

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

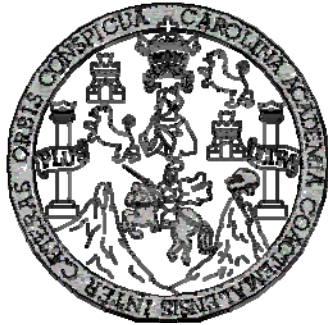
**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA LAGUNA
DE TECOJATE SECTOR I, DEL MUNICIPIO DE NUEVA CONCEPCIÓN,
ESCUINTLA.**

CARLOS GILBERTO RODRÍGUEZ REYNOSA

Asesorado por: Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, mayo de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA LAGUNA
DE TECOJATE SECTOR I, DEL MUNICIPIO DE NUEVA CONCEPCIÓN,
ESCUINTLA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CARLOS GILBERTO RODRÍGUEZ REYNOSA

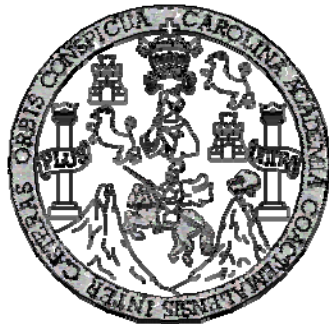
ASESORADO POR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

Guatemala, mayo de 2005

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympo Paíz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ
EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Luís Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIO	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LA LAGUNA DE TECOJATE SECTOR I, DEL MUNICIPIO DE NUEVA CONCEPCIÓN, ESCUINTLA.

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 28 de octubre del 2004.

Carlos Gilberto Rodríguez Reynosa

ACTO QUE DEDICO A:

A DIOS Fuente de luz e inspiración que me dio la oportunidad de ver realizada una de mis metas.

MIS PADRES Edgardo Rigoberto Rodríguez Sandoval (†)
Vilma Esperanza Reynosa Sandoval

MI ESPOSA Imelda del Carmen Mazariegos de Rodríguez

MI HIJA Dayanah Mishelle Rodríguez Mazariegos

MIS HERMANOS Juan Francisco, Bianka Yadira, Milvia Argentina y Vilma Karina.

MIS ABUELOS Juan Rodríguez (†)
Fabiola Godoy de Rodríguez (†)
Ángel Reynosa
María Elisa Sandoval de Reynosa

MIS CUÑADOS Edy Ronaldo, Jaime René, Selvin Antonio, Erik Rodolfo, Reinier,
Alma América, Norma Esperanza, Milvia Yesenia.

MIS FAMILIARES Mi respeto y cariño.

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE ESTUDIO

AGRADECIMIENTOS A:

La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

La Municipalidad de Nueva Concepción Escuintla, en particular a la Corporación Municipal y Oficina Municipal de Planificación.

Al ingeniero Luís Gregorio Alfaro Véliz
Por haberme asesorado para desarrollar este trabajo de graduación.

Al ingeniero Ángel Roberto Sic García
Coordinador de la Unidad de E.P.S.

Y, a todas las personas que de una u otra forma contribuyeron a ver culminada mi carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VI
GLOSARIO	VII
OBJETIVOS	X
INTRODUCCIÓN	XI
1. INVESTIGACIÓN MONOGRAFÍA	01
1.1 Aspectos históricos	01
1.2 Origen del nombre	01
1.3 Ubicación	02
1.4 Vías de acceso	03
1.5 Aspectos climatológicos	03
1.6 Actividades productivas	04
1.7 Servicios públicos	04
1.8 Aspectos topográficos	04
1.9 Aspectos hidrológicos	05
1.10 Autoridades	05
1.11 Estudio de la población	05
1.12 Investigaciones diagnósticas sobre necesidades de servicio	06
1.12.1 Descripción de las necesidades	06
1.12.2 Justificación social	06
1.12.3 Justificación económica	07
1.12.4 Prioridad de las necesidades	07

2.	CONCEPTOS Y DEFINICIONES PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE	09
2.1	Descripción del proyecto	09
2.2	Cálculo para la demanda de agua	09
	2.2.1 Población actual	09
	2.2.2 Periodo de diseño	09
	2.2.3 Población futura	10
2.3	Aforos de fuente de agua	12
2.4	Dotación	13
2.5	Cálculo del consumo	14
	2.5.1 Caudal medio diario	14
	2.5.2 Caudal máximo diario	15
	2.5.3 Caudal máximo horario	16
2.6	Calidad y tratamiento del agua	17
	2.6.1 Análisis del agua	23
	2.6.1.1 Examen fisicoquímico	23
	2.6.1.2 Examen bacteriológico	23
	2.6.2 Tratamiento del agua (potabilización)	24
2.7	Levantamiento topográfico	24
	2.7.1 Planimetría	25
	2.7.2 Altimetría	25
2.8	Diseño general para el sistema de agua potable	26
	2.8.1 Generalidades básicas	26
	2.8.2 Presiones y velocidades	26
	2.8.3 Tipos de tubería	28
	2.8.3.1 Tubería de PVC	29
	2.8.3.2 Tubería de hierro galvanizado	30
	2.8.4 Sistemas por bombeo	30
	2.8.4.1 Protección contra golpe de ariete	30

2.8.5	Información básica para la selección de la bomba	31
2.8.6	Cálculo de la potencia	32
2.8.7	Memoria de cálculo	33
2.8.8	Pérdidas de carga y cálculo de la potencia de la bomba	34
2.8.9	potencia de la bomba	34
2.8.10	Resumen de los datos para el diseño	35
2.9	Componentes del sistema	36
2.9.1	Captación	36
2.9.2	Caseta de bombeo y equipo de bombeo	36
2.9.3	Línea de bombeo	37
2.9.4	Tanque de distribución	37
2.9.5	Red de distribución	38
2.9.6	Conexiones domiciliarias	39
2.10	Diseño del tanque elevado de distribución	39
2.10.1	Volumen del tanque	39
2.10.2	Partes de un tanque elevado	40
2.10.3	Cubierta	41
2.10.4	Cuerpo del tanque	41
2.10.5	Fondo del tanque	42
2.10.6	Torre de soporte	42
2.10.7	Cimentación del tanque	42
2.10.8	Diseño de las paredes del tanque	43
2.11	Diseño de la torre de soporte	49
2.11.1	Cargas muertas	49
2.11.2	Diseño de los elementos estructurales	49
2.11.2.1	Cargas laterales	49
2.11.2.2	Columnas y puntales	49
2.11.2.3	Tolerancia en columnas	51
2.12	Diseño de la cimentación del tanque	51

2.12.1	Diseño del pedestal	51
2.12.2	Relación de esbeltez	52
2.12.3	Carga axial	53
2.12.4	Diseño de zapata	53
2.13	Memoria de cálculo del diseño del tanque	55
3.	Análisis tarifario	69
3.1	Generalidades	69
3.2	Tipos de sistemas de tarifas	72
3.2.1	Sistema unitario	72
3.2.2	Sistema diferencial	72
3.3	Cálculo de la tarifa	72
3.3.1	Personal de operación	73
3.3.2	Operador de la bomba y fontanero	73
3.4	Insumos	74
3.4.1	Energía eléctrica	74
3.5	Reposición de equipo de bombeo	74
3.6	Reparaciones y gastos indirectos	74
3.7	Tarifa adoptada	75
3.8	Aporte económico de la población	75
4.	Análisis de vulnerabilidad	76
4.1	Concepto Teórico	78
4.2	Aplicación a este proyecto en específico	80
4.2.1	Terremotos	80
4.2.2	Huracanes	82
4.2.3	Inundaciones	84
4.2.4	Deslizamientos	86
4.2.5	Erupciones volcánicas	88
4.2.6	Sequías	89
4.2.7	Cálculo de la vulnerabilidad	90

4.3	Mitigación de desastres	91
4.3.1	Medidas de prevención y mitigación de desastres	91
5	PRESUPUESTO GENERAL	94
	CONCLUSIONES	121
	RECOMENDACIONES	122
	BIBLIOGRAFÍA	123
	ANEXOS:	124
	ANEXO 1: RESULTADO DE ANÁLISIS DE LABORATORIO	124
	ANEXO 2: LIBRETA TOPOGRÁFICA	127
	ANEXO 3: RESUMEN CÁLCULO HIDRÁULICO	130
	ANEXO 4: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	135
	ANEXO 5: PLANOS CONSTRUCTIVOS	161

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

TABLAS

I	Aspectos climatológicos	03
II	Características físicas del agua	20
III	Calidad bacteriológica del agua	21
IV	Características químicas tóxicas	22
V	Características químicas permisibles en el agua	22
VI	Resumen de los datos para el diseño	35
VII	Resumen de las cantidades calculadas de trabajo	95
VIII	Precios unitarios por renglón	96
IX	Libreta topográfica	128
X	Resumen cálculo hidráulico	131

FIGURAS

1	Plano de ubicación de la comunidad	2
2	Análisis fisicoquímico	125
3	Examen bacteriológico	126
4	Plano planta general más curvas de nivel	162
5	Plano diagrama de flujo	163
6	Plano red de distribución	164
7	Plano tanque elevado	165
8	Plano caseta de bombeo	166
9	Plano conexiones prediales	167

LISTA DE SÍMBOLOS

C	Coeficiente de rugosidad
Cm	Centímetro
D	Diámetro
Dot	Dotación
FHM	Factor de hora máxima
FDM	Factor de día máximo
h	Hora
Hab	Habitante
Hf	Pérdida de carga
HG	Hierro galvanizado
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
km	Kilómetro
L	Litros
m	Metro
mca	Metros columna de agua
mm	Milímetros
MSNM	Metros sobre el nivel del mar
N	Período de diseño
PVC	Cloruro de polivinilo (material de tubo plástico)
Q	Caudal
Qmd	Caudal máximo diario
Qmh	Caudal máximo horario
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales

GLOSARIO

Acueducto	Serie de conductos a través de los cuales se traslada agua de un punto hacia a otro.
Aforo	Operación que consiste en medir el caudal de una fuente.
Agua potable	Es aquella que es sanitariamente segura, además de ser inodora, incolora y agradable a los sentidos.
Azimut	Angulo Horizontal referido a un norte magnético o arbitrario; su rango va desde 0° a 360°.
Área	Espacio de tierra comprendido entre ciertos límites.
Carga estática	Es la diferencia de alturas que existe entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado del acueducto. Viene expresada en metros columna de agua (mca)
Carga dinámica	Es la suma de las cargas de velocidad ($V^2/2g$) y de presión.
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo, en un determinado punto de observación, en un instante dado.

Censo	Es toda la información sobre la cantidad de población, en un período de tiempo determinado la cual brinda y facilita una descripción de los cambios que ocurren con el paso del tiempo.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, haciendo referencia a un nivel determinado.
Desinfección	Eliminación de bacterias patógenas que existen en el agua mediante procesos químicos.
Dotación	Es la cantidad de agua necesaria para consumo de una persona por día.
Estiaje	Es la época del año en la que los caudales de las fuentes de agua descienden al nivel mínimo.
Nivelación	Es un procedimiento de campo que se realiza para determinar las elevaciones en puntos determinados.
Pendiente	Es el grado de inclinación que pueda poseer un terreno, y se mide por el ángulo que forma con la horizontal.
Pérdida de carga	Es el cambio que experimenta la presión, dentro de la tubería, por motivo de la fricción.

Perfil Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a puntos de control.

Topografía Es el arte de representar un terreno en un plano, con su forma, dimensiones y relieve.

OBJETIVOS

GENERAL

Diseñar un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable a la población de la Aldea la Laguna de Tecojate Sector I, para generar una mejor calidad de vida de los habitantes.

ESPECÍFICOS

1. Desarrollar una investigación diagnóstica sobre las necesidades de los servicios básicos e infraestructura para el área rural.
2. Introducir el agua potable en toda la Aldea la Laguna de Tecojate Sector I.
3. Proporcionar una agua sanitariamente segura a los vecinos para disminuir el alto índice de enfermedades gastrointestinales.

INTRODUCCIÓN

En la mayor parte de nuestro país, y especialmente en las comunidades rurales, existen problemas de diversa índole, los cuales impiden su desarrollo.

El abastecimiento de agua potable a las comunidades rurales cada vez es más problemático debido a diversos factores, pero 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 su escasez o falta puede provocar problemas de salud en una comunidad, problemas de desarrollo industrial, e incluso, afectar la apariencia estética de la localidad. De aquí que cada comunidad debe tener un abastecimiento de agua en cantidad suficiente y en calidad adecuada.

El propósito fundamental del proyecto es cubrir las necesidades básicas de las comunidades y contribuir al desarrollo económico y social para que se tenga un buen nivel de vida. Dentro de las necesidades y problemas que en la actualidad existen, el saneamiento ambiental es un factor muy importante para el desarrollo físico y mental de las personas y poblaciones en general.

Con lo anterior, se presenta la propuesta real y objetiva para la solución de los problemas derivados de la falta del servicio de agua potable que aqueja a esta comunidad desde hace varios años.

En el informe que se describe, se presenta el estudio de factibilidad del Sistema de Agua Potable para la aldea, con su investigación preliminar tomando en cuenta, datos propios de la localidad, población, viviendas, abastecimiento de agua actual, etc, así como aspectos que determinaron el

diseño del abastecimiento de agua que incluye, parámetros de diseño, levantamiento topográfico y cálculo hidráulico, también se tomó en cuenta que debido a la falta de fuentes superficiales se pensó en la perforación del pozo para abastecer a la comunidad, así como proponer un tanque elevado, el cual almacenará el volumen de agua para abastecer a toda la comunidad satisfactoriamente. Toda la información investigada permitió la elaboración y planificación del trabajo de graduación realizado.

1. INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA

1.1 Aspectos históricos

La Aldea de Tecojate comenzó como caserío de la Aldea de Santa Ana Mixtan por el año 1957, cuando fue circunscrita por acuerdo gubernativo del 6 de diciembre de 1961 (para la cual se requirió la intervención del IGN), pero revocada por sentencia del tribunal de lo Contencioso Administrativo del 5 de septiembre de 1962.

Debido a lo anterior fue creado por Acuerdo Gubernativo el Municipio de Nueva Concepción, el 15 de febrero de 1974, publicado en el diario oficial el 21 de febrero de 1974: “El Presidente Constitucional de la Republica – considerando: - Que los vecinos del parcelamiento como Nueva Concepción, ubicado dentro de la actual jurisdicción del Municipio de Pueblo Nuevo Tiquisate, del Departamento de Escuintla, iniciaron gestiones ante el Gobierno de la Republica por intermedio del Ministerio de Gobernación a efecto de crear un nuevo Municipio habida cuenta de las razones en que abunda el memorial de fecha de 6 de marzo de 1970”.

1.2 Origen del nombre

La comunidad de la Laguna de Tocojate Sector I, se puede decir que se fundó en el año 1,957 con la llegada de la familia Sandoval Marroquín, procedente del Noroccidente del país; en ese entonces el costo de las parcelas era aproximadamente de Q600.00. Se organizaron y comenzaron a cultivar sus tierras, estableciéndose en este lugar hasta llegar a ser hoy en día, una de las aldeas más importantes del Municipio.

1.4 Vías de acceso

Se llega a La Aldea Tecojate Sector I por medio de la carretera asfaltada que tiene una longitud de 32 kilómetros de la cabecera del Municipio de Nueva Concepción, el Municipio se encuentra a 150 kilómetros de la Ciudad Capital. Existe otra vía de acceso pero ésta es de terracería y va paralela a la antes mencionada.

1.5 Aspectos climatológicos

El clima del área es generalmente cálido, las condiciones climatológicas más importantes del área son:

Tabla I. Aspectos climatológicos

VARIABLES	DIMENSIONES	ANUAL
TEMPERATURA MEDIA	GRADO CENT.	27.40
TEMPERATURA MÁX. PROMEDIO	GRADO CENT.	32.80
TEMPERATURA MÍN. PROMEDIO	GRADO CENT.	21.00
TEMPERATURA MÁXIMA	GRADO CENT.	40.00
TEMPERATURA MÍNIMA	GRADO CENT.	13.00
HUMEDAD RELATIVA MEDIA	%	77.00
LLUVIA	MM	1,637.00
LLUVIA	DÍAS	101.00
NUBOSIDAD	OCTAS	8.00
VELOCIDAD DEL VIENTO	KM/HRA	4.90
INSOLACIÓN	HORAS	235.90
PRESIO	MM	758.40

Datos proporcionados por el INSIVUME, estación Sabana Grande, Nueva Concepción, Escuintla

1.6 Actividades productivas

Su economía se basa en los productos esenciales, siendo los cultivos de ajonjolí, papaya, maíz, sandía, melón. La segunda actividad del municipio es la crianza de ganado criollo, razas finas, en menor demanda, los productos provenientes del ganado vacuno, también se dedican a la pesca.

Un 40% de la población de la Aldea trabajan en la camaronera aldeaña, y el otro 60% tiene ocupaciones variables.

1.7 Servicios públicos

La Aldea La Laguna Tecojate Sector I cuenta con los siguientes servicios:

- a. Agua Potable el sistema que se utiliza actualmente es por excavación de pozos a mano.
- b. Calles y callejones en un 100% de terracería; el estado en que se encuentran es regular.
- c. Puesto de Salud.
- d. Gasolinera.
- e. Iglesias Católica y Evangélica.
- f. Salón Comunal.
- g. Área comercial.
- h. Energía eléctrica.

1.8 Aspectos topográficos

La comunidad se encuentra sobre una planicie, con algunas quebradas y un zanjón a su alrededor que sirven para el desfogue de las aguas pluviales y

desembocan en la Laguna las Pescas que se encuentra ubicada al sur de la Aldea, en lo que respecta a su ubicación, se tiene una latitud de 13° 59'08" y una longitud de 91° 21'28".

1.9 Aspectos hidrológicos

A la comunidad la riegan los zanjones Hidalgo y el Salado en época de invierno, así como su manto freático se encuentra a una profundidad aproximada de 5 a 6 metros.

1.10 Autoridades

Las autoridades que ejercen en la comunidad son; el Alcalde Auxiliar y el Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE).

1.11 Estudio de la población

El nivel educativo de la población es regular, ya que el 55% de las personas poseen un grado de estudio a nivel primario, un 35% a realizado estudios de primaria sin concluirlos y un 10% ha realizado sus estudios a nivel medio. El nivel de educación va ser mucho mejor debido a que cuentan con un instituto de nivel básico en el cual más adelante se impartirán carrera del diversificado.

Debido a la falta de recursos económicos, la población de Tecojate no tiene una dieta alimenticia balanceada. Es por esta razón que niños, jóvenes y adultos sufren de diferentes enfermedades, entre las más comunes están los parásitos, diarreas, mareos, dolor de cabeza, fiebre y dolor de muelas. En la

población infantil, lo más común son las enfermedades gastrointestinales, lo cual se debe a la falta de higiene y desconocimiento de las medidas sanitarias.

1.12 Investigaciones diagnósticas sobre necesidades de servicios

1.12.1 Descripción de las necesidades

Las necesidades que se presentaron de mayor impacto en la comunidad, son las que corresponden al Saneamiento Ambiental como:

- a) Agua potable
- b) Eliminación de los desechos sólidos

El agua potable debido a que sus pozos se encuentran contaminados, afecta a la población en general, por las enfermedades gastrointestinales.

Respecto de la eliminación de desechos, aquí se incluye a las excretas humanas, a las materias fecales animales y las basuras domésticas.

1.12.2 Justificación social

Esta aldea es la tercera más grande e importante que tiene el Municipio de Nueva Concepción; con el tiempo que tiene de existir ya tendría que contar con los servicios básicos antes mencionados; por la falta de estos servicios la comunidad no ha tenido un desarrollo notable sino que se encuentra estancada. Debido a esto se optó porque se realizara el proyecto de introducción de agua potable para satisfacer una de las necesidades básicas de cada ciudadano. Con este proyecto se le está otorgando un beneficio a los vecinos del cual

puede sacar provecho, para mejorar sus condiciones higiénicas y de salud y con ello alcanzar un mayor desarrollo de la comunidad.

1.12.3 Justificación económica

La falta del servicio de agua potable no favorece a la comunidad económicamente; los vecinos en su mayoría tienen pozos perforados a mano, pero con el grave problema que varios se encuentran contaminados y esto los obliga a otro tipo de abastecimiento de tan vital líquido, el cual compran a personas particulares con un gasto semanal aproximado de Q 30.00 para los que tienen las condiciones económicas de hacer este gasto; los vecinos que no pueden pagar van a traer agua a otra comunidad aledaña, les implica invertir tiempo, y económicamente les afecta ya que este tiempo los aleja de su trabajo. Este proyecto beneficiará a todos los habitantes de la comunidad y tendrá un efecto positivo ya que existirá una mejor calidad de vida para los habitantes, debido a que al prestar más servicios en la comunidad y por ser un área costera cercana a la playa, atraería a los inversionistas y con ello al turismo.

1.12.4 Prioridad de las necesidades

Cuando se priorizaron las necesidades, se realizaron varias asambleas generales donde participaron los habitantes de la comunidad y dieron a conocer una serie de necesidades urgentes; se elaboró un listado de todas las necesidades planteadas, después se priorizaron cinco necesidades más importantes y relevantes; luego se procedió a hacer una Matriz de Priorización, en donde quedó como prioridad uno, el Sistema de Agua Potable, y de prioridad dos, la eliminación de desechos sólidos; estos proyectos tienen como fin el bien común ya que fueron seleccionados por los mismos habitantes quienes son los

afectados al no contar con estos servicios y serán los beneficiados directos en su realización.

2. CONCEPTOS Y DEFINICIONES PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

2.1 Descripción del proyecto

El proyecto está conformado por su fuente de abastecimiento que es un pozo perforado a 400 pies de profundidad; el tanque elevado con un volumen de 219 m³ y una torre de 17 metros de altura tendrá su caseta de bombeo, también todo el tendido de la red de distribución con sus respectivas conexiones domiciliarias.

2.2 Calculo para la demanda de agua

2.2.1 Población actual

Es la cantidad de personas que habitan en el lugar y que ejercen varios tipos de actividades diarias para su subsistencia, además, tributan caudales de consumo al sistema de abastecimiento de agua potable utilizado. La población actual en la comunidad que se beneficiará con el proyecto de introducción del sistema de agua potable es de 1,500 habitantes; esta población nos sirve de información para obtener la población futura a la que estará sirviendo el sistema durante el periodo de diseño.

2.2.2 Periodo de diseño

Se define como periodo de diseño el número de años para el cual el sistema va a proporcionar agua potable en la cantidad adecuada a la población futura existente al final del periodo de diseño.

El periodo de diseño de un abastecimiento de agua está determinado por razones económicas. Un periodo de diseño de pocos años implicaría que las poblaciones se encontrarían con la necesidad de hacer ampliaciones al sistema de abastecimiento en un plazo muy corto de tiempo.

No debe confundirse el periodo de diseño con la vida útil de los elementos de un sistema. Generalmente, se adopta en nuestro medio un período de diseño de 20 años.

Para este sistema se tomaron en consideración los factores que se mencionan a continuación:

- a) Capacidad de la fuente
- b) Vida útil de las tuberías y estructuras
- c) Facilidad y factibilidad de ampliación del sistema
- d) Crecimiento de la población
- e) Normas de diseño

Para el diseño del sistema en la comunidad de Tecojate, del Municipio de Nueva Concepción, del departamento de Escuintla, se tomo en consideración un tiempo de 21 años, para lo cual se efectuaron los cálculos respectivos.

2.2.3 Población futura

La tasa de crecimiento de una población se hace necesaria determinarla para obtener la población que existirá al final del periodo de diseño (población futura o de diseño), y para calcular en función de la misma, la demanda que será requerida; en este caso particular, para la población de la Aldea La Laguna de Tecojate.

Existen diferentes métodos para el cálculo de la población de diseño o futura. En este trabajo se utilizó el método aritmético, y para obtener la tasa de crecimiento se usaron los censos de los últimos años.

Para el cálculo de la población de diseño se utilizó el método de Incremento Geométrico; para su aplicación fue necesario el uso de dos fórmulas, una para obtener la tasa de crecimiento en función del último censo proporcionados por el INE y el realizado por los miembros del Concejo Comunitario de Desarrollo en julio del 2004, y la otra, para calcular la población futura o de diseño, las que vienen dadas de la manera siguiente:

Fórmula para la Tasa de Crecimiento.

$$R = \left[\left(\frac{Pa}{Pe} \right)^{\frac{1}{(Ta - Te)}} \right] - 1$$

Donde:

R = Tasa de crecimiento o incremento

Pa = Población actual o del último censo (1500 habitantes)

Pe = Población de penúltimo censo (1437 habitantes)

Ta = Fecha actual o del último censo (2002)

Te = Fecha del penúltimo censo (1994)

Por lo que:

$$R = \left[\left(\frac{1500}{1437} \right)^{\frac{1}{(2004 - 2002)}} \right] - 1 = 0.02167$$

$$R = 2.167\%$$

Fórmula de población futura o de diseño:

$$PF = Pa * [(1+R)^n]$$

Donde:

PF = Población futura o de diseño

Pa = Población actual

R = Tasa de crecimiento

n = Periodo de diseño (21 años, 1 de trámite)

La población de diseño o futura del proyecto es:

$$PF = 1,500hab * [(1 + 0.02167)^{21}] = 2,352hab$$

Población futura o de diseño = 2,352 habitantes

Se define como periodo de diseño el número de años para el cual el sistema va a proporcionar agua potable en la cantidad adecuada, a la población existente al final de dicho período.

2.3 Aforo de fuente de agua

Se realiza el aforo del pozo por medio de bombeo, en un tiempo determinado y asimismo el tiempo de recuperación del nivel estático del pozo; el tiempo está medido en horas y el volumen m³.

La producción de la fuente fue de 110 GPM

Profundidad del pozo 400 pies

Nivel estático 25 pies

Nivel dinámico 80 pies

RMP 3400

2.4 Dotación

La dotación es la cantidad de agua adoptada para servir a una persona en un día, de tal forma que pueda satisfacer sus necesidades básicas de higiene física, consumo propio, uso culinario, etc.

La dotación es variable y está definida en función de diversos factores que pueden afectar el consumo, como:

- ✓ Tipo de comunidad (rural, urbana o área metropolitana)
- ✓ Factores socio – económicos (nivel de vida, educación, costumbres, valor del agua)
- ✓ Tipo de disposición de aguas servidas
- ✓ Calidad del servicio (mantenimiento del sistema)
- ✓ Clima del lugar

La dotación adoptada al diseño del proyecto fue de 150 lts/hab/día, la cual fue el resultado de valorar la demanda de consumo en función de los factores antes mencionados; dicha dotación se encuentra dentro del rango de 90 lts./hab./día a 160 lts./hab./día, para un área rural con clima cálido, recomendado por la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable, normas de diseño de acueductos rurales utilizadas en el país.

Es necesario determinar la tasa de crecimiento de una población para poder obtener la población que existirá al final del proyecto.

2.5 Cálculo de consumo

El consumo de demanda de agua es la cantidad de agua que una persona necesita o usa realmente para cubrir sus necesidades, el cual nunca es constante, debido a que varía horariamente, diariamente o estacionariamente; se encuentra relacionado con el tipo de comunidad, clima, costo, calidad y presión del servicio.

En la comunidad, la demanda suele ser alta debido a que el clima es cálido, y a que se encuentra cerca del mar. En zonas rurales las demandas suelen ser menores que en áreas urbanas.

2.5.1 Caudal medio diario

El consumo medio diario es el promedio de los consumos diarios registrados durante un año, pero debido a que estas comunidades no cuentan con esta estadística, el consumo medio diario será calculado con la siguiente fórmula:

$$Q_m = \frac{\text{Dot} \times \text{P.F}}{86,400}$$

Donde:

Q _m =	Consumo medio diario o caudal medio
Dot=	Dotación de agua para el proyecto
PF=	Población futura o población de diseño del proyecto
86400=	Factor para que el caudal nos dé en litros / segundo.

Además, se considerarán los gastos de una escuela, un instituto de educación media y un puesto de salud, por lo que las dotaciones diarias vienen dadas:

Dot. Escuela = # estudiantes x Dotación por alumno

Dot. Instituto = # estudiantes x Dotación por alumno

En este caso la dotación será de 20 lts/alumno/día

Para el Centro de Salud se supone una dotación de 1,200 lts/hab/día

Para el instituto, la dotación es de 200alm * 20 = 4,000 lts/alumno/día

Dotación de escuelas y centro de salud = 250*(20) + 1200 = 6,200 lts/hab/día

$$Q_m = \frac{(\text{Dot} \times P.F) + (\text{Dot.Escuelas.y.centro.de.salud})}{86,400}$$

Por lo que el caudal medio diario del sistema es:

$$Q_m = \left(\frac{(150 * 2352) + (10,200)}{86,400} \right) = 4.2L/s.$$

$$Q_m = 4.2L/s$$

2.5.2 Caudal máximo diario

El consumo máximo diario viene dado por el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor de día máximo que oscila entre (1.2 – 1.8), para un área rural y una población futura mayor a los 1,000 habitantes según las normas de diseño de UNEPAR; para el presente proyecto se utilizó un factor de día máximo de 1.3, tomando en consideración la demanda que existe en las comunidades en época de verano debido al clima de esta región del país, lo cual ayudará a abastecer a la comunidad en los días en que la demanda supere al caudal medio diario.

Dicho consumo máximo diario será el caudal de agua que se conducirá a través de las tuberías de conducción, el cual fue calculado con la siguiente fórmula

$$Q_c = F_{dm} \times Q_m$$

Donde:

Q_c = Consumo máximo diario o caudal de conducción

F_{dm} = Factor de día máximo

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

Por lo que el caudal de conducción del sistema es:

$$Q_c = 1.5 * 4.2 = 6.3L/s \text{ y se cumple la condición de } Q_c \leq$$

Aforo, dado que el mismo es de 15.01 L/s

$$Q_c = 6.3L/s$$

2.5.3 Caudal máximo horario

Viene dado como el máximo consumo instantáneo esperado en una o varias horas del día; dichas horas se conocen también como horas pico. Debido a que estas comunidades no cuentan con estudios de demanda diaria de agua, se adoptó un factor de hora máxima (F_{hm}) de 1.8, porque el rango de este factor oscila entre (1.8 – 2.0) para un área rural, dicho factor servirá para el cálculo del consumo máximo horario o caudal de distribución.

El caudal utilizado en el diseño hidráulico de las tuberías de las líneas de distribución, fue calculado con la siguiente fórmula:

$$Q_d = F_{hm} \times Q_m$$

Donde:

Q_d = Caudal de distribución o consumo máximo horario

F_{hm} = Factor de hora máximo

Q_m = Consumo medio diario o caudal medio

Por lo que el caudal de distribución del sistema es

$$Q_d = 1.8 * 4.2 = 7.56L/s.$$

$$Q_d = 7.56L/s$$

2.6 Calidad y tratamiento del agua de consumo

- **Calidad del agua:** el termino calidad del agua está estrechamente relacionado con aquellas características físicas, químicas, bacteriológicas y biológicas por medio de las cuales puede evaluarse si el agua es o no apta para el uso que se destine. Idealmente, el agua de consumo no debe contener microorganismos patógenos. Debe estar libre de bacterias indicadoras de polución para excretas. Para asegurar que una fuente de abastecimiento de agua potable, que posteriormente servirá para un sistema, es importante que se tomen muestras para detectar esos indicadores de polución fecal. El indicador bacteriano primario es el grupo de organismos coliformes; estas bacterias están universalmente presentes en gran número en las heces del hombre y de otros animales, permitiendo su detección en disoluciones considerables.
- **Criterios y normas sobre la calidad del agua de consumo:** el criterio se basa esencialmente en investigaciones científicas y es el conjunto de conocimientos utilizados para la formulación de un juicio o bien todos aquellos principios evaluados y de los cuales se derivan recomendaciones para las características del agua con relación al uso que se le destine.

Las normas generalmente representan límites que establecen valores para cuantificar los efectos de la exposición a contaminantes que pueden afectar la salud y que son fijadas por gobiernos y entidades componentes, y por lo tanto tienen fuerza de ley.

Para formular normas para el agua potable, es decir la calidad segura, se ha tenido presente el principio universalmente admitido que en el agua de consumo no deben haber sustancias químicas ni microorganismos peligrosos para la salud; el agua que se suministra para beber ha de ser agradable como las circunstancias lo permitan. El agua que se destina al consumo humano, debe tener transparencia, carencia de color y de cualquier sabor u olor desagradable.

La localización, la construcción, el funcionamiento y la inspección de los sistemas de abastecimientos de agua (lugares de captación, depósitos, instalaciones de depuración y red de distribución), deben excluir cualquier posibilidad de contaminación.

- **Toma de muestra de agua y requerimientos básicos:** uno de los pilares en el control de la calidad del agua de consumo humano es el examen microbiológico del agua; se lleva a cabo por medio de la recolección de las muestras del sistema en provisión.

Requerimiento que debe cumplir el muestreo:

- a) Debe ser adecuadamente planificado e idealmente efectuado con la frecuencia suficiente para detectar las variaciones de la calidad del agua que pudieran ocurrir en el transcurso del tiempo.

- b) Las muestras debe ser tomadas, conservadas y enviadas en frascos adecuados, perfectamente esterilizados.
- c) El volumen tomado debe ser suficiente para poder desarrollar un correcto análisis.
- d) Se debe utilizar una metodología que impida la contaminación en el acto de extracción de la muestra.
- e) Debe enviarse al laboratorio en tal forma que no permita modificaciones en sus características originales.
- f) Los detalles del muestreo deben ser adecuadamente descritos en etiquetas apropiadas para evitar confusiones.

El agua potable debe llenar ciertas condiciones, tales como:

- Incolora en pequeñas cantidades o ligeramente azulada en grandes masas.
- Inodora, insípida y fresca.
- Aireada, sin sustancias en disolución y sobre todo sin materia orgánica.
- Libre de microorganismos que puedan ocasionar enfermedades.

**Tabla II. Características físicas del agua
Relacionadas con el examen físico – químico**

Características	LMA	LMP
Color	5.0 u	35.0 u (1)
Olor	No rechazable	No rechazable
Potencial de hidrógeno (2)	7.0 – 7.5	6.5 – 8.5
Sólidos totales	500.0 mg/l	1000.00 mg/l
Temperatura	15.0 – 25.0 °C	34.0 °C
Sabor	No rechazable	No rechazable
Turbiedad	5.0 UNT o UJT	15.0 UNY o UJT (3)

(1) unidades de color en la escala de platino – cobalto

(2) en unidades de pH

(3) unidades de turbiedad, sea en unidades Jackson (UJT) o unidades nefelométricas (UNT)

Tabla III. Calidad bacteriológica del agua potable

Relacionadas con el examen bacteriológico

Organismos	Límites
Toda el agua de bebida conformes fecales (termorresistentes)	No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml.
Agua tratada que llega al sistema de distribución	
coniformes fecales (termorresistentes)	No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml.
Coliformes totales	No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml.
Agua tratada que se halla en el sistema de distribución	
coniformes fecales (termorresistentes)	No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml.
Coliformes totales	No deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml.
	En el caso de los grandes sistemas de abastecimiento, cuando se examinen suficientes muestras, deberán estar ausentes en el 95% de las muestras tomadas durante cualquier periodo de 12 meses.
a) Si se detecta E. Coli o bacterias coliformes en general, debe adoptarse inmediatamente medidas para investigar la situación, en el caso de las bacterias coliformes en general, se debe como mínimo, repetir el muestreo; si las bacterias se detectan también en la nueva muestra, se deben realizar inmediatamente nuevas investigaciones para determinar la causa.	
b) E. Coli es el indicador más preciso de contaminación fecal. El recuento de coliformes fecales (termoresistentes) es una opción aceptable. Los coliformes totales no son un indicador aceptable de la calidad sanitaria del abastecimiento de agua en las zonas rurales.	

Tabla IV. Características químicas tóxicas

Tóxicos	Ppm	Tóxicos	ppm
Plomo	0.1	Calcios	75
Arsénico	0.05	Cloruros	200
Selenio	0.01	Cobre	0.05
Mercurio total	0.001	Hierro	0.1
Cianuro	0.05	Manganeso	0.05
Cadmio	0.01	Sulfato	200
Otras sustancias químicas:		Zinc	5
Detergentes aniónicos	0.2	Alcalinidad	No debe contener alcalinidad
Aceite mineral	0.01	ph	No menor de 7 ni mayor de 8.5
Dureza total	100		

Tabla V. Características químicas permisibles en el agua

Características	LMA	LMP
	en miligramos/litro	en miligramos/litros
Detergentes aniónicos	0.2	1
Aluminio (Al)	0.05	0.1
Amoníaco	-----	1.5
Bario (Ba)	-----	1
Calcio (Ca)	75	150
Cinc (Zn)	3	7
Cloruro (Cl-)	100	250
Cobre (Cu)	0.05	1.5
Dureza total (CaCo3)	100	500
Hierro total (Fe)	0.1	1
Magnesio (Mg)	50	100
Manganeso (Mn)	0.05	0.5
Niquel (Ni)	0.01	0.02
Nitrato	-----	45
Nitrito	-----	0.01
Sustancias fenólicas	0.001	0.002
Sulfato (So)	100	250

Para el análisis del agua es indispensable realizar los siguientes exámenes:

2.6.1 Análisis del agua

2.6.1.1 Análisis físico-químico

Este análisis determina las características físicas del agua, tales como el aspecto, el color, el olor, el sabor, su pH, y su dureza. Específicamente para este proyecto, desde el punto de vista fisicoquímico, el agua es apta para consumo humano.

2.6.1.2 Examen bacteriológico

El examen Bacteriológico se hace con el fin de establecer la probabilidad de contaminación del agua con organismos patógenos, porque pueden transmitir enfermedades. Este examen se apoya en métodos estadísticos, los cuales determinan el número más probable de bacterias presentes.

Dicho examen es útil como control de calidad para verificación de alguna eventual contaminación.

Según los resultados de los exámenes de calidad de agua que se presenta en el apéndice 2 desde el punto de vista bacteriológico, el agua no es potable. Por ese motivo, se hace necesario implementar una desinfección a base de hipoclorito de calcio para aprovechar los efectos residuales del cloro.

Con esto, se logrará una mayor seguridad, pues se disminuirán los riesgos de contaminación debidos a una inadecuada manipulación del agua.

2.6.2 Tratamiento del agua

El agua potable se define como el conjunto de medidas adoptadas para la purificación y desinfección adecuada del agua que sirve para el consumo humano.

- **Influencia:** la influencia que el tratamiento pueda tener en el cálculo de una tarifa radica en que al contar con uno o más tanques de distribución, o en el caso que sea necesaria la utilización de filtros lentos se verá la necesidad de adquirir el material utilizado en la desinfección y purificación en las cantidades proporcionales al tamaño del proyecto; como desinfección se entiende en este caso la aplicación del agua en el tanque de distribución, ya que los tratamientos adicionales serán completados en el costo total del proyecto.

La desinfección más frecuente en los acueductos rurales es la realizada con Hipoclorito de Calcio, el cual es dosificado en una cantidad aproximada de una parte por millar; por lo que los gastos por el tratamiento estarán en función del valor actual del Hipoclorito de Calcio y del caudal que entre al tanque. La presentación del Hipoclorito de Calcio en el mercado es en forma de polvo con una determinada concentración, por lo que los gastos ocasionados por el tratamiento estarán en función del caudal de entrada al tanque, de la concentración que presente el Hipoclorito de Calcio y de su costo.

2.7 Levantamiento topográfico y métodos

En cada libreta el topógrafo debe indicar el procedimiento que se empleó para hacer el levantamiento. Si realizó nivelación taquimétrica debe indicar el

ángulo de inclinación y la lectura de los hilos y no únicamente dar el resultado. Si las longitudes se midieron con cinta debe indicarlo. Al final de cada día debe cerrar tanto el levantamiento en planta como en la nivelación, para detectar cualquier error que haya sido cometido.

Se debe prestar atención al trazo del levantamiento, constatando si no es posible salvar sifones o pasos aéreos muy largos. Por otra parte, es conveniente que el trazo quede a mayor altura que las casas. El diseñador debe recorrer el levantamiento antes de proceder al diseño hidráulico, constatando la naturaleza del terreno para determinar qué tipo de tubería debe emplear en cada tramo.

2.7.1 Planimetría

Conjunto de trabajos necesarios para obtener la representación gráfica de un terreno proyectado en un plano horizontal. Para el levantamiento topográfico se utilizó el método de conservación de azimut, dado que es el más adecuado para la medición en poligonales abiertas.

2.7.2 Altimetría

Conjunto de trabajos necesarios para obtener la representación gráfica de la tercera dimensión del terreno; toma en cuenta las tres dimensiones, generalmente, se les llama trabajos de nivelación. Se utilizó en el proyecto el método de nivelación diferencial. La unión de trabajos de planimetría y altimetría proyecta en un plano toda la información requerida del terreno para luego tomarlos como base para el diseño del sistema a ejecutar posteriormente.

2.8 Diseño general para el sistema de agua potable

2.8.1 Generalidades básicas

El sistema se planteó con base en las normas manejadas por UNEPAR; este estudio se diseñó tomando en cuenta los siguientes criterios:

El proyecto abastecerá a 255 viviendas (1,500 habitantes) actualmente, dicho proyecto estipula el diseño de la línea de conducción, tanque de distribución, y red de distribución.

Con el fin de facilitar el diseño, el proyecto se realizó por medio de red cerrada.

De esta forma debido a que la presión estática entre el tanque elevado y la última casa no sobrepasa los 40 metros y la diferencia de cotas entre estaciones no varían demasiado, el diseño se hizo de manera de aproximarse en lo posible a los parámetros mínimos establecidos para tener un equilibrio con las presiones y velocidades.

Se tiene contemplado la utilización de tubería de cloruro de polivinilo (PVC) de 160 PSI, con el objetivo de guardar un margen de seguridad en función de las presiones en el momento de estar funcionando el proyecto.

2.8.2 Presiones y velocidades

El diseño hidráulico se hará con base en la pérdida de presión del agua que corre a través de la tubería. Para comprender el mecanismo que se emplea se incluyen los principales conceptos utilizados:

- **Presión estática en tuberías:** se produce cuando todo el líquido en la tubería y en el recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente.

La máxima presión estática que soportan las tuberías de 160 PSI y 60 mca (metros columna de agua); teóricamente puede soportar más, pero por efectos de seguridad si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de 250 PSI o HG.

En la línea de distribución la presión estática permitida es de 40 mca (metros columna de agua), ya que a mayores presiones fallan los empaques de válvulas y grifería.

- **Presión dinámica en la tubería:** cuando hay movimiento de agua la presión estática modifica su valor disminuyéndose por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería, lo que era altura de carga estática ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión al que se le llama pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía respecto de la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería.

La presión en un punto A es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota del terreno en ese punto.

TUBERIA PVC

Presión de trabajo (psi)	Metros columna de agua (m.c.a.)
315	221
250	176
160	112
125	88
100	70

- **Velocidades:** en todo diseño hidráulico es necesario revisar la velocidad del líquido para verificar si se encuentra entre los límites recomendados.

Para diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, según las normas de UNEPAR se considerarán los siguientes límites:

- Para conducciones:
Velocidad mínima = 0.40 m/seg.
Velocidad máxima = 3.00 m/seg.
- Para distribución:
máxima = 2.00 m/seg.

2.8.3 Tipos de tubería

Como elemento principal del sistema, la selección debe hacerse atendiendo a diversos factores que permitan lograr el mejor diseño; toda tubería tiene tres características:

- Diámetro
 - Tipo o material
 - Clase
- **Clase de tubería:** un diseño ventajoso es aquel que se logra con la utilización del material apropiado, aprovechando al máximo sus características, esta condición de diseño económico y funcional puede lograrse si utilizamos, la tubería correcta para cada condición de trabajo, puesto que la tubería es un elemento sujeto a soportar presiones internas, por lo que es conveniente conocer y clasificar las distintas clases de tuberías en función de esa presión de trabajo; los costos de la tubería de un mismo material se incrementan en función de la clase como consecuencia del mayor espesor, esto induce a seleccionar cada clase aprovechando al máximo la capacidad de trabajo y utilizando diversas clases cuando las condiciones de funcionamiento hidráulico del sistema de agua lo permitan, debido a que la presión es un factor que hay que tomar muy en cuenta a lo largo de todo el sistema.

2.8.3.1 Tubería de PVC

Las características de este tipo de tubería son:

Resistencia	Mínimo
160 PSI	1"
250 PSI	$\frac{3}{4}$ " – 4" a pedido especial
315 PSI	$\frac{1}{2}$ " a pedido especial

2.8.3.2 Tubería de hierro galvanizado

Las características de este tipo de tubería son:

Resistencia

300 – 400 PSI ----- Tubería liviana

400 – 600 PSI ----- Tubería mediana

600 – 1000 PSI ----- Tubería pesada

2.8.4 Sistemas por bombeo

2.8.4.1 Protección contra golpe de ariete

Es la variación de presión en una tubería por encima o debajo de la presión normal de operación ocasionado por rápidas fluctuaciones en el gasto que se produce por la apertura y cierre de una válvula, o por el paro o el arranque de las bombas, o por interrupciones de la energía eléctrica, cuando se utiliza en los motores que impulsan a la bomba.

Para el cálculo del golpe de ariete se utiliza la siguiente fórmula:

$$G : A = \left(\frac{(145) * (Vel)}{\sqrt{1 + \left(\frac{Ea * D}{Et * e} \right)}} \right) = .(mts)$$

G.A = Sobre presión por golpe de ariete (mts)

Vel = Velocidad (m/s)

Ea = Módulo de elasticidad del agua (Kg/Cm²)

- D = Diámetro interno del tubo (Cm)
Et = Módulo de elasticidad del material del tubo (Kg/Cm²)
e = Espesor de tubería (Cm)

VALOR DE (Et) EN LA TUBERIA

Material	Modulo de elasticidad "Et" (kg/Cm ²)
Acero	2,100,000
PVC	28,100
Agua	20,670

2.8.5 Información básica para la selección de la bomba

La capacidad de la bomba y la potencia del motor deberá ser suficiente para elevar el caudal de bombeo previsto contra la altura máxima de diseño.

La eficiencia de la bomba en ningún caso debe ser menor del 60%.

La bomba debe instalarse a una profundidad tal que se asegure una sumergencia que garantice su enfriamiento adecuado.

A la salida de los equipos de bombeo deberán proveerse como mínimo los siguientes dispositivos

- Manómetro en la descarga
- Tubería de limpieza
- Válvulas de retención y de paso en la línea de descarga
- Junta flexible en la línea de descarga
- Protección contra golpe de ariete si fuera necesario

- Elementos que permitan determinar en cada caso la altura del nivel de bombeo

La capacidad del motor deberá calcularse para suministrar la potencia requerida por la bomba (considerando el rendimiento del conjunto), más una capacidad de 10 a 25% para compensar el desgaste normal del equipo.

2.8.6 Cálculo de la potencia

En el cálculo de la potencia de la bomba se tienen que tomar en cuenta varios factores, como lo es la Carga Dinámica Total (C.D.T), el Caudal de bombeo (Qb) y la Eficiencia de la bomba, la cual no debe ser menor del 60%.

Para el Caudal de Bombeo el tiempo de bombeo diario se obtendrá considerando criterios económicos y de consumo; se recomienda no mayor de 18 horas diarias.

La fórmula que se utiliza para el cálculo de la potencia de la bomba es:

$$POT = \left(\frac{Qb \times CDT}{76 * e} \right) = (HP)$$

Donde:

Qb = Caudal de bombeo en (L/S)

C.D.T. = Carga Dinámica Total en (mca)

e = Eficiencia del equipo de bombeo en porcentaje

POT = Potencia en (HP)

2.8.7 Memoria de cálculo

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 periodo de bombeo.

Para determinar el caudal de bombeo es importante definir antes el periodo 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 periodo afecta directamente el diámetro de la tubería de descarga, la potencia de la bomba y las dimensiones del tanque de alimentación, es recomendable que el periodo de bombeo sea de 8 a 12 horas.

Para este proyecto se optó por un periodo de bombeo de 9 horas.

$$Q_b = \left(\frac{Q_c \times 24hrs}{H_b} \right) = (L/S)$$

$$Q_c = F_{dm} \times Q_m$$

Q_c = Consumo máximo diario o Caudal de Conducción

F_{dm} = Factor de día máximo

$$Q_c = 1.5 * 4.2 = 6.3 L/S$$

$$Q_b = \left(\frac{6.3 \times 24hrs}{9} \right) = 16.80 L/S$$

2.8.8 Pérdidas de carga y cálculo de la potencia de la bomba

La carga de presión generada por la bomba es llamada carga dinámica total o carga manométrica, e indica siempre la energía dada al agua a su paso por la bomba; las pérdidas de carga que integran la carga dinámica total son:

Pérdida de velocidad = $v^2/2g$

Pérdida por fricción = $H_f = (1743.811 \times \log. \times (Q_b)^{1.85}) / ((C)^{1.85} \times (D_e)^{4.87})$

Pérdidas menores por accesorios = h_m

Pérdidas por la altura de impulsión = h_i

Pérdidas por la altura de succión = h_s

2.8.9 potencia de la bomba

El propósito de cualquier bomba es de transformar la energía mecánica o eléctrica en energía de presión.

La carga de presión generada por la bomba es llamada carga dinámica total o carga manométrica, e indica siempre la energía dada al agua a su paso por la bomba; para el cálculo de la potencia de la bomba se utilizaron los siguientes datos:

$CDT = 79.65$ mts, $Q_b = 16.80$ l/s

Eficiencia de la bomba de 80%

$$POT = \left(\frac{Q_b \times CDT}{76 * efc} \right) \quad POT = \left(\frac{16.80 \times 79.65}{76 * 0.8} \right) = 22 \text{ HP}$$

$POT = 22$ HP

En el mercado no existe una bomba de 22 HP, se tiene que considerar una bomba de 25 HP la cual sí cumple con la potencia requerida.

POTENCIA DE LA BOMBA = 25 HP

2.8.10 Resumen de los datos para el diseño

Tabla VI. Resumen de los datos para el diseño

Tipo de sistema	Por bombeo
No. de conexiones	255
Población actual	1500hab.
Población futura	2352 hab.
Viviendas actuales	255 viv.
Viviendas futuras	400 viv.
Período de diseño	21 Años
Tasa de crecimiento	2.16%
Dotación	150 l / h / d
Caudal medio	4.21 l / s
Caudal de conducción	6.3 l / s
Caudal de distribución	7.56 l / s
Caudal de bombeo	16.80 l / s
Factor día máximo	1.5
Factor hora máximo	1.8
Clase de tubería	PVC
Presión de trabajo	160 PSI
Coefficiente hidráulico	140
Factor de almacenamiento	40%
Volumen de tanque	219m ³

2.9 Componentes del sistema

2.9.1 Captación

La captación para el sistema de agua potable de la aldea será por medio de un pozo perforado cumpliendo ciertas condiciones:

- Se encuentra ubicado en una zona no inundable y de fácil acceso para el agua superficial.
- Se encuentra perforado aguas arriba de cualquier fuente real o potencial de contaminación
- Se encuentra protegido contra riegos de contaminación
- No se encuentra a menos de 20 metros de las letrinas, sumideros o cualquier otra fuente de contaminación similar.
- El diámetro de la tubería de revestimiento fue seleccionada de acuerdo con las características del acuífero y del consumo requerido.

2.9.2 Caseta de bombeo y equipo de bombeo

La caseta de bombeo es en la que se encuentran todos los mando electrónicos de la bomba del pozo; aquí se puede guardar cualquier tipo de accesorios y herramienta que le sirve al operador y fontanero para cualquier reparación o mantenimiento que se le haga al sistema de agua potable; dicha caseta debe estar bien asegurada para evitar que personas ajenas entren y provoquen daños al sistema de bombeo

2.9.3 Línea de bombeo

Es el conjunto de tuberías diseñadas para conducir el caudal de día máximo, desde la obra de captación al tanque de distribución.

En sistemas de gravedad, la línea de conducción se diseñará para el caudal de día máximo. En sistemas por bombeo, las líneas de conducción se diseñarán para conducir el caudal máximo diario durante el tiempo de bombeo adoptado.

2.9.4 Tanque de distribución

Los tanques de distribución pueden ser elevados, superficiales, semienterrados, enterrados.

Respecto de este proyecto, se utilizará un tanque elevado, en el cual deben de tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- Que el nivel mínimo de agua en el tanque sea suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.
- Que la tubería de rebose descargue libremente.
- Que la tubería de salida hacia el servicio tenga unos 20 centímetros como mínimo por encima del fondo del tanque.
- Tubo de desagüe con su correspondiente válvula de compuerta, que permita vaciar el tanque.

- Dispositivo para ventilación convenientemente protegido, instalándose uno por cada 30 M² de superficie como mínimo.
- Escaleras interiores y exteriores en caso de que las dimensiones excedan de 1.20 metros de alto.
- Caja común o cámara seca para facilitar la operación de las llaves y válvulas del tanque.
- Las tuberías de rebose desagüe no se conectarán directamente a los alcantarillados; deberán tener una descarga libre de 1.00 metros como mínimo y siempre se buscará un desfogue adecuado donde no cause daño o erosión.
- Los extremos de las tuberías de rebose y desagüe deben protegerse para impedir el paso de insectos y otros animales.

2.9.5 Red de distribución

- Para poblaciones en general, el cálculo de la red se hará preferentemente por el método de la gradiente hidráulica, considerando que las presiones de servicio en cualquier punto de la red estarán limitadas entre 10 y 60 metros columna de agua.
- La velocidad del agua en las tuberías podrá llegar hasta 2.00 m/seg. El método de Hardy-Cross se utilizará como acabado o verificación del cálculo, admitiéndose para el cierre de los circuitos una aproximación no mayor de 1% del caudal total que entra en la red.

Para estimaciones preliminares en distribuciones abiertas se empleará el método de secciones. En todo caso se considerará la optimización de los resultados.

- Se aceptarán ramales abiertos que salgan de la tubería matriz de distribución siempre que terminen en conexiones prediales o domiciliarias, servicios públicos, o en casos excepcionales, en puntos muertos previstos de válvulas que sirvan para la limpieza de la tubería.

El diseño de la red deberá contemplar el posible desarrollo futuro de la localidad con el fin de proveer facilidad de ampliaciones.

2.9.6 Conexiones domiciliarias

Están compuestas por una llave de chorro sin rosca para manguera, 3 metros de tubería de hierro galvanizado de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, los accesorios necesarios para efectuar la toma del tubo principal de la línea de distribución, utilizando para este caso particular una longitud promedio de 25 metros de tubería PVC DE $\frac{1}{2}$ " de diámetro.

2.10 Diseño del tanque elevado de distribución

2.10.1 Volumen del tanque

Los tanques de distribución tienen como fin principal cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando el abastecimiento requerido a lo largo del día.

Además, puede proporcionar agua durante unas horas en caso de una emergencia, como una rotura o suspensión del flujo del agua en una línea de conducción.

El caudal de agua que llega a los tanques es prácticamente constante, por lo que puede almacenarse agua en los períodos en que el consumo es menor para cubrir los de mayor consumo. Para cubrir la demanda de agua en las horas de mayor consumo, siendo su volumen igual a 25% al 40% del caudal máximo diario.

$$Vol\ tan\ que = 0.4 * CMD * 86.4 = (M^3/dia)$$

Donde:

$$Vol.\ tanque = 0.4 * 6.3 * 86.4 = 219\ M^3/día$$

2.10.2 Partes de un tanque elevado

A los tanques elevados los componen los siguientes elementos:

- **Tanque**
 - Techo o cubierta (plano, cónico, domo, parabólico, otros)
 - Cuerpo o paredes
 - Fondo de cualquier forma (cónica, plana, elíptico, esférico, segmental)

- **Torre**

- Columnas
- Riostras horizontales o puntales
- Arriostres diagonales o tirantes
- Accesorios
- Cimentaciones

2.10.3 Cubierta

Es la parte alta del tanque y se encuentra conectada a las paredes del cilindro por medio de un elemento estructural, que actúa como una “viga-Anillo”.

Es el elemento estructural situado en la parte superior de las paredes del tanque; por lo general es un angular colocado en el exterior y las placas de la cubierta son conectadas a él por medio de pernos doblados o por pernos especiales que tengan la cabeza colocada en el ángulo del techo. La cubierta deberá proyectarse 6 pulgadas como mínimo cuando las columnas sean verticales, y cuando haya un balcón, se proyectará hacia afuera 6 pulgadas de la orilla exterior del balcón, dando así protección y mejor apariencia a toda la estructura.

2.10.4 Cuerpo del tanque

Es la parte intermedia entre la cubierta y el fondo; el espesor de la pared del cuerpo debe ser calculada, y cada anillo de la pared cilíndrica deberá tener el mismo número de placas alrededor, para que haya simetría con el número de columnas; la conexión de las columnas; a las paredes del tanque se hará en la mitad de cada placa del primer anillo.

2.10.5 Fondo del tanque

El fondo del tanque está determinado con base en consideraciones de servicio, por lo cual la elevación del fondo depende de la presión que sea deseable tener y está en función de las características locales.

2.10.6 Torre de soporte

Las torres generalmente se hacen con columnas colocadas verticalmente o ligeramente inclinadas de sección constante o variable, y pueden ser perfiles estructurales, formas tubulares o secciones compuestas; entre estas últimas tenemos que es muy común usar dos canales entrelazados por una placa en ambos lados, una capa de cubierta unida a una forma estructural adecuada o perfiles estructurales con celosía; para tanques de grandes capacidades se ha usado una sección construida con dos placas en el alma, cuatro angulares y una placa de cubierta.

2.10.7 Cimentación del tanque

Las cimentaciones para estructuras de tanques elevados podrán ser zapatas aisladas de sección constante o variable y losas continuas; la alternativa se escogerá con base en diversos factores, tomando en cuenta principalmente el valor soporte del suelo, magnitud de las cargas que actúan en la estructura, etc.

2.10.8 Diseño de las paredes del tanque

○ Tipos de juntas

El empalme o unión de placas del tanque y partes o conexiones se hará por medio de soldadura. Pueden usarse tornillos para uniones secundarias y para empalmes de columnas que resistan principalmente cargas de compresión. Pernos tratados o laminados en frío pueden ser usados para conexiones de barras a tracción que tengan sus extremos previstos para estos accesorios.

Las roscas de los tornillos serán pulidas para evitar la rebaba exterior y prevenir una fácil remoción de las tuercas. Las uniones entre juntas traslapadas de placas del fondo se encuentran soportadas directamente en una plataforma de cimentación; serán soldadas continuamente en el lado superior únicamente, todas las demás juntas traslapadas de placas en contacto con el líquido serán soldadas continuamente en ambos lados.

○ Cargas de diseño

Las siguientes cargas serán consideradas en el diseño de la estructura del tanque y cimentación:

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas de nieve
- Cargas de viento
- Cargas de sismo
- Cargas sobre balcones y escaleras

o **Esfuerzos unitarios**

Excepto para soportes de techo, todos los miembros de acero serán diseñados y proporcionados para que durante la aplicación de cualquiera de las cargas previamente mencionadas, o cualquier combinación de ellas, el máximo esfuerzo no exceda los valores especificados

ESFUERZO UNITARIO - TRACCIÓN

Tipo	Esfuerzo unitario máximo (lbs/pul ²)
Acero estructural de sección neta	15,000
Pernos y otras partes roscadas	15,000
Acero de fundición	11,250
Placas de Acero en paredes del tanque	15,000

Todos los esfuerzos unitarios dados serán reducidos multiplicándolos por la eficiencia aplicable a la junta que se conecta.

ESFUERZO UNITARIO – COMPRESIÓN

Tipo	Esfuerzo unitario máximo (lbs/pul ²)
Placas de paredes	15,000
Acero estructural y metal de soldadura	15,000
Rigidizadores de vigas de alma llena, almas de secciones laminadas al pie del filete	18,000
Acero de fundición	15,000

ESFUERZO UNITARIO – FLEXIÓN

Tipo	Esfuerzo unitario máximo (lbs/pul ²)
Tensión en las fibras extremas excepto	
placas para base de columnas	15,000
Placas para base de columnas	20,000
Compresión en las fibras extremas de secciones laminadas y vigas de alma llena, miembros compuestos para valores de LD/BT, menores o iguales de 600	15,000
LD/BT, mayores de 600	9,000,000/(LD/BT)
L= longitud no soportada, D= peralte del miembro B= ancho del miembro, T= espesor de su patín en compresión	
Pines en fibra extrema	22,500
Acero de fundición	11,250

ESFUERZO UNITARIO – CORTE

Tipo	Esfuerzo unitario máximo (lbs/pul ²)
Pines y pernos tratados en agujeros	
rimados o barrenados	11,250
Pernos corrientes	7,500
Almas de vigas y vigas de alma llena, sección total	9,750
Acero de fundición	7,325
Placas del tanque y uniones estructurales de material de acero	11,250

ESFUERZO UNITARIO – CORTE

Tipo	Esfuerzo unitario máximo (lbs/pul ²)
Pines	24,000
Áreas en contacto con superficies laminadas	22,500
Áreas en contacto de materiales similares	20,250
Expansión de rodillos y arcos de diámetro (d)	600d
d= diámetro (pulgadas)	
Concreto:	
2,500 libras/pulgadas cuadradas	625
3,000 libras/pulgadas cuadradas	750
4,000 libras/pulgadas cuadradas	1,000
5,000 libras/pulgadas cuadradas	1,250

	Corte doble	Corte simple
Pernos tratados en agujeros		
Rimados o barrenados	30,000	24,000
Pernos corrientes	18,750	15,000

○ **Esfuerzos combinados**

Esfuerzos axiales y de flexión: todos aquellos miembros diferentes de las columnas, sujetos tanto a esfuerzos axiales y de flexión, serán proporcionados para que la cantidad ($f_a/F_a + f_b/F_b$) no exceda la unidad. Las columnas, sujetas tanto a esfuerzos axiales y de flexión, serán proporcionadas para que el término (f_a+f_b) , no exceda el valor de P/A , tal como se describe más adelante. F_a : esfuerzo unitario que se permitiría, si únicamente existiera el esfuerzo axial; F_b : esfuerzo unitario que se permitiría, si únicamente existiera el

esfuerzo de flexión; f_a : esfuerzo unitario axial real, igual a la fuerza axial dividida por el área del miembro; f_b : esfuerzo unitario de flexión real, igual a dividir el momento de flexión por el módulo de sección del miembro.

Pernos: los pernos sujetos a corte y fuerzas de tensión serán proporcionados para que los esfuerzos unitarios combinados no excedan el esfuerzo unitario permisible para pernos en tensión únicamente. Los pernos en tensión tendrán sus cabezas en formas especiales para proveer una adecuada resistencia al corte a través de ella.

Viento y otras fuerzas: los miembros sujetos a esfuerzos producidos por la combinación de viento con cargas muertas y vivas o únicamente por viento serán proporcionados para esfuerzos unitarios, incrementándolos en un 25%, siempre previendo que las secciones requeridas no sean menores que las solicitadas para combinaciones de cargas muertas y vivas como se especificó anteriormente.

En el diseño de cimentaciones de concreto, sin embargo, el incremento en los esfuerzos de diseño, cuando se incluye viento y cargas muertas y vivas puede ser un 33.33%, tanto para esfuerzos permisibles en el concreto, como en el acero de refuerzo, permitidos por la última revisión del Instituto Americano del Concreto (ACI) norma 318, previendo que las cimentaciones en su diseño no sean menores que las requeridas por la combinación de cargas muertas y vivas actuando independientemente.

ESPEORES MÍNIMOS

Espesores mínimos para elementos que están en contacto con el agua

Tanques no mayores de 120 pies de diámetro	1/4"
Tanques mayores de 120 pies y menores de 200	5/16"
Tanques mayores de 200 pies de diámetro	3/8"

VALORES DE DISEÑO DE SOLDADURAS

Soldaduras acanaladas

Tensión	85%
Compresión	100%
Corte	75%

VALORES DE DISEÑO DE SOLDADURAS

Soldaduras de filete

Corte transversal	65%
Corte longitudinal	50%

Los esfuerzos en una soldadura de filete serán considerados como corte en la garganta para cualquier dirección de aplicación de la carga. La garganta de una soldadura de filete se asumirá que es 0.707 veces la longitud del lado más corto del filete de soldadura.

2.11 Diseño de la torre de soporte

2.11.1 Cargas muertas

Será el peso estimado de todas las construcciones permanentes y accesorios. El peso unitario del acero se considerará como 490 libras/pie cúbico (7,850 kilogramo/metro cúbico), y el del concreto entre los límites de 144 a 150 libras/pie cúbico (2,300 kilogramos/metro cúbico).

2.11.2 Diseño de los elementos estructurales

2.11.2.1 Cargas laterales

Para columnas y riostres horizontales (puntales), de formas estructurales, la carga de viento actuando sobre estos miembros se encontrará multiplicando el área proyectada por los miembros con la carga distribuida asumida. La presión del viento en cualquier dirección sobre una columna estructural no de forma tubular, se tomará como 30 libras/pie cuadrado (150 kilogramos/metro cuadrado), de la más grande de las dos áreas proyectadas; la primera, sobre el plano vertical, el que contiene el eje longitudinal de la columna y el eje vertical del tanque y de la torre; la segunda, en un plano vertical perpendicular al anterior.

2.11.2.2 Columnas y puntales

Secciones estructurales: el esfuerzo unitario máximo permisible para columnas estructurales o puntales será determinado de la siguiente fórmula:

$P/A = (18000)/(1 + (L^2/18000r^2))$ o 15000 libras/pulgada cuadrada, la que resulte mejor

P = Carga total axial (libras)

A = Sección de área transversal (pulgadas cuadradas)

r = Radio de giro mínimo (pulgadas)

L = Longitud efectiva de la columna (pulgadas)

Secciones tubulares: el esfuerzo de compresión máximo permisible para columnas y puntales tubulares, será determinado por la siguiente fórmula:

$$P/A = XY$$

En donde:

X = $(18000)/(1 + (L^2 /18000r^2))$ o 15000 libras/pulgada cuadrada, la que resulte menor, y

$$Y = (2/3)(100t/R)(2-(2/3)(100t/R))$$

Para valores de t/R menores que 0.015 y Y= 1.00

Para valores de t/R igual o excediendo 0.015

P = Carga total axial (libras)

A = Sección de área transversal (pulgadas cuadradas)

L = Longitud efectiva de la columna (pulgadas)

r = Radio de giro mínimo (pulgadas)

R = Radio del mismo miembro tubular en la superficie exterior (pulgadas)

t = Espesor del miembro tubular (pulgadas), mínimo 1/4"

Todas las juntas circunferenciales en columnas y puntales tubulares serán juntas soldadas para juntas completas de penetración. Las juntas longitudinales serán juntas a tope soldadas como mínimo del lado exterior, pero no necesitan tener junta completa de penetración, previendo que la profundidad total de la

soldadura, sin incluir la soldadura de refuerzo (1/16”), será como mínimo igual al espesor de la placa. Sí columnas tubulares se usan como tubos de admisión, también serán diseñados y soldados para resistir los esfuerzos de zuncho.

2.11.2.3 Tolerancia en columnas

El eje de las columnas no se desviará de una línea recta por más de 0.10% de la longitud lateral no soportada. En ninguna sección transversal, la diferencia entre el máximo y el mínimo diámetro exterior de una columna tubular, excederá 2% del diámetro nominal exterior. Abolladuras en las columnas tubulares no serán mayores que el espesor de la pared de las columnas.

2.12 Diseño de la cimentación del tanque

2.12.1 Diseño del pedestal

La sección del pedestal tendrá desde 2.54 cm. (1 pulg.) hasta 3 cm. (1¼ pulg.) de la columna a la placa base en todo su alrededor y ésta será la sección del pedestal.

El pedestal debe trabajar para el cimiento como columna corta, por lo tanto, la relación de esbeltez tiene que ser menor o igual a 22.

La capacidad nominal de la sección del pedestal a compresión será considerado un área bruta de la sección transversal A_g de ancho b y un peralte total h , que está reforzada con un área total de acero A_{st} repartida en todas las caras de la columnas. El área neta de la sección transversal de concreto es $A_g - A_{st}$. Por lo tanto, para obtener la capacidad máxima de carga axial para las

columnas sumando la contribución del concreto, siendo $(A_g - A_{st})0.85f'_c$ y la contribución del acero, que es $A_{st}f_y$, en la que A_g es el área bruta total de la sección de concreto y A_{st} el área del acero = $A_s + A'_s$ se obtiene:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

El esfuerzo lateral para columnas se requiere para prevenir el desplazamiento del concreto o el pandeo local de las varillas longitudinales. El refuerzo lateral se puede lograr con estribos distribuidos uniformemente en la altura de la columna a intervalos específicos, por lo tanto debe cumplir con qué:

- El tamaño del estribo no debe de ser mayor que una varilla de No. 3 (9.5mm); si el tamaño de la varilla longitudinal es mayor al No. 10 (32mm), entonces los estribos deberán ser por lo menos del No. 4 (12mm).
- La separación vertical de los estribos no debe exceder a 48 veces el diámetro del estribo, 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal y la menor dimensión lateral de la columna.

2.12.2 Relación de esbeltez

La máxima relación de esbeltez L/r , será como sigue:

L = longitud del elemento en pulgadas

r = radio de giro del elemento en pulgadas

RELACION DE ESBELTEZ

	L/r (adimensional)
Miembros a compresión transportando peso o presión del contenido del tanque	120
Miembros a compresión transportando cargas laterales de viento o sismo, o ambas	175
Miembros trasportando cargas únicamente del techo	175

2.12.3 Carga axial

La carga axial es la carga última, y es la suma de la resistencia de cadencia del acero más la resistencia del concreto. Se ha encontrado que la resistencia del concreto en una columna cargada axialmente es aproximadamente $0.85f_c$, en que f_c es la resistencia a compresión de un cilindro. En consecuencia, la carga axialmente se puede escribir como:

$$P_o = 0.85 f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

En que A_g es el área bruta de la sección transversal, A_{st} es el área total del acero longitudinal en la sección, y f_y es la resistencia de cadencia del acero.

2.12.4 Diseño de zapata

Procedimiento para el diseño de zapatas.

- Determinar las cargas de servicio que actúan en la base de las columnas que soportan la estructura. Seleccionar la combinación de cargas de servicio y momentos más desfavorables, si existe una combinación de carga y momento flexionante.

- Calcular el área necesaria de la zapata, dividiendo la carga total de servicio entre la capacidad permisible de apoyo que se seleccionó para el suelo, si la carga es axial o también tomando en cuenta los esfuerzos de flexión más desfavorables, si existe una combinación de carga y momento flexionante.
- Calcular las cargas y momentos factorizados para las condiciones determinantes y encontrar los valores nominales de resistencia que se requieren, dividiendo las cargas y los momentos factorizados entre los factores de resistencia pertinentes.
- Determinar por prueba y ajuste, el peralte efectivo “d” que se requiere en la sección para que cuente con una capacidad adecuada para resistir el cortante por penetración a una distancia $0.5d$ de la cara de apoyo, revisar la capacidad cortante como viga en cada dirección, en los planos situados a una distancia “d” de la cara de la columna de apoyo.
- Determinar el tamaño y la separación del refuerzo por flexión de las direcciones largas y corta; distribuir uniformemente el acero en todo el ancho de la zapata, en cualquier dirección. Verificar que el área de acero, en cada dirección principal de la zapata en planta, exceda el valor mínimo necesario por contracción y temperatura.
- Determinar la longitud disponible de desarrollo y anclaje para comprobar si se satisfacen los requerimientos de adherencia.
- Verificar los refuerzos de aplastamiento en la columna y en la zapata en sus áreas de contacto.

2.13 Memoria de cálculo del diseño del tanque

Datos:

Capacidad 219 M³

Altura de la torre 17 Metros

I – Techo

Forma: cónico

Altura: 0.60 mts

Diámetro: 6.50 mts

Inclinación: 1/8

II – Cuerpo

Forma: cilíndrica

Altura: 6.71 mts

Diámetro: 6.50 mts

III – Fondo

Forma: cónico

Altura: 1.10 mts

Diámetro: 6.50 mts

Inclinación: ¼

IV – Torre

Altura de la torre 17 mts.

Separación columnas adyacentes: 7.50 mts

Separación columnas dirección diagonal. 0.61 mts

Separación entre riostras horizontales: 3.40 mts

Longitud de riostras horizontales: Variable

Longitud de arriostres diagonales: Variable

V – Cimentación

Losa continua de cimentación con agujero en el centro

Profundidad de cimentación: 1.40 mts

Materiales:

- Acero estructural: $F_y = 30 \text{ ksi}$
- Acero de refuerzo: $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto: $F' = 281 \text{ Kg/cm}^2$

Cargas:

- Acero 490 Lbs/pie³
- Concreto 150 Lbs/pie³
- Suelo 100 Lbs/pie³
- Agua 62.4 Lbs/pie³

Valor soporte del suelo: 12 ton/mt²

Capacidad del tanque

$$V_{\text{total}} = 219 \text{ m}^3 \times (3.281 \text{ pies})^3 = 7,734 \text{ pies}^3$$

$$V_{\text{total}} = 7,734 \text{ pies}^3$$

Encontrando “h” y “d” del tanque

h = Altura

d = Diámetro

$$\text{Vol} = (3.1416/4) \times d^2 \times h \rightarrow h = (\text{vol} / (3.1416/4))^{1/3} \rightarrow h = 1.0839 \times (\text{vol})^{1/3}$$

$$h = 1.0839 \times (7,734)^{1/3}$$

$$h = 21.435 \text{ pies} \approx \mathbf{22 \text{ pies}}$$

Despejar de la fórmula de volumen el nuevo diámetro propuesto d1

$$d1 = (\text{Vol} / (3.1416/4))^{1/2}$$

$$d1 = (7,734/(3.1416/4))^{1/2} = 21.1566$$

Encontrando en perímetro comercial P1, para calcular el diámetro final o definitivo.

$$P1 = d1 \times 3.1416 = 21.1566 \times 3.1416 = 66.4654 \text{ pies} \approx 67 \text{ pies}$$

Encontrar el diámetro final

$$d = P/3.1416 = 67/3.1416 = d = \mathbf{21.3268 \text{ pies}}$$
 y $r = 10.6634$

d = diámetro del cuerpo del tanque

r = radio del cuerpo del tanque

Encontrar el volumen aproximado del agua

$$V_{\text{agua}} = (3.1416/4) \times (21.3568)^2 \times (22)$$

$$V_{\text{agua}} = 7,858.9580 \text{ pies}^3 \text{ en galones } V_{\text{agua}} = 58,789.10 \text{ galones}$$

Encontrar el peso aproximado del agua

$$\text{Peso agua} = \text{Vol} \times 62.40 \text{ lb/pie}^3$$

$$\text{Peso agua} = 7,858.96 \times 62.40 \text{ lb/pie}^3 = \mathbf{490,399.104 \text{ libras}}$$

Diseño de la tapadera

Carga viva en el techo = 20 lb/pie³ mínimo

Altura = 0.60 mts

Nota: se debe poner refuerzo a la tapadera puesto que el radio del cono excede de 4 pies, por lo que es necesario diseñar refuerzo y dividir la tapadera en octágono para volver rígido el techo.

$$h_o = r/4 = 10.6634/4 = 2.6659 \text{ pies}$$

$$l' = ((h_o)^2 + (r)^2)^{1/2} = ((2.6659)^2 + (10.6634)^2)^{1/2} = 10.9916 \text{ pies}$$

$$l'' = (l' - 2(1.5))/8 = (10.9916 - 2(1.5))/8 = \mathbf{3.1383 \text{ pies}}$$

Diseño de la segunda franja

$$W_{\text{lámina}} = 490 \text{ lb/pie}^3 \times 3/16 \text{ pulg} \times 1/12 \text{ pie/pulg} = 7.6563 \text{ lb/pie}^2$$

$$W_{\text{viva}} = 20 \text{ lb/pie}^2$$

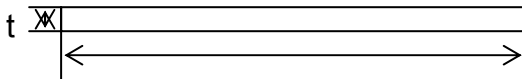
$$W_{\text{total}} = W_{\text{lámina}} + W_{\text{viva}} = 7.6563 + 20 = 27.6563 \text{ lb/pie}^2$$

$$\text{Para la franja } l'' \text{ } W = 27.6563 \text{ lb/pie}^2 \times 1 \text{ pie} = 27.65 \text{ lb/pie}$$

$$M = Wx(l'')^2/8 = 27.65 \times (3.1383)^2/8 = 34.0404 \text{ lb-pie} \times 12 \text{ pulg/pie} = 408.4842 \text{ lb-pulg.}$$

$$S_{\text{req}} = M/F_s = 408.4842/18,000 = 0.0227 \text{ pulg}^3$$

l' = longitud; l'' = franja a diseñar; M = momento; S_{req} = módulo de sección requerida.



12 pulgadas

$$S = bxt^2/6 = 12xt^2/6 \rightarrow t = (0.0227 \times 6/12)^{1/2}$$

$$T = 0.1065 \text{ pulg} \approx 1/8 \text{ pulg.}$$

Como mínimo se establece un grosor de 3/16 pulg.

$$S_{3/16} = 12 \times (3/16)^2/6 = 0.0703 \text{ pulg.}$$

$$M \text{ o } f_b \times S = W \times l'^2/8 \text{ o } f_b \times S_{3/16} \rightarrow l' = (f_b \times S \times 8/W \times 12)^{1/2}$$

$$l' = (18,000 \times 0.0703 \times 8/27.62 \times 12)^{1/2} = 5.5236 \text{ pies}$$

$$f_a = 18,000 \text{ lb/pulg}^2; l'' = \text{longitud a diseñar}$$

Por lo tanto, la longitud de radio de la franja a diseñar será

$$(l' - 2(1.5)) \times 3.1416/l' = (10.9916 - 2(1.5)) \times 3.1416/5.5236 = 4.5453 \geq 4 \text{ por lo que necesita refuerzo a 6 o a 8 lados así que se diseñará los refuerzos de la tapa en octágono}$$

$$1/2\text{arco} = \text{perímetro}/16 = 3.1416 \times d/16 = 3.1416 \times 10.5/16 = 2.0617 \text{ pies}$$

$$W_{\text{lámina}} = 7.6563 \text{ lb/pie}^2 \times 2.0617 \text{ pies} = 15.78 \text{ lb/pie}$$

$$W_{\text{viva}} = 20 \text{ lb/pie}^2 \times 2.0617 \text{ pies} = 41.23 \text{ lb/pie}$$

$$W_{\text{ref}} = 490 \text{ lb/pie}^3 \times 1/4 \text{ pulg} = 5.10 \text{ lb/pie}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{lámina}} + W_{\text{viva}} + W_{\text{refuerzo}} = 15.78 + 41.23 + 5.10 = 62.11 \text{ lb/pie}$$

$$M = W \times l^2/8 = 62.11 \times (10.9916)^2/8 = 937.9796 \text{ libra-pie} \times 1/12 \text{ pulg/pie} = 11,225.7547 \text{ libra-pulg.}$$

$$F = M/S \rightarrow S = M/f \rightarrow S = 11,225.7547/18,000 = 0.6253 \text{ pulg}^2 \text{ y } S = b \times (6)^2/6$$

$$b = (S \times 6/(6)^2)^{1/2} = (0.6253 \times 6/36)^{1/2} \rightarrow 0.1042 \approx 1/8''$$

Chequeo por flexión

$$\Delta = (5/384) \times (W \times l^4/E \times I)$$

$$\Delta = 5 \times (62.11/12) \times (10.9916 \times 12)^4 / 384 \times (29 \times 10^6) \times (0.125 \times (6)^3/12) = 0.3126$$

$$L/180 = 10.9916 \times 12/180 = 0.7328 > 0.3126 \text{ ok}$$

Por lo tanto, llevará 8 refuerzos de 10.9916' x 6" x 1/8" y la lámina de acero de baja aleación y alta resistencia, laminada en caliente y laminada en frío resistente a la corrosión, ASTM A609 con un espesor de 1/4".

Diseño de las paredes del cilindro

Incluyendo un factor de eficiencia de la soldadura $\phi = 0.85$ $t = 2.6 \text{ hd}/\phi S$

$$S = 15,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$t = 2.6 \times (22) \times (21.3268) \times (0.85) \times (15,000) = 0.0957 \approx 1/8$$

Con 1/8" adicional por corrosión : $1/8 + 1/8 = 1/4''$

Usar lámina de acero al carbono laminada en caliente para uso estructural, ASTM A570, resistente a la corrosión, con un espesor de 1/4".

Diseño del fondo del tanque

$$h = 1.10 \text{ mts} \times 3.281 \text{ pies/mts} = 3.6091 \text{ pies}$$

Incluyendo un factor de eficiencia de soldadura del $\emptyset = 0.85$

Inclinación $\frac{1}{4}$ que es igual a $\theta = 26^\circ 33' 54''$

$$t = 2.6 \text{ hd}(\sec\theta)/\emptyset S$$

$$\sec(\theta) = \sec(26^\circ 33' 54'') = 1.118$$

$$t = 2.6(25.609)(21.3268)(1.118)/0.85(15,000) = 0.1245 = 1/8''$$

Con un $1/8''$ adicional de corrosión: $1/8'' + 1/8'' = 1/4''$

Usar lámina de acero al carbono laminada en caliente para uso estructural, ASTM A570 con un espesor de $1/4''$.

Diseño de la torre

Peso del tanque lleno con el líquido

$$W_{\text{del agua}} = 7,733 \text{ pies}^3 \times 62.4 \text{ lb/pie}^3 = 482,601.6000 \text{ libras}$$

$$W_{\text{de la tapa}} = (3.1416 \times (21.3268 \text{ pies})^2 / 4) \times (490 \text{ lb/pie}^3) / 4 \times 12 = 3,646.6671 \text{ libras}$$

$$W_{\text{del cuerpo}} = 2 \times (3.1416) \times (10.6634) \times (22) \times 0.0156 \times (490) = 11,267.2759 \text{ libras}$$

$$W_{\text{del fondo}} = 3.1416(10.6634) \left((10.6634)^2 + (3.6091)^2 \right) \times (0.0208) \times 490$$

$$W_{\text{del fondo}} = 3849.8739 \text{ libras}$$

$$W_{\text{accesorios}} = 500 \text{ libras}$$

$$W_{\text{tanque lleno}} = W_{\text{del agua}} + W_{\text{de la tapa}} + W_{\text{del cuerpo}} + W_{\text{del fondo}} + W_{\text{accesorios}}$$

$$W_{\text{tanque lleno}} = 501,865.4139 \text{ libras}$$

Aceptamos como peso del tanque lleno: **501,900 libras**

Peso de la torre

$$W_{\text{columnas}} = 4 \times 55.76 \times 28.55 = 6,367.7920 \text{ libras}$$

$$W_{\text{riostros horizontales}} = 16 \times 24.6075 \times 11.55 = 4,547.4660 \text{ libras}$$

$$W_{\text{arriostres diagonales}} = 40 \times 27.0180 \times 5.79 = 6,257.3688 \text{ libras}$$

$$W_{\text{accesorios}} = 2,100 \text{ libras}$$

$W_{\text{torre}} = W_{\text{columnas}} + W_{\text{riostros horizontales}} + W_{\text{arriostres diagonales}} + W_{\text{accesorios}}$

$W_{\text{torre}} = 19,272.6068$ libras

Aceptamos como peso de la torre: **19,900 libras**

Peso total $W_{\text{total}} = W_{\text{tanque lleno}} + W_{\text{torre}}$

$W_{\text{total}} = 501,900 + 19,900 = 521,200$ libras

Análisis de sismo

$V = ZIKCSW$ CORTE VASAL

V = fuerza total de corte en la base de la estructura.

Z = factor de zona, grado de sismicidad de la región.

I = factor de importancia de la estructura.

K = factor de tipo de estructura.

C = aceleración espectral de la masa entre la gravedad.

W = peso de la estructura.

S = factor que toma en cuenta el caso de interacción suelo estructura.

$Z = 0.5$

$I = 1.25$

$K = 2.5$

$C = 1/15(T)^{1/2} \rightarrow T = 0.05hn/(d_h)^{1/2} = 0.05 \times (66.7770)/(7.50 \times 3.281)^{1/2} = 0.6731$

$C = 1/15(0.6731)^{1/2} = 0.0813$

$S = 1.30$

$CS = 0.0813 \times 1.3 = 0.1057 \leq 0.14$

$KC = 2.50 \times 0.0813 = 0.2033 \quad 0.12 \leq 0.2033 \leq 0.25$

$V = 0.5 \times 1.25 \times 2.5 \times 0.1057 \times W = 0.1652W$

$W_{\text{total}} = 521,200$ libras

$W_{\text{total}/\text{columna}} = 521,200/4 = 130.300$ libras/1000 = 130.30 kips

$V'_{\text{sismo}} = 0.1625 \times 501,900/1000 = 82.8637$ kips $\times 1.25 = 103.5796$ kips

$$V''_{\text{sismo}} = 0.1625 \times 19,300 / 1000 = \underline{3.1864} \text{ kips} \times 1.25 = \underline{3.9830} \text{ kips}$$

$$\text{Total } 86.0504 \text{ kips} \times 1.25 = 107.5626 \text{ kips}$$

$$M'_{\text{sismo}} = 103.5796 \times 66.7770 = 6,916.7349 \text{ kips} - \text{pies}$$

$$M''_{\text{sismo}} = 3.9830 \times 27.8885 = \underline{111.0799} \text{ kips} - \text{pies}$$

$$\text{Total } 7,027.8148 \text{ kips} - \text{pies}$$

Separación a ejes columnas adyacentes = $7.50 \text{ mts} \times 3.281 \text{ pies} = 24.6075 \text{ pies}$

Separación columnas en dirección diagonal = $24.6075 / 0.707 = 34.8055 \text{ pies}$

Análisis en dirección XX y YY

$$V_{\text{marco}} = 107.5626 / 2 = 53.7813 \text{ kips}$$

$$M_{\text{marco}} = 7,027.8184 / 2 = 3,513.9092 \text{ kips-pies}$$

$$\text{Reacción en la base} = R = 3,513.9092 / 24.6075 = 142.7983 \text{ kips}$$

$$T \pm C \pm 142.7983 \text{ kips} \quad (\text{en columnas})$$

$$T = 57.9203 \text{ kips} \quad (\text{en diagonales})$$

$$C = 53.7813 \text{ kips} \quad (\text{en horizontales})$$

$$V_{\text{pernos}} = 53.7813 \text{ kips}$$

Análisis en la dirección XY (diagonal)

$$V_1 = 107.5626 / 2 = 53.7813 \text{ kips}$$

$$V_{\text{marco}} = 0.707 \times 53.7813 = 38.0234$$

$$M_{\text{marco}} = (7,027.8184 / 2) \times 0.707 = 2,484.3338 \text{ kips-pies}$$

$$\text{Reacción} = R = 2,484.3338 / 24.6075 = 100.9584 \text{ kips}$$

$$T \pm C \pm 2 \times 100.9584 = 201.9168 \text{ kips} \quad (\text{en columnas})$$

$$T = 40.9497 \text{ kips} \quad (\text{en diagonales})$$

$$C = 38.0234 \text{ kips} \quad (\text{en horizontales})$$

Diseño de columnas

Es crítica la compresión

$$C = 201.9168 + 130.30 = 332.2168 \text{ kips}$$

$$L = 3.40 \times 3.281 \times 12 \text{ pul/pie} = 133.8648 \text{ pulg.}$$

L = separación entre riostras horizontales

Ensayo con tubo de 8 pulg de diámetro

Según pag. 5.84 del manual AISC del acero

r_{giro} = radio de giro

A = área del tubo

$$A = 8.40 \text{ pulg}^2 \quad \text{y} \quad r_{\text{giro}} = 2.94 \text{ pulg}$$

$$K \leq 1.00 \quad KL/r = 1.00 \times 133.8648 / 2.94 = 45.5322 \approx 46$$

$$F_a = 18.95 \times 1.33 = 25.2035$$

$$f_a = 332.2168 / 8.40 = 39.5496 \geq 25.2035 \text{ no cumple } F_a \geq f_a$$

Ensayo con tubo de 12 pulg de diámetro

Según pag. 5.84 del manual AISC del acero

r_{giro} = radio de giro

A = área del tubo

$$A = 14.60 \text{ pulg}^2 \quad \text{y} \quad r_{\text{giro}} = 4.38 \text{ pulg}$$

$$K \leq 1.00 \quad KL/r = 1.00 \times 133.8648 / 4.38 = 30.56 \approx 31$$

$$F_a = 19.87 \times 1.33 = 26.4271$$

$$f_a = 332.2168 / 14.60 = 22.7542 \leq 26.4271 \text{ si cumple } F_a \geq f_a \text{ ok}$$

Usamos tubo de acero al carbono para uso estructural formado en frío, sin costura, de sección circular, ASTM A500 con un diámetro de 12 pulgadas.

Diseño de miembros diagonales

$$T = 57.9203$$

$$L = 9.9247 \text{ mts} \times 3.281 \text{ pies} \times 12 \text{ pulg/pies} = 390.6368 \text{ pulg.}$$

L = longitud de los miembros diagonales en el primer tramo y en los siguientes tramos es variable.

$$L/r \leq 240 \rightarrow r \geq 390.6368/240 = 1.6277$$

$$F_t = 0.60 \times 36 = 22.00 \times 1.33 = 29.35$$

$$A_t = 57.9203/29.35 = 1.9761 \text{ pulg}^2$$

Ensayo con tubo de 2 pulg de diámetro

Según pag. 5.84 del manual AISC del acero

r giro = radio de giro

A = área del tubo

$$A = 1.07 \quad \text{y} \quad r_{\text{giro}} = 0.787 \text{ pulg}$$

$$F_t = 29.33$$

$$f_t = 57.9203/1.07 = 34.0708 > F_t \text{ no cumple } F_t > f_t$$

$$L/r = 390.6368/0.787 = 496.3619 \quad 240 < L/r < 300 \text{ no cumple}$$

Ensayo con tubo de 3.5 pulg de diámetro

Según pag. 5.84 del manual AISC del acero

r giro = radio de giro

A = área del tubo

$$A = 2.68 \quad \text{y} \quad r_{\text{giro}} = 1.34 \text{ pulg}$$

$$F_t = 29.33$$

$$f_t = 57.9203/2.68 = 21.6121 < F_t \text{ si cumple } F_t > f_t$$

$$L/r = 390.6368/1.34 = 291.52 \quad 240 < L/r < 300 \text{ si cumple ok}$$

Usamos tubo de acero al carbono para uso estructural formado en frío, sin costura, de sección circular, ASTM A500 con un diámetro de 3.5 pulgadas.

Diseño de miembros horizontales

$$C = 53.7813$$

$$L = 7.30\text{mts} \times 3.281\text{pies} \times 12\text{pulg/pie} = 287.4156 \text{ pulg}$$

L = longitud de las riostras horizontales en el primer tramo el mas crítico.

$$KL/r \leq 200$$

$$K = 1.00 \rightarrow r \geq 1.00 \times 287.4156 / 200 = 1.4371$$

Ensayo con tubo de 3 pulgadas de diámetro

Según pag. 5.84 del manual AISC del acero

r giro = radio de giro

A = área del tubo

$$A = 2.23 \quad \text{y} \quad r = 1.16$$

$$KL/r = 1.00 \times 287.4156 / 1.16 = 247.7721 \approx 248 \text{ no cumple } KL/r \leq 200$$

Ensayo con tubo de 5 pulgadas de diámetro

Según pag. 5.84 del manual AISC del acero.

r giro = radio de giro

A = área del tubo

$$A = 4.3 \quad \text{y} \quad r = 1.85$$

$$KL/r = 1.00 \times 287.4156 / 1.85 = 155.3598 \approx 156 \text{ si cumple } KL/r \leq 200$$

$$F_a = 6.14 \times 1.33 = 8.1662 \text{ kips}$$

$$f_a = 53.7813 / 4.3 = 12.5073 \text{ no cumple } F_a \geq f_a$$

Ensayo con tubo de 6 pulgadas de diámetro

Según pag. 5.84 del manual AISC del acero.

r giro = radio de giro

A = área del tubo

$$A = 5.58 \quad \text{y} \quad r = 2.25$$

$$KL/r = 1.00 \times 287.4156 / 2.25 = 127.7403 \approx 128 \text{ si cumple } KL/r \leq 200$$

$$F_a = 9.11 \times 1.33 = 12.1163 \text{ kips}$$

$$f_a = 53.7813/5.58 = 9.6382 \text{ si cumple } F_a \geq f_a$$

Usamos tubo de acero al carbono para uso estructural formado en frío, sin costura, de sección circular, ASTM A500 con un diámetro de 6 pulgadas.

Diseño de pernos de anclaje

$$T = 201.9168 - 130.30 = 71.6168 \text{ kips}$$

$$T/\text{perno} = 71.6168/8 = 8.9521 \text{ kips}$$

$$V = 53.7813 \text{ kips}$$

$$V/\text{perno} = 53.7813/8 = 6.7227 \text{ kips}$$

Usamos 8 pernos de 1 pulg de diámetro ASTM (A307) y (A325) cumpliendo con los requisitos de los artículos relativos del Código de Soldadura Estructural, AWS (Sociedad Americana de Soldadura)

$$A_t = 0.606$$

$$A_v = 0.785$$

$$f_v = 6.7227/0.785 = 8.5634 \leq F_v = 10$$

$$f_t = 8.9521/0.606 = 14.7724 \leq F_t = 20$$

$$F_{tv} = 28 - 1.6(8.5634) = 14.2986 \leq F_t = 20$$

Empleamos 8 pernos de alta resistencia para conexiones de acero estructural, incluyendo tuercas y arandelas de 1 pulg de diámetro, ASTM (A307) y (A325) en la base; $t_w = 5/16"$; placa $24" \times 24" \times 1"$

$$T_w = (0.707 \times 5/16) \times (20.35) \times (3.1416) \times (6.625) = 93.5297 \geq 71.6168$$

$$M_{pl} = ((0.4 \times 71.6168)(3)) \times (0.7) = 60.1581$$

$$t = (6 \times 60.1581 / (27 \times 12))^{1/2} = 1.0555 \approx 1.00 \text{ pulg.}$$

$$f_p = 332.2168 / (12)^2 = 2.3071 \leq F_p = 0.25 \times 11,200 = 2.8125 \text{ kips}$$

Nota: según el caso, los electrodos y fúndeles para soldadura, cumplirán con la última edición de una de las siguientes normas de la Sociedad Americana de la Soldadura (AWS)

- Electrodos de acero al carbono, recubiertos para soldadura por arco eléctrico, AWS A5.1
- Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos para soldadura por arco eléctrico, AWS A5.5.
- Electrodos de acero al carbono para soldadura, por arco con electrodo tubular continuo, AWS A5.20.

Cimiento

Profundidad: 1.40 mts.

$$P = 521,200/1000 = 521.20 \text{ kips} = 260.60 \text{ ton}$$

$$M = 7,027.8148/1.25 = 5,622.2518 \text{ kips-pies} = 856.7894 \text{ ton-m}$$

$$M_{ad} = 86.0501 \times 1.40/2.2 = 54.7592 \text{ ton-m}$$

$$M_{total} = 856.7894 \text{ ton-m} + 54.7592 \text{ ton-m} = 911.5486 \text{ ton-m}$$

$$A_{losa \text{ continua}} = 84 \text{ m}^2$$

$$Inercia = 675.50 \text{ m}^3$$

$$P_{stc} = (1.6 \times 0.80 \times 2.4 \times 0.60) \times (84) = 154.8288 \text{ ton}$$

$$M_e = (154.8288 + 260.60) \times (9.50/2) = 1,973.2868 \text{ ton-m}$$

$$F_{sv} = 1,973.2868/911.5486 = 2.1648 > 1.50$$

$$F_{sd} = (0.4) \times (154.8288 + 260.60)/19 = 8.7859 > 1.50$$

Presión

$$a = (1973.2868 - 911.5486)/154.8288 + 260.60 = 2.5558 \text{ mts}$$

$$P \geq 2 \left(\frac{154.8288 + 260.60}{3} \right) \times 2.5558 \times 9.50 = 5.7034 < 12.00$$

Cimentación de 9.50m x 9.50m x 0.60m con agujero en el centro de (2.50m x 2.50m)

En la losa

$$P = 1.7(5.7034 - (2.40 \times 0.5) - (1.6 \times 0.8)) = 5.0718 \text{ ton/m}^2$$

$$M_{vol} = 5.0718 \times (1.00)^2 / 2 = 2.5359 \text{ ton-m/m}$$

$$M_{Lc} = (5.0718 \times (7.50)^2 / 8) - 2.5359 = 33.1252 \text{ ton-m/m}$$

Si en 2.00 metros ; b = 200cm, d = 50cm

$$A_s = \{(200 \times 50) - ((200 \times 50)^2 - ((49,676.6701 \times 200 / 0.003825 \times 281)^{1/2}))\} \times \{0.85 \times (281) / 2810\}$$

$$A_s = 40.2380 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 24 \text{ cm}^2$$

Colocamos varia No. 8 @ 0.25m en 2 camas

En pedestal

$$M_u = 1.7 (56.0501 / 2.2)(0.8) = 53.1946 \text{ ton-m} = 48,257.3432 \text{ kgs-m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, d = 60 - (5 + 1.27 + 2.54 / 2) = 52.46 \text{ cm}$$

$$A_s = \{(60 \times 52.46) - ((60 \times 52.46)^2 - ((48,257.3432 \times 60 / 0.003825 \times 281)^{1/2}))\} \times \{0.85 \times (281) / 2810\}$$

$$A_s = 39.2531 \text{ cm}^2 \text{ area requerida por pedestal}$$

Colocamos 8 varillas No. 8 en cada pedestal en refuerzo vertical

En estribos usamos varilla No. 3 @ 10cm

3 ANALISIS TARIFARIO

3.1 Generalidades

El funcionamiento del sistema de agua potable tiene que ser auto sostenible y se constituye en una política firme, de ingresos seguros e independientes que exigen un alto nivel de eficiencia en todas las etapas del sistema, desde la planificación hasta la respuesta de la población,

El proyecto es autosostenible si tiene un autofinanciamiento del total de los costos de mantenimiento y operación del sistema, los cuales deben ser pagados por los beneficiarios por medio de la tarifa por concepto de consumo de agua potable, de acuerdo con una política tarifaria que constituye la adopción de una secuencia de decisiones, siendo las más importantes:

- **Financiera:** en lo que respecta a lo financiero se refiere fundamentalmente al análisis de los ingresos y los gastos que se producen cuando el proyecto inicia su operación, traduciéndose como ingresos, aquellos provenientes del cobro de la tarifa, en lo que a gastos se refiere; el análisis se orienta a establecer los costos que se producen por la administración, la operación y el mantenimiento. Esto establece un costo mensual de la tarifa y el costo de los metros cúbicos por exceso de consumo de agua; para cubrir todos los gastos que conlleva el sistema de agua potable, la tarifa establecida será analizada cada cinco años para determinar el valor real en ese momento.
- **Comercial:** se establece a quién y cómo se va a dotar el servicio con objeto de tener un control adecuado de los usuarios con el motivo de prestar un servicio eficiente y continuo.

- **Proceso de cálculo:** esto consiste en calcular la cantidad de agua que consume cada vivienda; para este proceso se deberá llevar un registro mensual a través de un contador.

Hay que prever los ingresos de tal manera que en el futuro se cubran adecuadamente los gastos.

- **Fijos:** en todo estudio sobre tarifa de agua, independientemente de que las obligaciones fijas sobre los gastos del capital estén o no a cargo de los consumidores de agua, hay que hacer un calculo de la población que se habrá de servir de él para que de esta manera, se facilite la determinación del volumen de agua que se venderá, lo cual, a su vez, repercutirá en los costos de operación y mantenimiento de las instalaciones. Las tarifas deben fijarse de manera que atiendan las necesidades inmediatas del presente, así como las que puedan presentarse en los próximos 5 ó 10 años.
- **Costos totales de las instalaciones:** estos costos los constituyen los costos de inversión; aquí se toman en cuenta los gastos efectuados en la ejecución del proyecto y en los costos de funcionamiento se toma en cuenta todos los gastos para su funcionamiento, como es la energía trifásica, la compra de la bomba, etc.

Entre los costos de funcionamiento tenemos:

- **Administración:** estos costos son los que se vinculan a aquellas actividades que conllevan la correcta organización de los recursos y la gestión contable, destacando dentro de los principales, los salarios

administrativos, papelería, servicios públicos, seguros, etc. que permiten que el servicio funcione en forma eficiente.

- **Operación:** estos costos se relacionan con la prestación del servicio donde se abarcan rubros como la mano de obra calificada y no calificada, insumos, materiales, energía eléctrica y otros, que permiten que el servicio sea en forma continua.
- **Mantenimiento:** permiten que el servicio no sea interrumpido, y que se le realicen trabajos de reparaciones con la finalidad que las interrupciones sean mínimas.
- **Reposición y rentabilidad:** una vez inicia la operación del proyecto se inicia el proceso de desgaste de las instalaciones; los equipos empiezan a depreciarse y muchos accesorios se empiezan a desgastar como producto del uso, por eso en el proceso de preparación del proyecto, en el tema relacionado con la operación, se deben realizar o hacer las respectivas proyecciones para garantizar la vida útil para que el servicio sea permanente.

Los costos de inversión son:

- **De endeudamiento:** son los generados por inversiones pasadas y constituyen los intereses, las comisiones y amortizaciones de préstamos con tratados nacionales o extranjeros; en este caso no existen, porque el financiamiento lo otorgará el Fondo de Inversión Social (FIS) y el aporte económico de la comunidad.

- **De aumento de activos:** son las inversiones para futuras inversiones con la finalidad de actualizar la eficiencia del servicio y para extender sus beneficios; entre estos costos se incluye el valor de la bomba que deberá sustituirse a los diez años de funcionamiento del sistema.

3.2 Tipos de sistemas de tarifas

Básicamente, existen dos tipos de sistemas de tarifas de agua, denominados sistema unitario y sistema diferencial.

3.2.1 Sistema unitario

En el sistema unitario, toda el agua consumida se cobra a un tarifa uniforme y el cobro mensual se calcula multiplicando tal unidad por el numero de metros cúbicos de agua consumida.

3.2.2 Sistema diferencial

Prevalecen dos conceptos con relación a las tarifas diferenciales de agua. El primero consiste en que la tarifa disminuya conforme el consumo de agua aumenta, sistema inverso. El segundo concepto consiste en que las tarifas aumentan conforme aumenta el consumo, sistema directo, procedimiento mayormente utilizado en casi todos los países latinoamericanos.

3.3 Cálculo de la tarifa

Al estar funcionando el sistema de agua potable, el comité de agua y los habitantes de la comunidad han tomado la decisión de que sean las autoridades

municipales quienes tengan el control total del funcionamiento, para lo cual están de acuerdo con pagar una cuota mensual en concepto por consumo de agua y que sea controlado por medio de medidores para que aquel que consume más de 30 metros cúbicos mensuales pague el exceso consumido, es decir, que se aplicará el sistema diferencial directo para el cálculo de la tarifa.

3.3.1 Personal de operación

Consiste en el operador de la bomba, el fontanero y el suplente del operador de la bomba.

3.2.2 Operador de la bomba y fontanero

Es la persona encargada de hacer funcionar la bomba en las horas indicadas y tiene a su cargo la desinfección diaria del sistema, será un trabajador fijo pagado por día y con las prestaciones legalmente establecidas, siendo el costo que se apunta adelante.

Salario diario	Q. 35.00
Factor de prestaciones	1.32
Bonificación	Q. 3.36/día
Cuantificando para los 365 días se tiene:	
Salario total anual	Q12, 775.00
Prestaciones 32%	Q. 4,088.00
Bonificación anual	Q. 1,226.40
TOTAL	Q.18, 089.40

3.4 Insumos

Se considera el consumo de energía eléctrica para el funcionamiento de la bomba y el hipoclorito de calcio para la desinfección del sistema.

3.4.1 Energía eléctrica

Por información proporcionada por DEOCSA, el costo por KWH para bombeo trifásico (220 – 460 Voltios) en el municipio de Nueva Concepción es de Q.1.25, por lo que el gasto de la bomba viene dado por:

$$Gasto(KW) = Pot.Bomba * 0.746 * hor.bombeo * 365(Diasdelañõ) * costo(Q / KWh)$$

$$Gasto(KW) = 25 * 0.746 * 9 * 365 * 1.25 = Q76,581.56$$

El gasto anual de energía eléctrica será de **Q 76,581.56**

3.5 Reposición de equipo de bombeo

Se estima que a los 5 años debe sustituirse al menos, el motor y la bomba, por lo que la tarifa deberá incluir en los primeros 10 años el valor anual necesario para tal fin.

El equipo cotizado tiene un valor actual de (Q 28,654.63) y al cabo de 5 años tendrá un valor de (Q 30,947.00).

3.6 Reparaciones y gastos indirectos

Se estiman los gastos de resolución por parte del comité, que son: el costo promedio mensual por compra de papelería y útiles, el viático para el

rendimiento de cuentas del tesorero en la gobernación departamental como el 10% del valor del ingreso que por ley se adjudica al tesorero del comité, compra de insumos y las preparaciones para el mantenimiento del sistema, dando un costo total de Q 4,500.

3.7 Tarifa adoptada

Al integrar el costo anual de cada una de las actividades a realizar para el abastecimiento de agua potable se calcula:

Personal de operación	Q 18,089.40
Energía eléctrica	Q 76,581.56
Reposición de equipo de bombeo	Q 30,947.00
Reparaciones y gastos indirectos	<u>Q 4,500.00</u>
TOTAL	Q 130,117.96

Tomando en cuenta que 255 viviendas deberán pagar la cantidad de (Q 510.26) por año, se establece que la tarifa mensual por concepto por consumo de agua des de (Q 42.52) durante los primeros cinco años.

3.8 Aporte económico de la población

La participación económica de la comunidad en la ejecución del proyecto es aportando mano de obra no calificada y el aporte mensual de la tarifa básica para el funcionamiento del sistema, por lo que se establece que sí es factible realizar el proyecto de introducción de agua potable.

4. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD

¿Qué es vulnerabilidad?

Es la incapacidad de resistir los efectos de un evento amenazante o la incapacidad de recuperarse después de que ocurre un desastre; existen varios tipos de vulnerabilidad tales como:

- Vulnerabilidad física
- Vulnerabilidad ambiental
- Vulnerabilidad económica
- Vulnerabilidad social (política, educativo, ideológico cultural, institucional, organizativos)

¿Que son las amenazas?

Son fenómenos potenciales de origen natural o humano que cuando se producen en determinado tiempo y lugar provocan traumatismo en las poblaciones.

Las amenazas las podemos clasificar de la siguiente manera:

- Amenazas naturales
- Amenazas socionaturales
- Amenazas antrópicas (son las provocadas por el ser humano)

Clasificación con base en su apareamiento:

Naturales

Lento

Sequía

Rápido

terremotos

Inundaciones

Erupciones volcánicas

Huracanes

Tormentas de nieve

Avalanchas

Tornados

Cíclicos

sequías

Inundaciones

huracanes

ciclones

PROVOCADOS POR EL HOMBRE

Lento

Sequías

Convictos violentos

Rápido

Accidentes biológicos

Convictos violentos

Cíclicos

Convictos violentos

Quando tenemos un potencial peligro para los seres humanos y su bienestar, existe una exposición y susceptibilidad a pérdidas, lo cual produce un desastre que se convierte en un riesgo.

¿Qué es un riesgo?

- Riesgo es la combinación de la amenaza y la vulnerabilidad
- Riesgo es la probabilidad de que un suceso físico afecte a personas vulnerables originando así un desastre

- El análisis de riesgos determina la probabilidad de que el suceso ocurra y el grado de vulnerabilidad de las personas que pueden ser afectadas por ese suceso

Cuando un riesgo se hace realidad se está produciendo un desastre.

¿Qué es un desastre?

- Un desastre es un suceso a raíz del cual una sociedad (o comunidad o región) sufre daños físicos y una convulsión grave que pone en peligro la vida humana.
- Contrariamente a la creencia común, la mayoría de los desastres son de 'reducida magnitud' y localizados, por ejemplo taludes de lodo e inundaciones.
- Frecuentemente, tanto las causas como los efectos de un desastre son producto de procesos sociales internos de las sociedades humanas.
- De primordial importancia es el grado de vulnerabilidad de las personas y el control que tengan sobre las causas de esa vulnerabilidad. Así pues, los desastres tienen que ver mucho más con las sociedad que con la naturaleza.

4.1 Concepto teórico

Todo tipo de infraestructura debe ser proyectada tomando en consideración las amenazas naturales y características del área en la cual se encuentra ubicado el proyecto. Muchos de los problemas que se han

presentado en los sistemas son consecuencia de fenómenos naturales, ya que dichos fenómenos no se consideran en la etapa de concepción, planificación, diseño, construcción y operación, razón por la cual el análisis de riesgo y vulnerabilidad es de gran importancia para evaluar los sistemas existentes y por construir.

Los planes de mitigación y emergencia se fundamentan en el mejor conocimiento posible de la vulnerabilidad del sistema, algunos de los factores importantes que deben considerarse son:

- Deficiencias en su capacidad de prestación de servicios u operatividad.
- Debilidades físicas de los componentes ante las solicitudes externas.
- Debilidades de organización ante las eventuales emergencias que se puedan ocasionar.

De manera general, a la identificación y cuantificación de estas debilidades se le denomina análisis de vulnerabilidad y se puede definir como 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.

A la vez este análisis cumple objetivos básicos que son:

- Identificar y cuantificar las amenazas que puedan afectar el sistema, tanto las naturales, como las provocadas por el hombre.

- Estimar la susceptibilidad de daños de aquellos componentes del sistema valorados como fundamentales para asegurar el suministro de agua en casos de desastres.
- Definir las medidas a incluir en el plan de mitigación, los cuales estén encaminados a disminuir la vulnerabilidad física de los componentes.
- Identificar medidas y procedimientos para elaborar el plan de emergencia de acuerdo con las debilidades identificadas, lo cual facilitará la movilización de la empresa para suplir el servicio en condiciones de emergencia.
- Evaluar la efectividad de los planes de mitigación y emergencia e implementar actividades de capacitación, tales como simulacros, seminarios y talleres.

4.2 Aplicación a este proyecto en específico

4.2.1 Terremotos

Según su magnitud, los terremotos pueden producir fallas en las rocas, en el subsuelo, hundimientos de la superficie del terreno, derrumbes, deslizamientos de tierras y avalanchas de lodos; puede producir destrucción y otros daños directos en cualquier parte de los sistemas de abastecimiento de agua. La magnitud y características de los daños estará usualmente relacionada con:

- La magnitud del terremoto y la extensión geográfica que cubre

- El diseño de las obras, su calidad constructiva, su mantenimiento y estado real en la fecha del desastre.
- La calidad del terreno donde se hacen las obras y también el de la zona adyacente, ya que existe la posibilidad de que las obras resistan al sismo, pero un deslizamiento de tierras adyacentes podría causar daños por efecto “en cadena” del terremoto, lo cual podría dañar las tuberías de agua potable; éstas se construyen bajo el nivel del suelo; luego se rellenan, por lo que no están usualmente a la vista. Las estructuras enterradas reaccionan frente a un sismo, de manera distinta que los edificios o estructuras sobre el nivel del suelo.

En las obras sobre el nivel del suelo, que en su mayor parte están a la vista, la apreciación visual de los daños es casi desde el momento de producirse un sismo. En estas obras, la resistencia de la estructura depende de la relación entre su rigidez y su masa, mientras que para las tuberías enterradas no es relevante la masa, sino principalmente las deformaciones del terreno producidas por el movimiento telúrico; es importante mencionar que se puede esperar menores daños en las tuberías relativamente más flexibles (de PVC o acero soldado).

Algunos de los efectos que pueden ser esperados en caso de terremotos o sismos en los sistemas de agua potable son:

- Destrucción total o parcial de las estructuras de la captación conducción, almacenamiento y distribución.

- Fallas (grietas) en muros, piso, loza o en uniones de dichos elementos, así como en las entradas o salidas de las tuberías. Estas fallas pueden variar desde las fácilmente reparables, hasta las que implican reconstruir totalmente la obra.
- Ruptura de las tuberías de conducción, distribución y daños en las uniones entre tuberías, o con el tanque de distribución o las diferentes obras de arte, por consiguiente, pérdida de agua.
- Variación en el nivel freático y en caudales.
- Alteración de la calidad del agua por deslizamientos.
- Cambio del sitio de Afloración (salida) del agua en manantiales.
- Hundimiento del suelo en el perímetro del pozo con daños de leves a graves; el colapso y pérdida total del pozo (debido, por ejemplo, a una falla que pasa por el mismo pozo)
- Daños en el equipo y caseta de bombeo.

Debido a que en el área existe la tendencia a temblores se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a terremotos es del 40%.

4.2.2 Huracanes

La vulnerabilidad a los huracanes está muy influenciada por el tipo de construcción; la intensidad de los vientos huracanados puede ser modificada por la topografía del área adyacente al sitio de interés; los efectos o daños que

pueden causar los huracanes radican principalmente en obras sobre el nivel del suelo. El riesgo de daños aumenta en relación directa con la altura de las obras y con la superficie expuesta al viento; los daños dependen de la resistencia al viento con que hayan sido construidas las obras.

Los daños que pueden ser causados debido a este tipo de fenómenos son:

- Daño total y parcial en la caseta de bombeo, obras de arte del sistema, debido a la fuerza de los vientos.
- Ruptura de tuberías en pasos expuestos, tales como ríos y quebradas debido a correntadas; asimismo en zonas montañosas provocadas por deslizamientos de suelos.
- Contaminación del agua en tanques o tuberías.
- Falla en las tuberías y estructuras por asentamientos de terreno debido a inundaciones.
- Daños en la caseta de bombeo y controles de energía eléctrica, ocasionando la interrupción en la operación del equipo de bombeo, en este caso, debido a que las líneas de alta tensión que suministran energía son muy vulnerables a las ráfagas de vientos.
- Daños al tanque elevado de distribución.

Se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a huracanes es del 25%.

4.2.3 Inundaciones

Este es un fenómeno natural que tiene como origen la lluvia, el crecimiento anormal del nivel del mar, la fusión de la nieve en gran volumen o en combinación de estos fenómenos. La precipitación que cae en una zona determinada es el resultado de una serie de factores que influyen sobre la lluvia, tales como:

- La altitud: de manera general se puede indicar que la precipitación disminuye con la altitud porque la disminución de la temperatura hace decrecer la humedad atmosférica.
- Distancia a la fuente de humedad: cuanto mas cercana se encuentre la zona a fuentes de humedad, como mar, lagos, entre otros, existirá mayor posibilidad de lluvias.
- Presencia de montañas: el ascenso orográfico favorece la precipitación. Así, en una cadena montañosa ocurren precipitaciones más pesadas o intensas en las laderas expuestas a los vientos, cayendo solo trazas de lluvia en la ladera no expuesta de las montañas.

Este fenómeno puede causar diversos daños; el riesgo más serio y grave por sus consecuencias es la contaminación en del agua potable. En esta situación muchas enfermedades usualmente asociadas a la falta de higiene pueden adoptar formas de enfermedades de origen hídrico y afectan a gran parte de la población. Dichas enfermedades incluyen la tifoidea y el cólera,

donde son epidémicas y, además, la disentería vacilar y la amibiana, la hepatitis infecciosa y las gastroenteritis; el grave riesgo de aparición de estas enfermedades hace de primera importancia los métodos de tratamiento del agua con sustancias químicas de esterilización (como el cloro, por ejemplo) o la conveniencia de hervir el agua de consumo humano; las diferentes formas como puede ser contaminada el agua de este sistema son:

- Contaminación de las fuentes de agua subterráneas cuando el nivel de inundación sobrepase la altura del brocal del pozo y se vierte directamente sobre los pozos u otras captaciones.
- Los posibles daños a tuberías y sus instalaciones anexas, tales como cámaras y válvulas de diverso tipo; pueden ser los siguientes:
 - Erosionar los suelos por ende, desenterrar, e incluso llevarse, tramos de tubería.
 - Hacer subir el nivel del agua subterránea.
 - Arrastre y pérdida total de tramos de tubería.
- En los tanques de distribución, los que usualmente están ubicados en terrenos altos, de modo que los daños raramente ocurren, sin embargo existe la posibilidad de daños como:
 - Erosión de suelos provocando fallas.

Algunos otros daños que pueden ser causados debido a las inundaciones son:

- Daño en instalaciones eléctricas.
- Destrucción total o parcial de captaciones.
- Azolve de componentes por arrastre de sedimentos.
- Rotura de tuberías expuestas en paso de quebradas y ríos.
- Rotura de tuberías de distribución y conexiones en áreas costeras debido al embate de marejadas y en áreas vecinas o cauces de agua.
- Daños de equipos de bombeo al entrar en contacto con el agua.
- También es posible que se produzca la caída de líneas de baja o alta tensión, debido a erosión en la base de los postes, originando con ello daños en las líneas eléctricas de alta o baja tensión, en los tableros eléctricos y en las subestaciones, dejando sin servicio el sistema.

Debido a las características topográficas y precipitaciones que se dan en el lugar, se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a inundaciones es del 35%.

4.2.4 Deslizamientos

Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predicción, rapidez de ocurrencia, y área afectada; ocurren muy a menudo durante un terremoto en terrenos no consolidados con fuertes pendientes y suelos suaves y finos. Las redes de tuberías deben ser instaladas en las áreas donde se han asentado los pobladores, por lo que no se tiene oportunidad de elegir en relación con la geología de la zona. Los principales factores que influyen en la clasificación de los deslizamientos son:

- Forma de movimiento.
- Forma de la superficie de falla.

- Coherencia de la masa fallada.
- Causa de la falla.
- Desplazamiento de la masa.
- Tipo de material.
- Tasa de movimiento.

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

- Destrucción total o parcial de captaciones y obras de arte ubicadas sobre o en la trayectoria principal de deslizamientos activos, especialmente en terrenos montañosos inestables con fuerte pendiente o en taludes muy inclinados o susceptibles a deslizamientos.
- Asolvamiento de componentes por arrastre de sedimentos.
- Pérdida de captación por cambio del cauce del río. □ Rotura de tuberías expuestas en pasos de quebradas y/o ríos.
- Ruptura de tuberías de distribución y conexiones
- Contaminación del agua en las cuencas.

Debido a los tipos de suelos del área y a los demás factores que provocan estos fenómenos, se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a deslizamientos es del 1%.

4.2.5 Erupciones volcánicas

Una erupción volcánica puede generar desastres “en cadena” cuyas consecuencias pueden ser mayores que los de la propia erupción, y que pueden incluir efectos sísmicos generados a partir del volcán en erupción, Inundaciones y/o deslizamientos. Por otra parte, la erupción propiamente puede significar erupción de cenizas, polvo o gases, erupción de rocas, o piedras, o de lava.

Los principales efectos de las erupciones volcánicas en los sistemas de agua potable son:

- Destrucción total de los componentes del sistema en las áreas de influencia directa de los flujos.
- Obstrucción de las obras, tuberías de conducción por caídas de cenizas.
- Contaminación de las fuentes superficiales de agua potable por depósitos de ceniza, o en los canales abiertos de conducción del agua captada.
- La contaminación de las fuentes de aguas subterráneas es relativamente improbable, a menos que la caída de ceniza sea tan abundante y/o contenga materias muy contaminantes, o si entra por la boca de los pozos (si están sin tapas de protección).

En este sistema en particular, las probabilidades de que sea afectado por este fenómeno no existen debido a que no se encuentra ningún volcán cerca

del área del sistema, por lo que se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a erupciones volcánicas es del 0%.

4.2.6 Sequías

A diferencia de otros desastres naturales, este ocurre en forma súbita, se produce por la falta o insuficiencia de lluvias durante meses y, a veces, durante años. Sus efectos principales se refieren a la disminución o extinción de fuentes de abastecimiento de agua potable.

Los cursos de agua superficial, tales como ríos y esteros sufrirán usualmente el efecto de la sequía mucho antes que las napas de agua subterránea debido a dos factores principales:

El agua de los cursos superficiales escurre generalmente a velocidades mucho mayores que las del agua subterránea. Esto implica que el agua de origen pluvial llegará al mar, por los ríos, mucho más rápidamente que el agua infiltrada al subsuelo.

El agua subterránea cuenta con dos características muy eficaces para aminorar y postergar el efecto de la sequía (en particular si las características hidrogeológicas son favorables); una gran capacidad de almacenamiento de agua en los poros del terreno permeable y una lenta velocidad de escurrimiento para finalmente ir a desembocar en el mar. Su velocidad implica que su caudal de escurrimiento es el resultado de la infiltración de lluvias de muchos años consecutivos y, por lo tanto, sus fluctuaciones dependen menos de los cambios anuales en el nivel de las precipitaciones.

Los efectos que se pueden esperarse en este sistema de agua potable son:

- Disminución del nivel freático del agua superficial o subterránea.
- Racionamiento o suspensión del servicio.
- Abandono del sistema.

Debido a la historia del área se concluye que la vulnerabilidad del sistema debido a sequías es del 25%.

4.2.7 Cálculo de la vulnerabilidad

Al realizar el análisis de los factores que pueden afectar al sistema se concluye que la vulnerabilidad del proyecto estará dada por:

$$Vul = \left(\frac{\sum \% Factores}{N} \right)$$

Donde:

Vul. = Vulnerabilidad del proyecto

\sum % Factores = Sumatoria de amenazas naturales en el sistema

N = Número de amenazas que pueden afectar al sistema

Por lo que

$$Vul = \left(\frac{30 + 25 + 35 + 1 + 25}{5} \right) = \mathbf{23.2\%}$$

Concluimos que el sistema es vulnerable en un veintitrés punto dos por ciento (23.2%); dicho porcentaje nos da el parámetro que el proyecto no es muy vulnerable a desastres naturales.

4.3 Mitigación de desastres

4.3.1 Medidas de prevención y mitigación de desastres

El complemento lógico y deseable de un estudio de análisis de vulnerabilidad debe ser la ejecución de las medidas de prevención y mitigación necesarias para corregir las debilidades encontradas, por lo que con las medidas de emergencias y desastres se pretende obtener la información más fiable posible para garantizar que las decisiones tomadas en una emergencia o desastre sean las más adecuadas, tanto técnica como económicamente.

La elaboración del plan de mitigación busca reducir los efectos mediante la ejecución de medidas de prevención o mitigación. Dichas medidas se determinarán a partir del análisis de vulnerabilidad de los distintos componentes frente a las amenazas a las cuales se encuentra expuesto el sistema.

A continuación se enuncia la información básica que permita planificar la atención de emergencias en cualquier amenaza natural estudiada anteriormente analizada desde tres puntos de vista:

- 1. Física:** estimación de daños posibles en los componentes de la infraestructura.
- 2. Operativa:** valoración de la capacidad remanente para prestar el servicio de agua potable, que incluye el cálculo del tiempo en el cual el sistema será rehabilitado.
- 3. Organizativa:** este análisis permitirá determinar la capacidad de respuesta, asociada a organización, experiencia y recursos en general.

- Debe establecerse un comité de emergencias integrado por los habitantes de la comunidad y la municipalidad de Nueva Concepción en este caso, en quienes recae la responsabilidad de coordinar las acciones del programa.
- Se debe contar con Información técnica: descripción actualizada del sistema con planos, croquis de ubicación de los diferentes componentes del sistema, etc.
- Se debe tener la integración de cuadrillas emergentes, que estén especializadas en diferentes tipos de reparaciones, albañiles, fontaneros, etc.
- Descripción o inventario de los materiales con que se cuenta.
- Reserva de materiales en bodega como (tubería P.V.C diferentes diámetros (3", 2" y 1 ½"), válvulas de compuertas (3",2"), accesorios de tuberías (codos, tees, reductores, adaptadores (macho y hembra)), pegamento para tubería, sellador para grietas no muy considerables en obras de mampostería y concreto.
- Tener actualizada la información sobre lugares de socorro para emergencias: hospitales, centros de salud, Cruz Roja, bomberos, fuerza pública. albergues, cuarteles, prisiones, mercados, escuelas.
- Crear un fondo económico para la compra de algún material que en el momento de la emergencia no exista en bodega.

- En las áreas que sean vulnerables a los deslizamientos se recomienda construir muros de contención o sembrar árboles para estabilizar el suelo.

5. PRESUPUESTO GENERAL
RESUMEN DE LAS CONTIDADES CALCULADAS DE TRABAJO
INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

TABLA No. VII

Resumen de las cantidades calculadas de trabajo

CANTIDADES CALCULADAS DE TRABAJO

PROYECTO

INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE

DIRECCIÓN

ALDEA LA LAGUNA SECTOR I, NUEVA CONCEPCIÓN,
ESCUINTLA

MATERIALES Y EQUIPO					
	DESCRIPCION	CAN TID AD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
1	Corte de zanja	5100	m ³	Q22.60	Q115,244.14
2	Relleno en zanja	5090	m ³	Q26.19	Q133,297.92
3	Tubería de distribución	7686	Global	Q29.36	Q225,638.64
4	Caseta de bombeo				
4.01	Cimentación	22	m	Q232.20	Q5,108.34
4.02	Solera de humedad	22	m	Q116.05	Q2,553.20
4.03	Solera intermedia	20		Q116.05	Q2,321.09
4.04	Solera final o de corona	22	m	Q116.05	Q2,553.20
4.05	Levantado de muro	47	m ²	Q125.00	Q5,875.00
4.06	Columna tipo C-1	19	m	Q121.05	Q2,300.03
4.07	Columna tipo C-2	21	m	Q104.11	Q2,186.38
4.08	Piso torta de cemento	32	m ²	Q101.64	Q3,252.53
4.09	Losa	32	m ²	Q332.58	Q10,642.71
4.1	Ventanería + puertas metálicas	9	m ²	Q537.40	Q4,836.60
5	Conexiones domiciliarias	255	UNIDAD	Q420.00	Q107,100.00
6	Rótulo de identificación del proyecto	1	UNIDAD	Q4,100.00	Q4,100.00
7	Dosificador de cloro	1	Global	Q98,684.80	Q98,684.80
8	Perforación de pozo mecánico	1	Global	Q228,302.50	Q228,302.50
9	Equipamiento de pozo	1	Global	Q311,922.21	Q311,922.21
10	Tanque elevado 219 m ³	1	Global	Q409,500.00	Q409,500.00
	Sub. Total				Q1,675,419.29
	Mano de obra 35%				Q418,854.82
	Total materiales, equipo y mano de obra				Q2,094,274.11

**TABLA No. VIII Precios unitarios por renglón
INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS**

No RENGLÓN	1
DESCRIPCIÓN	Corte en zanja
CANTIDAD ESTIMADA	5,100.00
UNIDAD	m ³

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
CORTE EN ZANJA	5,100.00	m ³	Q 13.50	Q 68,850.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
PIOCHAS	15.00	U	Q 35.00	Q 525.00
PALAS	15.00	U	Q 45.00	Q 675.00
CARRETAS	15.00	U	Q 60.88	Q 913.14
COSTO DIRECTO				Q 70,963.14
ADMINISTRACIÓN				Q 7,096.31
IMPREVISTOS				Q 7,096.31
UTILIDAD				Q 17,740.79
COSTO INDIRECTO				Q 31,933.41

PRECIO SUB TOTAL	Q	102,896.55
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q	12,347.59
PRECIO TOTAL	Q	115,244.14
PRECIO UNITARIO	Q	22.60

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	2
DESCRIPCIÓN	Relleno en zanja
CANTIDAD ESTIMADA	5,090.00
UNIDAD	m ³

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Relleno a mono con compactadora de zapata	5,090.00	m ³	Q 8.00	Q 40,720.00
Ayudantes	5,090.00	m ³	Q 4.00	Q 20,360.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Compactadora de zapata	60.00	Dia	Q 350.00	Q 21,000.00
COSTO DIRECTO				Q 82,080.00
ADMINISTRACIÓN				Q 8,208.00
IMPREVISTOS				Q 8,208.00
UTILIDAD				Q 20,520.00
COSTO INDIRECTO				Q 36,936.00

PRECIO SUB TOTAL	Q	119,016.00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q	14,281.92
PRECIO TOTAL	Q	133,297.92
PRECIO UNITARIO	Q	26.19

CONTINÚA.....
INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	3.01
DESCRIPCIÓN	Tubo de 4" PVC 125 PSI
CANTIDAD ESTIMADA	348.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Tubo de 4" PVC 125 PSI	58.00	u	Q 372.55	Q 21,607.90
Pegamento	1.00	galones	Q 400.00	Q 400.00
Codo 45	0.00	u	Q 1,000.00	Q -
Cruz	1.00	u	Q 348.36	Q 348.36
Tee	1.00	u	Q 137.64	Q 137.64
Reducidor 4"-1 1/4"	2.00	u	Q 83.14	Q 166.28
Reducidor 4"-1 "	1.00	u	Q 83.14	Q 83.14
Reducidor 4"-2 1/2 "	1.00	u	Q 79.94	Q 79.94
Reducidor 4"-3"	1.00	u	Q 79.94	Q 79.94
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Instalación de tubería	58.00	m	Q 6.00	Q 348.00
Ayudantes	58.00	m	Q 3.00	Q 174.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
COSTO DIRECTO				Q 23,425.20
ADMINISTRACIÓN				Q 2,342.52
IMPREVISTOS				Q 2,342.52
UTILIDAD				Q 5,856.30
COSTO INDIRECTO				Q 10,541.34

PRECIO SUB TOTAL	Q 33,966.54
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 4,075.98
PRECIO TOTAL	Q 38,042.52
PRECIO UNITARIO	Q 109.32

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	3.02
DESCRIPCIÓN	Tubo de 3" PVC 125 PSI
CANTIDAD ESTIMADA	528.00
UNIDAD	ml

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Tubo de 3" PVC 125 PSI	88.00	u	Q 226.72	Q 19,951.36
Pegamento	2.00	galones	Q 400.00	Q 800.00
Codo 45	0.00	u	Q -	Q -
Cruz	0.00	u	Q -	Q -
Tee	3.00	u	Q 82.68	Q 248.04
Reducidor 3"-2 1/2"	3.00	u	Q 83.14	Q 249.42
Reducidor 3"-1 1/2 "	2.00	u	Q 83.14	Q 166.28
Reducidor 3"-1 1/4 "	1.00	u	Q 79.94	Q 79.94
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Instalación de tubería	88.00	ml	Q 6.00	Q 528.00
Ayudantes	88.00	ml	Q 3.00	Q 264.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
COSTO DIRECTO				Q 22,287.04
ADMINISTRACIÓN				Q 2,228.70
IMPREVISTOS				Q 2,228.70
UTILIDAD				Q 5,571.76
COSTO INDIRECTO				Q 10,029.17

PRECIO SUB TOTAL	Q	32,316.21
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q	3,877.94
PRECIO TOTAL	Q	36,194.15
PRECIO UNITARIO	Q	68.55

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	3.03
DESCRIPCIÓN	Tubo de 2 1/2" PVC 125 PSI
CANTIDAD ESTIMADA	732.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Tubo de 2 1/2" PVC 125 PSI	122.00	tubos	Q 151.79	Q 18,518.38
Pegamento	1.00	galones	Q 400.00	Q 400.00
Cruz	1.00	u	Q 178.62	Q 178.62
Tee	2.00	u	Q 64.98	Q 129.96
Reducidor 2 1/2 " - 1"	3.00	u	Q 31.87	Q 95.61
Reducidor 2 1/2 " - 2"	3.00	u	Q 31.87	Q 95.61
Reducidor 2 1/2 " - 1/2"	2.00	u	Q 31.87	Q 63.74
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Instalación de tubería	122.00	m	Q 6.00	Q 732.00
Ayudantes	122.00	m	Q 3.00	Q 366.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
COSTO DIRECTO				Q 20,579.92
ADMINISTRACIÓN				Q 2,055.99
IMPREVISTOS				Q 2,055.99
UTILIDAD				Q 5,144.98
COSTO INDIRECTO				Q 9,256.96
PRECIO SUB TOTAL				Q 29,836.88
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO				Q 3,580.43
PRECIO TOTAL				Q 33,417.31
PRECIO UNITARIO				Q 45.65

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	3.04
DESCRIPCIÓN	Tubo de 2" PVC 125 PSI
CANTIDAD ESTIMADA	1,350.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Tubo de 2" PVC 125 PSI	227.00	tubos	Q 103.85	Q 23,573.95
Pegamento	1.00	galones	Q 400.00	Q 400.00
Tee	5.00	u	Q 16.37	Q 81.85
codo 45	1.00	u	Q 16.75	Q 16.75
codo 90	2.00	u	Q 49.57	Q 99.14
Reducidor 2 " - 1"	1.00	u	Q 10.63	Q 10.63
Reducidor 2 " - 1 1/4"	1.00	u	Q 10.63	Q 10.63
Reducidor 2 " - 1 1/2"	3.00	u	Q 10.63	Q 31.89
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Instalación de tubería	227.00	m	Q 6.00	Q 1,362.00
Ayudantes	227.00	m	Q 3.00	Q 681.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
COSTO DIRECTO				Q 26,267.84
ADMINISTRACIÓN				Q 2,626.78
IMPREVISTOS				Q 2,626.78
UTILIDAD				Q 6,566.96
COSTO INDIRECTO				Q 11,820.53

PRECIO SUB TOTAL	Q 38,088.37
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 4,570.60
PRECIO TOTAL	Q 42,658.97
PRECIO UNITARIO	Q 31.60

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	3.05
DESCRIPCIÓN	Tubo de 1 1/2" PVC 125 PSI
CANTIDAD ESTIMADA	720.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Tubo de 1 1/2" PVC 125 PSI	120.00	tubos	Q 68.20	Q 8,184.00
Pegamento	1.00	galones	Q 400.00	Q 400.00
Tee	1.00	U	Q 12.18	Q 12.18
Reducidores 1 1/2"-1"	4.00	U	Q 6.31	Q 25.24
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Instalación de tubería	120.00	m	Q 6.00	Q 720.00
Ayudantes	120.00	m	Q 3.00	Q 360.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
COSTO DIRECTO				Q 9,701.42
ADMINISTRACIÓN				Q 970.14
IMPREVISTOS				Q 970.14
UTILIDAD				Q 2,425.36
COSTO INDIRECTO				Q 4,365.64

PRECIO SUB TOTAL	Q 14,067.06
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 1,688.05
PRECIO TOTAL	Q 15,755.11
PRECIO UNITARIO	Q 21.88

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	3.06
DESCRIPCIÓN	Tubo de 1 1/4" PVC 125 PSI
CANTIDAD ESTIMADA	1,188.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Tubo de 1 1/4" PVC 125 PSI	198.00	tubos	Q 59.34	Q 11,749.32
Pegamento	1.00	galones	Q 400.00	Q 400.00
Reducidores 1 1/4"-1"	3.00	U	Q 6.16	Q 18.48
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Instalación de tubería	198.00	m	Q 6.00	Q 1,188.00
Ayudantes	198.00	m	Q 3.00	Q 594.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
COSTO DIRECTO				Q 13,949.80
ADMINISTRACIÓN				Q 1,394.98
IMPREVISTOS				Q 1,394.98
UTILIDAD				Q 3,487.45
COSTO INDIRECTO				Q 6,277.41

PRECIO SUB TOTAL	Q 20,227.21
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 2,427.27
PRECIO TOTAL	Q 22,654.48
PRECIO UNITARIO	Q 19.07

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	3.07
DESCRIPCIÓN	Tubo de 1" PVC 160 PSI
CANTIDAD ESTIMADA	2,820.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Tubo de 1" PVC 160 PSI	470.00	tubos	Q 35.08	Q 16,487.60
Pegamento	0.50	galones	Q 400.00	Q 200.00
Tee	255.00	U	Q 5.00	Q 1,275.00
Reducidor 1"-3/4"	255.00	U	Q 10.00	Q 2,550.00
Tapones	13.00	U	Q 8.00	Q 104.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Instalación de tubería	470.00	m	Q 3.00	Q 1,410.00
Ayudantes	470.00	m	Q 1.50	Q 705.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
COSTO DIRECTO				Q 22,731.60
ADMINISTRACIÓN				Q 2,273.16
IMPREVISTOS				Q 2,273.16
UTILIDAD				Q 5,682.90
COSTO INDIRECTO				Q 10,229.22

PRECIO SUB TOTAL	Q 32,960.82
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 3,955.30
PRECIO TOTAL	Q 36,916.12
PRECIO UNITARIO	Q 13.09

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.01
DESCRIPCIÓN	Cimentación
CANTIDAD ESTIMADA	22.00
No RENGLÓN	4.01

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Hierro No 3	1.13	qq	225.00	Q 253.85
Hierro No 2	0.61	qq	225.00	Q 137.50
Cemento	26.40	qq	38.00	Q 1,003.20
Arena	1.32	m³	80.00	Q 105.60
Piedrin	1.98	m³	140.00	Q 277.20
Alambre de amarre	17.39	lb.	2.50	Q 43.48
				Q -
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Mano de obra	22.00	m	Q 20.00	Q 440.00
ayudantes	22.00	m	Q 8.50	Q 187.00
excavación	22.00	m	Q 12.00	Q 264.00
trazo	22.00	m	Q 5.00	Q 110.00
limpieza + nivelación	20.00	m	Q 6.50	Q 130.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	gl	193.70	Q 193.70
COSTO DIRECTO				Q 3,145.53
ADMINISTRACIÓN				Q 314.55
IMPREVISTOS				Q 314.55
Utilidad				Q 786.38
COSTO INDIRECTO				Q 1,415.49

PRECIO SUB TOTAL	Q 4,561.02
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 547.32
PRECIO TOTAL	Q 5,108.34
PRECIO UNITARIO	Q 232.20

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.02
DESCRIPCIÓN	Solera de Humedad
CANTIDAD ESTIMADA	22.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	
MATERIALES					
Hierro No 3	1.13	qq	225.00	Q	253.85
Hierro No 2	0.45	qq	225.00	Q	100.83
Cemento	4.46	qq	38.00	Q	169.29
Arena	0.25	m ³	80.00	Q	19.80
Piedrín	0.37	m ³	140.00	Q	51.98
Alambre de amarre	15.76	lb.	2.50	Q	39.41
Tablas	15.40	u	5.00	Q	77.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)					
Mano de obra	22.00	m	20.00	Q	440.00
Ayudantes	22.00	m	9.00	Q	198.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO					
Transporte	1.00	gl	224.77	Q	224.77
COSTO DIRECTO				Q	1,574.93
ADMINISTRACIÓN				Q	155.49
IMPREVISTOS				Q	155.49
Utilidad				Q	393.73
COSTO INDIRECTO				Q	704.72

PRECIO SUB. TOTAL	Q	2,279.64
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q	273.56
PRECIO TOTAL	Q	2,553.20
PRECIO UNITARIO	Q	116.05

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.03
DESCRIPCIÓN	Solera Intermedia
CANTIDAD ESTIMADA	20.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Hierro No 3	1.03	qq	225.00	Q 230.77
Hierro No 2	0.41	qq	225.00	Q 91.67
Cemento	4.05	qq	38.00	Q 153.90
Arena	0.23	m ³	80.00	Q 18.00
Piedrin	0.34	m ³	140.00	Q 47.25
Alambre de amarre	14.33	lb.	2.50	Q 35.83
Tablas	14.00	u	5.00	Q 70.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Mano de obra	20.00	m	Q 20.00	Q 400.00
Ayudantes	20.00	m	Q 9.00	Q 180.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	gl	204.59	Q 204.59
COSTO DIRECTO				Q 1,432.00
ADMINISTRACIÓN				Q 141.20
IMPREVISTOS				Q 141.20
Utilidad				Q 358.00
COSTO INDIRECTO				Q 640.40

PRECIO SUB. TOTAL	Q	2,072.40
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q	248.69
PRECIO TOTAL	Q	2,321.09
PRECIO UNITARIO	Q	116.05

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.04
DESCRIPCIÓN	Solera Final
CANTIDAD ESTIMADA	22.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Hierro No 3	1.13	qq	225.00	Q 253.85
Hierro No 2	0.45	qq	225.00	Q 100.83
Cemento	4.46	qq	38.00	Q 169.29
Arena	0.25	m ³	80.00	Q 19.80
Piedrin	0.37	m ³	140.00	Q 51.98
Alambre de amarre	15.76	lb.	2.50	Q 39.41
Tablas	15.40	u	5.00	Q 77.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Mano de obra	22.00	m	Q 20.00	Q 440.00
Ayudantes	22.00	m	Q 9.00	Q 198.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	gl	224.77	Q 224.77
COSTO DIRECTO				Q 1,574.93
ADMINISTRACIÓN				Q 155.49
IMPREVISTOS				Q 155.49
Utilidad				Q 393.73
COSTO INDIRECTO				Q 704.72

PRECIO SUB. TOTAL	Q 2,279.64
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 273.56
PRECIO TOTAL	Q 2,553.20
PRECIO UNITARIO	Q 116.05

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.05
DESCRIPCIÓN	Levantado de Muro
CANTIDAD ESTIMADA	47.00
UNIDAD	m ²

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Block	611.00	u	Q 2.50	Q 1,527.50
cemento	12.00	qq	Q 38.00	Q 456.00
Arena	1.00	m3	Q 80.00	Q 80.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
levantado de muro	47.00	m ²	Q 20.00	Q 940.00
Ayudantes	47.00	m ²	Q 9.00	Q 423.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	611.00	u	Q 0.31	Q 191.11
COSTO DIRECTO				Q 3,617.61
ADMINISTRACIÓN				Q 361.76
IMPREVISTOS				Q 361.76
Utilidad				Q 904.40
COSTO INDIRECTO				Q 1,627.92

PRECIO SUB. TOTAL	Q 5,245.53
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 629.46
PRECIO TOTAL	Q 5,875.00
PRECIO UNITARIO	Q 125.00

CONTINÚA.....
INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.06
DESCRIPCIÓN	Columna tipo c-1
CANTIDAD ESTIMADA	19.00
UNIDAD	m

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Hierro No 3	0.97	qq	225.00	219.23
Hierro No 2	0.39	qq	225.00	87.08
Cemento	3.85	qq	38.00	146.21
Arena	0.21	m ³	80.00	17.10
Piedrin	0.32	m ³	140.00	44.89
Alambre de amarre	13.61	lb.	2.50	34.03
Tablas	13.30	u	9.22	122.61
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Mano de obra	19.00	m	Q 20.00	380.00
Ayudantes	19.00	m	Q 9.00	171.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	u	194.12	194.12
COSTO DIRECTO				1,416.28
ADMINISTRACIÓN				141.63
IMPREVISTOS				141.63
Utilidad				354.07
COSTO INDIRECTO				637.32

PRECIO SUB. TOTAL	2,053.60
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	246.43
PRECIO TOTAL	2,300.03
PRECIO UNITARIO	121.05

CONTINÚA.....
INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.07
DESCRIPCIÓN	Columna tipo c-2
CANTIDAD ESTIMADA	21.00
UNIDAD	M

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
Hierro No 3	0.60	qq	225.00	135.00
Hierro No 2	0.50	qq	225.00	112.50
Cemento	3.00	qq	38.00	114.00
Arena	0.20	m3	80.00	16.00
Piedrin	0.25	m3	140.00	35.00
Alambre de amarre	11.00	lb.	2.50	27.50
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Mano de obra	21.00	m	Q 25.00	525.00
Ayudantes	21.00	m	Q 11.00	231.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	u	Q 150.30	150.30
COSTO DIRECTO				1,346.30
ADMINISTRACIÓN				134.63
IMPREVISTOS				134.63
Utilidad				336.57
COSTO INDIRECTO				605.83

PRECIO SUB. TOTAL	1,952.13
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	234.26
PRECIO TOTAL	2,186.38
PRECIO UNITARIO	104.11

CONTINÚA.....
INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.08
DESCRIPCIÓN	Piso torta de cemento
CANTIDAD ESTIMADA	32.00
UNIDAD	m ²

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
cemento	19.00	qq	38.00	722.00
Arena	1.60	qq	80.00	128.00
Piedrin	2.40	qq	140.00	336.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Mano de obra	32.00	m ²	Q 15.00	480.00
Ayudantes	32.00	m ²	Q 8.00	256.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	u	Q 80.79	80.79
COSTO DIRECTO				2,002.79
ADMINISTRACIÓN				200.28
IMPREVISTOS				200.28
Utilidad				500.70
COSTO INDIRECTO				901.26

PRECIO SUB. TOTAL	2,904.05
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	348.49
PRECIO TOTAL	3,252.53
PRECIO UNITARIO	101.64

CONTINÚA.....
INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.09
DESCRIPCIÓN	Losa
CANTIDAD ESTIMADA	32.00
UNIDAD	m ²

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
Hierro No 3	4.05	qq	225.00	911.09
Cemento	34.55	qq	38.00	1,313.07
Arena	1.80	qq	140.00	252.00
Piedrin	2.90	u	80.79	80.79
Alambre de amarre	33.00	lb.	2.50	82.50
Tablas	35.55	u	5.00	177.75
párales	32.00	u	4.00	127.98
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Mano de obra	32.00	m ²	Q 110.00	3,519.45
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	u	Q 88.76	88.76
COSTO DIRECTO				6,553.39
ADMINISTRACIÓN				655.34
IMPREVISTOS				655.34
Utilidad				1,638.35
COSTO INDIRECTO				2,949.03

PRECIO SUB. TOTAL	9,502.42
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	1,140.29
PRECIO TOTAL	10,642.71
PRECIO UNITARIO	332.64

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	4.10
DESCRIPCIÓN	Ventanearía + puertas metálicas
CANTIDAD ESTIMADA	9.00
UNIDAD	m ²

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
Puertas metálicas	2.00	u	450.00	900.00
Marcos de metal	5.50	m2	150.00	825.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Colocación de puertas	2.00	u	Q 100.00	200.00
Colocación de ventanas	5.50	m2	Q 100.00	550.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	u	Q 503.20	503.20
COSTO DIRECTO				2,978.20
ADMINISTRACIÓN				297.82
IMPREVISTOS				297.82
Utilidad				744.55
COSTO INDIRECTO				1,340.19

PRECIO SUB. TOTAL	4,318.39
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	518.21
PRECIO TOTAL	4,836.60
PRECIO UNITARIO	537.40

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	5
DESCRIPCIÓN	Conexiones domiciliarias
CANTIDAD ESTIMADA	255.00
UNIDAD	u

DESCRIPCIÓN	CANTIDA D	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Válvula de paso con caja	255.00	u	Q 95.00	Q 24,225.00
Chorro 1/2"	255.00	u	Q 25.00	Q 6,375.00
Codo de hierro hg 1/2" 90	255.00	u	Q 5.00	Q 1,275.00
Copla 1/2"	255.00	u	Q 3.00	Q 765.00
Niple hg 1/2" 0.30 m	255.00	u	Q 10.00	Q 2,550.00
Niple hg 1/2" 1.5 m	255.00	u	Q 15.00	Q 3,825.00
Adaptadores machos	1020	u	Q 1.41	Q 1,433.27
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Instalación de tubería	255.00	u	Q 75.00	Q 19,125.00
Ayudantes	255.00	u	Q 25.00	Q 6,375.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
COSTO DIRECTO				Q 65,948.27
ADMINISTRACIÓN				Q 6,594.83
IMPREVISTOS				Q 6,594.83
UTILIDAD				Q 16,487.07
COSTO INDIRECTO				Q 29,676.72

PRECIO sub. TOTAL	Q 95,625.00
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 11,475.00
PRECIO TOTAL	Q 107,100.00
PRECIO UNITARIO	Q 420.00

CONTINÚA.....
INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	6
DESCRIPCIÓN	Rotulo de Identificación de Proyecto
CANTIDAD ESTIMADA	1.00
UNIDAD	U

DESCRIPCIÓN	CANTIDA D	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
Rótulo	1.00	u	1,720.00	1,720.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
Colocación	1.00	u	Q 500.00	500.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1.00	u	Q 304.63	304.63
COSTO DIRECTO				2,524.63
ADMINISTRACIÓN				252.46
IMPREVISTOS				252.46
Utilidad				631.16
COSTO INDIRECTO				1,136.08

PRECIO SUB. TOTAL	3,660.71
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	439.29
PRECIO TOTAL	4,100.00
PRECIO UNITARIO	4,100.00

CONTINÚA.....

INTEGRACIÓN DE PRECIOS UNITARIOS

No RENGLÓN	7
DESCRIPCIÓN	Dosificador de cloro
CANTIDAD ESTIMADA	1
UNIDAD	Global

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
MATERIALES				
Dosificador de cloro gaseoso + bomba de ½ Hp tipo Booste	1.00	u	Q 16,550.00	Q 16,550.00
Cilindro de cloro de 150 lbs lleno	2.00	u	Q 15,200.00	Q 30,400.00
Bascula de plataforma para un cilindro	1.00	u	Q 7,500.00	Q 7,500.00
Mascara de protección	1.00	u	Q 2,100.00	Q 2,100.00
Medidor de cloro residual	1.00	u	Q 45.00	Q 45.00
MANO DE OBRA (INCLUYENDO PRESTACIONES)				
instalación	1.00	Global	Q 2,500.00	Q 2,500.00
HERRAMIENTA Y EQUIPO				
Transporte	1	u	Q 1,671.50	Q 1,671.50
COSTO DIRECTO				Q 60,766.50
ADMINISTRACIÓN				Q 6,076.65
IMPREVISTOS				Q 6,076.65
UTILIDAD				Q 15,191.63
COSTO INDIRECTO				Q 27,344.93

PRECIO sub. TOTAL	Q 88,111.43
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO	Q 10,573.37
PRECIO TOTAL	Q 98,684.80
PRECIO UNITARIO	Q 98,684.80

CONTINÚA.....

No. Renglón	8
Descripción	Perforación de pozo mecánico
Unidad	Pies

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
Materiales y Equipo				
Traslado de maquinaria y materiales al lugar de la perforación	1	Global	Q3,000.00	Q3,000.00
Montar y desmontar maquinaria	1	Global	Q1,500.00	Q1,500.00
Construcción de pileta con desarenadores para retorno de lodos y trampa para muestreos	1	Global	Q3,000.00	Q3,000.00
Perforación de 400pies en diámetro de 12.5" para entubamiento de pozo	400	Pies	Q248.00	Q99,200.00
Tubería de acero cédula 30 de 8" para encaminar pozo	400	Pies	Q135.00	Q54,000.00
Transporte o entubamiento de 400pies de tubería de 8"	1	Global	Q2,000.00	Q2,000.00
Rasuración de pichachas	200	Pies	Q6.71	Q1,342.00
Filtro de grava alrededor del tubo de encamisado	1	Unidad	Q300.00	Q300.00
Fabricación de sello sanitario de cemento, en el broquel del pozo	1	Unidad	Q300.00	Q300.00
Aforamiento, desarrollo y limpieza del pozo en un tiempo estimado de 12 horas	1	Unidad	Q15,000.00	Q15,000.00
Acarreo de agua y lodo al lugar de trabajo	1	Global	Q3,000.00	Q3,000.00
Sub. total				Q182,642.00
Mano de obra 35%				Q45,660.50
Total materiales, equipo y mano de obra				Q228,302.50

CONTINÚA.....

No. Renglón	9
Descripción	Equipamiento de pozo
Unidad	Pies

MATERIALES Y EQUIPO				
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
Bomba sumergible	1	Unidad	Q28,654.63	Q28,654.63
Tubería de HG de 3" tipo mediano	400	Pies	Q450.45	Q180,180.00
Nicles de hg 32"x10"	4	Unidad	Q30.50	Q122.00
Válvula de compuerta de 3" de bronce 125 PSI con rosca en los extremos	1	Unidad	Q199.57	Q199.57
Válvula de cheque tipo vertical 3" 200 PSI con rosca en los extremos	1	Unidad	Q615.26	Q615.26
Sello sanitarios de 8"x3"	1	Unidad	Q25.00	Q25.00
Collarín de soporte de Acero 3"	1	Unidad	Q99.20	Q99.20
Tee de HG de 3"	1	Unidad	Q125.58	Q125.58
Reductor Bushing de HG de 3"x1/2"	1	Unidad	Q20.23	Q20.23
Manómetro de presión de 0/160 PSI	1	Unidad	Q1,024.30	Q1,024.30
Kit de materiales de empalme	1	Unidad	Q1,000.00	Q1,000.00
Cable sumergible con forro de neopreno No. 4/3	400	Pies	Q50.20	Q20,080.00
Cable de tierra	400	Pies	Q8.50	Q3,400.00
Cable para señal de electrodos	400	Pies	Q7.23	Q2,892.00
Tablero alambrado tipo gabinete	1	Unidad	Q3,000.00	Q3,000.00
Protector de equipo sumergible	1	Unidad	Q1,500.00	Q1,500.00
Sistema de control de arranque	1	Unidad	Q800.00	Q800.00
Guarda nivel para pozo 1 PH 230V	1	Unidad	Q2,500.00	Q2,500.00
Pararrayos 3 PH 230 V.	1	Unidad	Q1,800.00	Q1,800.00
Transporte	1	Unidad	Q1,500.00	Q1,500.00
Sub total				Q249,537.77
Mano de obra 35%				Q62,384.44
Total materiales, equipo y mano de obra				Q311,922.21

CONTINÚA.....

No. Renglón	10
Descripción	Tanque elevado
Unidad	global

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL
Materiales y Equipo				
Tanque de 219 m ³ fabricado con acero ASTM A-36 en su totalidad, fondo del 1/4", cilindro 1/4" y tapadera 1/8", Manhole de inspección tipo bisagra de diámetro 24", niple de entrada de 6", niple de salida de 6", tubo de rebalse de 4", respiradero con cedazo 8" de diámetro, torre formada por cuatro tubos cedula 40, con arriostres horizontales de 6" de diámetro. Separados 3.40 mts. Miembros diagonales de 3.5" de diámetro escalera externa con anillos de seguridad, escalera interna con protección tipo marinera, planchas de anclaje, dos capas de pintura anticorrosiva color rojo, una capa de pintura en el interior del tanque con pintura Gil A Coat para la potabilidad del agua.	1	Global	Q370,000.00	Q370,000.00
Una losa de cimentación de 9.50m x 9.50m x 0.60m a una profundidad de 1.40m	1	Global	Q39,500.00	Q39,500.00
Sub total				Q409,500.00
Mano de obra 35%				Q102,375.00
Total materiales, equipo y mano de obra				Q511,875.00

CONCLUSIONES

1. El desarrollo de estos proyectos permite la aplicación de varios de los conocimientos elementales de la Ingeniería Civil, especialmente lo que es la formulación, evolución y planificación de proyectos en el área rural
2. Un sistema de distribución de agua potable eficiente en áreas rurales permite que haya un incremento en el desarrollo social y económico, el cual también mejora la salud.
3. La realización del proyecto, generará un mayor interés en los inversionistas por ser un sector costero para atraer el turismo.
4. La problemática principal que existía del alto índice de enfermedades gastrointestinales disminuirá, y los habitantes tendrán un alto nivel de vida, al mismo tiempo que les estará dotando de un servicio básico del cual tiene derecho todo ser humano.

RECOMENDACIONES

1. Supervisar técnicamente la construcción del sistema y dejar contadores de agua para medir el consumo de cada una de las conexiones domiciliarias en servicio.
2. Es muy importante que la Facultad de Ingeniería se involucre por medio de los estudiantes que ejercen su E.P.S. en las distintas municipalidades de todo el país para poderles proveer de asesoría técnica para la formulación y evolución de los proyectos, debido a que al realizar un diagnóstico de cada uno de los municipios, se obtienen datos exactos de las necesidades prioritarias y cómo se pueden solucionar adecuadamente.
3. Concienciar a los posibles usuarios con el objetivo de que, acepten el cloro como un medio para la desinfección del agua.
4. Hacer conciencia en los usuarios del sistema para que utilicen exclusivamente el agua para uso personal y no para otros fines.

BIBLIOGRAFÍA

1. Azevedo Neto. J. M. Manual de hidráulica. (Sexta edición. México Editorial Harla, S.A. de C.v. 1975) pp. 140-162
2. Carlos Humberto Sánchez López, Diseño de introducción de agua potable por bombeo, Tesis Ingeniero Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003
3. Crespo, Carlos Villalaz. Mecánica de suelos y cimentaciones. (Editorial Limusa. Cuarta Edición. México 1996)pp. 20-110.
4. Montenegro Paíz, José Gabriel. Análisis y Diseño de Tanques Elevados. Tesis Ingeniero Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1999.
5. Simmons, Charles S. Clasificación de reconocimiento de los suelos de la república de Guatemala. (Guatemala; Editorial José de Pineda Ibarra, 1959.
6. Unidad ejecutora de proyectos de acueductos rurales. Normas de Diseño. Departamento de estudio y diseño, análisis tarifario para agua potable Guatemala, 1988.
7. Proyecto Esfera (www.sphereproject.org) Gestión de Riesgo y Vulnerabilidad
8. Sociedad Americana de Soldadura (AWS)

ANEXO 1:

RESULTADO DE ANÁLISIS DE LABORATORIO

1- ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICO

2- ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO.

FIGURA No. 2



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

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No 21764	
O.T. No. 18370					
INTERESADO:	<u>Facultad de Ingeniería</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD</u>		
RECOLECTADA POR:	<u>Carlos Gilberto Rodríguez Reynosa</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	<u>Aldea Tecojate Sector I</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2005-02-04, 07 h 30 min.</u>		
FUENTE:	<u>Tecojate</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2005-02-04, 11 h 55 min.</u>		
MUNICIPIO:	<u>Nueva Concepción</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>		
DEPARTAMENTO:	<u>Escuintla</u>				
RESULTADOS					
1. ASPECTO:	<u>Claro</u>	4. OLOR:	<u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) <u>-- °C</u>	
2. COLOR:	<u>07.00 Unidades</u>	5. SABOR:	<u>-----</u>	8. CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <u>80,09 µmhos/cm</u>	
3. TURBIEDAD:	<u>04,60 UNT</u>	6. pH:	<u>06,30 unidades</u>		
SUSTANCIAS		SUSTANCIAS		SUSTANCIAS	
	mg/L		mg/L	mg/L	
1. AMONIACO (NH ₃)	00,17	6. CLORUROS (Cl ⁻)	07,60	11. SÓLIDOS TOTALES	28,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,09	12. SÓLIDOS VOLÁTILES	14,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	01,76	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	05,00	13. SÓLIDOS FIJOS	44,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,14	14. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	06,00
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	38,00	15. SÓLIDOS DISUELTOS	42,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL		
mg/L	mg/L	mg/L	mg/L		
00,00	00,00	28,00	28,00		

OTRAS DETERMINACIONES

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista física y química los resultados obtenidos en la muestra analizada cumple con la normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 19 TH EDITION 1995, NORMA COCUANABO 00001 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 20001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2005-02-14

Vo.Bo.
 Ing. Francisco Javier Quiroz de la Cruz
 DIRECTOR CIBUSAC



ZENY MUCHA SANTOS
 Ing. Químico C. No. 410
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria

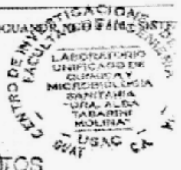


FIGURA No. 3



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

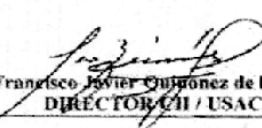
O.T. No. 18370		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A-19128
INTERESADO	Facultad de Ingeniería	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD DE AGUA	
MUESTRA RECOLECTADA POR	Carlos Gilberto Rodríguez Reynosa	DEPENDENCIA:	U.S.A.C.	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Aldea Tecojate Sector I	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2005-02-04; 07 h. 30 min.	
FUENTE:	Tecojate	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2005-02-04; 11 h. 55 min.	
MUNICIPIO:	Nueva Concepción	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Sin refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Escuintla	SABOR:	-----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN
ASPECTO:	claro	CLORO RESIDUAL	----	No hay
OLOR:	Inodora			

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ²	-----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm ²	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm ²	-----	innecesaria	innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GERMEÑES COLIFORMES/100cm ³		< 2	< 2


TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 19th
 NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION CLASIFICACIÓN I. Calidad Bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

Guatemala, 2005-02-14

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




 ZENaida SÁNCHEZ SANTOS
 Ing. Zenaida Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria



ANEXO 2:

LIBRETA TOPÓGRAFICA

Tabla IX. Libreta topográfica

ESTACIÓN	P. O.	AZIMUT	D.H.	COTA EST.	COTA P.O.
0	1	17°44'53"	28.17	100.43	100.00
0	2	287°56'29"	167.44	100.43	100.19
0	3	286°02'01"	50.00	100.43	100.52
2	4	287°20'51"	90.71	100.19	100.04
4	5	287°52'10"	201.20	100.04	99.81
4	6	24°34'12"	271.58	100.04	99.40
6	7	102°42'13"	74.50	99.40	99.00
7	11	103°54'34"	87.77	99.00	98.65
7	12	23°04'14"	161.00	99.00	99.17
12	13	93°02'31"	158.82	99.17	98.97
12	14	93°02'31"	9.82	99.17	99.15
14	15	06°12'36"	12.95	99.15	99.13
15	13	133°36'10"	187.26	99.13	98.97
15	16	300°20'04"	194.60	99.13	99.00
6	8	24°04'14"	161.00	99.40	98.73
8	9	348°57'41"	67.70	98.73	99.67
8	10	266°48'50"	117.70	98.73	99.31
9	17	317°00'25"	85.32	99.67	99.64
17	19	234°07'17"	7.26	99.64	99.66
19	20	317°44'10"	121.82	99.66	100.00
19	18	234°07'17"	201.00	99.66	99.61
18	21	232°46'17"	207.46	99.61	99.63
10	22	235°02'38"	203.02	99.31	99.17
22	23	255°42'45"	45.35	99.17	99.44
23	21	281°14'11"	78.72	99.44	99.63
13.1	27	201°37'12"	82.32	98.91	98.56
27	25	217°36'23"	67.84	98.56	98.78
25	11	203°49'39"	54.39	98.78	98.65
11	24	199°03'43"	48.27	98.65	98.64
24	26	186°15'02"	65.96	98.64	98.75
26	5	199°24'22"	169.96	98.75	99.81
11	24	199°03'43"	48.27	98.65	98.64
13	28	114°27'59"	74.03	98.97	98.60
28	29	127°32'37"	274.05	98.60	98.28
29	30	154°40'26"	144.02	98.28	98.16
30	31	143°48'23"	62.21	98.16	98.35
31	32	143°48'23"	164.90	98.35	98.18
32	33	128°20'24"	234.15	98.18	98.03
16	34	332°39'45"	53.46	99.00	99.03
20	34	231°29'36"	85.21	100.00	99.03
34	35	336°48'25"	140.22	99.03	100.99
35	35.1	334°17'14"	23.58	100.99	101.13

Continúa.....

ESTACIÓN	P. O.	AZIMUT	D.H.	COTA EST.	COTA P.O.
35.1	36	329°41'39"	41.00	101.13	99.79
36	37	327°27'22"	185.36	99.79	99.33
36	38	62°46'14"	233.00	99.79	99.23
38	39	63°43'12"	224.12	99.23	99.39
39	40	63°51'18"	285.43	99.39	98.97
40	41	311°24'16"	115.38	98.97	98.35
42	43	107°50'17"	254.63	100.21	99.84
42	44	107°46'14"	362.07	100.21	99.87
3	45	276°28'48"	58.49	100.52	100.30
45	46	259°12'49"	55.28	100.30	100.46
46	47	249°40'57"	34.73	100.46	100.72
47	48	241°02'49"	49.42	100.72	100.59
48	49	232°32'15"	252.88	100.59	100.18
49	50	232°28'44"	305.00	100.18	99.80
50	51	232°23'04"	92.90	99.80	99.69

ANEXO 3:

RESUMEN DEL CÁLCULO HIDRÁULICO

Tabla X. Resumen del cálculo hidráulico

**PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE
 COMUNIDAD: TECOJATE, MUNICIPIO DE LA NUEVA CONCEPCIÓN
 DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA**

ID línea	Nudo inicial	Nudo final	Longitud m	Diámetro "	Tubería PSI	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida m/km
4	3	45	58.49	1 ¼	PVC 125	0.53	0.45	6.28
5	45	46	55.28	1 ¼	PVC 125	0.50	0.42	5.62
6	46	47	31.73	1	PVC 125	0.44	0.61	15.18
7	47	48	49.42	1	PVC 160	0.38	0.53	11.63
8	49	50	305.00	1	PVC 160	0.33	0.45	8.52
9	48	49	252.88	1	PVC 160	0.33	0.45	8.52
10	50	51	141.78	1	PVC 160	0.09	0.13	0.80
11	0	2	167.44	4	PVC 125	6.69	0.74	4.93
12	2	4	141.78	4	PVC 125	6.51	0.72	4.69
13	4	52	141.78	1	PVC 160	0.18	0.25	2.80
14	4	5	201.20	2 ½	PVC 125	2.00	0.54	4.66
15	5	44	362.08	1	PVC 160	0.24	0.33	4.77
16	4	6	271.85	3	PVC 125	4.28	0.78	7.33
17	6	7	75.00	1 ½	PVC 125	0.66	0.41	4.54
18	7	11	87.77	1 ½	PVC 125	-0.26	0.16	0.83
19	11	24	48.27	2	PVC 125	-1.50	0.59	6.92
20	24	26	65.96	2	PVC 125	-1.55	0.62	7.44
22	7	7a	37.00	1	PVC 160	0.09	0.13	0.80
2	0	3	50.00	1 ¼	PVC 125	0.59	0.50	7.64
3	26	5	169.96	2 ½	PVC 125	-1.55	0.42	2.93
1	0	Dep.	18.44	4	PVC 125	-7.28	0.81	5.77
21	6	8	161.00	3	PVC 125	3.20	0.59	4.29
23	8	9a	67.70	3	PVC 125	2.41	0.44	2.54
24	9a	12	84.94	2 ½	PVC 125	0.50	0.14	0.36
25	12	14a	108.92	2 ½	PVC 125	0.72	0.19	0.70
26	11	25	54.39	2	PVC 125	1.11	0.44	4.00
27	25	27	67.84	2	PVC 125	1.02	0.41	3.42
28	27	14a	82.32	2	PVC 125	0.96	0.38	3.06
29	14a	13	50.00	2	PVC 125	1.41	0.56	6.23
30	13	28	74.03	2	PVC 125	1.21	0.48	4.65
31	28	29	274.05	2	PVC 125	1.12	0.44	4.05
32	29	30	144.02	2	PVC 125	0.94	0.38	2.95
33	30	31	69.21	2	PVC 125	0.83	0.33	2.30
34	31	32	164.90	1 ½	PVC 125	0.77	0.48	5.93
35	32	33	234.15	1 ½	PVC 125	0.65	0.40	4.34
36	7	12	79.06	1 ½	PVC 125	0.84	0.52	6.99

Continúa....

ID línea	Nudo inicial	Nudo final	Longitud m	Diámetro "	Tubería PSI	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida m/km
37	8	10	117.70	1 1/4	PVC 125	0.38	0.32	3.33
38	10	22	45.35	1	PVC 160	0.29	0.40	6.80
40	21	18	207.46	1	PVC 160	-0.04	0.06	0.18
41	18	19	201.00	1 1/4	PVC 125	-0.10	0.08	0.28
42	19	17	7.26	2	PVC 125	-1.34	0.53	5.65
43	17	9	85.32	2 1/2	PVC 125	-1.52	0.41	2.82
44	9	9a	45.60	2 1/2	PVC 125	-1.79	0.49	3.81
45	36	37	185.36	1	PVC 160	0.12	0.16	1.32
46	36	38	233.00	1 1/4	PVC 125	0.38	0.32	3.43
47	38	39	224.12	1 1/4	PVC 125	0.30	0.25	2.12
48	39	40	285.43	1	PVC 160	0.12	0.16	1.32
49	40	41	115.38	1	PVC 160	0.06	0.08	0.37
50	34	35a	140.22	2	PVC 125	0.71	0.28	1.74
52	20	34	85.21	2	PVC 125	0.80	0.32	2.17
53	19	20	121.82	2	PVC 125	1.03	0.41	3.50
54	17	17a	84.38	1	PVC 160	0.15	0.21	2.11
55	9	15a	85.32	1	PVC 160	0.21	0.29	3.72
56	12	15	121.95	1	PVC 160	0.21	0.29	3.74
57	13	15	187.26	1 1/4	PVC 125	0.12	0.10	0.37
58	15	15a	45.60	1	PVC 160	0.03	0.04	0.10
59	15a	17a	81.00	1	PVC 160	0.12	0.16	1.26
60	35a	36a	23.58	2	HG	0.50	0.20	1.95
61	36a	36	41.00	1 1/2	PVC 125	0.50	0.31	2.73
62	22	21	78.72	1	PVC 160	0.05	0.07	0.27

Continúa...

PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE
COMUNIDAD: TECOJATE, MUNICIPIO DE LA NUEVA CONCEPCIÓN
DEPARTAMENTO DE ESCUINTLA

ID Nudo	Cota terreno	Demanda L/s	Cota piezométrica M	Presión dinámica mca	Presión estática mca
0	100.43	0.00	116.82	16.82	16.50
3	100.52	0.06	116.44	15.92	16.41
45	100.30	0.03	116.07	15.77	16.63
46	100.46	0.06	115.76	15.30	16.47
47	100.72	0.06	115.28	14.56	16.21
48	100.59	0.06	114.71	14.12	16.34
49	100.18	0.00	112.55	12.37	16.75
50	99.80	0.23	109.95	10.15	17.13
51	99.69	0.09	109.84	10.15	17.24
2	100.19	0.18	116.00	15.81	16.74
4	100.04	0.06	115.33	15.29	16.89
52	100.31	0.18	114.94	14.63	16.62
5	99.81	0.21	114.40	14.59	17.12
44	99.87	0.24	112.67	12.80	17.06
6	98.97	0.41	113.34	14.37	17.96
26	98.75	0.00	113.90	15.15	18.18
24	98.64	0.06	113.41	14.77	18.29
11	98.65	0.12	113.07	14.42	18.28
7	99.00	0.00	113.00	14.00	17.93
7a	98.91	0.09	112.97	14.06	18.02
25	98.78	0.09	112.86	14.08	18.15
27	98.56	0.06	112.62	14.06	18.37
14a	98.91	0.27	112.37	13.46	18.02
12	99.15	0.41	112.45	13.30	17.78
8	98.73	0.41	112.65	12.98	18.20
9a	98.97	0.12	112.48	13.51	17.96
13	98.97	0.09	112.06	13.09	17.96
28	98.60	0.09	111.72	13.12	18.33
29	98.18	0.17	110.61	12.33	18.75
30	98.18	0.12	110.18	12.00	18.75
31	98.33	0.06	110.02	11.69	18.60
32	98.18	0.12	109.04	10.86	18.75
33	98.03	0.65	108.03	10.00	18.90
10	99.31	0.09	112.26	12.95	17.62
22	99.44	0.24	111.95	12.51	17.49
21	99.63	0.09	111.93	12.30	17.30
18	99.61	0.06	111.97	12.36	17.32

Continúa...

ID Nudo	Cota terreno	demanda L/s	Cota piezométrica M	Presión dinámica Mca	Presión estática Mca
19	99.66	0.21	112.02	12.36	17.27
17	99.64	0.03	112.06	12.42	17.29
9	99.67	0.06	112.30	12.63	17.26
15	99.13	0.29	111.99	12.86	17.80
15a	99.16	0.12	111.99	12.83	17.77
17a	98.94	0.27	111.88	12.94	17.99
20	100.00	0.23	111.60	11.60	16.93
34	99.03	0.09	111.41	12.38	17.90
35a	100.99	0.21	111.17	10.18	15.94
36	99.23	0.00	111.01	11.22	17.70
37	99.33	0.12	110.76	11.43	17.60
38	99.23	0.09	110.21	10.98	17.70
39	99.39	0.18	109.73	10.34	17.54
40	98.97	0.06	109.36	10.39	17.96
41	98.35	0.06	109.32	10.97	18.58
36a	101.13	0.00	111.12	9.99	15.80
Depósito	100.43	-7.28	116.93	16.50	16.50

ANEXO 4:

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

GENERALIDADES

SUJECCIÓN A ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PLANOS

Los proyectos de agua por gravedad se construirán de conformidad con las **Especificaciones Técnicas de Construcción y planos** proporcionados. El **Ejecutor** no podrá variar las Especificaciones Técnicas sin previa autorización por escrito del supervisor.

Documentos para aprobación

Dentro del ordenamiento necesario para la ejecución y/o supervisión de los distintos trabajos, el contratista está obligado a presentar, previo al inicio de la obra el programa de inversión-ejecución.

En el modelo de programación física, deben detallarse los diferentes renglones que componen la obra, definiendo los tiempos necesarios para el cumplimiento de cada actividad, la secuencia de las mismas y estableciendo la ruta crítica de ejecución. En la misma forma, deberá presentarse un diagrama de barras, que permita observar el avance de la obra y que a la vez sea congruente con el modelo de programación financiera. En este último, deben detallarse las inversiones mensuales y acumuladas, necesarias para la ejecución de la obra. Se podrá solicitar la documentación adicional que considere conveniente, de acuerdo con el monto de la inversión, debiendo aprobar toda la documentación previa al inicio de la obra.

Respecto de los proyectos

Los proyectos de agua por gravedad son sistemas que se han implementado en la mayoría de comunidades rurales de Guatemala.

Las obras que se propone implementar son las más utilizadas en estos sistemas.

En este documento se utilizarán, las siguientes abreviaturas:

PVC: Cloruro de polivinilo.

HG: Hierro galvanizado.

ASTM: American Standard for Testing of Materials.

CS: California Standard.

NSF: National Sanitation Fundation.

REGLONES DE TRABAJO A CONSIDERAR.

INSTALACIÓN DE TUBERÍA

1 Generalidades

Esta sección incluye la limpieza del terreno, zanjeo, colocación de la tubería, accesorios y válvulas, soportes y anclajes, prueba de presión, lavado y desinfección de la tubería y relleno de la zanja de acuerdo con lo indicado en los planos y en la descripción del proyecto y las Especificaciones generales para cada operación.

1. Antes de iniciar el trabajo se deberán localizar las instalaciones y tuberías existentes para evitar dañarlas, marcándolas cuidadosamente. Es completa responsabilidad del contratista el daño que ocasione así como el arreglo del material de acabado de calles que sea necesario remover.
2. Se colocarán indicaciones de peligro y las protecciones necesarias en los puntos en donde exista tránsito de vehículos o peatones.

3. Al terminar el trabajo debe retirarse todo material sobrante y efectuarse todas las reparaciones de daños ocasionados.
4. Las tuberías se colocarán en el lugar y en los niveles indicados en planos o donde lo fijen las bases especiales, predominando las últimas.
5. Deberán utilizarse las herramientas adecuadas y métodos de trabajo recomendados por los fabricantes.
6. Todo daño, desperfecto o rotura que se ocasione durante la ejecución a otras instalaciones existentes como servicios de teléfonos, drenajes, electricidad, etc. serán reparados a la brevedad posible por cuenta del contratista sin recibir por ello compensación adicional.
7. Cualquier pavimento que fuera necesario romper para instalar la tubería, deberá reponerse y dejarse en condiciones iguales o mejores a las que tenía antes de la instalación.

2 Limpia, chapeo y destronque

1. La línea para instalación de tubería deberá ser inicialmente limpiada de troncos, árboles, vegetación viva o muerta, en un ancho mínimo de 1.20 m; 0.60 m a cada lado del eje.
2. El Supervisor podrá ordenar la preservación de árboles u otro tipo de vegetación dentro del área de limpieza.

3. Todo el material resultante de la limpieza, chapeo y destronque, deberá ser convenientemente dispuesto donde no ocasione daño a las propiedades vecinas o deberá ser incinerado.

3 Zanjeo

1. Las tuberías se colocaran siguiendo los ejes que se indiquen en los planos, como lo señale el supervisor.
2. Se deberá cortar zanja simétrica al eje de instalación de la tubería dejando los siguientes recubrimientos sobre el diámetro del tubo:
 - En terrenos de cultivo, caminos o áreas de tránsito liviano, 0.80 m.
 - En caminos de tránsito pesado, 1.00 m
 - Donde no exista posibilidad de tránsito o cultivo, 0.60 m.
3. El fondo de la zanja deberá ser recortado cuidadosamente para permitir un apoyo uniforme de la tubería. En los casos de suelos que contengan piedras y pedruscos, se deberá remover todas las que aparezcan en el fondo de la zanja rellenando los espacios con material suelto compactado buscando la uniformidad.
4. En los suelos con poca estabilidad, se deberá apuntalar la zanja para evitar desplomes de las paredes. Se deberán tomar las medidas necesarias para vaciar la zanja de agua proveniente de infiltración o lluvia por medio de drenajes en los puntos bajos, por bombeo o por

tablestacados según convenga el caso, manteniéndola seca hasta que se rellene.

5. En los casos en que la tubería deba ser colocada en zanja cortada en roca, deberá excavarse la roca hasta un mínimo de 15 centímetros por debajo del nivel de instalación de la tubería, rellenándola posteriormente con material seleccionado que no contendrá basura, piedras, terrones grandes, madera, desechos vegetales o de otra índole, compactado para formar apoyo uniforme.
6. Si los materiales que se encuentran a la profundidad de instalación de la tubería no son satisfactorios, porque pueden causar asentamiento desigual o ser agresivos a la tubería, se deberán remover en todo el ancho de la zanja en una profundidad de 0.20 metros o más si lo indica el Supervisor, reponiéndolo con material selecto debidamente compactado.
7. Según el tipo de tubería que se use, podrá ser necesario hacer ampliaciones de la zanja en los puntos de unión o de instalación de accesorios para permitir una adecuada instalación de las uniones.
8. El ancho de la zanja deberá ser suficiente para la correcta instalación de la tubería así como para permitir una adecuada compactación del relleno a los lados de la misma. Las dimensiones de las ampliaciones, deberán ser aprobadas por el Supervisor, tomando en cuenta el método de zanjeo y el tipo de tubería a instalarse. En general, el ancho de la zanja a ser cortada por métodos manuales deberá ser de 0.40 metros, más el diámetro exterior de la tubería.

4 Soportes para tubería

1. Cuando la tubería deba instalarse a nivel del terreno o sobre él, deberá hacerse sobre el soporte. Salvo que en planos se indique otra cosa, los soportes serán de concreto, de tal forma que aseguren la tubería firmemente contra cualquier movimiento en toda dirección.
2. El espaciamiento de soportes y sus dimensiones serán los mostrados en planos. En los casos que no se detalle el tipo de soportes, el contratista deberá diseñarlos colocando un mínimo de dos soportes por cada tubo y distribuidos para que no coincidan con las uniones, o como lo indique el Supervisor.
3. En el tramo 0+595 a 0+625 donde se encontrará ubicado un paso aéreo, se colocarán anclajes para poder sostener la tubería. Ver detalles en planos.

5 Anclaje

1. En los puntos de cambio de dirección de las tuberías se deberán hacer anclajes de dimensiones, peso y diseño para que absorba el empuje producido por la presión interna en el punto de inflexión. Tales anclajes serán de concreto y deberán estar en firme contacto con la tubería o accesorios en el punto de inflexión.
2. Se podrá omitir tales anclajes, siempre que no se indique lo contrario en los planos o descripción, en los siguientes casos:

- a) Tubería con uniones de tipo, capaz de absorber la tensión cuando estén enterradas en las profundidades normales de instalación.
 - b) En tubería con uniones que no absorban tensión cuando estén enterradas en profundidades normales y cuando el accesorio con que se logre la inflexión de un esfuerzo unitario de 1 Kg/cm^2 o menor sobre el terreno. Se exceptúan los casos en que el empuje sea hacia arriba, dentro de los 45° con la vertical, en que siempre deberá hacerse el anclaje.
3. Se podrán omitir tales anclajes en los casos de tuberías enterradas a profundidades normales, cuando el empuje producido en la dirección del tubo por el peso de la tubería, sus accesorios y el agua que contiene sea menor que la fricción del tubo contra la tierra, calculada a 1900 Kg/m^2 de área exterior del tubo. En los casos que el empuje sea mayor que la fricción, los anclajes deberán ser diseñados solo para absorber la diferencia.

6 Instalación de tubería de PVC

1. Se cortará la tubería a escuadra utilizando guías y luego se quitará la rebaba del corte y se limpiará el tubo de viruta interior y exteriormente. El tubo debe penetrar en el accesorio o campana de otro tubo sin forzarlo, por lo menos un tercio de la longitud de la copla, si no es posible, debe afilarse o lijarse la punta del tubo.
2. Se aplicará el cemento solvente que debe estar completamente fluido, y si el cemento empieza a endurecerse en el frasco deberá desecharse.

3. Antes de aplicarse el cemento solvente se debe quitar toda clase de suciedad que se encuentra en la parte que se va a aplicar, tanto en el exterior del tubo como en la superficie interior del accesorio, por medio de un trapo seco.
4. El cemento debe ser aplicado en una capa delgada y uniforme; puede usarse cepillo o brocha. Se deberá hacerlo rápidamente ya que el cemento seca en dos minutos aproximadamente. No se deberá exagerar el uso del solvente sino que solo darle un revestimiento a las dos piezas.
5. Para el ensamble se deberá hacer una rotación de vuelta, presionando el tubo cuando las superficies todavía estén húmedas, debiéndose dejar fija la unión por lo menos 30 minutos.
6. La tubería deberá colocarse cuidadosamente en la zanja y tener el cuidado al trabajarla que los operarios no se paren en ella.
7. La tubería se colocará zig - zagueándola en la zanja y se cubrirá dejando expuestas las uniones para hacer la prueba que más adelante se especifica.
8. Esta tubería deberá cubrirse en las primeras horas de la mañana cuando esté fría y no dilatada por la acción del calor.

7 Instalación de tubería de hierro galvanizado

1. Los cortes de la tubería se harán con cortador de disco para lograr cortes perfectamente a escuadra.

2. Las roscas se harán con tarraja para que sea cónica. Si se usan niples prefabricados, deberán tener rosca cónica. Las tarrajas deberán tener los dados en perfecto estado para que las roscas sean perfectas y sin desportillamientos.
3. Las roscas de fábrica de los tubos, si por el manipuleo se han dañado los bordes o se ha perdido la forma circular, se deberán cortar y rehacerlas.
4. Al hacer las uniones, los tubos deben penetrar en el accesorio un mínimo de cinco hilos de la rosca y no dejar más de tres hilos expuestos. Se pintará con anticorrosivo a base de Cromato de Zinc el tramo de la rosca que quede fuera del accesorio; si se usa PERMATEX o su equivalente, se colocará en la rosca macho.
5. La tubería y las uniones entre tubo y accesorios deberán ser en línea recta. Los accesorios torcidos serán sustituidos.
6. La tubería se apoyará en toda su longitud en el fondo de la zanja, y si es necesario se harán los cortes y rellenos en el fondo de ella para que esté perfectamente apoyada antes de iniciar el relleno.
7. Se colocarán uniones universales junto a todas las válvulas, tees, cruces o puntos donde sea necesario para permitir la separación de la tubería por ramales. En tramos largos se colocará una unión por lo menos cada 100 metros.

8 Prueba de tuberías

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

La tubería será sometida a la prueba de presión con agua, después de llenarla totalmente hasta expulsar todo el aire por los puntos altos. Los tramos a probar deberán ser de preferencia aislados por las válvulas instaladas y en tramos no mayores de 400 metros, a menos que lo autorice el Supervisor. La presión a aplicar será tal que se consiga 99 psi o la presión máxima de trabajo (determinada por la presión estática más 20 %) según la que sea mayor y por un período mínimo de 2 horas, no debiendo fallar ninguna de las partes.

9 Relleno de zanjas

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

El relleno se hará de la siguiente manera:

Abajo y a los lados de la tubería se deberá rellenar en capas de 7 centímetros perfectamente compactadas hasta media altura de la tubería. De aquí hasta 30 centímetros sobre el tubo, se deberá rellenar con capas no mayores de 15 centímetros. El material para rellenar las

zanjas, hasta este nivel, deberá ser cuidadosamente escogido para que esté libre de pedruscos o piedras y permita una buena compactación. Si el material que se extrajo de la zanja no es adecuado, se hará el relleno con material seleccionado. De los 30 centímetros sobre el tubo hasta el nivel de relleno total, se hará en capas no mayores de 30 centímetros y el material podrá contener piedras hasta de 20 centímetros en su máxima dimensión a menos que se indique lo contrario. En los lugares donde el asentamiento del relleno no es de importancia, como en las líneas de conducción instaladas en poca pendiente, no será necesario hacer la compactación desde 30 centímetros sobre el tubo hasta el nivel del terreno, debiendo colocarse todo el material excavado en la zanja y hasta formar un camellón uniforme sobre el terreno.

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

En los casos de terrenos con 20 % o más de inclinación en el eje de instalación se deberán construir muros de retención del relleno, transversales al eje de la tubería y de ancho que queden firmemente soportados por el terreno a los lados de la zanja. Tales muros de retención podrán ser contruidos de mampostería o concreto ciclópeo de tamaño y diseño aprobado por el supervisor. El espaciamiento de los muros de retención no será mayor de 30 metros.

Igualmente en todos los puntos donde la instalación de la tubería cambie de enterrada a sobre el terreno, deberá construirse un muro de retención del relleno, que podrá ser a la vez soporte de la tubería.

10 Lavado y desinfección interior de la tubería

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

Primero se procederá al lavado para lo que se hará circular agua a velocidad no menor de 0.75 metros por segundo, por un período mínimo de 15 minutos o el tiempo necesario para que circule dos veces el volumen contenido por las tuberías, según el que sea mayor.

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

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

Materiales:

A. Tubería y accesorios PVC

1. La tubería de PVC (cloruro de polivinilo) será rígida, estabilizada con estaño y debe satisfacer la norma ASTM-D2467-67 y CS-256-63. Será para una presión de trabajo mínima de:

Para tubo de 1/2" 315 psi, para tubo de 3/4" 250 psi, para tubo de diámetro igual o mayor de 1" la presión que se indique en los planos. Las uniones deben ser conectadas por medio de campana y espiga.

2. Los accesorios serán de la misma clase para una presión mínima de 250 libras/pulg. ², Para tubos de diámetro mayor a 1", y 315 libras/pulg. ² Para diámetros menores.
3. La tubería y los accesorios deberán tener la aprobación de NSF (National Sanitation Fundation) o de otra institución similar.
4. El solvente será el recomendado por el fabricante de la tubería.
5. Los materiales serán almacenados en forma que garantice la preservación de calidad y se colocarán de manera que permitan una fácil inspección.
6. Se almacenarán bajo techo o a la intemperie protegidos para que no reciban directamente los rayos del sol.

7. Los tubos no deben apilarse a más de 60 centímetros de altura y deben tomarse las precauciones necesarias para que no se camine sobre ellos.

B. Tubería y accesorios de hierro galvanizado:

- 1) La tubería de acero galvanizado deberá ser sin costura, soldada eléctricamente, galvanizada en caliente tipo mediano SCH 40, para 700 libras/pulg.² de presión de trabajo, salvo que en los planos se indique una presión mayor. Deberá ser del tipo Standard Americana, y cumplir con las normas ASTM-A57T, acoplados mediante copla y rosca y traer sus respectivos protectores. Las roscas se ajustarán a las normas ASPT.
- 2) Los accesorios deben soportar una presión de trabajo mínima de 700 libras/pulg.², con refuerzo plano y roscas según normas ASPT. Deben satisfacer la Especificación Federal WW-P521 Tipo II.
- 3) En todas las uniones roscadas se usará PERMATEX # 2 o su equivalente.

C. Válvulas

Salvo indicación, otro tipo en los planos o en bases especiales. Las válvulas de compuerta hasta 4" serán de bronce, vástago ascendente, disco de cuña sencillo o doble y para una presión de 250 libras/pulg.², Excepto que se indique otra presión en los planos.

Las válvulas de compuerta para tubería mayor de 4" serán de cuerpo de hierro fundido y montura de bronce. Para unirse a la tubería,

se deberá hacer por medio de bridas planas roscadas asegurada con pernos o con los extremos roscados.

E. Materiales de albañilería y refuerzo

Las siguientes especificaciones se aplicarán a los materiales de este tipo que se usen en la obra:

1. Concreto ciclópeo: material compuesto de piedra bola en un 67%, con un 33% de mortero. El mortero será un concreto compuesto de cemento, arena de río y piedrin en una proporción volumétrica 1:2:3.
2. Concreto: material compuesto de cemento arena y piedrin en una proporción volumétrica 1:2:2 o con una proporción que garantice una resistencia $f'c$ igual a 210 kilogramos/ centímetro cuadrado (3,000 psi).
3. Mampostería de piedra: material compuesto de piedra bola en un 67% con un 33% de mortero. El mortero será de zabieta con cemento y arena de río en una proporción 1:2.
4. Alisado: material que se colocará en la impermeabilización interna de todas las cajas o depósitos principales que guarden agua. El mortero que se utilizará será de cemento y arena de río cernida en una proporción 2:1.
5. Repello: material que se colocará en la parte externa de todas las cajas o depósitos, el cual se realizará con un mortero de zabieta con una proporción 1:2 de cemento y arena de río cernida.

6. Refuerzo: el refuerzo de todas las obras de concreto armado se hará con el hierro de diámetro especificado en planos y con una resistencia no menor a 2100 kilogramos/centímetro cuadrado (30,000 psi) a menos que en los planos se indique una resistencia mayor.
7. Seguridad: en todas las tapaderas del proyecto se anclarán ganchos de hierro de 1/2" de tal forma que puedan cerrarse con candado.

Tanque elevado

1. **Materiales:** todos los materiales que sean incorporados en cualquier estructura serán de reconocidas características y estarán de acuerdo con las normas ASTM, u otras que se designen. Los materiales de acuerdo con los análisis o pruebas de laboratorio se aceptarán o rechazarán. Aquellos materiales de análisis no efectuados serán usados si son ensayados por pruebas de calidad en el laboratorio y encontrados adecuados, incluyendo sus dimensiones, propiedades físicas y químicas, como también de soldadura.

La reglamentación de los materiales a abarcará todos aquellos que se van a usar en la estructura que se erigirá, tomando en cuenta las placas o chapas, sus dimensiones, pesos y tolerancias; formas estructurales como perfiles y formas tubulares, ya se que se usen en tracción o compresión, aceros especiales o con porcentajes variables de carbono; pines y otros sujetadores; acero de fundición, aceros forjados, materiales, tipo y clase de los electrodos para efectuar la soldadura de los diferentes miembros, clase y tipo de la tubería comercial para la conducción de fluidos; case, tipo y dimensiones de todos los accesorios comunes y

adicionales que sean necesarios para la estructura del tanque, como se estableció al principio.

2. Diseño: en el diseño de depósitos para almacenar líquidos, y dependiendo del tipo de estructura que se construya, existen dos aspectos fundamentales que debe ser analizados detenidamente; en estructuras para tanques elevados hay que tener en cuenta tanto el depósito como su soporte para un eficiente funcionamiento. Las placas ó chapas de acero que se utilizarán para contener líquidos, ya sea como peso o presión del contenido del tanque, serán diseñadas y proporcionadas adecuadamente. El diseño deberá tener los esfuerzos unitarios máximos permisibles que estén dentro de los límites adecuados, porque es muy importante que sea funcional y económico. Los aspectos que requieren especial atención, son las uniones de las placas del fondo a las paredes del tanque, las conexiones de tuberías, la fijación de los pernos de anclaje en las cimentaciones y en su parte superior en los lados del tanque, la unión de las columnas al depósito, la fijación de las placas base de las columnas y cualquier otro miembro auxiliar que deba ser fijado al cuerpo o al fondo del depósito, o cualquier característica especial que la estructura pueda tener o dársele para su mejor funcionamiento.

3. Tanque de acero elevado sobre torres

- Un tanque elevado es un depósito colocado sobre una torre para almacenar o proporcionar una cierta altura de presión requerida. El tanque es llenado a través de un tubo elevado llamado tubo de admisión.

- Los tanques elevados son usados mayormente en conexión con estaciones de bombeo, o están conectados directamente a pozos artesianos para almacenar agua bajo presión.
- El espesor mínimo de las placas para la parte cilíndrica en ningún caso será menor de $\frac{1}{4}$ " , el espesor de las placas del fondo nunca serán menores que las de la banda o anillo más bajo del cuerpo del tanque.
- Si el tanque es soportado sobre columnas unidas directamente a las placas cilíndricas del mismo, debe proveerse material adicional en estas uniones, si se considera necesario.
- Como la torre es alta, las columnas tendrán una inclinación 1:12, siendo la altura de la torre, la distancia de la parte más alta de las cimentaciones a la unión con el fondo del tanque.
- Los arriostramientos diagonales de la torre de columnas serán de preferencia ajustables (tipo tensor), y serán calculados para un refuerzo unitario inicial de preesfuerzo de adición de los esfuerzos de viento y sismo.
- El tamaño y número de los pernos de anclaje de las columnas será determinado por el máximo esfuerzo de levantamiento (Uplift), cuando el tanque se encuentre vacío, los pernos de anclaje en las columnas, serán anclados adecuadamente para resistir estos esfuerzos por medio de dobleces, ganchos, patas, arandelas y cualquier otra forma o detalle similar que proporcione un anclaje mecánico; por la parte de arriba será suficiente

conectar dichos pernos con la base de las columnas, usando tuercas y arandelas de presión o contratuercas.

4. Soldadura la soldadura puede ser efectuada por cualquiera de los siguientes métodos en la construcción de tanques:

- Métodos manuales
- Métodos semi-automáticos
- Métodos automáticos (maquinas soldadoras).

Las especificaciones para cada procedimiento de soldadura, serán comparadas de acuerdo con la última edición de las reglas aplicables del código ASME, secciones 9 y 10. Hay que tener en cuenta las posibles excepciones.

Todas las soldaduras efectuadas por cualquier procedimiento se registrarán con un número, letra o símbolo, que será la identificación para ser estampada ya sea manualmente o a máquina en todos los tanques y a intervalos no mayores de 3 pies de distancia de las soldaduras efectuadas.

- Juntas a tope sujetas a esfuerzo primario: tales como juntas longitudinales de las paredes de tanques cilíndricos y juntas abajo del punto de soporte de fondos suspendidos en tanques elevados, tendrán una junta completa de penetración de soldadura, las cuales pueden ser doblemente soldadas en ambos lados usando un franja o tira posterior o cualquier otro medio equivalente para asegurar una junta completa de penetración.

- Juntas a tope sujetas a esfuerzos secundarios: tales como juntas circunferenciales de paredes de tanques cilíndricos y con espesores de 3/8" con ranuras o biseles rectos o doblemente ranurados, tendrán junta completa de penetración o junta parcial de penetración.
- Juntas a traslapes sujetas a esfuerzos primarios: tales como juntas longitudinales, debajo de la línea de abatimiento, en fondos suspendidos de tanques, tendrán un filete completo continuo, de soldadura en ambos lados. El máximo espesor permitido para este tipo de juntas será de 1/2".
- Juntas a traslapes sujetas a esfuerzos secundarios: tales como juntas circunferenciales de paredes cilíndricas tanques, serán soldadas en ambos lados con filetes continuos de soldadura. El máximo espesor para este tipo de juntas será de 5/8".
- El espesor máximo de material a ser usado por juntas a traslape sujetas a esfuerzo primario debido al peso o presión del contenido del tanque, tales como juntas longitudinales de paredes de tanques cilíndricos y todas las juntas debajo de la línea de abatimiento en tanques con fondos suspendidos, será de 1/2". El espesor máximo de material a ser usado por juntas a traslape sujetas a esfuerzos secundario, tales como juntas circunferenciales de paredes cilíndricas de tanques será de 5/8". Los tanques con juntas a tope pueden ser soldados para todos los espesores de material permitido. El máximo espesor de placas, excepto para elementos estructurales y placas base de

columnas permitidos para ser soldados bajo estas normas será de 2”.

- Los traslapes para juntas traslapadas no serán menores de cinco veces el espesor nominal de la placa más delgada que se conecte, pero en juntas traslapadas doblemente soldadas el traslape no necesita ser mayor de 2” y en juntas traslapadas simplemente soldadas no mayor de 1”.
- La soldadura intermitente no será usada en placas del tanque en contacto con el contenido o en superficies de placas exhaustas al ambiente externo. Las placas biseladas con soldadura intermitente no serán usadas. La longitud de cualquier segmento intermitente de soldadura no será menor de cuatro veces el tamaño de la soldadura, pero nunca menor de 1.5”; todas las costuras que tengan soldadura intermitente tendrán longitudes continuas en sus cordones a cada lado de los extremos por una distancia mínima de 6”.
- Las placas de 3/16” de espesor y menores tendrán filetes completos de soldadura, las placas mayores de 3/16” de espesor tendrán soldaduras de tamaño no menor de 1/3 del espesor de la placa más delgada en la junta que se conecta y con un mínimo de 3/16 de tamaño. Las soldaduras que se utilizan para sellar, cuando se desee serán de preferencia acompañadas de una soldadura continua, combinando la función de sello y resistencia, cambiando sección solo cuando la resistencia requerida pueda necesitar.

- La longitud mínima de cualquier soldadura será de cuatro veces su tamaño, pero en ningún caso será menor de 1.5". otra forma de expresar lo anterior es considerar que el tamaño de la soldadura no excederá $\frac{1}{4}$ de su longitud. La longitud efectiva de un filete de soldadura no incluirá la longitud de los extremos biselados, una deducción de cómo mínimo $\frac{1}{4}$ " será reducida la longitud total como una asignación para los extremos biselados o rasurados.

5. Mano de obra

- Toda la mano que se utilice en la construcción de depósitos será de primera clase en su respectiva especialización.
- Cualquier reparación se hará por métodos que no dañen los materiales y que sean de aceptación amplia.
- La planificación de los trabajos será únicamente por personas experimentadas.
- Los materiales serán preparados y trabajados de acuerdo con especificaciones técnicas.
- Las placas que tengan doble curvatura pueden ser dobladas en frío o en caliente o por cualquier otro medio que asegure que el material no sufrirá daño alguno.
- Los extremos de las columnas serán maquinados para proveer un asiento satisfactorio a menos que la soldadura se calcule para resistir el total de las cargas que actúan.
- Los fondos de tanque de doble curvatura, paredes y techos, serán ensamblados en el taller si es necesario una erección y montaje adecuado en el campo.

- Todos los materiales serán cargados, transportados, descargados y almacenados en el lugar que se determine de tal manera que se asegure que no sufrirán algún daño presente o futuro.

6. Erección

- Las placas del fondo del tanque serán ensambladas y soldadas por procedimientos que resulten en un mínimo de distorsión de las placas por efectos de contracción de la soldadura. Todas las placas de las paredes, techos y fondos sujetos a peso o presión o contenido del tanque serán ensambladas de manera que las curvaturas de la placa en ambas direcciones se mantenga.
- Todas las soldaduras en el tanque y uniones estructurales serán hechas de forma que se asegure la completa fusión con el metal base dentro de los límites especificados para el tipo de soldadura que se efectúa y a los materiales usados.
- El uso de los electrodos de bajo hidrógeno serán de ayuda cuando se efectúan soldaduras a bajas temperaturas y especialmente para materiales de espesores mayores de 1”

7. Inspección

- Las inspecciones de juntas soldadas pueden efectuarse de varias formas:
 - Remoción de especímenes seccionales
 - Métodos radiográficos

Para las partes sometidas a esfuerzos directos o primarios del peso o presión del contenido del tanque se usara cualquiera de los dos métodos mencionados, anteriormente y para esfuerzos secundarios de piezas se usará inspección visual.

- La inspección de campo si se solicita, se efectuará en el lugar de la erección de la estructura y consistirá en una inspección visual, así como de ensayos de segmentos de soldadura por medio de un inspector. Cuando las pruebas para soldadura se determinen, el contratista deberá proveer todas las facilidades para efectuar dichos ensayos. Los trabajos defectuosos serán reparados inmediatamente por métodos o medios que no dañen ninguno de los materiales.
- La inspección se efectuará conforme al trabajo progresa, las juntas del mismo tipo y espesor que se encuentran sujetas por el peso y presión del contenido del tanque serán inspeccionadas en lugares comprendidos entre los primeros 10 pies de la junta soldada terminada. Para cada soldadura efectuada por cada operario o máquina se hará la misma prueba; la inspección se hará adicionalmente por cada 100 pies aproximadamente y en cualquier punto o fracción importante. Las juntas sujetas a esfuerzos secundarios sin importar el número de operarios o máquinas de soldar que trabajaron tendrá un lugar de examen en los primeros 10 pies de la junta soldada completa, exámenes adicionales se harán cada 200 pies aproximadamente y en cualquier fracción que se considere importante.

8. Prueba

- Después de que el tanque esté terminado y antes de ser pintado, será llenado con agua, la cual estará a una presión adecuada para llenar el tanque al máximo nivel de trabajo. Cualquier fuga que se descubra en este ensayo en las paredes, fondo o techo (si el techo contiene agua), será reparada por un medio adecuado usando cinceles o por medio de cortes con soldadura de arco o de gas, hasta remover cualquier soldadura defectuosa y luego se procederá a efectuar una nueva soldadura. Ninguna reparación se hará en el tanque a menos que el nivel del agua se encuentre como mínimo 2 pies debajo del punto a reparar.

- Luego de reparar los defectos, volverá a ensayarse en la misma forma como se hizo anteriormente, hasta que se compruebe que es completamente estanco y que el inspector lo reciba a entera satisfacción. Pueden usarse métodos como los siguientes para proveer la estanquidad de las juntas:
 - Método de las partículas magnéticas
 - Método de presión de aire
 - Método de succión o vacío

ANEXO 5
PLANOS CONSTRUCTIVOS