total } hf_d = 0.82 + 10.80 + 7.91 = 19.53 \text{ m.c.a.}$$

2.12.9 Pérdidas menores

$$hf_m = K * (v^2 / 2 * g)$$

$$hf_v = v^2 / (2 * g) = 0.018 \text{ m}$$

$$hf_m = K * 0.018$$

Donde K es el coeficiente que determina las perdidas en accesorios. Válvulas y otros.

Debido a que no existen muchas válvulas ni codos que hagan significativas las pérdidas menores, por lo que se asume un valor conservador para las perdidas menores $hf_m = 1.0$ m

Calculo de Carga dinámica total (CDT)

$$CDT_1 = hf_v + h_s + hf_s + h_d + hf_d + hf_m$$

$$CDT_1 = 0.018 + 2.25 + 0.04 + 214.30 + 19.53 + 1$$

$$CDT_1 = 237.14 \text{ m}$$

Ésta es la altura dinámica teórica a la que la bomba debe impulsar el caudal, por lo que es conveniente considerar una altura adicional por seguridad, en este caso se ha considerado 6 m.c.a.

$$CDT = 243.14 \text{ m}$$

2.12.10 Potencia de la bomba

La potencia para hacer trabajar una bomba eficientemente depende del caudal de bombeo, de la altura dinámica total y de la eficiencia de la bomba a emplear. La potencia de la bomba se puede determinar a través de la siguiente expresión:

$$POT = \frac{Q_B * CDT}{76 * ef}$$

Donde:

Q_B = caudal de bombeo, en l/s

CDT = carga dinámica total, en m

ef = eficiencia de la bomba

76 = coeficiente para transformar l-m/s a HP

$$POT = \frac{2.9 * 243.14}{76 * 0.7} = 13.25 \text{ HP} \quad \approx 15 \text{ HP}$$

Al cotizar una bomba, el distribuidor regularmente ofrece una bomba con mayor potencia, ya sea por seguridad o porque no cuenta con una bomba con determinada potencia.

Para el proyecto en estudio se recomienda utilizar una bomba de eje horizontal de 15 HP, debido al tipo de fuente y su ubicación respecto al terreno.

2.12.11 Sobrepresión por golpe de ariete

Para determinar la sobrepresión producida por el golpe de ariete, se puede adoptar la fórmula de Lorenzo Allievi, ya que considera las condiciones más críticas para una súbita disminución de la velocidad del fluido en la tubería, lo que provoca oscilaciones de velocidad y de presión.

Para calcular la velocidad de propagación de la oscilación se puede utilizar la siguiente expresión:

$$V_p = \frac{9,900}{\left[48.3 + (10^{10} * \Phi / ME * e)\right]^{1/2}}$$

el diámetro de la tubería a utilizar es de 3" pulgadas (0.0762 m) y su espesor $e = 0.00439$ m, suponiendo que es PVC; entonces de la Tabla 12, se obtiene el modulo de elasticidad $ME = 0.3 * 10^9$ kg/m², entonces:

$$V_p = \frac{9,900}{\left[48.3 + (10^{10} * 0.0762 / 0.3 * 10^9 * 0.00439)\right]^{1/2}} = 395.40 \text{ m/s}$$

la sobrepresión máxima en el extremo de la tubería (hga), puede calcularse con la siguiente igualdad:

$$hga = V_p * (v / g)$$

donde:

V_p = velocidad de propagación de oscilación (m/s)

V = velocidad en la tubería (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

$$hga = 395.40 * (0.60 / 9.81)$$

$$hga = 24.18 \text{ m}$$

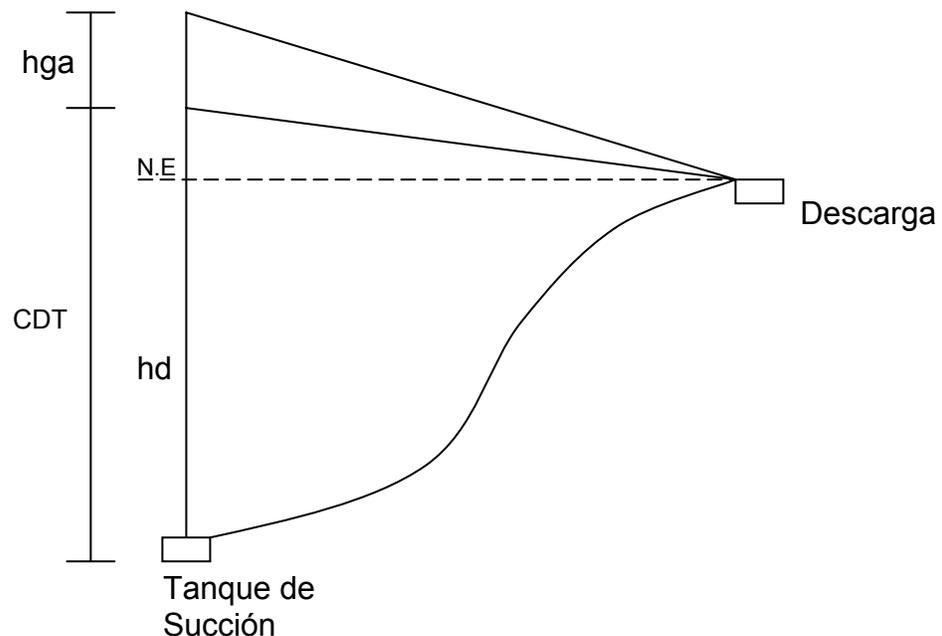
Caso Critico: la presión máxima (PM) a la que se someterá la tubería de descarga es de:

$$PM = CDT + hga$$

$$PM = 243.14 + 24.18 = 267.32 \text{ m} = 26.73 \text{ kg / cm}^2$$

Para evitar la rotura en la tubería de descarga se recomienda instalar 108 m. de tubería de hierro galvanizado tipo liviano, inmediatos a la bomba, cuya presión de trabajo es de 35 kg/cm². Los siguientes 1956 m. De tubería serán de PVC (250 PSI) y en los 1784 m. restantes se instalará tubería PVC (160 PSI) de presión de trabajo

Figura 1. Presión máxima



Donde:

hga = sobrepresión por golpe de ariete

CDT = Carga Dinámica Total

hd = Altura de la descarga

N.E = Nivel Estático

2.13 Identificación del tipo de Suelo:

El departamento de Sacatepequez está localizado sobre la vertiente continental al sur central de Guatemala. Su área total combinada con el departamento de Chimaltenango es de 244,400 hectáreas. Aproximadamente tres cuartas partes están situadas en la Altiplanicie central.

En épocas geológicas relativamente recientes, casi toda el área ha sido cubierta por cenizas volcánicas, principalmente pomáceas. Una pequeña parte yace sobre esquistos y arcilla esquistosa a poca profundidad, un área considerable ha sido cubierta por ceniza volcánica máfica, o escoria, durante las erupciones del Volcán de Fuego y también probablemente por el Volcán de Acatenango.

Topografía y Geología

Las regiones de la Altiplanicie central Ocupan abanicos aluviales casi planos en la base del declive Pacífico a elevaciones que varían de 120 a 300 metros sobre el nivel del mar. La inclinación común es alrededor del 3 por ciento y la máxima es alrededor del 5 por ciento.

La profundidad del suelo varía según el grado de erosión al cual ha estado sujeto durante su desarrollo. Típicamente ocupa un valle o un bolsón intramontañoso que es casi plano pero algunas partes son de onduladas a suavemente onduladas.

Incluidos están unos suelos desarrollados sobre superficies más antiguas de terreno que emergen a través del material acumulado más reciente; algunos están sobre materiales volcánicos y otros sobre materiales sedimentarios como caliza y esquistos arcillosos.

Perfil del suelo: Franco arcilloso

1. El suelo superficial, a una profundidad alrededor de 25 centímetros, es franco arcilloso, café muy oscuro. Tiene un contenido de alrededor de 4 por ciento de materia orgánica. La estructura granular está bien desarrollada en algunos lugares pero en la mayor parte se ha destruido a causa del cultivo y la exposición al sol, de modo que se vuelve duro cuando está seco y es plástico cuando está húmedo. Es evidente una estructura granular casi cúbica. Grietas de 1 a 2 centímetros de ancho y de más de 30 de profundidad, se desarrollan durante la estación seca.
2. El suelo adyacente al superficial, a una profundidad alrededor de 40 centímetros, es franco arcilloso o arcilla de café a café oscura. El contenido de materia orgánica es bajo (0.8 por ciento). Se ha desarrollado una estructura cúbica, siendo los agregados angulares de 3 a 5 mm. de lado. Los planos de cruce vertical son más definidos que los horizontales, dando apariencia de una macra-estructura prismática, es duro cuando está seco y plástico cuando está húmedo.

3. El subsuelo, a una profundidad alrededor de un metro, es arcilla café rojiza. La estructura micro-cúbica y la estructura macro-prismática están desarrolladas hasta cierto grado. Los agregados primarios son de 2 a 4 mm. de lado y los prismas tienen un espesor de alrededor de 10 centímetros.

4. El subsuelo más profundo en la parte superior del substrato, es franco arcilloso o franco arcilloso arenoso, café amarillento y cementado. Este material es masivo en la mayoría de los lugares y se conoce localmente como talpetate, el cual se excava para usarlo como material de construcción. Es ceniza volcánica parcialmente intemperizada.

5. El substrato es pómez gruesa cementada débilmente. Casi todos los fragmentos tienen un grueso de alrededor de 1 centímetro. Se excava fácilmente y las paredes verticales se sostienen por años sin soporte alguno. Una separación en tamaño de partículas tuvo lugar, asumiéndose por esto, que estos valles fueron rellenados durante un período de actividad volcánica intensa, acompañada de fuertes lluvias, lo que dio por resultado la formación de una masa semifluida, pero lo suficientemente consistente como para haber sido contenida en un área restringida.

Variaciones

Gran parte de la variación que se encuentra en los suelos franco arcilloso ha resultado a causa de la erosión normal lenta, o geológica, que no permitió que se desarrollara un suelo profundo normal para la región. En ciertas partes la erosión reciente ha provocado la remoción de todo o parte del suelo superficial y en algunos pocos lugares se penetra hasta el subsuelo. El espesor del subsuelo inferior varía de medio metro a un máximo de dos metros, pero el promedio es alrededor de un metro. En la clasificación de Reconocimiento de suelos, están incluidos terrenos muy quebrados, que consisten de barrancos profundos con paredes perpendiculares. Muchos de estos barrancos tienen una profundidad de casi 100 metros y sólo 50 de ancho. También están incluidas áreas de suelos formados en superficies más antiguas, representadas por lomas de roca sedimentada y volcánica.

3. OBRAS HIDRÁULICAS

3.1 Obras de captación

Estas son obras que recolectan el agua proveniente de uno o varios manantiales de brotes definidos o difusos. Su función es asegurar bajo cualquier condición de flujo y durante todo el año la captación del caudal provisto. Dependiendo de las características y tipo de fuente disponible, se pueden clasificar de la siguiente manera:

- a) Caja para manantial
- b) Captación de manantial con fondo difuso
- c) Caja para río
- d) Galería de infiltración
- e) Pozos perforados
- f) Pozos excavados

La obra de captación propuesta para el proyecto de Santo Domingo Xenacoj es una caja para manantial, la cual es apta para captar fuentes subterráneas con afloramiento horizontal o vertical, en uno o varios puntos definidos.

La obra de captación se construirá para proteger el brote de un posible desmoronamiento o contaminación del agua, así mismo permitirá la acumulación del agua en un compartimiento a modo que exista compensación para un caudal de extracción constante.

Ésta estructura se compone de un filtro que será construido de piedra bola, grava y arena de río; un rebalse que mantendrá la presión atmosférica; un desagüe para limpieza; una pichacha en la salida de la tubería para la conducción; una tapadera con sello sanitario para inspección. La caja será construida de piedra bola y deberá protegerse con una cuneta para el ingreso de corrientes pluviales y con un cerco para el ingreso de personas y/o animales (ver Figura 21).

3.2 Tanque de Succión

Ésta estructura se construye para garantizar que la bomba no trabajará en seco o aspire aire, por lo que su capacidad debe ser lo suficientemente grande para evitar que se vacíe durante el período en que operará la bomba.

Cuando el caudal mínimo producido por la fuente es mayor que el caudal de bombeo, no precisa un volumen de almacenamiento para succión; sin embargo, la capacidad de éste, en ningún caso puede ser menor a 5 m³.

En los casos donde la fuente sea menor que el caudal de bombeo, como se propone para el proyecto en estudio, el volumen del tanque debe ser mayor al déficit provocado por la falta de caudal en la fuente mientras la bomba opera. La capacidad del tanque para estas condiciones se puede calcular a través de la siguiente fórmula, siempre y cuando ésta cumpla las dos desigualdades que posterior a ella se presentan:

$$V_{TS} = 3.6 * (Q_B - Q_f) * H_B + F * A$$

$$V_{TS} \geq 5 \text{ m}^3$$

$$V_{TS} / (3.6 * Q_f) < (24 - H_B)$$

donde :

Q_B = caudal de bombeo en l/s

Q_f = caudal que produce la fuente en l/s

H_B = tiempo de operación de la bomba en hrs.

3.6 = factor de conversión de (l – hrs / s) a m^3

A = sección de la planta del tanque en m^2

F = factor que permite que la bomba permanezca cebada

Cuando se trata de una bomba de eje horizontal, como en este caso, el factor F representa la profundidad de la boca de la tubería de succión; si la tubería cuenta con una válvula de pie, F puede ser de 1.0 m, en caso contrario el mínimo valor de F debe ser de 0.70 m.

Diseño del tanque de succión:

Cálculo del volumen:

$$V_{TS} = 3.6 * (2.9 - 1.98) * 12 + 1 * 8 * 4 = 71.74 \text{ m}^3$$

verificando las condiciones anteriormente mencionadas

$$V_{TS} \geq 5 \text{ m}^3 \quad V_{TS} / (3.6 * Q_f) < (24 - H_B)$$

$$V_{TS} \geq 5 \text{ m}^3 \quad \checkmark$$

$$V_{TS} = 71.74 \geq 5 \text{ m}^3$$

$$71.74 / (3.6 * 1.98) < (24 - 12)$$

$$10.10 < 12 \quad \checkmark$$

En base a los cálculos realizados el volumen del tanque de succión será de 72 m³.

Diseño de losa:

Para ello se empleará el método 3 de la American Concrete Institute (ACI).

Figura 2. Dimensiones de losa

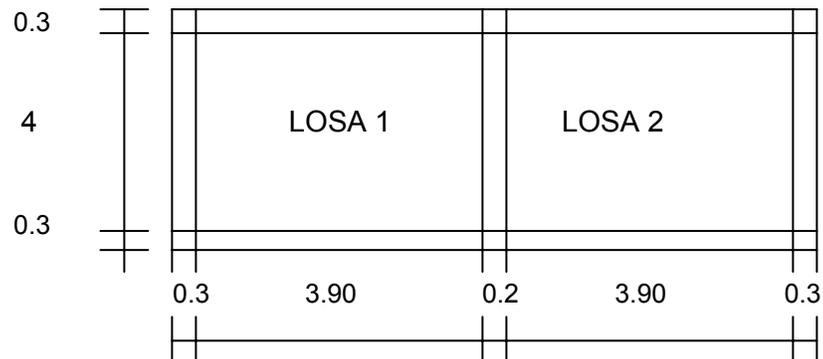


Tabla V. Diseño de losas

Descripción	Losa 1	Losa 2
A/B	0.98 > 0.5	0.98 > 0.5
Refuerzo	Dos sentidos	Dos sentidos
t(m)	0.09	0.09

El espesor mínimo recomendado por la ACI es de 9.0 cm., pero por modulación y mediciones más exactas en su construcción se empleará un espesor $t = 10$ cm.

Cargas:

Carga muerta (CM):

$$W \text{ propio losa} = \text{peso específico concreto} * t$$

$$\begin{array}{rcl} W \text{ propio losa} & = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.10\text{m} & = 240 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Sobre cargas} & & = 90 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{Total carga muerta (CM)} & & = 330 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

$$\text{Carga muerta última (CMu)} = 1.4 * 330 = 462 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva (CV):

Debido a que la losa únicamente soportará cargas en ocasiones eventuales por se solo de cubierta, se asumirá una carga viva (CV) = 90 kg/m^2

$$\text{Carga viva última (CVu)} = 1.7 * 90 = 153 \text{ kg/m}^2$$

Carga última (CU):

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 462 + 153 = 615 \text{ kg/m}^2$$

Determinación de momentos:

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

$$MA(-) = CAn * CU * A^2$$

$$MB(-) = CBn * CU * B^2$$

$$MA(+) = CAcmp * CMu * A^2 + CAcvp * CVu * A^2$$

$$MB(+) = CBcmp * CMu * B^2 + CBcvp * CVu * B^2$$

Donde:

CA_n = coeficiente (-) en A, según relación A/B y empotramiento

CB_n = coeficiente (-) en B, según relación A/B y empotramiento

CA_{cmp} = coeficiente De carga muerta (+) en A, según relación A/B y empotramiento

CA_{cvp} = coeficiente De carga viva (+) en A, según relación A/B y empotramiento

CB_{cmp} = coeficiente De carga muerta (+) en B, según relación A/B y empotramiento

CB_{cvp} = coeficiente De carga viva (+) en B, según relación A/B y empotramiento

Tabla VI. Determinación de Momentos

Descripción	Losa 1	Losa 2
Relación m= A/B	0.98	0.98
Caso de empotramiento según ACI	Caso 6	Caso 6
MA (-) (kg-m)	664.14	664.14
MB (-) (kg-m)	0	0
MA (+) (kg-m)	313.34	313.34
MB (+) (kg-m)	277.92	277.92

Balaceo de momentos:

Momentos negativos nulos en extremos = momentos positivo/3

Momentos negativos intermedios desiguales = Balaceo por rigidez

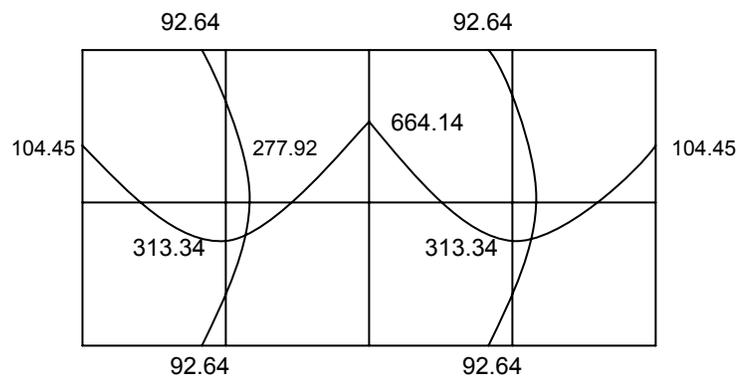
$$MA(-) = MA(+)/3$$

$$MB(-) = MB(+)/3$$

$$MA(-) = 313.34 / 3 = 104.45 \text{ kg - m}$$

$$MB(-) = 277.92 / 3 = 92.64 \text{ kg - m}$$

Figura 3. Diagrama de momentos de losa



$$As \text{ min} = (0.4 * 14.1 * b * d) / fy$$

Donde:

b = base unitaria (cm)

d = peralte efectivo (cm)

fy = limite fluencia acero (kg/cm²)

$$b = 100 \text{ cm}$$

Φ = 3/8" diámetro propuesto entonces d' = 0.95 cm

$$d = t - R - d' / 2 = 10 - 2 - 0.95/2 = 7.53 \text{ cm}$$

$$As \text{ min} = (0.4 * 14.1 * 100 * 7.53) / 2810 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Área Separación

$$1.51 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \text{ m}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow X = 0.47 > 3t = 0.3 \text{ m}$$

Usar No. 3 @ 0.3 m. (ver armado en Figura 20)

Área	Separación
As min →	1 m
0.71 cm ² →	0.3 m →
	As min = 2.37 cm ²

Momento resistente de As mínimo

$$M_{As\ min} = \phi * As\ min * fy * (d - (As\ min * fy) / (1.7 * f'c * b))$$

$$M_{As\ min} = 0.9 * 1.51 * 2810 * (7.53 - (1.51 * 2810) / (1.7 * 210 * 100))$$

$$M_{As\ min} = 28301.61\ kg - m = 283.02\ kg - m$$

As para momentos que sobrepasan Mu:

$$MA (+) = 313.34\ kg - m$$

$$As = \left[b * d - \left((b * d)^2 - Mu * b / 0.003825 * f'c \right)^{1/2} \right] * (0.85 * f'c) / fy$$

$$As = \left[100 * 7.53 - \left((100 * 7.53)^2 - 313.34 * 100 / 0.003825 * 210 \right)^{1/2} \right] * \frac{(0.85 * 210)}{2810}$$

$$As = 1.67\ cm^2$$

Área	Separación
1.67 cm ² →	1 m
0.71 cm ² →	X = 0.43 > 3t = 0.3 m

Usar No. 3 @ 0.3 m. (ver armado en Figura 20)

$$MA (-) = 664.14\ kg - m$$

$$As = \left[b * d - \left((b * d)^2 - Mu * b / 0.003825 * f'c \right)^{1/2} \right] * (0.85 * f'c) / fy$$

$$As = \left[100 * 7.53 - \left((100 * 7.53)^2 - 664.14 * 100 / 0.003825 * 210 \right)^{1/2} \right] * \frac{(0.85 * 210)}{2810}$$

$$As = 3.62\ cm^2$$

Área		Separación
3.62 cm ²	→	1 m
0.71 cm ²	→	X = 0.0.2 m

Usar No. 3 @ 0.2 m. (ver armado en Figura 20)

Diseño de viga de carga:

Diseño a flexión:

$$F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

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

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$d = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$CM_u = 462 \text{ kg/cm}^2$$

$$CV_u = 153 \text{ kg/cm}^2$$

$$CU = 615 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 4. Diseño de viga

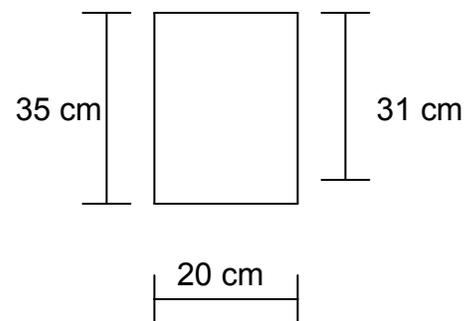
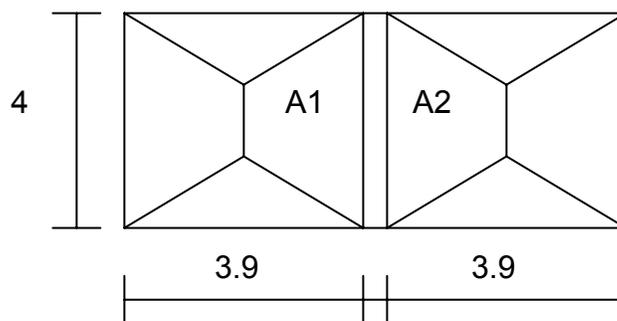


Figura 5. Áreas Tributarias



$$A1 = \frac{1}{2} * (4 + 0.1) * 1.95 = 4 \text{ m}^2$$

$$A1 = A2$$

$$WL1 = \frac{CU * A1}{L} = \frac{615 * 4}{4} = 615 \text{ kg/m}$$

$$WL1 = WL2$$

$$Wviga = \delta c * b * h$$

$$Wviga = 2400 * 0.20 * 0.35 = 168 \text{ kg / m}$$

$$C \text{ arg a total } Wt = WL1 + WL2 + Wviga = 615 + 615 + 168 = 1398 \text{ kg / m}$$

$$Mu = Wt * L^2 / 8 \quad Mu = 1398 * 4.6^2 / 8 = 3697.71 \text{ kg - m}$$

Flexión

$$As = \left[b * d - \left((b * d)^2 - Mu * b / 0.003825 * f'c \right)^{1/2} \right] * (0.85 * f'c) / fy$$

$$As = \left[20 * 31 - \left((20 * 31)^2 - 3697.71 * 20 / 0.003825 * 210 \right)^{1/2} \right] * \frac{(0.85 * 210)}{2810}$$

$$As = 5.04 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo y mínimo

ρb = % de acero balanceado

$$\rho b = 0.85 * \beta * (Fc / fy) * (6090 / (6090 + fy))$$

$$\rho b = 0.85^2 * (210 / 2810) * (6090 / (6090 + 2810))$$

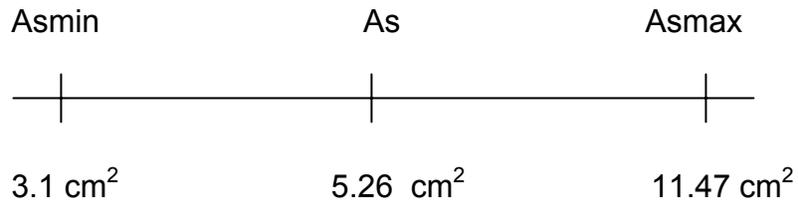
$$\rho b = 0.037$$

$$\rho \text{ max} = 0.5 * \rho b * (\text{zona sismica}) = 0.5 * 0.037 = 0.0185$$

$$As \text{ max} = \rho \text{ max} * b * d = 0.0185 * 20 * 31 = 11.47 \text{ cm}^2$$

$$\rho \text{ min} = 14.1 / fy = 14.1 / 2810 = 0.005$$

$$As \text{ min} = \rho \text{ min} * b * d = 0.005 * 20 * 31 = 3.1 \text{ cm}^2$$



$A_{smin} < A_s < A_{smax}$ \longrightarrow viga simplemente reforzada

$3 \text{ No. } 4 = 3 * 1.27 = 3.81 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 3.1 \text{ cm}^2$

$3 \text{ No. } 5 = 3 * 1.98 = 5.94 \text{ cm}^2 > A_s = 5.26 \text{ cm}^2$

Figura 6. Detalles de viga

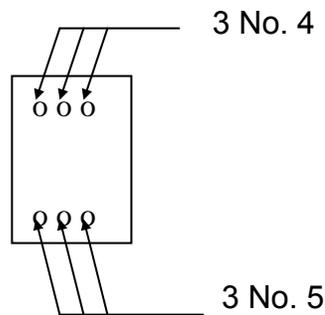
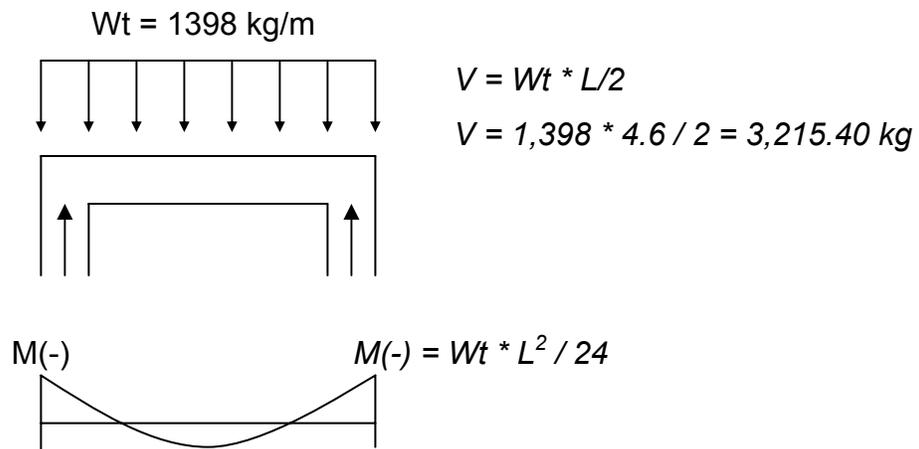


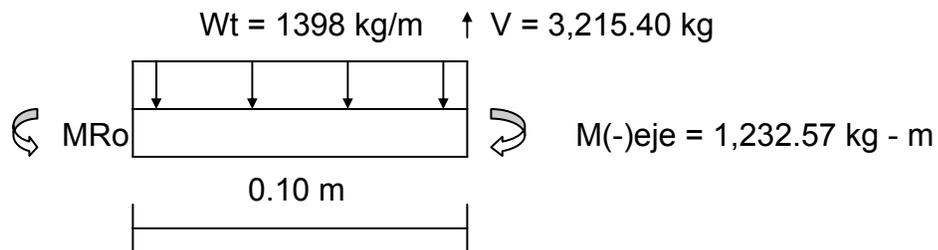
Figura 7. Diseño a corte de viga



$$M(+)=W_t * L^2 / 14$$

$$M(-)=1,398 * 4.6^2 / 24 = 1,232.57 \text{ kg} - m$$

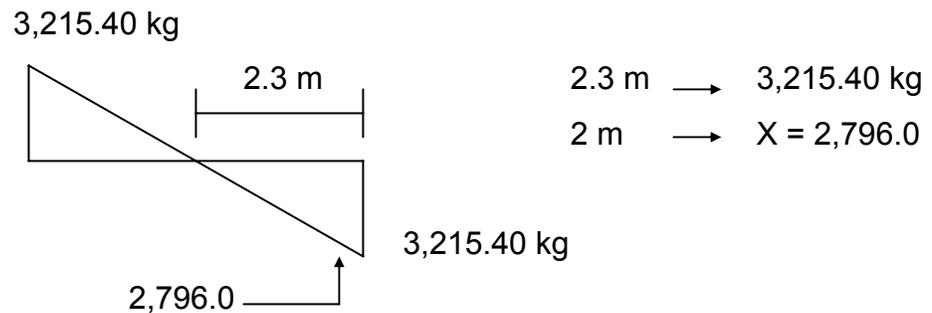
$$M(+)=1,398 * 4.6^2 / 14 = 2,112.98 \text{ kg} - m$$



$$\sum M_o = 0 + \curvearrowright$$

$$-MR + ((1,398 * 0.10^2) / 2) + (1,232.57) - (3,215.40 * 0.10) = 0$$

$$MR = 918.02 \text{ kg} - m$$



De:

$$A_s = \left[b * d - ((b * d)^2 - M_u * b / 0.003825 * f'c)^{1/2} \right] * (0.85 * f'c) / f_y$$

Para $M(+)= 2,112.98 \text{ kg} - m$

$$A_s = \left[20 * 31 - ((20 * 31)^2 - 2112.98 * 20 / 0.003825 * 210)^{1/2} \right] * \frac{(0.85 * 210)}{2810}$$

$$A_s = 2.81 \text{ cm}^2$$

Para $M(-) = 918.02 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$A_s = \left[20 * 31 - \left((20 * 31)^2 - 918.02 * 20 / 0.003825 * 210 \right)^{1/2} \right] * \frac{(0.85 * 210)}{2810}$$
$$A_s = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * d = (14 / 2810) * 20 * 31 = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 \rho_{\text{max}} * b * d$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5(0.85)^2 * (210 / 2810) * (6090 / (6090 + 2810)) * 20 * 31 = 11.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 2.81 < A_{s \text{ min}} = 3.1$$

$$A_{s(-)} = 1.2 < A_{s \text{ min}} = 3.1$$

El armado longitudinal propuesto anteriormente no requiere refuerzo negativo ni positivo, por lo que se continúa con el diseño a corte, considerando el corte actuante de 2,796.0 kg.

Separación de estribos

$$\Phi_{1/4} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación máxima} = S_{\text{max}} = d/2$$

$$S_{\text{max}} = 31 / 2 = 15.5 \text{ cm}$$

$$V(d/2) = \phi V_c + \phi V_s = \phi * 0.53 * f_c^{1/2} * b * d + \phi * A_s * F_v * d / s$$

$$V(d/2) = 0.85(0.53 * 210^{1/2} * 20 * 31) + 0.85 * 0.31 * 2810 * 31 / 15.5$$

$$V(d/2) = 5528.45 \text{ kg}$$

$$V_u > V_a$$

$$5528.45 > 2796.0 \text{ kg}$$

$$2796 = 0.85(0.53 * 210^{1/2} * 20 * 31) + 0.85 * 0.31 * 2810 * 31 / s$$

$$2796 - 4047.59 = 22953.48 / S$$

$$S = 22953.48 / 1251.59 = 18.34 \text{ cm}$$

$$S = 18.34 > S_{max} = 15.5 \longrightarrow S = 15 \text{ cm}$$

Estribos No. 2 @ 15 cm.

Diseño del Muro

El muro se puede construir de mampostería reforzada, concreto ciclópeo, concreto reforzado y de acero; en este caso se optó por utilizar el material local predominante en la comunidad, como lo es la piedra, por lo que éste se construirá de concreto ciclópeo.

Para evitar la excesiva excavación para la construcción del tanque, se determinó diseñar un tanque semienterrado, cuya condición crítica se da cuando el tanque se encuentra completamente lleno.

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

El muro tendrá una altura de 2.50 m, considerando que la altura de nivel del agua es de 2.25 m .

Datos:

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

Peso específico del concreto (δ_s) = 2,400 kg/m³

Peso específico del concreto ciclópeo (δ_s) = 2,500 kg/m³

Angulo de fricción (Φ) = 28°

Valor soporte del suelo (V_s) = 11 ton/m² = 10,000 kg/m²

Carga uniformemente distribuida (W)

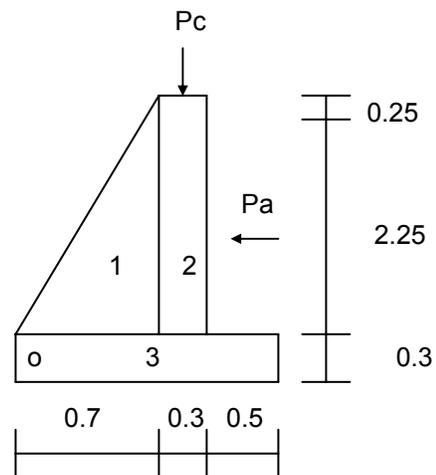
$W = W_{losa} + W_{viga\ de\ carga}$

$W = 1,230 + 168 = 1398\ kg/m$

Considerando W como carga puntual (P_c)

$P_c = 1398\ k/m * 1m = 1398\ kg$

Figura 8. Diseño del muro del tanque de succión



Momento que ejerce la carga puntual (M_c)

$M_c = 1398\ kg * ((0.3/2) + 7) = 1188.30\ kg - m$

Fuerza activa (Pa)

$$Pa = \delta_{agua} * H^2 * Ka / 2$$

δ_{agua} = peso específico del agua

Ka = coeficiente de empuje activo

$$Ka = (1 - \text{sen}28^\circ) / (1 + \text{sen}28^\circ) = 0.3610$$

$$Pa = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3 * 2.25^2 * 0.3610 / 2$$

$$Pa = 913.78 \text{ kg} / \text{m}$$

Momento de volteo respecto a 0 :

$$Mact = Pa * H / 3$$

$$Mact = 913.78 * (2.25 / 3 + 0.3)$$

$$Mact = 1,050.85 \text{ kg} - \text{m} / \text{m}$$

Tabla VII. Cálculo de momentos del muro

Sección	$\delta_{cc} * A = W$ (kg/m)	Brazo (m)	MR (kg – m / m)
1	$2,500 * 0.88 = 2,200.00$	$2/3 * 0.7 = 0.47$	1,034.00
2	$2,500 * 0.75 = 1,875.00$	$0.3/2+0.7 = 0.85$	1,593.75
3	$2,500 * 0.45 = 1,125.00$	$1.5 / 2 = 0.75$	843.75

$$\sum WR = 5,200.00$$

$$\sum MR = 3,471.5$$

$$Carga\ total(WT) = W + WR$$

$$Wt = 1398.00 + 5200.00 = 6598.00$$

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

$$F_{sv} = \frac{MR + Mc}{Mact} = \frac{3471.50 + 1188.30}{1050.85} = 4.44$$

$$F_{sv} = 4.44 > 1.5 \quad \checkmark$$

Verificación de la estabilidad contra deslizamiento (Fsd) > 1.5

$$Fsd = (Pp + Fd) / Pa$$

Donde:

Pp = empuje pasivo

Pa = empuje activo

Fd = fuerza resistente al deslizamiento

$$Pp = \delta_{suelo} * h^2 * Kp / 2 \quad Kp = (1 + \text{sen}28^\circ) / (1 - \text{sen}28^\circ) = 2.7698$$

$$Pp = 1400 * 0.8^2 * 2.7698 / 2 = 1240.87 \text{ kg}$$

$$Fd = W(\text{coef. fricción}) \quad Fd = 6598 * 0.9 * \text{tg}28^\circ = 3157.40 \text{ kg}$$

$$Fsd = (1240.87 + 3157.40) / 913.78$$

$$Fsd = 4.81 > 1.5 \quad \checkmark$$

Verificación de la presión máxima bajo la base del muro $P_{max} < V_s$

Donde la excentricidad (ex) = Base/2 - a

$$a = \frac{MR + Mc - Mact}{WT} \quad a = \frac{3471.50 + 1118.30 - 1050.85}{6598.00} = 0.55$$

$$ex = 1.5 / 2 - 0.55 = 0.20$$

Módulo de sección (Sx)

$$Sx = 1/6 * Base^2 * long$$

$$Sx = 1/6 * 1.5^2 * 1m = 0.38 \text{ m}^3$$

Presión Máxima (P_{max})

$$P_{max} = \frac{WT}{A} + \frac{WT * ex}{Sx}$$

$$P_{\max} = \frac{6598.00 \text{ kg}}{1.5 \text{ m} * 1\text{m}} + \frac{6598 \text{ kg} \cdot 0.20 \text{ m}}{0.38 \text{ m}^3}$$

$$P_{\max} = 7,871.30 \text{ kg/m}^2 < 10,000 \text{ kg/m}^2 \quad \checkmark$$

3.3 Válvula de limpieza

En un sistema de conducción de agua siempre se considerarán dispositivos que permitan la descarga de sedimentos acumulados, éstas se deben colocar en la parte cóncava de la tubería, en los puntos más bajos (ver detalles en Figura 18).

3.4 Válvula de Aire

La función de esta válvula es extraer el aire que se va acumulando dentro de la tubería, debe colocarse en la línea de conducción después de una depresión y en la parte más alta o donde el diseño hidráulico lo indique. La válvula será de bronce y adaptada para tubería y accesorios de P.V.C. protegida con una caja de mampostería ó concreto y tapadera de concreto (ver detalles en Figura 19).

3.5 Tanque de distribución

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

- a) Suplir las demandas máximas horarias esperadas en la línea de distribución.

- b) Almacenar un volumen determinado de reserva por eventualidades.
- c) Prevenir gastos por incendio.
- d) Regular presiones en la red de distribución
- e) 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, sin considerar reservas por eventualidades.

Si la población esta entre 1,000 y 5,000 habitantes, del 35% del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades.

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

Para sistemas por bombeo puede contemplarse como mínimo una reserva del 60% del consumo medio diario; criterio adoptado para determinar la capacidad del tanque de distribución del proyecto en estudio.

$$Vol = 0.60 * Qm * 86400 \text{ seg}$$

$$Vol = 0.60 * 1.63 \text{ L/s} * 86400 \text{ seg}$$

$$Vol = 84499.20 \text{ L} = 84.49 \text{ m}^3$$

Para el proyecto en estudio, el municipio de Santo Domingo Xenacoj cuenta con un Tanque de distribución de 400.00 m³ el cual es utilizado un 50 % de su capacidad debido a la anulación de otras fuentes de agua. Para aprovechar el otro 50% del volumen del tanque (200 m³) se utilizará el mismo Tanque para el proyecto en estudio, que requiere de un volumen de 85 m³.

4. PRESUPUESTO DEL PROYECTO

Después de haber determinado la totalidad de las obras necesarias para el buen funcionamiento del sistema, considerando la calidad adecuada; se puede dar inicio a la integración del presupuesto por renglones de trabajo. El precio real de un proyecto no puede calcularse con exactitud; sin embargo, debe aproximarse en lo posible para evitar riesgos de no concluir su ejecución satisfactoriamente.

Dicho presupuesto se compone de costos directos e indirectos, posiblemente también existan otros costos. Si el proyecto será financiado por diferentes sectores (municipalidad, comunidad y otras instituciones), se debe distribuir el presupuesto asignando lo que corresponde a cada uno.

4.1 Costos directos

Estos costos son los que van directamente a la obra; y están compuestos por materiales locales y no locales, mano de obra calificada y no calificada, transporte y acarreo.

Para determinar los costos directos es necesario cuantificar la obra por renglones de trabajo, considerando cada uno de los elementos y procedimientos que los componen; obteniendo así el renglón en unidades de trabajo (ml, m², m³). Posteriormente se procede a determinar la cantidad de materiales por unidades de trabajo; para ello, es determinante contar con listados de materiales con precios actualizados, cotizaciones de fletes y de acarreo.

En cuanto a la mano de obra, se puede aplicar a cada unidad de trabajo, el pago promedio de mano de obra a destajo para la construcción, creado por la Cámara Guatemalteca de la Construcción.

4.2 Costos indirectos

Son costos específicos del proyecto que están ligados indirectamente al mismo. Éstos se componen de gastos generales, gastos legales, supervisión técnica y utilidades. Regularmente estos costos son determinados a través de porcentajes; algunos autores proponen que el factor de costos indirectos varía entre 30 y 35% de los costos directos, de acuerdo al tipo de proyecto y a la magnitud del mismo.

Los gastos generales se componen regularmente de gastos administrativos de la empresa ejecutora como; gastos de oficina (pago de gerente, calculista, dibujante, contador, secretaria, guardián, mensajero, etc.); alquileres y depreciaciones (renta de oficina, agua, energía eléctrica, teléfono, correo, mantenimiento de equipo, etc.); materiales de consumo (combustibles, lubricantes, papelería, etc.).

El costo de supervisión técnica está conformado por honorarios por supervisión y/o ingeniero de planta.

Los gastos legales, son los gastos invertidos durante todo el proceso de la obra, desde su cotización hasta su entrega. Entre los gastos que lo componen está: gastos de abogado por declaración jurada de no estar comprometido en prohibiciones que señala la ley de compras y contrataciones del estado; autenticación de contrato; otros

gastos legales son las fianzas o garantías (de sostenimiento de oferta, anticipo, cumplimiento y conservación de la obra).

Las utilidades, no son más que las ganancias de la empresa ejecutora del proyecto; este costo depende de la magnitud de la obra y se puede considerar de 8% a 15% de los costos directos.

4.3 Otros Costos

Éstos dependen del tipo de proyecto; en el caso de un proyecto de agua potable, entre estos costos se pueden considerar los gastos por capacitaciones (uso adecuado, mantenimiento y operación del sistema); también los imprevistos, no precisamente por malas cuantificaciones, sino por fluctuación de precios y riesgos por desastres naturales.

Tabla VIII. Presupuesto

Proyecto: Ampliacion Agua potable
Municipio: Santo Domingo Xenacoj
Departamento: Sacatepequez

RESUMEN PRESUPUESTO POR COMPONENTE

No	RENGLON	CANTIDAD	UNIDAD	FINANCIAMIENTO Q	TOTAL Q
1	CAPTACION	1	u	9.019,62	9.019,62
2	TANQUE DE SUCCIÓN 72 M ³	1	u	54.723,25	54.723,25
3	CASETA DE BOMBEO	1	u	16.175,20	16.175,20
4	LÍNEA DE IMPULSION	3852	ML	172.852,50	172.852,50
5	SISTEMA DE BOMBEO	1	u	85.962,00	85.962,00
6	CAJAS PARA VALVULAS	3	u	4.263,25	4.263,25
	COSTO DIRECTO			342.995,82	342.995,82
	COSTOS INDIRECTOS				137.198,32
	TOTAL PROYECTO				Q 480.194,14
					US\$ 63.223,54

CAMBIO Quetzales US\$ 1,00 = 7,59518

NOTA:

- 1 LA FUENTE DE FINANCIAMIENTO ESTARÁ A CARGO DE LA MUNICIPALIDAD
- 2 LOS COSTOS INDIRECTOS SE DEFINIRAN DE LA SIGUIENTE MANERA:
ADMINISTRACIÓN 10%
IMPREVISTOS 10%
UTILIDAD 20%

Proyecto: Ampliación Agua Potable
Municipio: Santo Domingo Xenacoj
Departamento: Sacatepequez
fecha: Octubre 2005

LISTADO DE MATERIALES

No.	RENGLÓN / DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q.)
1	CAPTACION	1	U		
A	MATERIALES LOCALES				
	ARENA DE RIO	4,55	m ³	100,00	455,00
	PIEDRIN	0,27	m ³	150,00	40,50
	PIEDRA BOLA	5,70	m ³	75,00	427,50
	MADERA	200	pt.	3,00	600,00
	TOTAL RENGLO				Q 1.523,00
B	MATERIALES NO LOCALES				
	CEMENTO	35	sacos	40,00	1.400,00
	ALAMBRE DE AMARRE	8	lb.	4,50	36,00
	CLAYO	5	lb.	4,50	22,50
	HIERRO DE 3/8"	9	varilla	18,75	168,75
	HIERRO DE 1/2"	1	varilla	33,33	33,33
	CANDADO	1	u	60,00	60,00
	CODO PVC Ø 2" x 90° para drenaje	2	u	6,00	12,00
	PICHACHA HG Ø 3"	1	u	180,00	180,00
	TEE PVC Ø 2" para drenaje	2	u	10,00	20,00
	TUBERÍA PVC Ø 2" C-125 para drenaje	2	tubo	76,91	153,82
	VALVULA DE COMPUERTA Ø 3" Br.	1	u	650,00	650,00
	VALVULA DE PILA Ø 2" para drenaje	1	u	45,00	45,00
C	TOTAL RENGLO				Q 2.781,40
	COSTO DE MATERIALES				Q 4.304,40
	MANO DE OBRA NO CALIFICADA				1.700,00
	MANO DE OBRA CALIFICADA				2.000,00
	EQUIPO Y HERRAMIENTA				215,22
	TRANSPORTE				800,00

	COSTO DE CAPTACION DE BROTE DEFINIDO				Q 9.019,62

Proyecto: Ampliación Agua Potable
Municipio: Santo Domingo Xenacoj
Departamento: Sacatepequez
fecha: Octubre 2005

LISTADO DE MATERIALES

No.	RENGLÓN / DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
2	TANQUE DE SUCCIÓN 72 M ³	1	U		
A	MATERIALES NO LOCALES				
	ARENA DE RIO	65,00	m ³	100,00	6.500,00
	PIEDRIN	8,00	m ³	150,00	1.200,00
	PIEDRA BOLA	70,00	m ³	75,00	5.250,00
	MADERA	1.100	pt.	3,50	3.850,00
	TOTAL RENGLON				16.800,00
B	MATERIALES NO LOCALES				
	CEMENTO	360	sacos	40,00	14.400,00
	ALAMBRE DE AMARRE	100	lb.	4,50	450,00
	CLAYO	75	lb.	4,50	337,50
	CÁNDADO	2	u	60,00	120,00
	HIERRO DE 1/4"	15	varilla	8,33	124,95
	HIERRO DE 3/8"	143	varilla	18,75	2.681,25
	HIERRO DE 1/2"	7	varilla	33,33	233,31
	HIERRO DE 5/8"	3	varilla	52,08	156,24
	VÁLVULA DE COMPUERTA DE 4"	2	u	900,00	1.800,00
	ADAPTADOR MACHO PVC DE 4"	4	u	40,00	160,00
	TUBO PVC DE 4" 160 PSI	1	tubo	230,00	230,00
	TUBO HG DE 3" LIVIANO	1	tubo	525,00	525,00
	CODO 90° HG	2	u	75,00	150,00
	CODO 90° DE 4" X 90°	2	u	60,00	120,00
	TEE PVC DE 4" P/DRENAJE	1	u	85,00	85,00
	PICHACHA PVC Ø 4"	1	u	250,00	250,00

	CHEQUE VERTICAL 3"	1	u	1.100,00	1.100,00
C	TOTAL RENGLÓN				Q 22.923,25
	COSTO DE MATERIALES				Q 39.723,25
	MANO DE OBRA NO CALIFICADA				7.000,00
	MANO DE OBRA CALIFICADA				5.000,00
	EQUIPO Y HERRAMIENTA				1.000,00
	TRANSPORTE				2.000,00
	COSTO DE TANQUE SUCCIÓN DE 72 M³				Q 54.723,25

Proyecto: Ampliación Agua Potable
Municipio: Santo Domingo Xenacoj
Departamento: Sacatepequez
fecha: Octubre 2005

LISTADO DE MATERIALES

No.	RENGLÓN / DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
3	CASETA DE BOMBEO	1	U		
A	MATERIALES LOCALES				
	ARENA DE RIO	6,00	m ³	100,00	600,00
	PIEDRIN	5,00	m ³	150,00	750,00
	LADRILLO TAYUYO DE 0.065 x 0.11 x 0.23	80	u	1,50	120,00
	MADERA	380	pt.	3,50	1.330,00
	TOTAL RENGLON				2.800,00
B	MATERIALES NO LOCALES				
	CEMENTO	60	sacos	40,00	2.400,00
	ALAMBRE DE AMARRE	50	lb.	4,50	225,00
	CLAVO	20	lb.	4,50	90,00
	BLOCK DE 0.15 x 0.20 x 0.40	375	u	2,40	900,00
	CAL HIDRATADA	7	sacos	20,00	140,00
	HIERRO DE 1/4"	1	qq	190,00	190,00
	HIERRO DE 3/8"	8	qq	200,00	1.600,00
	HIERRO DE 1/2"	1	qq	225,00	225,00
	HEMBRA DE 1/2" x 1/4" x 6" para abrazadera	3	u	3,00	9,00

	PERNO DE ANCLAJE DE 1/2" x 12"	6	u	2,50	15,00
	PUERTA DE METAL	1	u	400,00	400,00
	NIPLE PVC Ø 2" x 3 m	1	u	30,00	30,00
C	TOTAL RENGLON				Q 6.224,00
	COSTO DE MATERIALES				Q 9.024,00
	MANO DE OBRA NO CALIFICADA				1.800,00
	MANO DE OBRA CALIFICADA				4.000,00
	EQUIPO Y HERRAMIENTA				451,20
	TRANSPORTE				900,00
	COSTO CASETA DE BOMBEO				Q 16.175,20

Proyecto: Ampliación Agua Potable
Municipio: Santo Domingo Xenacoj
Departamento: Sacatepequez
fecha: Octubre 2005

LISTADO DE MATERIALES

No.	RENGLÓN / DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
4	LINEA DE IMPULSION + ANCLAJES	3.888	ML.		
B	MATERIALES NO LOCALES				
	TUBERIA HG Ø 3" TIPO LIVIANO	24	tubo	525,00	12.600,00
	CODO HG Ø 3" x 45°	1	u	90,00	90,00
	TUBERIA PVC 3" 160 PSI	298	u	170,00	50.660,00
	TUBERIA PVC 3" 250 PSI	326	u	260,00	84.760,00
	CODOS PVC 3" X 45°	35	u	60,00	2.100,00
	CODOS PVC 3" X 90°	5	u	50,00	250,00
	SOLVENTE PVC	16	1/4 Gal	125,00	2.000,00
	SELLADOR PARA HG	10	Pomos	25,00	250,00
	WIPPE	5	lb	10,00	50,00
	CEMENTO	40	sacos	40,00	1.600,00

	ARENA DE RIO	4	m ³	100,00	400,00
	PIEDRIN	5	m ³	150,00	750,00
	ALAMBRE DE AMARRE	10	lb	4,50	45,00
	HIERRO 3/8"	50	varilla	18,75	937,50
	HIERRO 1/4"	30	varilla	8,00	240,00
	ABRAZADERA + PERNOS	60	u	42,00	2.520,00
C	TOTAL RENGLON				Q 159.252,50
	COSTO DE MATERIALES				Q 159.252,50
	MANO DE OBRA NO CALIFICADA				8.000,00
	MANO DE OBRA CALIFICADA				3.000,00
	EQUIPO Y HERRAMIENTA				600,00
	TRANSPORTE				2.000,00
	COSTO DE LINEA DE IMPULSION + ANCLAJES				Q 172.852,50

Proyecto: Ampliación Agua Potable
Municipio: Santo Domingo Xenacoj
Departamento: Sacatepequez
fecha: Octubre 2005

LISTADO DE MATERIALES

No.	RENGLÓN / DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
5	SISTEMA DE BOMBEO	1	U		
B	MATERIALES NO LOCALES				
	BOMBA MOTOR DIESEL DE 15 HP	1	u	79.962,00	79.962,00
	ACCESORIOS Y MATERIALES ESTIMADOS	1	u	6.000,00	6.000,00
C	TOTAL RENGLON				Q 85.962,00

	COSTO DE MATERIALES				Q 85.962,00
	COSTO DE SISTEMA DE BOMBEO				Q 85.962,00

Proyecto: Ampliación Agua Potable
Municipio: Santo Domingo Xenacoj
Departamento: Sacatepequez
fecha: Octubre 2005

LISTADO DE MATERIALES

No.	REGLÓN / DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO (Q)
6	CAJAS PARA VALVULAS: LIMPIEZA, CHEQUE, AIRE	3	U		
A	MATERIALES LOCALES				
	ARENA DE RIO	1,00	m ³	Q 100,00	Q 100,00

	PIEDRIN	0,80	m ³	150,00	120,00
	MADERA	20	pt.	3,50	70,00
	TOTAL RENGLON				Q 290,00
B	MATERIALES NO LOCALES				
	CEMENTO	6	sacos	40,00	240,00
	HIERRO DE 3/8"	26	varilla	18,75	487,50
	HIERRO DE 1/2"	3	varilla	33,33	
	ALAMBRE DE AMARRE	2	lb.	4,50	9,00
	CLAVO	2	lb.	4,50	9,00
	CANDADO	3	u	60,00	180,00
	VALVULA DE COMPUERTA DE 3/4	1	u	30,00	30,00
	VALVULA DE RETENCIÓN 3"	1	u	1.780,00	1.780,00
	ADAPTADOR MACHO DE 3/4" PVC	2	u	3,25	6,50
	ADAPTADOR MACHO DE 3" PVC	2	u	23,00	46,00
	TEE REDUCTORA PVC 1" A 3/4"	1	u	9,00	9,00
	TEE 3" PVC	1	u	38,00	38,00
	REDUCIDOR 3" X 1/2" PVC	1	u	45,00	45,00
	NIPLE HG 1/2" X 8"	2	u	8,00	16,00
	ADAPTADOR HEMBRA 1/2" PVC	1	u	2,25	2,25
	VALVULA DE COMPUERTA DE 1/2" BR.	1	u	25,00	25,00
C	TOTAL RENGLON				Q 2.923,25
	COSTO DE MATERIALES				Q 3.213,25
	MANO DE OBRA NO CALIFICADA				300,00
	MANO DE OBRA CALIFICADA				500,00
	EQUIPO Y HERRAMIENTA				150,00
	TRANSPORTE				100,00
	COSTO DE CAJAS PARA VALVULAS				Q 4.263,25

5. VULNERABILIDAD EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE

5.1 Fundamentos para el análisis

Todas las infraestructuras deben ser proyectadas tomando en consideración las amenazas naturales y características del área en la cual se encuentra ubicado el sistema. Muchos de los problemas que se han presentado en los sistemas a causa de fenómenos naturales son debidos a que dichos fenómenos no se consideran en la etapa de concepción, diseño, construcción y operación del sistema. Por esta razón, el análisis de vulnerabilidad es de gran importancia para evaluar la vulnerabilidad de los sistemas existentes y por construir.

Los planes de mitigación y emergencia se fundamentan en el mejor conocimiento posible de la vulnerabilidad del sistema, en cuanto a: 1) deficiencias en su capacidad de prestación de servicios u operatividad, 2) debilidades físicas de los componentes ante las solicitudes externas; 3) debilidades de organización ante las eventuales emergencias que se puedan ocasionar. De una manera general, a la identificación y cuantificación de estas debilidades se le denomina Análisis de Vulnerabilidad, y es el proceso mediante el cual se determina el comportamiento esperado del sistema y sus componentes, para resistir en forma adecuada los efectos debidos a un desastre.

El análisis de la vulnerabilidad, en los términos anteriores, cumple cinco objetivos básicos:

1. identificar y cuantificar las amenazas que puedan afectar el sistema: tanto los naturales, como las provocadas por el hombre.
2. Estimar la susceptibilidad de daños de aquellos componentes del sistema valorados como fundamentales para asegurar el suministro de agua en casos de desastres.
3. Definir las medidas a incluir en el plan de mitigación, tales como: horas de reforzamiento, mejoramiento de cuencas, estudio de cimentaciones y estructuras, todos ellos encaminados a disminuir la vulnerabilidad física de los componentes.
4. Identificar medidas y procedimientos para elaborar el plan de emergencia de acuerdo a las debilidades identificadas, lo cual facilitara la movilización de la empresa para suplir el servicio en condiciones de emergencia.
5. Evaluar la efectividad de los planes de mitigación y emergencia, e implementar actividades de capacitación, tales como: simulacros, seminarios y talleres.

5.2 Descripción de las amenazas naturales y de sus efectos en el sistema de agua potable del municipio de Santo Domingo Xenacoj.

La evaluación del peligro en la zona ó región es esencial para estimar la vulnerabilidad y los daños posibles de los componentes en riesgo. Entre las principales amenazas que afectan al sistema están: Terremotos, inundaciones, deslizamientos, sequías.

➤ **Terremotos**

Debido a la ubicación de la captación de agua, la cual se encuentra en una ladera montañosa, está expuesta a una destrucción total o parcial de la estructura de captación. Además se debe considerar los efectos que podría causar un terremoto en todo el sistema tales como: 1) rotura de las tuberías de conducción y distribución y daños en las uniones, entre tuberías o con los tanques, la cual causaría pérdida de agua. En los tramos con mucha pendiente se ha considerado el uso de anclajes (ver detalles en figura 19).

En caso de daños en la captación o tanque de succión el abastecimiento del sector afectado será abastecido por los otros tanques de distribución situados en la zona 3 del municipio, mientras se realizan las reparaciones del sistema afectado.

➤ **Inundaciones**

Las inundaciones son fenómenos naturales que tienen como origen la lluvia, el crecimiento anormal del nivel del mar, ríos y lagos. Debido a la ubicación de la fuente de captación la cual se localiza a un nivel bajo del municipio (ver nivel en perfil de conducción en figura 12), debe considerarse la construcción de cunetas o drenajes alrededor de la fuente de captación y el tanque de succión, así como su debido mantenimiento.

Contaminación del agua potable por inundaciones

Entre los daños que pueden provocar los desastres naturales, el riesgo más serio y grave, por sus consecuencias es la contaminación en gran parte del agua potable. En esta situación muchas enfermedades usualmente asociadas a la falla de higiene pueden adoptar formas de enfermedades de origen hídrico y afectan a gran parte de la población.

Actualmente el agua de la fuente es potable (ver análisis de agua en figura 10). Para una amenaza de contaminación del agua es necesario tener en cuenta la construcción de un Hipoclorador hidráulico.

➤ Deslizamientos

El área que corre peligro debido a un deslizamiento es la obra de captación debido a su ubicación (ver nivel en perfil de conducción en figura 12). Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predicción, rapidez de ocurrencia, y área afectada.

En el municipio de Santo Domingo Xenacoj existen áreas boscosas tal es el caso donde se ubica la fuente de captación y sus alrededores, por lo que la municipalidad y la comunidad cercana a dicha área deben conservar el bosque y toda la vegetación que está contribuyendo a que se presenten deslizamientos en épocas de invierno.

Los efectos esperados con la ocurrencia de deslizamientos en zonas en donde se encuentran ubicados los componentes de los sistemas de agua potable son:

- Destrucción total o parcial de las obras en especial de captación y conducción ubicados en terrenos montañosos ,en algunas áreas con fuerte pendiente o susceptibles a deslizamientos.

- Contaminación del agua.

5.3 Mitigación de desastres

5.3.1 Medidas de mitigación y emergencia

El complemento lógico y deseable de un estudio de análisis de vulnerabilidad debe ser la ejecución de las necesarias medidas de prevención y mitigación para corregir las debilidades encontradas.

Las medidas de mitigación afectaran lógicamente a los elementos identificados como los más vulnerables, ya sean aspectos operativos, administrativos o físicos. Tendrán relación con el reforzamiento del sistema para reducir el impacto de los fenómenos naturales, o con las previsiones necesarias que el sistema deba realizar para reaccionar adecuadamente a una emergencia.

5.3.2 Lineamientos para la elaboración y ejecución de un plan de mitigación de desastres

Garantizar el funcionamiento de los sistemas regulares de agua potable con posterioridad de la ocurrencia de un desastre natural.

- Reducir la vulnerabilidad
 - Ejecución de las medidas de mitigación
 - Garantizar la continuidad del servicio
-
1. Formulación de un equipo coordinador
 2. Descripción del sistema de agua potable
 3. Estimación de la amenaza
 4. Evaluación preliminar de la vulnerabilidad
 5. Selección de sistemas a ser analizados
 6. Evaluación cuantitativa de los sistemas seleccionados
 7. Piorización para proyectos de inversión
 8. Diseño detallado para la intervención y gestión del financiamiento
 9. Ejecución

CONCLUSIONES

1. La fuente que abastecerá a la población es una alternativa para satisfacer la demanda de agua, el cual requiere un sistema por bombeo debido a que las condiciones topográficas así lo requieren.
2. Para que un sistema de abastecimiento, principalmente por bombeo, pueda perdurar, es necesaria la intervención directa del elemento humano; por lo que la adecuada operación y mantenimiento del sistema, es determinante para la sostenibilidad del proyecto.
3. De acuerdo a los resultados obtenidos en el examen bacteriológico, el agua es potable.
4. La construcción del proyecto beneficiará con agua potable al sector uno del municipio que corresponde a la zona 1.

RECOMENDACIONES

1. Tanto la municipalidad como la comunidad, deben contribuir a la capacitación constante de fontaneros necesarios para brindar la adecuada operación y mantenimiento del sistema.
2. Para la conservación de la fuente, es necesario que la municipalidad dé una mejor protección a la misma, contra el ingreso de personas y animales, prohibiendo la agricultura y el pastizaje en su cercanía.
3. Reforestar el área con árboles de hoja perenne y evitando la construcción de fosas sépticas o similares a distancias cercanas.
4. El mantenimiento preventivo y correctivo de los componentes del sistema: línea de conducción, tanque de succión , tanque de distribución y red de distribución, deberán estar a cargo de la municipalidad de Santo Domingo Xenacoj.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alforo Véliz, Luis Gregorio. Planificación y diseño de la red de agua potable para la aldea los Cerritos, del municipio de Sansare, El Progreso. Tesis de graduación de ingeniero civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala Octubre de 2000.
2. Hernández Molina, Anakena Marta Isabel. Introducción de agua potable a las aldeas Santa Catarina Bobadilla y San Gaspar Vivar del municipio de Antigua Guatemala, Sacatepéquez. Tesis de graduación de ingeniero civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala agosto de 2000.
3. León Medrano, David Israel. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Yichwitz Chonó, San Pedro Soloma, Huehuetenango. Tesis de graduación de ingeniero civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala noviembre de 2000.
4. Azevedo Netto, J. M. Y Acosta Alvarez, Guillermo. **Manual de hidráulica**. 6ª. Edición. México. Editorial Harla. 1975.
5. Simmons, Charles S. **Clasificación de Reconocimiento de los Suelos de la República de Guatemala**. Edición en español, Pedro Tirado Sulsona

ANEXOS

Figura 9. Examen Bacteriológico



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

O.T. No. 16997		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A-179253
INTERESADO	<u>Facultad de Ingeniería USAC</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>	
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Juan Manuel Sajacabun Mux</u>	DEPENDENCIA:	<u>USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Miraflores</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2003-10-13; 10 h 55 min.</u>	
FUENTE:	<u>Nacimiento</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2003-10-13; 14 h 40 min.</u>	
MUNICIPIO:	<u>Santo Domingo, Xenacoj</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO:	<u>Sacatepequez</u>			
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>	
ASPECTO:	<u>claro</u>	CLORO RESIDUAL	<u>----</u>	
OLOR:	<u>inodora</u>			
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)				
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA		
		FORMACION DE GAS		
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C	
10,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria	
01,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria	
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria	
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		<2	<2	
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 19 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.				
CONCLUSION Bacteriológicamente el agua ES POTABLE , según NORMA COGUANOR NGO 29001.				
Guatemala, <u>2003-10-29</u>				
Vo.Bo.  Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz DIRECTOR CI / USAC		 JEFE DE LABORATORIO ZENON MUCH SANTOS Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria		

Figura 10. Análisis Físico Químico Sanitario



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

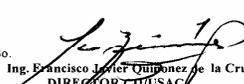
O.T. No.16997		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 21091	
INTERESADO:	Facultad de Ingeniería -USAC-	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD		
RECOLECTADA POR:	Juan Manuel Sajcabun Mux	DEPENDENCIA:	USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Miraflores	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2003-10-13, 10 h 55 min.		
FUENTE:	Nacimiento	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2003-10-13, 14 h 40 min.		
DEPARTAMENTO:	Sacatepequez	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración		
MUNICIPIO:	Santo Domingo, Xenacoj				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA:	... ° C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	149,00 μmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,32 UNT	6. pH:	06,70 unidades		
SUSTANCIAS	mg/l.	SUSTANCIAS	mg/l.	SUSTANCIAS	mg/l.
1. AMONIACO (NH ₃)	00,29	6. CLORUROS (Cl ⁻)	06,00	11. SOLIDOS TOTALES	100,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,23	12. SOLIDOS VOLÁTILES	15,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	02,42	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	85,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,09	14. SOLIDOS EN SUSPENSION	02,00
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	80,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	82,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	00,00	92,00	92,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista físico químico sanitario: Las determinaciones indicadas se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 1918 EDICIÓN 1995, NORMA COGUANOR NGO 4 910 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), Guatemala.

Guatemala, 2003-10-29

Vo.Bo. 
 Ing. Francisco Javier Quiroz de la Cruz
 DIRECTOR CII/USAC




 JEFE DE LABORATORIO
ZENON MUCH SANTOS
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria



Tabla IX. Límite máximo aceptable (LMA) y límite máximo permisible (LMP) de las Características físicas del agua potable

CARACTERÍSTICAS	LMA	LMP
Color	5.0 U	50.0 U
Olor	No rechazable	No rechazable
Sabor	No rechazable	No rechazable
pH	7.0 – 8.5	6.5 – 9.2
Residuos totales	500.0 mg/lit	1,500.0 mg/lit
Turbiedad	5.0 UTN	25.0 UTN
Temperatura	18°C – 30°C	No mayor de 34°C

U = Unidad de color en la escala de platino-cobalto

UTM = Unidades Nefelométricas de turbiedad

Tabla X. Límite máximo aceptable (LMA) y límite máximo permisible (LMP) de sustancias químicas contenidas en el agua potable

SUBSTANCIAS	LMA	LMP
Detergentes aniónicos	0.200 mg/Lt	1.000 mg/Lt
Aluminio (Al)	0.050 mg/Lt	0.100 mg/Lt
Bario (Ba)	-----	1.000 mg/Lt
Boro (B)	-----	1.000 mg/Lt
Calcio (Ca)	75.00 mg/Lt	200.000 mg/Lt
Cinc (Zn)	5.000 mg/Lt	15.000 mg/Lt
Cloruros (Cl)	200.000 mg/Lt	600.000 mg/Lt
Cobre (Cu)	0.050 mg/Lt	1.500 mg/Lt
Dureza total (CaCO ₃)	100.000 mg/Lt	500.000 mg/Lt
Fluoruros (F)	-----	1.700 mg/Lt
Hierro total (Fe)	0.100 mg/Lt	1.000 mg/Lt
Magnesio (Mg)	50.000 mg/Lt	150.000 mg/Lt
Manganeso (Mn)	0.050 mg/Lt	0.500 mg/Lt
Niquel (Ni)	0.010 mg/Lt	0.020 mg/Lt
Substancias fenólicas	0.01 mg/Lt	0.002 mg/Lt
Sulfatos (SO ₄)	200.000 mg/Lt	400.000 mg/Lt

Tabla XI. Diámetros internos de tubería PVC Para diseño de acueductos

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	

Tabla XII. Módulo de elasticidad de materiales de construcción de tubería

MATERIAL	Kg / m ² (10 ⁹)
Asbesto cemento (AC)	2.38 *
Hierro fundido (HF)	6.00 *
Hierro galvanizado (HG)	21.00 *
Cloruro de polivinilo rígido (PVC)	0.30 **

* ZUBICARAY M., M.V.S. Bombas para agua potable, Ref. 7

** Catálogo técnico sobre consideraciones de diseño para tubería PVC

Tabla XIII. Variación de la presión atmosférica respecto a la altitud *

ALTITUD SOBRE EL NIVEL DEL MAR	PRESIÓN ATMOSFÉRICA	
	Kg/cm ²	Metros columna de Agua (m.c.a)
m		
0	1.0330	10.33
300	0.9966	9.966
600	0.9608	9.608
900	0.9213	9.213
1,200	0.8925	8.925
1,500	0.8598	9.598
3,000	0.7107	7.107
4,500	0.5834	5.834
6,000	0.4262	4.262
7,500	0.3835	3.835

* Tomado de Mecánica de Fluidos, A.B. Daugherty y PH. Ingersol (Ref. II)

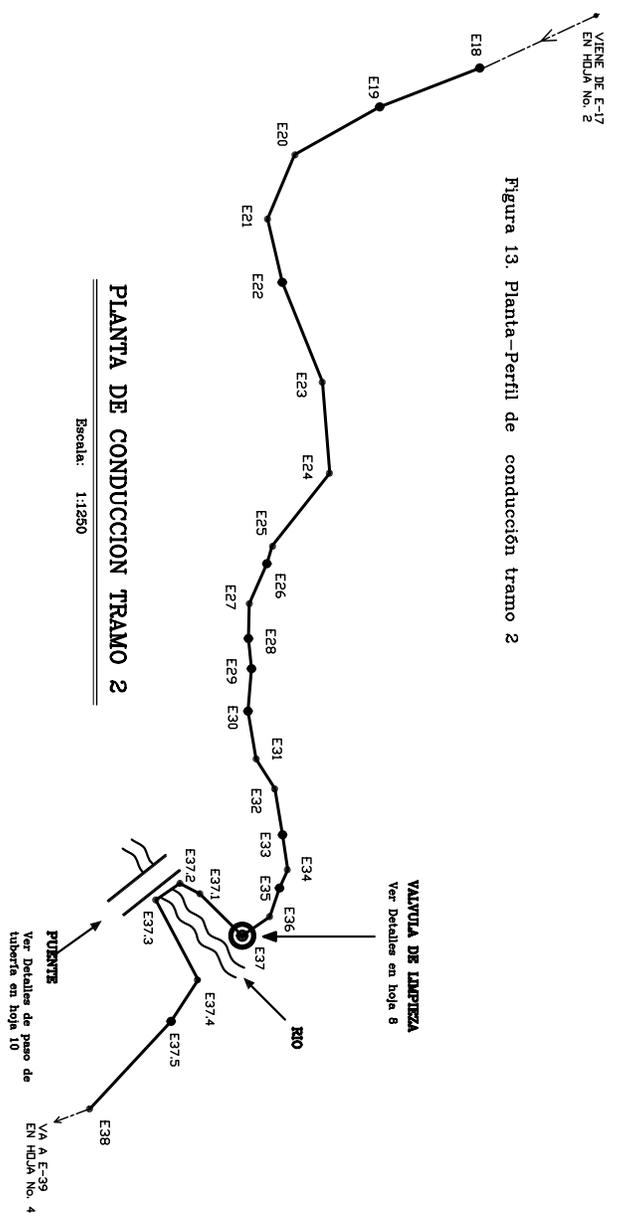
Tabla XIV. Variación de la presión de vapor del agua respecto a la temperatura *

TEMPERATURA	PRESIÓN DE VAPOR	
	Kg/cm ²	Metros columna de Agua (m.c.a)
°C		
0	0.00622	0.0622
5	0.00889	0.0889
10	0.01252	0.1252
15	0.01740	0.1740
20	0.02380	0.2380
25	0.03230	0.3230
30	0.04330	0.4330
35	0.05730	0.5730
40	0.07520	0.7520

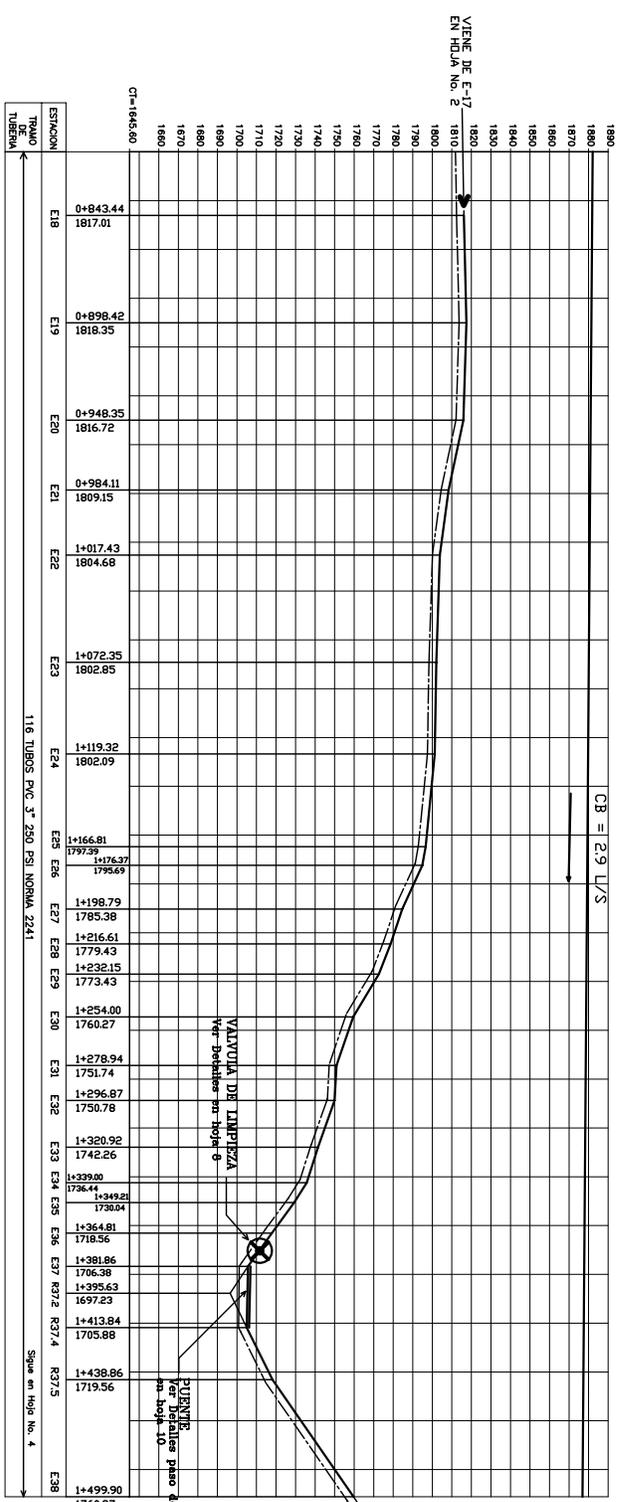
* Tomado de Mecánica de Fluidos, A.B. Daugherty y PH. Ingersol (Ref. II)



Figura 13. Planta-Perfil de conducción tramo 2



PRESIONES		
ESTACION	COTA (m)	PRESION (kg/cm ²)
E 18	171.41	65.73
E 28	152.33	82.85
E 37	60.78	172.07
E 38	114.77	117.21



NOMENCLATURA	
---	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
---	TUBERÍA
CT	COTA DE TERRENO
CP	COTA PIEZOMÉTRICA
CB=2.9	CAUDAL DE BOMBEO L/S
→	DIRECCIÓN DEL FLUJO
⊙	PUENTE
⊙	VALVULA DE LIMPIEZA

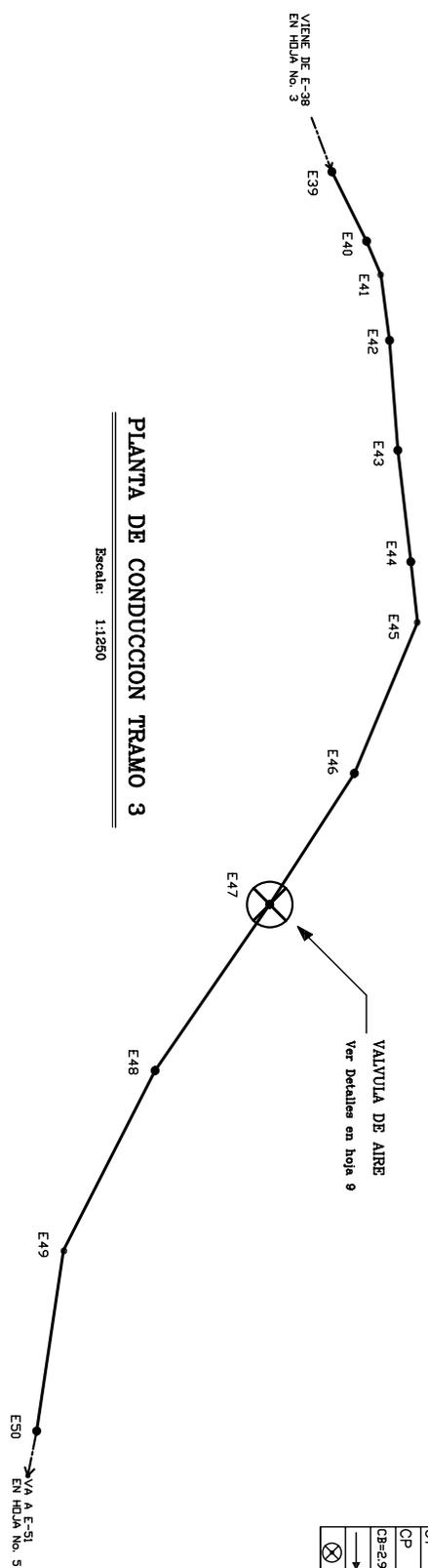
PERFIL DE CONDUCCION TRAMO 2

Escala: 1:1250

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE	
PROYECTO: PLANTA-PERFIL DE CONDUCCION	
PROFESOR:	Ing. Alfredo Antilla
ESTUDIANTE:	SANTIAGO DOMINGO VERA
FECHA:	11



Figura 14. Planta-Perfil de conduccion tramo 3

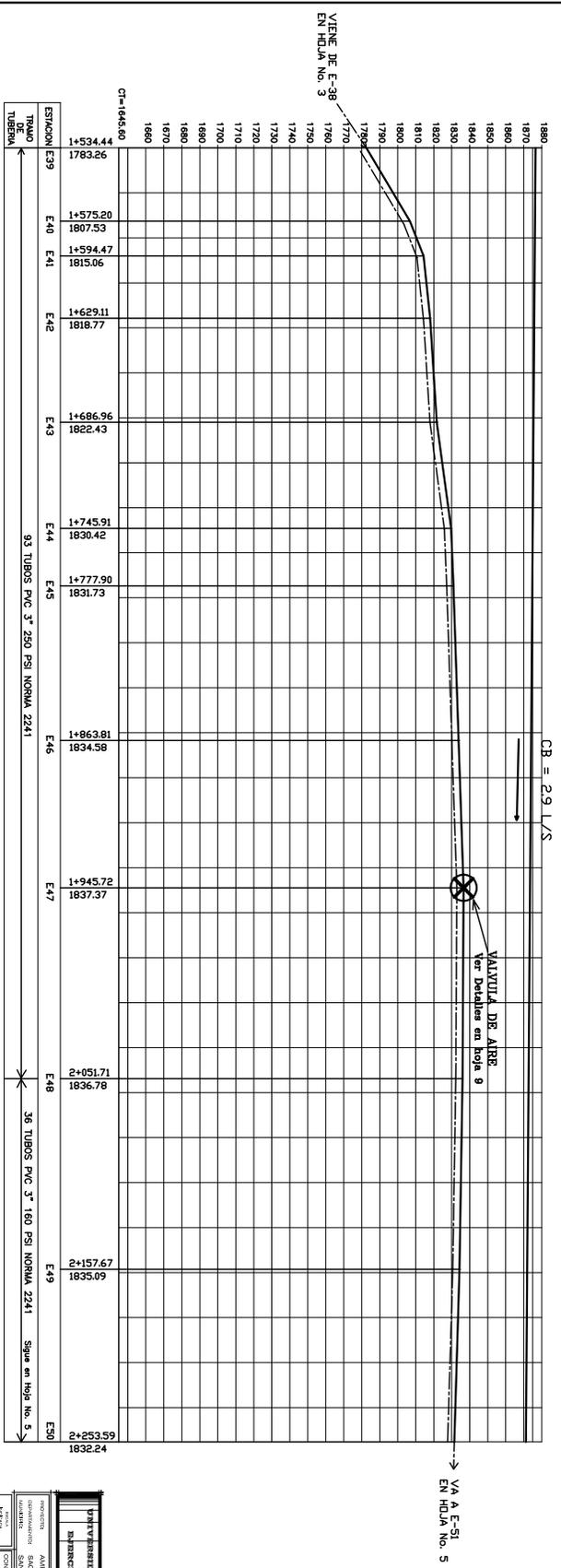


PLANTA DE CONDUCCION TRAMO 3

Escala: 1:1250

NOMENCLATURA	
—	LINEA PIEZOMETRICA
---	TUBERIA
CT	COTA DE TERRENO
CP	COTA PIEZOMETRICA
CR=2.9	CAUDAL DE BOMBEO L/S
→	DIRECCION DEL FLUJO
⊗	VALVULA DE AIRE

PRESIONES		
ESTACION	CTM (m)	PRECION (kg-cm ²)
E 40	161.93	69.48
E 43	176.83	53.73
E 47	191.77	36.86
E 50	186.64	39.74



PERFIL DE CONDUCCION TRAMO 3

Escala: 1:1250

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 MISION: Formar profesionales capaces de contribuir al desarrollo de Guatemala.
 OBJETIVO: Formar profesionales capaces de contribuir al desarrollo de Guatemala.

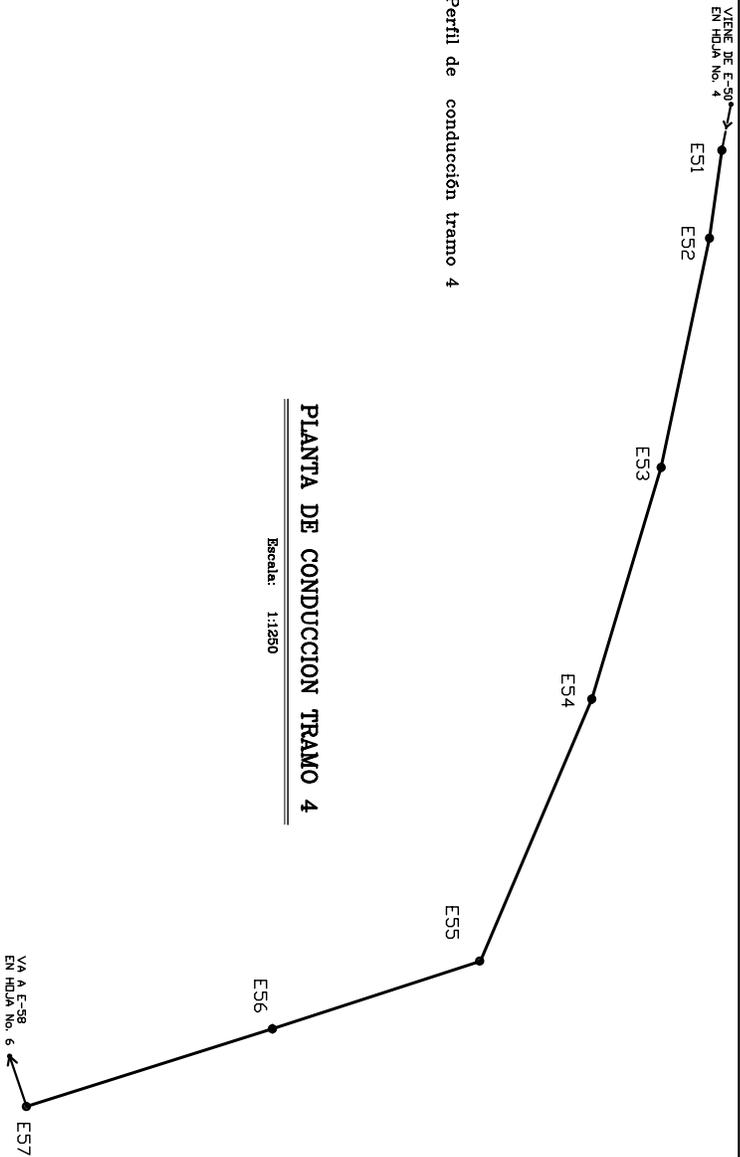
PROYECTO: AMPLIACION ACQUA POTABLE
 SUBPROYECTO: SACATZTENHIZ
 MUNICIPIO: SACATZTENHIZ

FECHA: 2010
 TITULO: "PLANTA-PERFIL DE CONDUCCION"
 AUTOR: Ing. Alfredo Arriaga

EPS
 4
 11



Figura 15. Planta-Perfil de conducción tramo 4



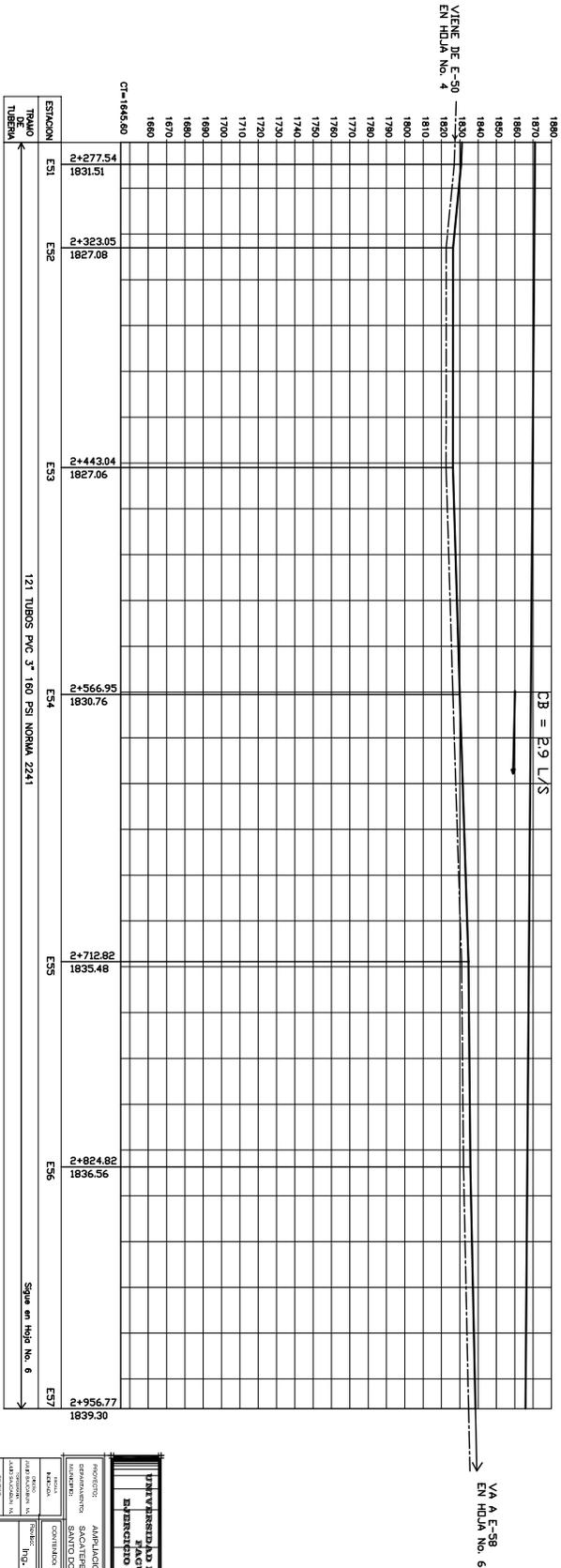
PIANTA DE CONDUCCION TRAMO 4

Escala: 1:1250

DB = 2.9 L/S

NOMENCLATURA	
---	LINEA PIEZOMETRICA
---	TUBERIA
CT	COTA DE TERRENO
CP	COTA PIEZOMETRICA
CB=2.9	CAUDAL DE BOMBEO L/S
→	DIRECCION DEL FLUJO

PRESIONES		
ESTACION	COTA (m)	PRESION (m.c.a.)
E 32	181.48	44.36
E 54	185.16	38.86
E 57	193.70	27.37



121 TUBOS PVC 3" 160 PSI NORMA 2241

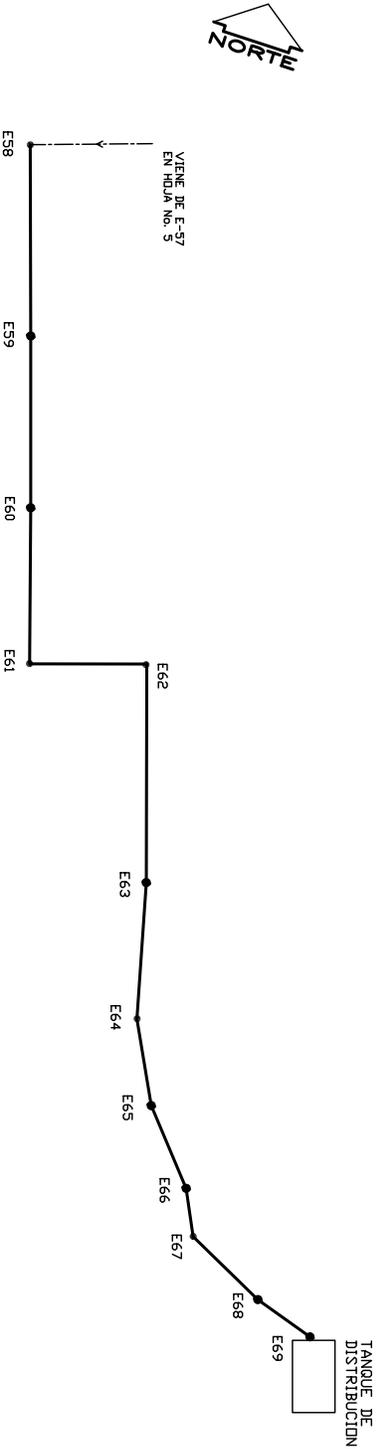
Segu en Hoga No. 6

PERFIL DE CONDUCCION TRAMO 4

Escala: 1:1250

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA Departamento Profesional Superior de Ingeniería	
INSTITUCION: ASESORIA TECNICA INTEGRAL ESPECIALIDAD: INGENIERIA CIVIL ASISTENTE: SANDO DOMINGO BENAVIDEZ	CONTRATO: PLANTA-Perfil de conducción Proyecto: Ing. Alfredo Antillaga
REGION: Occidental DEPARTAMENTO: Occidental MUNICIPIO: Occidental CANTON: Occidental Vía: Bv. Ing. Alfredo Antillaga	E.P.S ESCALA: 5 FECHA: 11

Figura 16. Planta-Perfil de conducción tramo 5

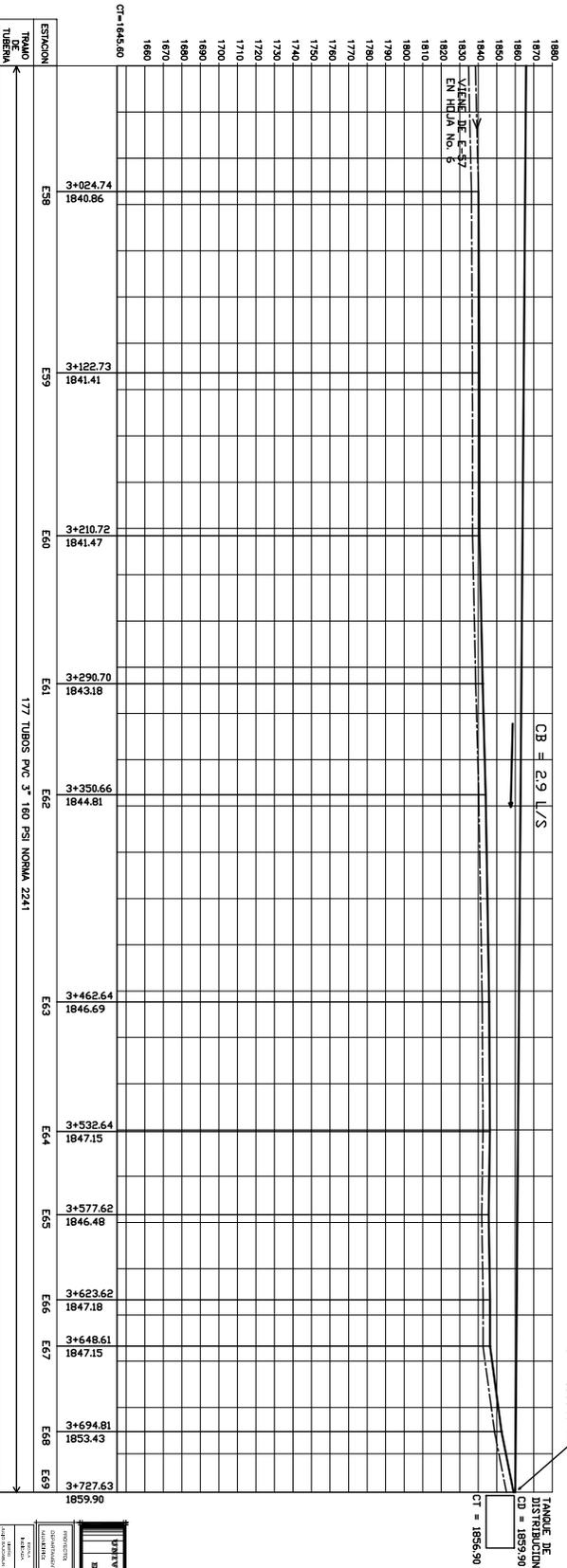


PIANTA DE CONDUCCION TRAMO 5

Escala: 1:1250

NOMENCLATURA	
—	LINEA PIEZOMETRICA
---	TUBERIA
→	DIRECCION DEL FLUJO
□	TANQUE DE DISTRIBUCION
—	COTA DE TERRENO
CP	COTA PIEZOMETRICA
CD	COTA DE DESCARGA
CB=29	CAUDAL DE BOMBEO L/S

PRESIONES		
ESTACION	COTA (m)	PRESION (m.c.a)
E 59	195.81	24.00
E 62	199.21	18.87
E 69	214.30	6.10



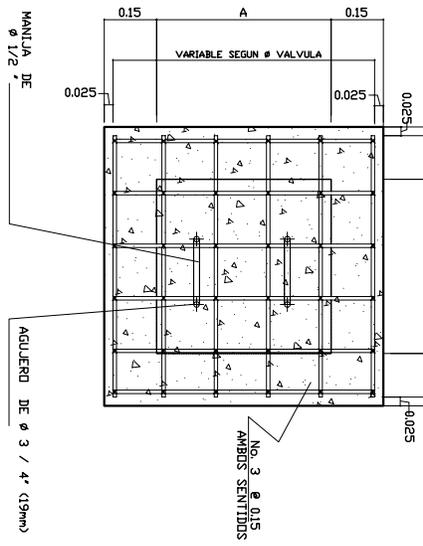
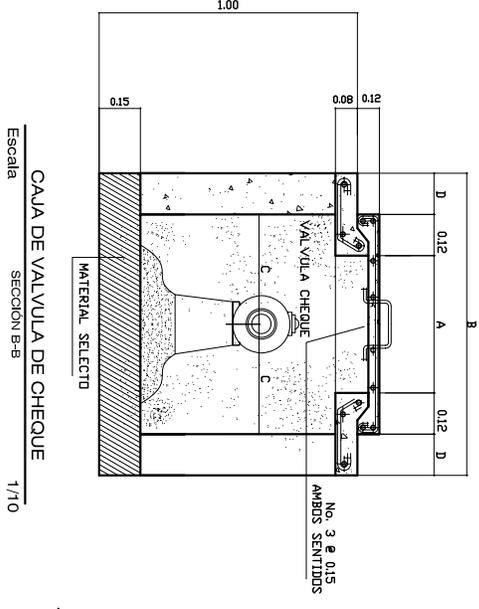
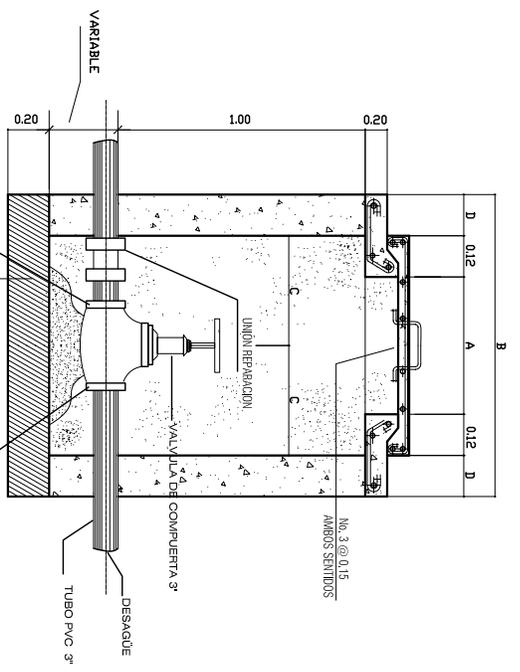
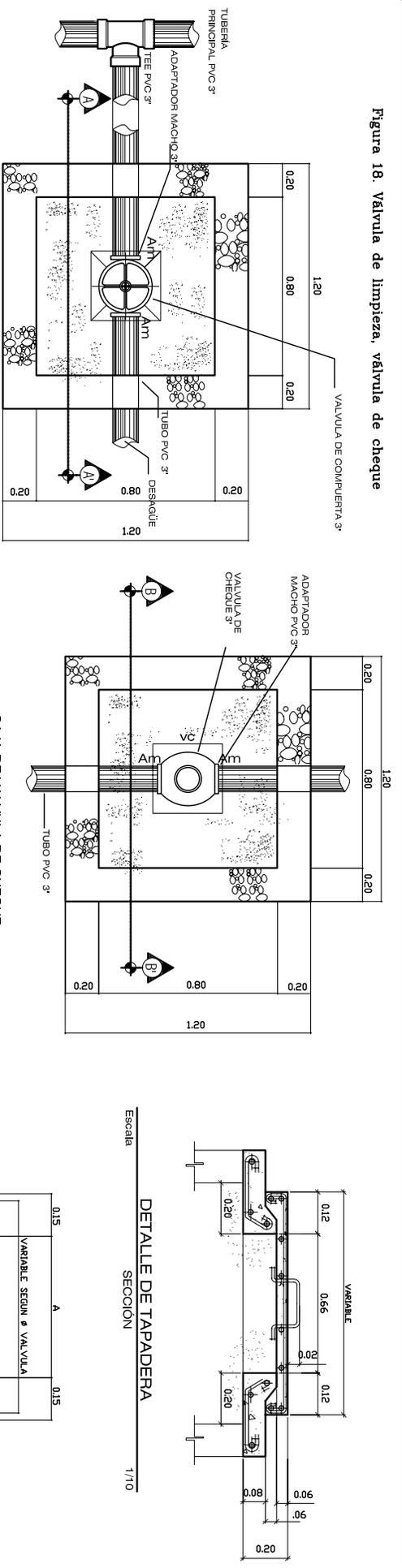
PERFIL DE CONDUCCION TRAMO 5

Escala: 1:1250

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS
 PLAN DE ESTUDIOS 2015-2016
 TITULO: PLAN DE CONDUCCION
 AUTORES: Ing. Alfredo Arribas
 Ing. Alfredo Arribas
 Ing. Alfredo Arribas

EPS
 6
 11

Figura 18. Válvula de limpieza, válvula de cheque



Ø VALVULA	ESPESES DE PARETES				REFUERZOS EN				ALTIURA DE CAJA
	A	B	C	D	LOSA	LOSA	TAPADERA	CAJA	
DE 1 1/2" A 3"	0.40	1.00	0.35	0.15	0.15	0.08	No. 3 @ 0.20	No. 3 @ 0.15	MINIMO DE 1.20
DE 4"	0.50	1.10	0.40	0.15	0.15	0.08	No. 3 @ 0.20	No. 3 @ 0.15	MINIMO DE 1.20

ESPECIFICACIONES:

CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm²

ACERO DE REFUERZO: SE USARA DE Fy = 2810 Kg/cm² (GRADO 40 KSI)

LA MAMPOSTERIA DE PIEDRA SE HARA DE LA SIGUIENTE MANERA:

- 33% DE MORTERO
- 67% DE PIEDRA BOLA

EL MORTERO SE HARA EN LA PROPORCION EN VOLUMEN:

- 1/2 CEMENTO, ARENA RIO EN VOLUMEN.
- 1/2 CEMENTO, ARENA RIO EN VOLUMEN.

SE REPELLARA EL INTERIOR CON SARETA EN PROPORCION EN VOLUMEN:

- 1/2 CEMENTO ARENA DE RIO
- COMUN RECUBRIMIENTO 1.5 Cms. Y ALISADO INT. Y EXT.

EN LA TAPADERA SE DEJARA UN DESNIVEL NECESARIO PARA DREJAR EL AGUA DE LLUVIA. EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA PERFECTAMENTE APISONADO.

SE REALIZARA UN ALZADO INTERIOR DE CEMENTO Y ARENA DE RIO EN PROPORCION 1:1 PARA IMPERMEABILIZAR LAS PAREDES INTERIAS DE LA CAJA.

UNIVERSIDAD DE SAN CABRIL DE GUAYMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EXERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

INSTITUTO: APLICACION AGUA POTABLE
 SEMINARIO: SANCATEROPIEZ
 NUMERO: SANTO DOMINGO VENACAO

FECHA: VALVULA DE LIMPIEZA, VALVULA DE CHEQUE

INSTRUMENTO: Top. Alfredo Antillaga

ALTA SOCIEDAD M. ALTO SOCIEDAD M. ALTO SOCIEDAD M. ALTO SOCIEDAD M. ALTO SOCIEDAD M.

INSTRUMENTO: Top. Alfredo Antillaga

EPS

8

11

Via. San. Top. Alfredo Antillaga

Figura 19. Válvula de aire, sistema de bombeo

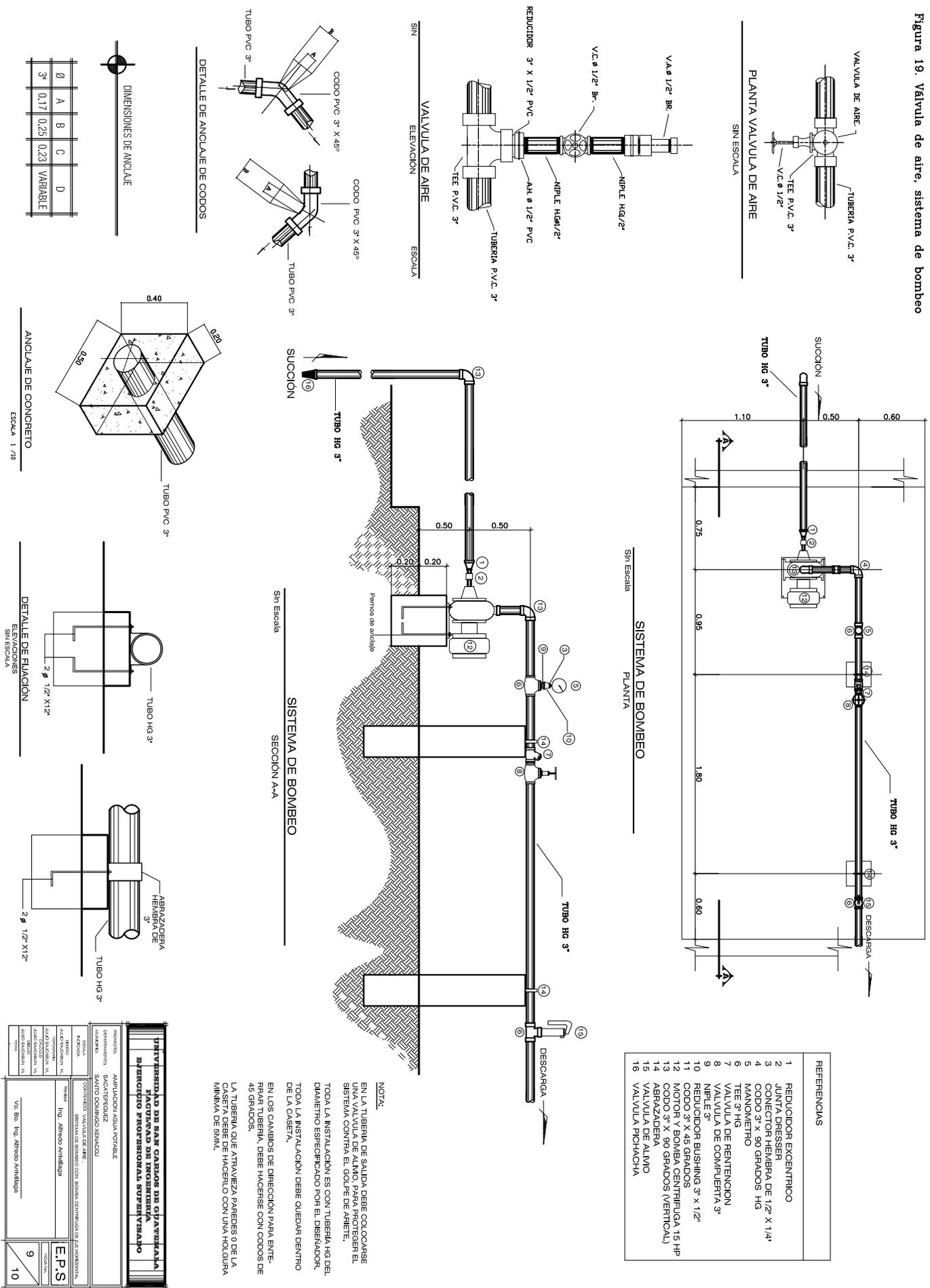
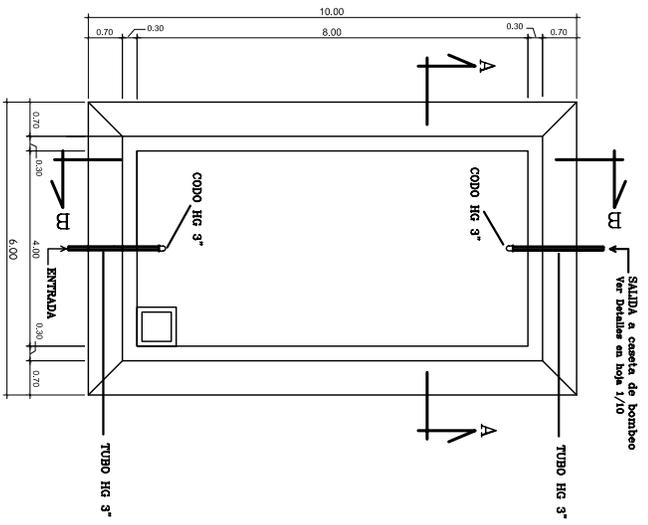
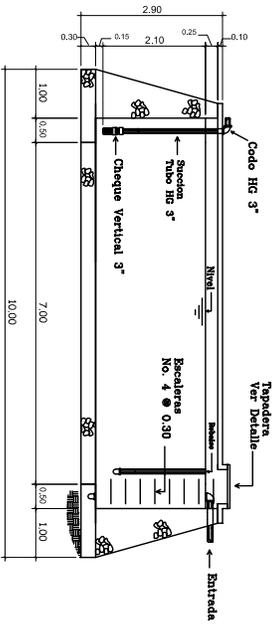


Figura 20. Tanque de succión



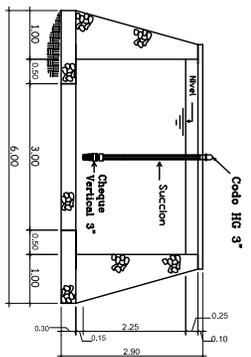
PLANTA TANQUE DE SUCCION

esc 1:75



SECCOPN B-B

esc 1:75

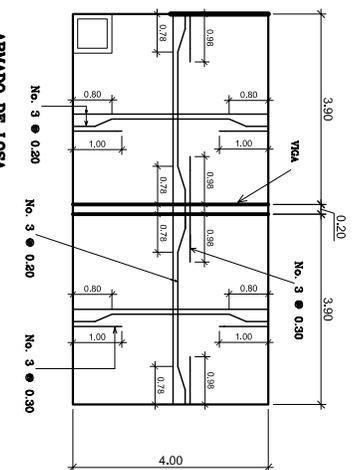


SECCOPN A-A

esc 1:50

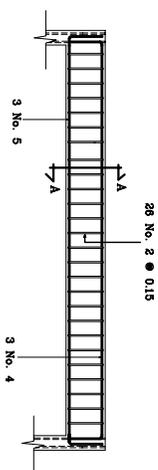
ESPECIFICACIONES:

- CONCRETO SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTRURA A COMPRESION DE 280 kg/cm²
- ACERO DE REFUERZO SE USARA DE FY = 2810 Kg/cm² (GRADO 40 KSI)
- LOS MUROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS
- LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABLETA DE CEMENTO-ARENA PROPORCION (12)/30/100
- LA SUPERFICIE DE LAS LUNAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERRADAS CON CEMENTO-ARENA (12)
- LOS MUROS DEL TANQUE SERAN DE MAMPUESTERIA 67% PIEDRA B.L.A., 32% SABLETA CEMENTO-ARENA (12)
- EL RECUBRIMIENTO DE LA LOSA SERA DE 0.03m



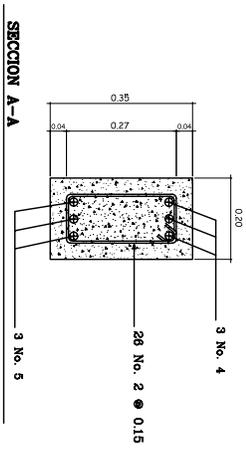
ARMADO DE LOSA

esc 1:50

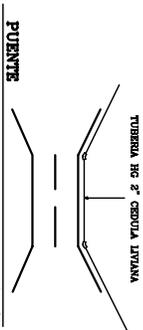


ARMADO DE VIGA

esc 1:50



SECCION A-A

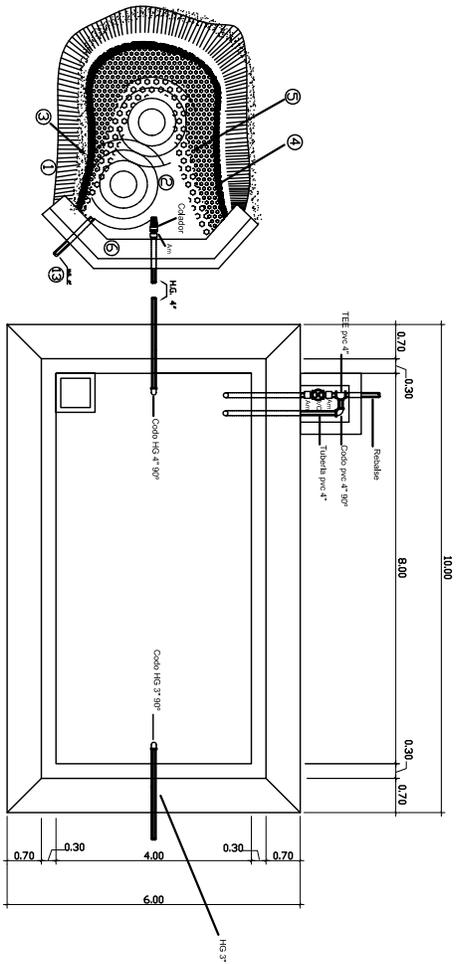


DETALLE TAPADERA

esc 1:10

INSTITUCION DE SAJ CARLOS DE GIVARREALA INSTITUCION PROFESIONALES SUPERVISADO	
PROYECTO:	AMPLIACION AGUA POTABLE
CONDOMINIO:	SANTO DOMINGO BENSACOU
CLIENTE:	TANQUE DE SUCCION
INGENIERO:	Ing. Alfredo Arredondo
FECHA:	10/11
ESCALA:	10/11

Figura 21. Captación, Hipoclorador



PIANTA CAPTACION DE BROTE DEFINIDO

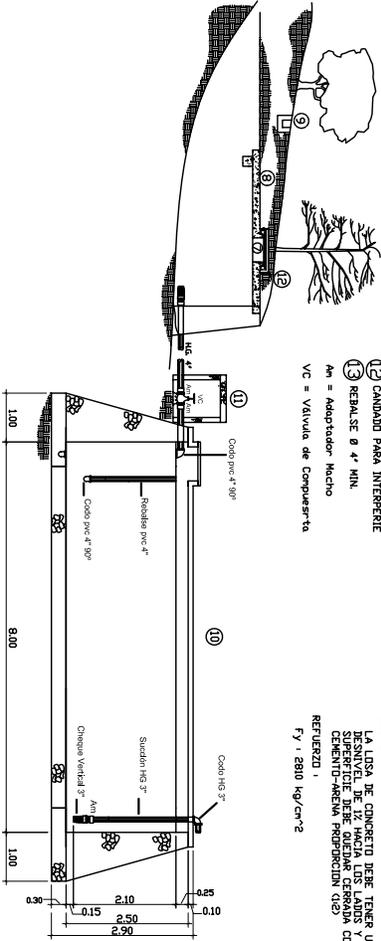
esc 1:30

OBSERVACIONES:

- 1 TERRENO NATURAL
 - 2 ACUFERO
 - 3 ARENA
 - 4 GRAVA DE 1/2"
 - 5 GRAVA DE 3"
 - 6 MARGO DE CONTENCIÓN DE HAMPOSTERÍA
 - 7 TAPADERA PARA INSPECCIÓN
 - 8 SELLO SANITARIO DE CONCRETO ESPESOR 8cm.
 - 9 CONTRALCISTA REVERTIDA
 - 10 TANQUE DE SUCCIÓN
 - 11 CAJA DE COMPUERTA
 - 12 CAMBIO PARA INTERFERIR
 - 13 RECALSE 6 4' MIN
- Am = Adaptador Necho
VC = Valvula de Compuerta

ESPECIFICACIONES:

- HAMPOSTERÍA DE PIEDRA:
PIEDRA SOLA 67%
MORTERO 33%
EL MORTERO A UTILIZAR SERÁ UN MORTERO DE MEZCLA CEMENTO-ARENA (1:2).
- CONCRETO:
F_{ck} = 210 kg/cm²
PROPORCIÓN DE MEZCLA CEMENTO-ARENA-PIEDRA (1:2:3)
- MARGO:
LOS MARGOS DE HAMPOSTERÍA DE PIEDRA DEBE SER DE 10 CM. Hacia los LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERRADA CON CEMENTO-ARENA (1:2) IDEALMENTE ALSADA
- LEÑAS:
PARA EL CONCRETO DEBE TENER UN ESPESOR DE 10 CM. Hacia los LADOS Y LA SUPERFICIE DEBE QUEDAR CERRADA CON CEMENTO-ARENA (1:2) IDEALMENTE ALSADA
- REFUERZO:
F_y = 2810 kg/cm²

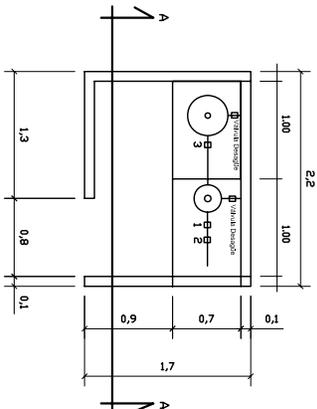


PERFIL CAPTACION DE BROTE DEFINIDO

esc 1:30

CASITA DE CLORACION

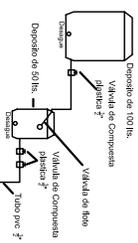
esc 1:35



PIANTA

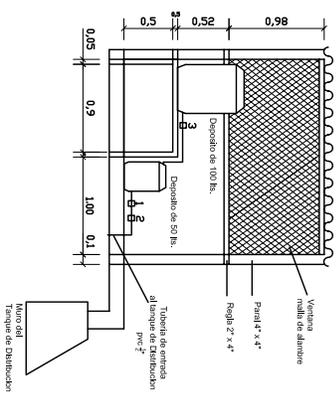
esc 1:35

DETALLE DE TANQUES DE DEPOSITO



NOTA:

- 1 = VALVULA DE COMPUERTA 1
 - 2 = VALVULA DE COMPUERTA 2
 - 3 = VALVULA DE COMPUERTA 3
- LA CASITA DE CLORACION PODEA SER DE LAMINA, MADERA O CUALQUIER MATERIAL QUE SE OBTENGA EN EL LUGAR.
- TODA LA TUBERIA, VALVULAS Y ACCESORIOS SERAN DE P.V.C.
- LA VALVULA 1 SERA PARA QUE FUNCIONE EL HIPOCLORADOR ABRIENDOLA O CERRANDOLA PERMITIENDO EL PASO DEL FLUIDO DE LA MEZCLA YA DESPACHADA HACIA EL TANQUE DE DISTRIBUCION.
- LA VALVULA 2 SE GRABARA PRIVAMENTE PARA VERTER EL FLUIDO NECESARIO HACIA EL TANQUE (NO SE MUEVA POR NINGUN MOTIVO).
- LA VALVULA 3 CERRARA INMEDIATAMENTE CUANDO SE NECESITE PENSAR EN OTRA MEZCLA EN EL DEPÓSITO DE 100 ltr.



SECCION A-A

esc 1:35

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
INGENIERIA PROFESIONAL SUPERVISADA	
MATERIA: APLICACION AGUA POTABLE	
SUBMATERIA: SCAOTERORIZACION	
TITULO: SCAOTERORIZACION	
AUTOR: Ing. Alfredo Antillaga	
CORRECTOR: Ing. Alfredo Antillaga	
E.P.S.	
11	
11	