



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

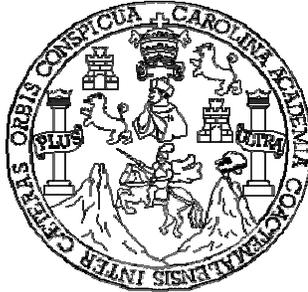
**ESTUDIO Y DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE,
DE LA COLONIA SAN JOSÉ VILLA NUEVA ZONA 2, MUNICIPIO DE VILLA
NUEVA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.**

CARLOS GUILLERMO CUYÚN BETANCOURT

Asesorado por Ing. Luis Gregório Alfaro Véliz

Guatemala, julio de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO Y DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE,
DE LA COLONIA SAN JOSÉ VILLA NUEVA ZONA 2, MUNICIPIO DE VILLA
NUEVA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CARLOS GUILLERMO CUYÚN BETANCOURT

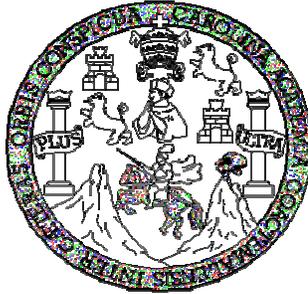
ASESORADO POR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Luís Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE COMITÉ 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:

**ESTUDIO Y DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA
POTABLE, DE LA COLONIA SAN JOSÉ VILLA NUEVA ZONA 2,
MUNICIPIO DE VILLA NUEVA, DEPARTAMENTO DE
GUATEMALA.**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 19 de julio de 2004.

Carlos Guillermo Cuyún Betancourt

DEDICATORIA

- MIS ABUELOS** Ramón Cuyún Chinchilla (Q.E.P.D.)
Delfina García de Cuyún (Q.E.P.D)
Por brindarme su ayuda, sus consejos y animo en todo tiempo. Aunque no se encuentran físicamente con nosotros, compartieron y se sacrificaron por el ideal de alcanzar una meta que hoy se realiza.
- MI PADRE** Carlos Romeo Cuyún García
Un agradecimiento muy profundo por sus sacrificios.
- MIS HERMANOS** Ramón y Mabel Ivonne
Con cariño y agradecimiento por su apoyo moral.
- MI TÍA Y ESPOSO** Verónica Cuyún y Catalino Vallejos
Con cariño y aprecio.
- MIS PRIMOS** Marvin, Evelin, Madelin, Omar y Carolina
Por su amistad y afecto.
- MIXCO** Mi pueblo natal

AGRADECIMIENTOS

DIOS

Por haberme dado el privilegio de finalizar mi carrera.

ING. LUIS ALFARO

Por el apoyo técnico y moral brindado de manera Incondicional y por su valiosa asesoría en el presente trabajo de graduación.

FACULTAD DE INGENIERÍA, USAC

Por permitirme forjar en sus aulas uno de mis más grandes anhelos.

LA MUNICIPALIDAD DE VILLA NUEVA, GUATEMALA

Por el apoyo proporcionado y la oportunidad de compartir mis conocimientos para realizar este trabajo, en especial al ingeniero Julio Herrera Beteta.

LOS CATEDRATICOS

Que con sus sabias enseñanzas me han formado como profesional.

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE ESTUDIO

Por los momentos que recorrimos juntos en la senda de la vida, deseándoles éxitos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO.....	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVII
1 INFORMACION DEL AREA DE ESTUDIO.....	1
1.1 Investigación preliminar.....	1
1.1.1 Historia de la Colonia.....	1
1.1.2 Situación actual del sistema	2
1.2 Aspectos monográficos	4
1.2.1 Ubicación	4
1.2.2 Vías de acceso.....	4
1.2.3 Aspectos Físicos	5
1.2.3.1 Clima	5
1.2.3.2 Fisiografía	6
1.2.3.3 Suelos	6
1.2.4 Actividades productivas	7
1.2.5 Servicios públicos.....	8
1.2.5.1 Educación	8
1.2.5.2 Salud	9
1.2.5.3 Disposición de excretas y aguas residuales	10
1.2.5.4 Servicio de energía eléctrica.....	10
1.2.5.5 Recreación y deportes	10
1.2.5.6 Medios de comunicación.....	11
1.2.5.7 Medios de transporte	11
1.2.6 Aspectos topográficos.....	11

1.2.6.1	Aspectos hidrológicos	12
1.2.7	Aspectos demográficos	12
1.2.8	Autoridades	14
2	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA	
	POTABLE PARA LA COLONIA SAN JOSE VILLA NUEVA	15
2.1	Métodos estadísticos para estimar la población futura.....	15
2.1.1	Método de incremento geométrico.....	15
2.1.2	Periodo de diseño	16
2.2	Cálculo de la población futura	17
2.3	Abastecimiento actual de agua potable.....	18
2.4	Estudio sobre demanda de agua potable.....	18
2.5	Dotación	18
2.6	Determinación del consumo de agua	19
2.6.1	Consumo medio diario	19
2.6.2	Caudal máximo diario	20
2.6.3	Caudal máximo horario o de distribución.....	21
2.6.4	Caudal de bombeo	22
2.7	Tipos de fuentes para abastecer a la población	24
2.8	Aforo de la fuente	25
2.9	Estudio de la calidad de agua	25
2.9.1	Análisis fisicoquímico	25
2.9.2	Análisis bacteriológico	26
2.9.3	Sistema de tratamiento de agua potable	26
2.9.3.1	Hipoclorador.....	27
2.9.3.2	Dosificación para la demanda de cloro.....	28
2.10	Diseño de sistema por bombeo.....	29
2.11	Diseño de la tubería de impulsión	30
2.11.1	Tubería de succión	30
2.11.2	Tubería de descarga	31
2.12	Carga dinámica	34

2.13	Sobrepresión por golpe de ariete	35
2.14	Potencia de la bomba	36
2.15	Diseño del equipo de bombeo a utilizar.....	36
3	DESARROLLO DEL PROYECTO	39
3.1	Bases de diseño	39
3.2	Levantamiento topográfico	40
3.2.1	Altimetría.....	41
3.2.2	Planimetría	41
3.3	Diseño hidráulico	42
3.3.1	Diseño y tipo de tuberías	42
3.3.2	Diseño de la línea de conducción	44
3.3.3	Caudal de vivienda (Qv).....	44
3.3.4	Caudal Instantáneo (Qi)	45
3.3.5	Tanque de distribución	45
3.3.5.1	Capacidad del tanque de distribución.....	46
3.3.5.2	Ubicación del tanque de distribución.....	47
3.3.6	Red de distribución	50
3.3.6.1	Caja de válvulas	50
3.3.6.2	Válvula de aire	51
3.3.6.3	Válvula de limpieza	51
3.3.6.4	Válvula de compuerta	51
3.4	Conexión domiciliar	51
3.5	Estudio de factibilidad.....	52
3.5.1	Obligaciones fijas.....	53
3.5.2	Costos totales de las instalaciones	54
3.5.3	Calculo de la tarifa.....	55
3.5.3.1	Personal de operación.....	56
3.5.3.2	Insumos.....	58
3.5.3.3	Energía Eléctrica	58
3.5.3.4	Hipoclorito de calcio	58

3.5.3.5	Reposición del equipo de bombeo.....	59
3.5.3.6	Reparaciones y gastos indirectos.....	59
3.5.3.7	Tarifa adoptada.....	59
3.5.4	Aporte económico de la población.....	62
3.5.5	Evaluación económica.....	62
3.6	Presupuesto.....	65
3.6.1	Criterios adoptados para la integración del presupuesto.....	65
3.6.1.1	Generalidades.....	65
3.6.2.2	Renglones de trabajo ha considerar.....	67
3.6.2	Presupuesto de materiales.....	68
3.6.3	Presupuesto de mando de Obra.....	70
3.6.3.1	Generalidades.....	70
3.6.4	Resumen general de presupuesto.....	74
4	VULNERABILIDAD DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE.....	75
4.1	Fundamentos para el análisis.....	75
4.2	Descripción de las amenazas naturales y de sus efectos en los sistemas de agua potable.....	76
4.2.1	Características de las amenazas y sus principales efectos...77	77
4.3	Mitigación de desastres.....	83
4.3.1	Medidas de mitigación de emergencias.....	83
4.3.2	Lineamientos para la elaboración y ejecución de un plan de mitigación de desastres.....	85
4.4	Evaluación de impacto ambiental.....	86
4.4.1	Definición.....	86
4.4.2	Fin último.....	87
4.4.3	Compensación y mitigación.....	87
4.4.4	Reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental88	88
4.4.5	Impacto ambiental sistema de distribución de agua potable.90	90
4.4.5.1	Impactos positivos del proyecto en operación.....	90
4.4.5.2	Impactos negativos durante la ejecución del proyecto...91	91

4.4.5.3	Impactos negativos durante la operación del proyecto..	93
4.4.5.4	Plan de mitigación.....	93
CONCLUSIONES		97
RECOMENDACIONES.....		99
BIBLIOGRAFÍA.....		101
APÉNDICE 1		103
APÉNDICE 2		116
APÉNDICE 3		144
APÉNDICE 4		149
APÉNDICE 5		151
APÉNDICE 6		155

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

TABLAS

I.	Centros educativos existentes en la Colonia San José Villa Nueva.....	8
II.	Estimación de la población para 5, 10, 15, y 21 años.....	17
III.	Estimación de los diferentes caudales para 5, 10, 15 y 21 años.....	22
IV.	Determinación de las horas de bombeo.....	24
V.	Información de libreta de campo.....	41
VI.	Planificación de mantenimiento.....	55
VII.	Calculo de la tarifa para 5, 10, 15 y 21 años.....	61
VIII.	Actualización de indicadores económicos.....	63
IX.	Resumen general de costos por componentes.....	74
X.	Efectos de desastres naturales en diferentes obras.....	83
XI.	Instrumentos de evaluación, control y seguimiento ambiental.....	89
XII.	Memoria de calculo hidráulico red No. 1.....	108
XIII.	Memoria de calculo hidráulico red No. 2.....	112
XIV.	Calculo de peralte No. 1.....	141
XV.	Calculo de peralte No. 2.....	142
XVI.	Presupuesto.....	144
XVII.	Topografía de la colonia.....	149

FIGURAS

1.	Fuerza de sismo No. 1.....	123
2.	Fuerza de sismo No. 2.....	124
3.	Cargas finales.....	124
4.	Cargas totales.....	125
5.	Longitud de columnas.....	126
6.	Sección de la placa base.....	132

LISTA DE SÍMBOLOS

CA-9	Centroamericana ruta 9
Km.	Kilómetro(s)
m.	Metro(s)
m/s	Metros sobre segundo
°C.	Grados centígrados
psi	Libras sobre pulgadas cuadradas
m.c.a.	Metros columna de agua
lt/hab/día	Litros por habitante por día
L/s.	Litros por segundo
Hrs.	Horas
GPM	Galones por minuto
PVC	Cloruro de polivinilo
HG.	Hierro galvanizado
“	Pulgadas
V.	Velocidad
Q.	Caudal
g.	Gravedad
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
n.	Periodo de diseño
P.	Potencia de la bomba
HP.	Caballos de fuerza
INFOM.	Instituto de Fomento Municipal

UNEPAR	Unidad Ejecutora de Acueductos rurales
P.	Carga aplicada a la columna
KWH.	kilovatio-hora
E_a.	Modulo de elasticidad del agua
Q_m.	Caudal medio
Q_{MD}.	Factor de día máximo
Q_{MH}.	Caudal máximo horario
F_{HM}.	Factor de hora máximo
hf.	Perdidas por fricción en la tubería
hs.	Perdidas menores en la tubería
C.	Coefficiente de fricción
D.H.	Distancia horizontal
α	ángulo horizontal
p_f.	Población futura
p_a.	Población actual
i.	tasa de incremento de la población

GLOSARIO

Agua potable	Agua apta para el consumo humano y agradable a los sentidos.
Aforo	Acción de medir un caudal de una fuente.
Bombeo	Transportar un fluido de un lugar a otro por medio de una bomba.
Caudal	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo que pasa en un punto determinado donde circule el líquido.
Bases de Diseño	Base técnica adoptada para el diseño de proyectos.
Carga Estática	También llamado presión estática y es la distancia vertical que existe entre la superficie libre de la fuente de abastecimiento a la caja rompe presión o tanque de distribución, el punto de descarga libre, se mide en metros columna de agua (m.c.a.)
Carga Dinámica	También llamada carga hidráulica o presión dinámica. Es la altura que alcanzaría en agua en un tubo piezométrico a partir del eje central a lo largo de una tubería con agua

a presión.

Contaminación Es la introducción al agua de microorganismos que la hacen impropia para consumo humano.

Consumo Cantidad de agua real que utiliza una persona es igual a la dotación.

Cota piezométrica Máxima presión dinámica en cualquier punto de la línea de conducción o distribución, es decir, que alcanzaría una columna de agua si dicho punto se coloca un manómetro.

Especificaciones Son las normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.

Desinfección Es la destrucción de casi todas las bacterias patógenas que existen en el agua por medio de sustancias químicas, calor, luz ultravioleta, etc.

Golpe de ariete Es la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación, ocasionada por rápidas fluctuaciones en el gasto, producidas por la apertura o cierre repentino de una de las válvulas o por el paro o arranque de las bombas.

RESUMEN

El agua subterránea llega a la superficie de forma natural por medio de manantiales, lagos y arroyos. El agua subterránea se puede extraer a través de un pozo que se conecta al acuífero. Un pozo es una tubería que se conecta al acuífero y se llena con el agua subterránea. El agua se puede extraer por medio de una bomba. Los pozos que están a poca profundidad se pueden secar si el nivel freático está por debajo de los pozos. Los acuíferos o suministros de agua pueden recargarse o volverse a llenar por medio de la lluvia. En algunas partes del mundo hay problemas de falta de agua porque el agua subterránea se utilizó más rápido de lo que se recargó naturalmente. En otros lugares el agua no se puede usar porque se contaminó como resultado de actividades del ser humano.

Por lo general, el agua subterránea es segura para tomar. Sin embargo, puede que se contamine con sustancias tóxicas que hayan sido dejadas en el suelo por un largo período de tiempo. Estas sustancias podrían infiltrarse en el suelo y llegar a contaminar los acuíferos. El beber de esta agua contaminada podría causar problemas serios de salud. Enfermedades como la hepatitis y disentería pueden ser causadas por la contaminación procedente de los desperdicios de los pozos sépticos. Las personas pueden sufrir de envenenamiento causado por agua contaminada con sustancias tóxicas.

No existe agua que sea completamente pura. Aún el agua en la naturaleza contiene impurezas. A medida que el agua fluye por diferentes rutas, se acumula en cuerpos de agua y se infiltra en las capas del suelo, va disolviendo o absorbiendo los minerales o las sustancias que entran en

contacto con ella. Algunas de estas sustancias no son dañinas a la salud, pero a ciertos niveles podrían afectar el sabor del agua y contaminarla.

Algunos contaminantes se originan de la erosión natural de las formaciones rocosas. Otros contaminantes provienen de descargas de fábricas, productos agrícolas, o químicos utilizados por las personas en sus hogares y patios. Los contaminantes también pueden provenir de tanques de almacenamiento de agua, pozos sépticos, lugares con desperdicios peligrosos y vertederos. Actualmente, los contaminantes del agua subterránea de mayor preocupación son los compuestos sintéticos

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS.), como bien nos indica, es la oportunidad de aplicar los conocimientos, desde la perspectiva de la Ingeniería Civil, adquiridos a nivel profesional, dentro de un proceso de aprendizaje en aulas Universitarias, aplicando gran cantidad de los mismos en problemas reales, dentro de una organización, como las Municipalidades, ONGS, etc., contribuyendo de esta manera a resolver algunas de las necesidades básicas de Pueblos, Comunidades, Aldeas, etc., y así mejorar el nivel de vida de los habitantes de nuestro país.

Este estudio es parte de una práctica asesorada por la unidad de E.P.S. (Ejercicio Profesional Supervisado), de la Facultad de Ingeniería en coordinación con la U.T.M. (Unida Técnica de la Municipalidad de Villa Nueva, Municipio del Departamento de Guatemala). En este trabajo se presentan los aspectos más importantes que hay que considerar en el desarrollo de un proyecto de abastecimiento de agua potable por medio de pozos profundos en el área urbana, para ello se han usado técnicas y herramientas de la ingeniería civil.

OBJETIVOS

- **General**

Mejorar las condiciones de salud de la población de la Colonia San José Villa Nueva Zona 2 del municipio de Villa Nueva, Guatemala, reduciendo la morbilidad asociada a enfermedades de origen hídrico por medio del estudio y diseño del proyecto de agua potable.

- **Específicos**

1. Desarrollar una investigación monográfica y diagnosticar las necesidades de servicios en cuanto a Saneamiento se refiere, no a si a la accesibilidad de ingreso a la colonia y conocer todos los aspectos socioculturales de los habitantes del lugar.
2. Implementar un sistema de agua potable adecuado a las condiciones de crecimiento y salud de los habitantes de dicha colonia.
3. En base a las conclusiones de este trabajo, sugerir las recomendaciones necesarias para que en el futuro sean consideradas en proyectos similares, que conlleven al mejoramiento del ornato del municipio.

INTRODUCCIÓN

Es esencial para cada comunidad contar con un abastecimiento limpio y constante de agua potable. Las personas en las ciudades grandes toman agua frecuentemente que proviene de fuentes de agua superficiales, tales como lagos, ríos y embalses. Algunas de estas fuentes están cerca de la comunidad. En otros casos, los proveedores de agua potable obtienen su agua de fuentes ubicadas a varios kilómetros de distancia. En las áreas rurales, es más probable que las personas tomen aguas subterráneas que se bombearon de un pozo. Estos pozos se conectan a acuíferos - los embalses naturales debajo de la superficie terrestre - que puede que sean solamente unas pocas kilómetros de ancho, o puede que abarquen las fronteras de varios municipios. Igual que el agua superficial, es importante recordarse que las actividades que ocurren a varios kilómetros de distancia de usted, pueden afectar la calidad del agua subterránea.

El presente trabajo consiste en la planificación y diseño de la red de agua potable en la Colonia San José Villa Nueva, zona 2 del Municipio de Villa Nueva, Departamento de Guatemala, el cual fue realizado por medio del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en colaboración con las autoridades municipales de Villa Nueva y la Asociación de vecinos de la comunidad.

1 INFORMACION DEL AREA DE ESTUDIO

1.1 Investigación preliminar

1.1.1 Historia de la Colonia

La colonia San José Villa Nueva pertenece al municipio de Villa Nueva del departamento de Guatemala, según los datos que dejó Don Bernardo Fuentes se llamó inicialmente El Común y quienes la fundaron fue gente del departamento de Alta Verapaz, estos pobladores vinieron huyendo de una epidemia y eran de familia Kakchiquel y habiendo encontrado este terreno baldillo, se colocaron aquí siete familias, colocando sus champas como viviendas, también vinieron de Mixco de familia Pocomam, de tal manera que fue creciendo la comunidad. Dicho terreno baldillo era propiedad del señor Miguel Escobar. En esa época estaba dividida en dos cantones, el primero se llamaba Comuncito y el segundo Barrio de la Trinidad. Al llegar la imagen de San José, se formó un comité. Las familias negociaron con Don Miguel Escobar el terreno llamado Comuncito y ya cuando fueron dueños negociaron con Don Rafael Samayoa para que les permitiera el paso e hicieron una salida hacia la hoy carretera CA-9. Con el tiempo se formó un comité y así fue como se fundó la aldea San José Villa Nueva. Todo lo escrito no consta en documentos sino es lo narrado a don Fernando Chinchilla por su difunto abuelo.

La repartición de tierras se dio a partir del gobierno del Coronel Jacobo Arbenz Guzmán. Dentro de algunos hechos sobresalientes están.

- En el gobierno del Coronel Arbenz se inicia la introducción de llenas cantaros.
- En 1963 se inicia la introducción de energía eléctrica.

1.1.2 Situación actual del sistema

La aldea de San José, municipio de Villa Nueva del departamento de Guatemala, cuenta con un sistema de agua para consumo humano que es deficiente en calidad, continuidad de servicio y capacidad de la red de distribución. Su periodo de diseño ha finalizado ya que el sistema tiene 28 años de estar en uso, por otra parte la línea de conducción presenta continuos problemas de operación y mantenimiento debido a que la misma se ha rehabilitado empíricamente.

Los vecinos cuentan con un sistema de agua para consumo humano donado y construido en 1978 por el grupo canadiense “FOOD FOR THE HUNGRY” “Comida Para el Hambre”. El cual fue construido para dar el servicio a chorros públicos y posteriormente se convirtió en el sistema domiciliar, según consta en actas de ese año, de la Colonia San José Villa Nueva zona 2, Villa Nueva, este sistema ha sufrido una serie de daños y desperfectos debido a que las líneas de conducción y de distribución no fueron diseñadas para un sistema domiciliar ni sujetas de una planificación ni diseño técnico, por lo que hoy se tiene el problema que el mismo no responde al crecimiento y demanda que actualmente tiene la Colonia San José Villa Nueva.

El sistema da cobertura a 700 viviendas y a la vez abastece de agua a la escuela y la iglesia. La calidad del agua cumple con las normas COGUANOR NGO 29001, ya que según resultados del examen bacteriológico realizado

anteriormente, el sistema aun no esta contaminado, y no tiene ninguna unidad de tratamiento. La regularidad del servicio es deficiente debido a que no fue diseñado para servicios domiciliarios, el 90% de las viviendas solo recibe agua de 1 a 2 horas cada dos días llegando a extremos donde existen viviendas a las que solo les llega media hora cada dos días y en algunos casos el servicio ya no llega. Se ven obligados por esta razón los vecinos afectados a compra agua en los camiones cisternas que transportan la misma desconociendo las fuentes de su procedencia y almacenar agua dentro de la vivienda, corriendo el riesgo de contraer enfermedades de origen hídrico frecuentemente. Por otra parte el sistema presenta las deficiencias siguientes:

- Existe un tanque de distribución subterráneo a 30 metros de distancia del pozo, del que es necesario bombear para poder distribuir el agua, y un tanque elevado con capacidad de 30 m³ a una distancia aproximadamente de 100 m. del segundo pozo del sistema. Por lo que es necesario construir un tanque elevado de mayor capacidad.
- En la red de distribución actual de PVC, los diámetros existentes en la red varían de 1 a 3 pulgadas, que no son adecuados para atender la demanda actual.
- La red de distribución presenta fugas y conexiones ilícitas que se transforman en perdidas de agua ya que las mismas no pagan la cuota correspondiente.
- La línea de conducción esta integrada por 2 tuberías en paralelo de 3 pulgadas de PVC, a la que se le han anexado líneas de 1 y 2 pulgadas, por las autoridades del comité pasadas de una manera

empírica y presentan problemas de conducción y fluidez en todas partes, especialmente en las partes altas y bajas del sistema.

- No existe reglamento de uso del agua.

Por esta razón la Asociación Promejoramiento de la Colonia decidió realizar la rehabilitación del sistema existente y para el efecto se acercó a la municipalidad para que se realizara el estudio y diseño del sistema, y a la vez realizara gestiones ante el FIS para el financiamiento del proyecto.

1.2 Aspectos monográficos

1.2.1 Ubicación

La aldea San José Villa Nueva del municipio de Villa Nueva departamento de Guatemala, se ubica al occidente de la cabecera municipal de Villa Nueva, 5 kilómetros de distancia por medio de la carretera asfaltada que conecta la carretera CA-9 con la CA-1, vía Bárcenas transitable en todo tiempo y a 17 kilómetros de la ciudad capital por la carretera CA-9 que conduce a la costa sur de Guatemala.

1.2.2 Vías de acceso

El ingreso a la colonia es al norte por la carretera interoceánica CA-9, 2 Km. Al enlace con un camino asfaltado hacia el oeste 1 Km. De la cabecera municipal de Villa Nueva, 5 Km. De distancia por medio de la carretera asfaltada que conecta la carretera CA-9 con la CA-1, vía Bárcenas, transitable en todo tiempo.

- **Coordenadas geográficas**
Latitud norte de 14° 33" 04'
Longitud oeste de 90° 35" 34'
Altitud 1405 metros sobre el nivel del mar (escuela)

Fuente: hoja cartográfica 1:50000 del IGN numero 2059-1 con el nombre ciudad de Guatemala.

- **Colindancias**
Al norte: con la colonia Villa Lobos
Al Este: con la colonia Residenciales Catalina
Al Sur: con la cabecera municipal de Villa Nueva
Al Oeste: Con la colonia Bárcenas

1.2.3 Aspectos Físicos

1.2.3.1 Clima

Por su localización, San José Villa Nueva, cuenta con un clima templado cuya temperatura promedio oscila entre los 15°C y 24°C (grados Celsius), con una humedad relativa del 70%. La época más fría del año esta comprendida entre los meses de diciembre a enero y la más calurosa se presenta entre abril y mayo.

1.2.3.2 Fisiografía

La aldea San José Villa Nueva se encuentra ubicada en el área de transición de las regiones fisiográficas, tierras altas volcánicas a tierras altas sedimentarias. Existen algunas elevaciones que forman cerros como el cerro de San Rafael. El resto del área es plana.

1.2.3.3 Suelos

Por la ubicación geográfica se encuentran suelos arcillosos en algunos sectores, mantos de arena y mixtos. La topografía es plana con pendientes muy suaves e irregulares con suelos profundos. De manera somera, en lo que se refiere a condiciones geológicas del municipio, puede decirse que su cabecera se encuentra dentro del llamado Grabamen de Guatemala, que define la depresión del valle epónimo. En el mismo se encuentra un relleno de espesor variable, pero considerable, de cenizas pómez recientes. Estos materiales pirolásticos fueron depositados originalmente ya sea por lluvias, o en parte en avalanchas de cenizas, produciendo mantos superpuestos. Las aguas inetóricas y fluviales ocasionaron y depositaron estas cenizas en las partes mas bajas del valle. Modificadas de esta forma por depósito de aguas, se encuentran en la actualidad de nuevo expuestas al desgaste por lluvia y el escurrimiento superficial.

Las mencionadas cenizas pómez, recientes, son el producto de erupciones volcánicas explosivas y se conocen en la industria de la construcción como arena blanca. Su granulometría puede variar entre polvo volcánico, de fracciones de milímetro, hasta componentes individuales de veinte centímetros de diámetro. Su composición vidrio volcánico ácido. Esencialmente, los mismos materiales componen el subsuelo de la ciudad capital. En el área de

Villa Nueva propiamente, así como en sus alrededores inmediatos, se reconocen varias capas de las cenizas pómez con un espesor acumulado de varias decenas de metros. En el cauce y los bancos del río Villalobos, que corre al este de la cabecera, se encuentran gravas y arenas que son explotadas comercialmente, máxime que puede decirse que en la actualidad el cauce de dicho río esta seco en las cercanías de la cabecera. Materiales similares, pero en volúmenes pequeños, pueden encontrarse en los afluentes del río Villa lobos cercanos a la cabecera.

1.2.4 Actividades productivas

La principal actividad económica 61% es la prestación de servicios, 4% se dedica a la agricultura, 20% al comercio, 2% a la industria y servicios, 8% comercio y servicios, 2% a la agricultura y comercio, 11 a la industria y el 2% no proporciono información.

Las principales actividades productivas por género son:

- **Hombres:** La ocupación predominante es la prestación de servicios ya que el 39% se dedica a la misma. El 5% a la agricultura, 20% a la comercialización de diversos productos, 3% a la mecánica, 2% a la sastrería, 13% a la albañilería, 2% a la carpintería, 2% son pilotos, 3% son estudiantes, y el 11% no informo.
- **Mujeres:** Entre las principales ocupaciones de las mujeres, se encuentran los oficios domésticos, los que tienen el 57%, 2% se dedica a la carnicería, 33% presta servicios, 2% son tortilleras, 2% son costureras, el 1% lava y plancha y el 3% no informo.

1.2.5 Servicios públicos

Actualmente se tiene los siguientes servicios públicos.

1.2.5.1 Educación

La educación en la aldea comprende varios niveles, desde la educación PRE-primaria, primaria completa, educación media, escuela nocturna de adultos, con lo cual da cobertura a las demandas de la población. En todos los establecimientos se observa una infraestructura formal, no así las condiciones higiénicas debido a la falta de agua. El nombre de todos los centros educativos existentes se observa en el siguiente cuadro, con el nivel y jornada de cada uno de ellos.

Tabla I. Centros educativos existentes en San José Villa Nueva

Escuela del Banvi	Matutina-primaria	publica
Escuela APG	Matutina-primaria	Publica
Colegio Divino Salvador	Matutina y vespertina PRE-primaria, primaria y secundaria	privado
Colegio Sodifag	Matutina y vespertina Primaria y Secundaria	privado
Colegio Miralvalle	Matutina, vespertina y nocturna Primaria, secundaria y diversificado	Privado
Colegio el Olivo	Matutina y vespertina PRE-primaria y primaria	privado
Colegio mixto San José	Matutina y vespertina PRE-primaria y primaria	privado
Colegio Fuente de San José	Matutina, vespertina y nocturna Primaria, secundaria y diversificado	privado

1.2.5.2 Salud

La salud de los vecinos es atendida por el puesto de salud de la aldea y un hospital privado existente, aunque el costo y la cercanía a la ciudad capital y a la cabecera municipal de Amatlán la mayoría de las personas prefieren viajar al Hospital Roosevelt y al hospital de Amatlán donde generalmente son atendidas todas las emergencias.

La insalubridad que impera en esta colonia, da como resultado que las enfermedades con mayor daño hacia la población sean aquellas denominadas gastrointestinales y enfermedades pulmonares.

- Principales causas de morbilidad en niños de 1 a 4 años

1. Resfriado común.....	192
2. Diarrea.....	198
3. Parasitismo intestinal.....	91
4. Disentería.....	71
5. Deficiencia proteínica.....	62
6. URB.....	45
7. Anemia.....	28
8. BNM-Neumonía.....	22

De estos resultados proporcionados por el Centro de Salud de la localidad, se determina la importancia que tiene para la población, la ejecución de proyectos como el estudio y diseño de la red de agua potable para el consumo humano, debido a que eso tendría un efecto positivo en la contaminación del ambiente y en la baja proliferación de enfermedades de orden parasitaria.

1.2.5.3 Disposición de excretas y aguas residuales

En la aldea de San José Villa Nueva no existe un sistema de drenaje sanitario por lo que el 83% de los vecinos disponen de sus heces fecales en letrinas sanitarias de hoyo seco drenaje sanitario, el cual no cuenta con una unidad de tratamiento, el 16% en fosa séptica tradicional, y el 1% al aire libre.

Con relación a la disposición de las agua residuales 835 de los vecinos disponen las aguas en el drenaje sanitario, 1% en el terreno del vecino, 6% hacia la calle, otro 1% en fosa séptica y el 9% en terreno propio.

1.2.5.4 Servicio de energía eléctrica

El 100% de las viviendas existentes cuenta con servicio de energía eléctrica a nivel domiciliario. Pago mensual por servicio de energía eléctrica.

Más de Q. 301.00	1%
De Q. 201.00 a Q. 300.00	3%
De Q. 151.00 a Q. 200.00	14%
De Q. 76.00 a Q. 150.00	48%
De Q. 40.00 a Q. 75.00	32%
No dio información	2%

1.2.5.5 Recreación y deportes

La aldea San José Villa Nueva cuenta únicamente con una cancha polideportiva, no se cuenta con una cancha de fútbol ni para la realización de

otros deportes por lo que, la practica de otros deportes debe realizarse en otros lugares.

1.2.5.6 Medios de comunicación

Por estar cerca de la ciudad capital, la aldea cuenta con una red publica de teléfonos domiciliarios y un sector de la población cuenta con teléfono celular. No existe una oficina de correos. Otros medios existentes que utilizan los vecinos son: la radio, televisión por cable, prensa escrita e Internet.

1.2.5.7 Medios de transporte

Se cuenta con toda una red de trasporte hacia la capital y al interior del país, todos los días funcionando de 4:30 de la mañana a las 22:00 horas.

1.2.6 Aspectos topográficos

Esta colonia se caracteriza por tener una topografía, relativamente plana, lo cual puede clasificarse en dos sectores, uno alto y el otro bajo, siendo la diferencia de niveles de treinta y cinco metros. Se puede notar en los planos que la aldea no ha sido debidamente planificada y la construcción de nuevas viviendas se hacen de acuerdo a las necesidades de los nuevos habitantes y sin previa autorización de alguna autoridad. La extensión de la Colonia San José Villa nueva es de 2.1 kilómetros cuadrados.

1.2.6.1 Aspectos hidrológicos

La aldea San José Villa Nueva se encuentra ubicada en el área de la subcuenca hidrográfica del río de Villa Lobos, que pertenece a la cuenca del río Maria Linda. A orillas del río Parrameño. La estación lluviosa esta comprendida entre los meses de Junio a Octubre.

1.2.7 Aspectos demográficos

Al tabular la información obtenida en el centro de salud y municipalidad de Villa Nueva, se tiene:

- Edad de los habitantes
 1. menores de 20 años.....49%
 2. de 20 a 55 años44%
 3. mayor de 55 años..... 7%
- Por genero
 1. Hombres49%
 2. Mujeres..... 51%
- Por religión
 1. Católicos.....88%
 2. Evangélicos..... 8%
 3. Otras religiones y ateos..... 4%
- Por etnia
 1. No indígenas..... 97%
 2. Indígenas.....3%
- Por tenencia de la vivienda
 1. Propia.....74%
 2. Alquilada.....19%

- 3. Prestada.....6%
- 4. No dio información..... 1%
- Por uso de la vivienda
 - 1. Comercial.....7%
 - 2. Residencial y comercial.....1%
 - 3. Institucional.....1%
 - 4. Residencial.....81%
- Por tipo de paredes de vivienda
 - 1. Block.....72%
 - 2. Adobe.....24%
 - 3. Tablas.....4%
- Por tipo de techo de vivienda
 - 1. Lamina de zinc.....79%
 - 2. Teja de barro..... 5%
 - 3. Losa de concreto..... 12%
 - 4. Losa-lamina.....4%
- Por tipo de piso de vivienda
 - 1. Torta cemento.....25%
 - 2. piso cerámico..... 10%
 - 3. Ladrillo..... 58%
 - 4. Tierra.....7%
- Disposición de basuras
 - 1. La tira a un basurero dentro del rural.....18%
 - 2. La entrega al servicio de recolección.....74%
 - 3. La queman..... 8%

1.2.8 Autoridades

A una distancia de un kilómetro se encuentra una subestación de la policía nacional civil. Existe un alcalde auxiliar a nivel local nombrado por la municipalidad de Villa Nueva, quien sirve de enlace entre las autoridades municipales y la aldea. Es con el propósito de mantener un vínculo entre la municipalidad y elevar la participación de los habitantes en la identificación de sus necesidades, y para motivar el desarrollo económico y social de la aldea. La unidad técnica municipal (UTM), se encarga de apoyar y asesorar a las autoridades técnicas de la región rural (UTRR) a través de un agente de desarrollo rural, para que el proceso de desarrollo sea institucional. El agente de desarrollo rural se mantiene en comunicación con los comités existentes. Además de la asociación de vecinos promejoramiento de la Colonia San José Villa Nueva quines son los que solicitaron este estudio.

2 DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA COLONIA SAN JOSE VILLA NUEVA

2.1 Métodos estadísticos para estimar la población futura

Estos estudios indican la población actual que existe en una comunidad determinada, así como la tasa de crecimiento poblacional por año y el número aproximado de personas que existirán en el futuro, y así saber cual será la densidad poblacional con la cual se calculara el proyecto dependiendo del periodo de diseño.

Es indispensable conocer datos de censos realizados en años pasados, si no existiera ningún dato, es necesario realizar el censo en la población directamente. Existen varios métodos para calcular la población futura algunos de ellos son:

- a) Método de incremento aritmético
- b) Método de incremento geométrico
- c) Método de saturación
- d) Método de incremento ponderado a ojo

Todos los métodos anteriormente mencionados se basan en poblaciones actuales y poblaciones o censos realizados en años anteriores.

2.1.1 Método de incremento geométrico

Este método se acopla más a las poblaciones en vías de desarrollo, como en el caso de nuestro país y específicamente en municipio de Villa Nueva

debido a que estas poblaciones crecen a un ritmo geométrico o exponencial, con este método se obtiene un incremento que se comporta mas aproximado al crecimiento real de la población, el incremento de los habitantes con este es constante en un factor de proporcionalidad de población con respecto al tiempo.

Es posible que la estimación de la población futura este arriba de la realidad y como consecuencia se podría estar sobre diseñando el proyecto, la desventaja es que si la estimación esta muy por encima de la realidad traerá como consecuencia una mayor inversión inicial en el proyecto.

2.1.2 Periodo de diseño

El periodo de diseño se define como el tiempo durante el cual un sistema ya sea de alcantarillado o de agua potable funcionara eficientemente. Para determinar el periodo de diseño real, se debe realizar un análisis económico, el cual dará como resultado un periodo de diseño óptimo. El periodo de diseño recomendado por el Instituto Nacional de Fomento Municipal, es de veinte años mas el tiempo para trámites, gestiones y ejecución de dicho proyecto.

Deben de considerarse los siguientes factores:

- El tiempo durante el cual la obra dará servicio a la población.
- Durabilidad del material a utilizar
- Los costos y las tasas de interés vigentes.
- Crecimiento de la población incluyendo posibles cambios en los desarrollos de la comunidad.
- Factibilidad o dificultad para hacer ampliaciones o adiciones a las obras existentes o planeadas, incluyendo una consideración de su localidad.

- Obras civiles = 20 años
- Equipos mecánicos = 5 a 10 años

Para el caso de estudio se asignara un periodo de diseño de 20 años mas un año de trámites para financiamiento.

2.2 Cálculo de la población futura

Para el cálculo de la población futura se utilizo el método de crecimiento geométrico, el cual consiste en calcular el cambio promedio de la tasa de población para el área en estudio o por cada década en el pasado y así proyectar su tasa promedio o porcentaje de cambio hacia el futuro.

La fórmula empleada para este método es:

$$P_{2027} = (4,730 \text{ habi}) (1 + 0.031)^{21}$$

$$P_{2027} = 8,981 \text{ hab.}$$

Tabla II. Estimación de la población para 5, 10, 15 y 21 años

Año	Población	Viviendas
2006	4,730	946
2011	5,511	1,103
2016	6,419	1,284
2021	7,478	1,496
2027	8,981	1,797

2.3 Abastecimiento actual de agua potable

El sistema que actualmente abastece a la colonia San José Villa Nueva como se menciona anteriormente, no cumple con la demanda que actualmente requiere la población actual. Ya que fue diseñado hace 28 años y era para una red de llenacántaros ubicados en toda la colonia.

2.4 Estudio sobre demanda de agua potable

La vista preliminar tuvo como fin recopilar datos relacionados de forma general con la comunidad las posibles fuentes de abastecimiento así como características topográficas, analizando el probable sistema de abastecimiento que se utilizaría, de esta inspección se verificó que el sistema de conducción será por bombeo, y se determinó la ubicación de las fuentes de abastecimiento y de los tanques de abastecimiento.

2.5 Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada habitante, se expresa en litros por habitante día, la dotación debe satisfacer las necesidades de consumo de todos los pobladores, para que estos desarrollen sus actividades de la mejor forma posible.

Una forma de obtener la demanda de agua de una población, es eligiendo una dotación por habitante día tomada de algunas normas para abastecimientos de agua potable, debido a que no se dispone de estudios que proporcionen normas propias para determinada zona o región de nuestro país.

Generalmente para asignar las dotaciones se utilizan los siguientes valores:

Servicio a través de llenacántaros	30 a 60 litros
Servicio de conexiones prediales	60 a 120 litros
Servicio de llenacántaros y conexión predial	60 a 90 litros

Además de lo anterior, el estándar de vida de la colonia San José Villa Nueva y de acuerdo a las normas del Ministerio de Salud Pública, el cual establece que la dotación intradomiciliar puede variar entre 90 y 150 litros por habitante por día, se determinó que la dotación será de 130 litros por habitante por día.

2.6 Determinación del consumo de agua

Las variaciones día a día reflejan la actividad doméstica en una población el consumo de agua cambia con las estaciones, los días de la semana y horas del día, por lo que el sistema diseñado debe satisfacer en todo momento estas variaciones.

2.6.1 Consumo medio diario

Es la cantidad de agua requerida para satisfacer la necesidad de una población en un día de consumo promedio, en litros por segundo. El caudal medio diario se obtiene del promedio de los consumos diarios en un año.

$$Q_m = \frac{Dot * P}{86,400}$$

Donde:

- Dot** = Es la dotación de L/hab./día.
P = Es el numero de habitantes
86400 = Son los segundos que tiene un día.
Q_m = Caudal medio diario.

$$Q_m = \frac{(130\text{Lts} / \text{hab} / \text{día})(8,981\text{hab})}{86,400}$$

$$Q_m = 13.51 \text{ litros} / \text{seg}$$

2.6.2 Caudal máximo diario

El factor de día máximo esta definido como la relación entre el valor de consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese año.

Para el caso del presente estudio se toma un factor de día máximo de 1.2 debido a que el valor de éste factor varía entre 1.2 a 2 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y de 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes, según normas de diseño para acueductos rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales UNEPAR.

Las condiciones climáticas, los días de trabajo, etcétera, tienden a causar algunas variaciones en el consumo de agua. Durante la semana, el lunes se producirá el mayor consumo y el domingo el más bajo. En algunos

meses se observará un promedio diario de consumo más alto que el promedio anual. Especialmente en el tiempo caluroso producirá una semana de máximo consumo y ciertos días superaran a otro en cuanto a demanda.

También se producen demandas de consumo altas cada mañana al empezar la actividad del día y un mínimo hacia las cuatro de la madrugada.

$$Q_{MD} = Q_m * FDM$$

Donde,

- Q_{MD}** = Es el gasto máximo diario en litros por segundo.
- Q_m** = Es el gasto medio diario anual en litros por segundo
- FDM** = Factor de día máximo.

A partir de la ecuación dada, se tiene:

$$Q_{MD} = 13.51^{\text{litros}} / \text{segu} * 1.2$$

$$Q_{MD} = 16.22^{\text{Litros}} / \text{seg}$$

2.6.3 Caudal máximo horario o de distribución

El caudal horario máximo según normas en el área rural es de 1.9 – 2 es un factor de seguridad, esto se debe a que el consumo de agua presentara variaciones hora a hora; montando horas de consumo máximo y horas de consumo mínimo. Este factor se originó a través de un diagrama de consumo (Q) contra tiempo (hora).

$$Q_{MH} = Qm * FHM$$

Donde,

Q_{MH} = Consumo máximo horario en litros por segundo.

Q_M = Caudal medio diario anual en litros por segundo.

FHM = Factor de hora máximo.

Utilizando la ecuación dada, se tiene:

$$Q_{MH} = 13.51^{\text{Litros}} /_{\text{seg}} * 2.0$$

$$Q_{MH} = 27.03^{\text{litros}} /_{\text{seg}}$$

Tabla III. Estimación de los diferentes caudales para 5, 10, 15 y 21 años

Año	Población	Viviendas	Qm	QMD	QMH	Qvivienda
2006	4,730	946	7.117	8.541	14.234	0.0151
2011	5,511	1,103	8.293	9.952	16.586	0.0151
2016	6,419	1,284	9.659	11.591	19.318	0.0151
2021	7,478	1,496	11.252	13.503	22.504	0.0151
2027	8,981	1,797	13.514	16.217	27.028	0.0151

2.6.4 Caudal de bombeo

El caudal de bombeo se calculó con la siguiente fórmula:

$$Q_b = \frac{(Q_{DM} * (24 \text{ horas} / \text{dia}))}{(N)}$$

Donde:

- Qb = Caudal de bombeo.
- QDM = Caudal de día máximo.
- N = No. De Horas de Bombeo.

A continuación se describe el procedimiento para el cálculo del caudal de la bomba futura o de diseño. El cálculo del caudal de bombeo se hace para varios periodos de tiempo, de acuerdo con la población de ese periodo y se consideran distintos horarios que debe de funcionar la bomba, tomando solamente aquellos que sean menores o iguales al caudal de producción de en este caso las dos fuentes de abastecimiento.

Se obtiene el caudal medio para el siguiente tramo, ya que en éste se bombeará a una población futura de 8,981 habitantes, como se había obtenido anteriormente.

Recordar que los dos pozos que abastecerán al sistema tendrán 21 y 23 horas de bombeo cada uno respectivamente. Utilizando la ecuación del inciso, para el cálculo de caudal por bombeo se obtiene:

$$Q_{b,1} = \frac{\left((8.11 \text{ litros/seg.}) * (24 \text{ horas/día}) \right)}{(21 \text{ hora/día})} = 9.01 \text{ litros/seg}$$

$$Q_{b,2} = \frac{\left((8.11 \text{ litros/seg.}) * (24 \text{ horas/día}) \right)}{(23 \text{ hora/día})} = 8.47 \text{ litros/seg}$$

Tabla IV. Determinación de horas de bombeo

		años 1 a 5	años 6 a 10	años 11 a 15	años 16 a 21
HB	Qb				
8		14.94	17.388	20.26	24.33
9		13.28	15.46	18.01	21.63
10		11.95	13.92	16.21	19.47
11		10.86	12.65	14.74	17.7
12		9.96	11.6	13.51	16.22
13		9.19	10.71	12.47	14.98
14		8.54	9.94	11.58	13.91
15		7.97	9.28	10.81	12.98
16		7.47	8.7	10.13	12.17
17		7.03	8.19	9.54	11.45
18		6.64	7.73	9.01	10.82
19		6.29	7.33	8.53	10.25
20		5.98	6.96	8.11	9.74
21		5.69	6.63	7.72	9.27
22		5.43	6.33	7.37	8.85
23		5.2	6.05	16.92	8.47
24		4.98	5.8	6.76	8.11

2.7 Tipos de fuentes para abastecer a la población

Las aguas de las fuentes de abastecimiento pueden ser de origen subterráneo de origen superficial. Entre las fuentes de origen subterráneo se encuentran los nacimientos, brotes o manantiales; las galerías de infiltración y los pozos. Entre las fuentes de origen superficial se encuentran los ríos, los lagos, el agua de lluvia y el agua de condensación. Para el presente estudio las fuentes serán dos pozos perforados mecánicamente.

2.8 Aforo de la fuente

El aforo de una fuente de agua es la medición del caudal. Para el diseño de un sistema de agua potable, el aforo es una de las partes más importantes, ya que éste indicará si la fuente de agua es suficiente para abastecer a toda la población. Los aforos se deben de realizar en época seca o de estiaje. Después de aforar se obtuvo que los pozos contienen **9.480** Lt/s y **8.640** Lt/s respectivamente. Dando un total de **18.22** Lt/seg.

2.9 Estudio de la calidad de agua

2.9.1 Análisis fisicoquímico

El análisis físico sirve para determinar las características del agua, el sabor, color, temperatura, turbidez, sólidos y olor; el análisis químico sirve para medir el nivel de alcalinidad, la dureza, cloruros, nitritos, oxígeno disuelto, amoníaco albuminoideo, contenido de hierro, contenido de magnesio, cloro residual y el pH.

Para verificar que el sistema no sea fuente de proliferación de enfermedades, se debe de realizar el examen bacteriológico, con ello determinar el sistema de desinfección necesario para no incrementar el índice de morbilidad de la colonia en estudio.

El resultado del laboratorio indica que desde el punto de vista Físico Químico Sanitario, el agua es muy dura puesto que el pH es igual a 6.00, el color se encuentra en los límites permisibles y las demás determinaciones en

límites máximos aceptables de normalidad según la norma COGUANOR NGO 29-001.

2.9.2 Análisis bacteriológico

El objetivo principal es proporcionar toda la información relacionada con su potabilidad, es decir, evitar el peligro de ingerir organismos que puedan producir enfermedades. Por la dificultad de aislamiento directo de bacterias que produzcan enfermedades específicas, se ha ideado procedimientos indirectos que permiten obtener la información necesaria sobre la probable presencia de estos microbios patógenos. Estos procedimientos son dos:

- La cuenta bacteriana, es decir, el número de bacterias que se desarrollan en agar nutritivo por 24 horas de incubación a temperatura de 35°C y 20°C;
- El índice conforme, que consiste, que consiste en la determinación del número de bacterias que se sabe son de origen intestinal.

2.9.3 Sistema de tratamiento de agua potable

El cloro en forma líquida, gaseosa o de hipoclorito, es el principal producto químico para destruir las bacterias en las fuentes de agua, otros desinfectantes son el yodo, el bromo, el ozono, dióxido de cloro, la luz ultravioleta y la cal viva, para este proyecto se tiene previsto la cloración. La desinfección se aplica a aquellos procesos en los cuales los microorganismos patógenos son destruidos, el propósito primario de la desinfección del agua es

el de impedir la diseminación de enfermedades hídricas, la popularidad del cloro como desinfectante se debe a las razones siguientes, existe disponible como gas, líquido o en forma granular, es relativamente barato, es fácil de aplicar por cuanto es relativamente de solubilidad alta, en concentraciones que son insaboras para consumo humano deja un residual en solución, es un agente oxidante poderoso, es altamente corrosivo en solución.

El cloro ha sido utilizado principalmente como desinfectante para el control de microorganismos en aguas de consumo humano, si como para la oxidación de hierro y manganeso, para el control de olores y sabores, oxidación de sulfuros, remoción de amoníaco y color orgánico y oxidación de cianuros.

Los cuidados que se deben de tener al manejar el cloro son los siguientes; puesto que es una sustancia tóxica y por lo tanto presenta riesgo potencial para la salud si este no se usa de forma adecuada, el cloro es un agente irritante del sistema respiratorio detectado por una persona en concentraciones de 3 a 5 miligramos por litro, en altas concentraciones el cloro irrita los ojos, las membranas mucosas y la piel, provocando vómitos, picazón y otros efectos; los compuestos clorados en presencia de humedad son corrosivos de igual manera que las soluciones cloradas, por lo que deben almacenarse en depósitos plásticos o de vidrio.

2.9.3.1 Hipoclorador

Aunque los análisis del agua de los dos pozos que abastecerán a la colonia da como resultado que esta no se encuentra contaminada. Se usará un Hipoclorador que dosifique una solución de hipoclorito de calcio al 65%, diluido en agua en pequeñas dosis, directamente al caudal de entrada en el tanque de succión, para garantizar la potabilidad del agua.

Tomando en cuenta el caudal de entrada a los tanques es de (9.480 y 8.740 lt/seg. respectivamente), para el desarrollo de este proyecto se recomienda un Hipoclorador modelo PPG 3015, usado para tratar el agua para pequeñas comunidades, entre 500 y 1500 familias, con sistemas por gravedad o bombeo. El Hipoclorador requiere de un mantenimiento simple y puede hacerlo el operador del sistema o el fontanero.

2.9.3.2 Dosificación para la demanda de cloro

De acuerdo a los resultados de laboratorio el agua es potable, pero para no correr ningún riesgo, es necesario inyectar una demanda de 0.2mg/L de cloro.

El flujo de cloro (f_c) en gramos/hora se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_c = Q * D_c * 0.06 \quad (1)$$

Donde:

Q = caudal de agua conducida en litro/minuto:

Dc = demanda de cloro en mg/litro ó PPG.

Con los datos anteriores se obtiene el flujo de solución de cloro (Sc). Regularmente este flujo es muy pequeño y debe obtenerse mediante la calibración de la válvula de compuerta que se coloca en el ingreso del clorinador, por lo tanto se debe calcular el tiempo, en segundos, que se necesita para llenar un recipiente de un litro.

$$t = 60 / Sc \quad (2)$$

Donde:

t = tiempo de llenado de un recipiente de un litro en segundos.

Sc = flujo de solución de cloro en litros/ minuto.

Ejemplo:

Proyecto: Colonia San José Villa Nueva.

Utilizando un Hipoclorador modelo PPG 3015

Q = 18.121 L/ seg. = 1,080.00 L/ min.

- Por ser las fuentes dos pozos perforados que proveen agua clara se estima una demanda de cloro de 0.2mg/L.
- De la fórmula (1) $Fc = 1080L/min * 2PPM * 0.06 = 129.60gr/hora$
- Al plotear el Fc. de 129.60 gr. /hora en la gráfica del clorinador modelo 3015, resulta un flujo Sc = 53.23 L/min.
- De acuerdo a lo anterior se procede a la calibración del flujo de solución de cloro, de la fórmula (2).

$Ttt = 60/53.23 = 1.13segundos$ que es el tiempo en que un recipiente de un litro debe llenarse completamente.

2.10 Diseño de sistema por bombeo

Antes de empezar el diseño debemos de tener presentes estos conceptos:

➤ **Presión estática**

Se produce cuando todo el líquido en la tubería se encuentra en reposo. En la línea de distribución la máxima presión estática no debe ser mayor de 60 metros de columna de agua, ya que con mayores presiones fallan los empaques de grifería y válvulas. La presión estática es igual al peso específico del agua, es decir, el peso del agua multiplicado por la altura. ($P = \beta \cdot H$).

➤ **Presión dinámica**

Se produce cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor disminuyendo, debido a la fricción que causa las paredes de la tubería. La presión dinámica en un punto es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno. La menor presión dinámica en las casas debe estar comprendida entre 4 y 15 metros de columnas de agua, y la máxima presión dinámica es de 40 metros por columna de agua.

2.11 Diseño de la tubería de impulsión

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

2.11.1 Tubería de succión

Se llama así a la tubería que va conectada directamente a la entrada de la bomba, uniéndola a la misma con el volumen de agua a elevarse. Para minimizar la resistencia al paso del agua y evitar entradas de aire en esta tubería, se recomienda tomar en cuenta en el diseño e instalación los siguientes aspectos:

- Se debe tender con una pendiente de elevación continua hacia la bomba, sin puntos altos, para evitar la formación de burbujas de aire.
- Debe ser corta y tan directa como sea posible.
- Con su diámetro debe ser igual o mayor al diámetro de la tubería de descarga. Si se quiere una línea de conducción larga, el diámetro de la tubería debe aumentarse para reducir la resistencia al paso del agua.
- Los reductores a utilizarse deben de ser excéntricos, con el lado recto hacia arriba para evitar también la rotación de burbujas de aire.
- Los costos instalados en la misma generalmente se prefieren de radio largo, porque ofrecen menos fricción y proveen una distribución mas uniforme del flujo que de los codos normales.
- En la entrada de esta tubería se recomienda utilizar una coladera con válvula de pie, debido a que disminuye el riesgo de entrada de materia indeseable al tubo de succión; y al mismo tiempo tiene la particularidad de retener el agua que ha entrado a la tubería, evitando la necesidad de cebar la bomba después de que ha dejado de operar. También se acostumbra colocar en la entrada de esta tubería, una campana de succión, que puede construirse con o sin válvulas de pie y es útil para minimizar la resistencia al paso del agua.

2.11.2 Tubería de descarga

La tubería de descarga es la que se coloca inmediatamente después de la bomba, generalmente en abastecimiento de agua potable en el área urbana.

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

La velocidad del caudal requerido en la tubería de descarga debe conducirse a una velocidad mínima de 0.4 m/seg. y una máxima de 3 m/seg. Para minimizar la resistencia al paso del agua y eliminar las formaciones de aire, es conveniente considerar en el diseño e instalaciones de la tubería de descarga las siguientes reglas:

- Esta tubería debe colocarse en la ruta más directa posible, desde la bomba hasta el punto de descarga, lo que aminora la resistencia al paso del agua.
- Cuando se usen vueltas o dobleces, su tipo debe ser de radio grande, lo que mantendrá al mínimo la resistencia al paso del agua.
- El numero de cambios de dirección, válvulas y accesorios deber ser los mínimos necesarios en esta tubería, sin embargo, en lugares bajos deben instalarse válvulas de limpieza y si es requerido en los picos de la línea deberá colocarse válvulas de aire.
- Cuando se contemple la conexión de más de una bomba a una misma tubería de descarga, se recomienda el uso de accesorios que conduzcan el fluido por la ruta más directa; usando por ejemplo, yee o codos de mínimo ángulo. En este mismo caso, conforme se vaya sumando caudales, el diámetro de la tubería debe ser inmediato superior. El tipo de la tubería de descarga esta íntimamente ligado a la máxima presión que se presenta en esta, pudiendo ser clasificada según se presión de trabajo en ligera, mediana o de alta presión.

Luego de haberse determinado el caudal de bombeo, se pueden diseñar la tubería de descarga, utilizando la fórmula de Bresse para encontrar una primera aproximación del diámetro, para $N < 24$ horas.

$$\phi_{ec} = 1.3 * \sqrt[4]{\lambda} * \sqrt[2]{Qb}$$

De donde:

ϕ_{ec} = Diámetro económico

$\lambda = N/24$

Qb = caudal de bombeo en m^3/seg .

N = Numero de horas de bombeo.

De la tabla IV se obtienen los siguientes datos:

Para el pozo No. 1 tenemos:

$$\phi_{ec} = 1.3 * \sqrt[4]{(21 / 24} * \sqrt[2]{0.00927}$$

$$\phi_{ec} = 0.119 mts = 4.651 p lg$$

Para el pozo No. 2 tenemos:

$$\phi_{ec} = 1.3 * \sqrt[4]{(23 / 24} * \sqrt[2]{0.00847}$$

$$\phi_{ec} = 0.113 mts = 4.451 p lg.$$

Como estos diámetros no existen comercialmente, entonces se procede a verificar la velocidad y la pérdida de carga con los diámetros comerciales inmediato inferior y superior:

$$V = 1.974 * (Q_b / \phi e c^2)$$

Donde:

V = Velocidad de flujote la tubería en m/s ($0.40 \leq V \leq 3.0$ m/s)

Q_b = Caudal de bombeo en Lt/s

Φ = diámetro económico en pulgadas

1.974 = Factor de conversión de Lt/plg² a m³/seg.

Para el pozo No. 1 tenemos:

$$V(4") = 1.974 * (9.27 / 4.263^2) = 1.946 m / s$$

$$V(5") = 1.974 * (9.27 / 5.302^2) = 0.766 m / s$$

Para el pozo No. 2 tenemos:

$$V(4") = 1.974 * (8.47 / 4.263^2) = 0.923 m / s$$

$$V(5") = 1.974 * (8.47 / 5.302^2) = 0.597 m / s$$

2.12 Carga dinámica

La carga dinámica total, CDT, es la expresión real expresada en metros columna de agua, contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido. Su calculo para bombas centrifugas depende

de la dirección del eje de rotación, por lo que la CDT en bombeo horizontal será diferente a la CDT en bombeo vertical.

2.13 Sobrepresión por golpe de ariete

Para la protección del equipo de bombeo y de la tubería se deben de considerar los efectos producidos por el fenómeno denominado golpe de ariete. Se denomina golpe de ariete a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación, ocasionada por rápidas fluctuaciones de caudal, producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de las bombas. Este fenómeno puede provocar ruptura de la presión (presión positiva) o aplastamiento (presión negativa).

Para el cálculo de sobre presión máxima por golpe de ariete se adopta la fórmula:

$$a = \left(\frac{145}{\left(1 + \frac{(Ea * D)}{(Et * e)} \right)^{1/2}} \right)$$

Donde:

- a = Celestino o golpe de ariete (metros columna de agua)
- Et = Módulo elasticidad del material (P.V.C =28100 Kg./cm²)
- Ea = Módulo elasticidad del agua (20670 Kg./cm²)
- e = Espesor de pared de tubo (mm)
- D = Diámetro del tubo (mm).

2.14 Potencia de la bomba

Para conocer la potencia de la bomba se utiliza la siguiente fórmula:

$$P = \frac{(Q * Ct)}{(76 * e)}$$

Donde:

- P = Potencia (HP)
- Q = Caudal (litros/segundo)
- Ct = Carga Total (m)
- E = Eficiencia (%)

2.15 Diseño del equipo de bombeo a utilizar

El propósito de cualquier bomba es transformar la energía mecánica o eléctrica, en energía de presión. En obras hidráulicas la mas común es la bomba centrífuga, la cual transforma la energía mecánica o eléctrica en energía cinética que, a la vez, se transforma en energía de presión por medio de las aspas o alabes o un tipo de descarga con divergencia gradual.

La bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la carga dinámica total, comunicada al agua por la bomba. La carga dinámica total es siempre mayor que la carga total de elevación, contra la cual trabaja la bomba para vencer todas las perdidas de energía en la tubería. La carga de presión generada por la bomba es llamada carga dinámica total o carga manométrica e indica siempre la energía dada al agua por la bomba, la cual esta dada por la expresión:

$$Hm = (V^2 / 2 * g) + hf + hs + hi + ha$$

O bien, $h_m = \text{carga estática} + \text{perdidas mayores} + \text{perdidas menores}$

De donde:

$H_m = \text{carga dinámica total, en mts.}$

$V^2/2g = \text{carga de velocidad, en mts.}$

$V = \text{velocidad media del agua, en mts. /seg.}$

$h_f = \text{perdidas por fricción en la tubería, en mts.}$

$h_s = \text{perdidas secundarias, en mts.}$

$h_i = \text{altura de impulsión, en mts.}$

$h_a = \text{altura de aspiración, en mts.}$

Perdidas mayores (h_f):

$H_f = \text{perdidas por fricción en la tubería}$

$$H_f = \frac{(1749.811 * L * Q^{1.852})}{(C^{1.852} * D^{4.87})}$$

Donde:

$H_f = \text{Pérdida de carga expresada en metros.}$

$C = \text{Coeficiente de fricción interna que depende del material de la tubería.}$

$D = \text{Diámetro interno en pulgadas.}$

$L = \text{Longitud de tramo en metros.}$

$Q = \text{Caudal en litros por segundo.}$

Ésta fórmula tiene las siguientes características:

- a. Los resultados con respecto de la realidad son conservadores.
- b. Brinda mejores resultados en diámetros mayores de 2”.
- c. La ecuación de Hazen-Williams puede utilizarse en diámetros menores de 2”, por eso se recomienda la utilización del diámetro real interior; ya que el nominal conduce a errores en los resultados.

En la práctica, la ecuación de Hazen-Williams es la más utilizada, debido a la aproximación de los resultados obtenidos, así como por la facilidad de aplicación. El tipo de bombas que se utilizaran sean sumergibles verticales, o denominadas centrifugas, puesto que estas son las mas comunes para pozos profundos, las bombas centrifugas se utilizan en pozos de mas de 4 pulgadas de diámetro; las bombas verticales tienen la ventaja de que resuelve cualquier problema de bombeo con buena eficiencia, ya que no existe limitación en cuanto al numero de etapas que pueda tener u se puede obtener la velocidad especificada para cada paso.

3 DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1 Bases de diseño

Las presiones deben de estar dentro de los límites permisibles para que llegue agua por lo menos a una casa que tenga dos niveles (5 metros de alto) y que la tubería pueda resistir las presiones del sistema. En el inciso 4.8.3 de las normas de la Guía para el diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas

Rurales INFOM/UNEPAR: dice en consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, las presiones tendrán los siguientes valores:

- Mínima 10 metros (presión de servicio)
- Máxima 40 metros (presión de servicio)
- presión hidrostática: máxima 80 metros

3.2 Levantamiento topográfico

Los trabajos topográficos se utilizan para determinar la posición horizontal y vertical de puntos sobre la superficie terrestre. Éste permite encontrar los puntos de ubicación de las diferentes obras de arte que compone el acueducto. Una información más detallada se obtiene relacionando las elevaciones (altimetría), con las localizaciones de accidentes naturales o hechos por el hombre como edificios, carreteras, etc. (planimetría). Esta información conjunta es colocada en planos llamados planos topográficos. El levantamiento topográfico que se utilizó en este proyecto fue de primer orden. Utilizando como equipo un teodolito, dos plomadas, una cinta métrica con longitud de 50 metros, un estadal de acero de 4 metros, una almagana. La municipalidad colaboró con personal de la comunidad para apoyo.

Una de las partes más importantes del trabajo topográfico es la inspección preliminar que el ingeniero debe realizar con la finalidad de observar factores que puedan determinar en el diseño hidráulico del sistema de agua

3.2.1 Altimetría

Es el procedimiento que se aplica para determinar la elevación de puntos situados sobre la superficie terrestre, este concepto es necesario puesto que la elevación de un punto solo se puede establecer con relación a otro punto o un plano.

Conociendo las características topográficas, se determinó que la pendiente máxima del terreno es de 3% entre las fuentes de abastecimiento y los lugares donde se construirán los tanques de almacenamiento y distribución.

3.2.2 Planimetría

La planimetría tiene como objeto determinar la longitud del proyecto que se va a realizar, localizar los accidentes geográficos y todas aquellas características tanto naturales como no naturales que puedan influir en el diseño del sistema, por ejemplo: calles, edificios, áreas de desarrollo futuro, carreteras, zanjones, ríos, cerros, etc. El método empleado para el levantamiento fue la conservación de azimut.

Tabla V. Información de libreta de campo.

Est.	P.O.	Azimut	Ángulo Vertical	Hilo superior	Hilo medio	Hilo inferior	Distancia

Ver apéndice No. 4.

3.3 Diseño hidráulico

3.3.1 Diseño y tipo de tuberías

Toda tubería tiene tres características: diámetro, clase y tipo. Respecto del diámetro se debe mencionar que comercialmente las tuberías se asignan por un diámetro nominal, que difiere del diámetro interno del conducto.

La clase se refiere a la norma de su fabricación, íntimamente relacionada con la presión de trabajo y a la razón entre diámetro externo y espesor de la pared de la tubería.

El tipo de tubería se refiere al material de que está hecha; se puede indicar que los materiales que se emplean actualmente son el hierro fundido, el acero, el acero galvanizado y el cloruro de polivinilo.

El hierro fundido se emplea en la actualidad únicamente para grandes diámetros (12" o mayores), ya que para diámetros menores su costo es más elevado que el de otros materiales.

Tubería de PVC (El cloruro de polivinilo): el cloruro de polivinilo (PVC) es el material que más se emplea actualmente. Es más liviano, fácil de instalar, durable, y no se corroe, pero es frágil y se vuelve quebradizo al estar a la intemperie.

La tubería de PVC se fabrica según la Norma ASTM D-1785, bajo la clasificación de cédulas 40, 80 y 120. de ellas, la que se emplea para sistemas rurales de abastecimiento de agua es la cédula 40.

Acero Galvanizado: el acero galvanizado tiene su principal aplicación cuando queda a la intemperie, ya que enterrado se corroe; generalmente se le conoce como hierro galvanizado, cuando en realidad es acero galvanizado. Se debe indicar que también existe el hierro galvanizado, pero se destina a otros usos. La tubería se fabrica bajo las denominaciones cédula 30, 40 y 80.

Para garantizar que el sistema preste un servicio eficiente y continuo durante el periodo de vida útil, se debe determinar la clase de tubería y los diámetros adecuados a través del cálculo hidráulico, con fórmulas como la de Darcy-Weibach o Hazen Williams. Para este estudio se ha utilizado la segunda, debido a que proporciona resultados mas aproximados.

$$H_f = \frac{(1749.811 * L * Q^{1.852})}{(C^{1.852} * D^{4.87})}$$

Donde:

- Hf = Pérdida de carga expresada en metros.
- C = Coeficiente de fricción interna que depende del material de la tubería.
- D = Diámetro interno en pulgadas.
- L = Longitud de tramo en metros.
- Q = Caudal en litros por segundo.

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

$$L\phi_2 = \frac{(Hf - Hf\phi_1) * L}{(Hf\phi_2 - Hf\phi_1)}$$

$$L\phi_1 = L - L\phi_2$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga permisible, expresada en metros.

$H_{f\varnothing_1}$ = Pérdida de carga provocada por el diámetro mayor, en metros.

$H_{f\varnothing_2}$ = Pérdida de carga provocada por el diámetro menor, en metros.

L = Longitud total del tramo, en metros.

L_{\varnothing_1} = Longitud de tubería diámetro mayor, en metros.

L_{\varnothing_2} = Longitud de tubería diámetro menor, en metros.

3.3.2 Diseño de la línea de conducción

De acuerdo con la ubicación y naturaleza de las fuentes de abastecimiento, así como la topografía de la región, la línea de conducción puede considerarse de dos tipos:

- Línea de conducción por gravedad
- Línea de conducción por bombeo

Para el presente proyecto, debido a al tipo de fuentes de abastecimiento, se utilizara una línea de conducción por bombeo o también denominada línea de descarga.

3.3.3 Caudal de vivienda (Q_v)

El caudal de vivienda nos sirve para diseñar una red de distribución. Se determina por medio del caudal máximo horario entre el numero total de viviendas de una población.

$$Q_{viv} = \frac{QM_H}{\#Viviendas}$$

$$Q_v = 27.028/1797$$

$$Q_v = 0.0151 \text{ lts. /seg.}$$

3.3.4 Caudal Instantáneo (Qi)

El caudal se basa en la probabilidad de que se utilice al mismo tiempo solamente un porcentaje del número de viviendas de un ramal. El caudal esta dado por la ecuación:

$$Q_i = \frac{k}{n-1}$$

Donde:

n = Número de viviendas

k = 0.15 (0 – 55 viviendas)

k = 0.20 (>55 viviendas)

3.3.5 Tanque de distribución

El tanque de distribución es la parte del abastecimiento que permite enviar gasto constante y satisfacer las demandas variables de la población debe diseñarse con las siguientes funciones:

- Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva para contingencias.

- Compensar las demandas máximas horarias esperadas en la red de distribución.
- Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.
- Reserva suficiente por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.
- Además, el tanque deberá tener los siguientes dispositivos:
- Diámetro mínimo de la tubería de rebalse, será igual al de la tubería de entrada al tanque.
- Válvula de flote, cierre automático cuando el depósito se ha llenado.
- Cubierta hermética que impida la penetración del agua, polvo u otros materiales del exterior, con su respectiva escotilla de visita para la inspección de limpieza.
- Tubo de ventilación, que evacue el aire durante el llenado, en número no menor de 2" y provista de rejilla que impida la entrada de insectos.
- Escaleras interiores y exteriores.
- Un tubo de desagüe con un mínimo de 4" con su correspondiente llave de paso.

3.3.5.1 Capacidad del tanque de distribución

En los sistemas por bombeo se debe considerar un volumen de distribución o almacenamiento mínimo de 25%, 30% o 35% del caudal medio diario. En el caso de la comunidad en estudio, se considera un almacenamiento de 25% del caudal medio diario. El volumen del tanque se calcula con la fórmula siguiente:

$$Vol = QMD * \% almacenamiento * 1m^3 * 86,400seg / día) / 1000lt$$

Donde:

Vol. = Volumen del tanque

QMD = Caudal Medio Diario

$$Vol_{\max \text{ diario}} = \frac{(16.217 \text{ lts} / \text{seg})(86,400 \text{ seg} / \text{dia})(35\%)}{1000} = 505.52 \text{ mts}^3 = 510 \text{ mts}^3$$

Capacidad real = dos tanques de 255 m³ (ver planos en hojas de detalles)

3.3.5.2 Ubicación del tanque de distribución

La ubicación esta determinada, principalmente, por la necesidad y conveniencia de mantener presiones en la red dentro de los limites de servicio. Estas presiones en la red están limitadas por normas, dentro de rangos que puedan garantizar para las condiciones más favorables.

Para este estudio se consideraron dos tanques elevados, de los cuales uno estará ubicado enfrente del parque de la localidad y el otro en el sector con cota de nivel 118.59 mts, teniendo en cuenta que el área mínima para la colocación de estos tanques es de 169 metros cuadrados por cada uno.

Los tanques elevados se emplean cuando no es posible construir un tanque superficial, por no tener en la proximidad de la zona a que servirá, una elevación natural adecuada, el tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería elevadora, los mas comunes se construyen de acero, aunque los hay también de concreto reforzado, tanto en el tanque como en la torre.

➤ **Accesorios y dispositivos de los tanques elevados**

Todos los tanques deberán proveerse de los siguientes dispositivos, tubo de entrada al tanque, se colocara el tubo de salida con respecto al tubo de entrada en tal forma que haya circulación del agua en el tanque y se reduzca a un mínimo la posibilidad de cualquier desperfecto.

Debe poseer un tubo de rebose de capacidad igual a la máxima entrada, un tubo de desagüe con su correspondiente llave de paso que permita vaciar el tanque cuando este sea lavado, tendrá dispositivos para ventilación convenientemente protegidos, escaleras interiores y exteriores en caso de que las dimensiones excedan a 1.20 metros de alto, para facilitar la operación de las llaves y las válvulas del tanque, están deben ubicarse en lo posible en una caja común o cámara seca.

➤ **Componentes del tanque metálico elevado**

Los tanques elevados constan de cuerpo, torre y accesorios, el cuerpo está conformado por cubierta, paredes y el fondo del tanque, las paredes y el fondo son los elementos que soportaran las presiones internas ejercidas por el agua, el fondo del tanque casi siempre tiene forma de cono invertido para soportar mayores presiones.

- ❖ **Cimentación:** Esta constituida por cuatro zapatas aisladas cuadradas reforzadas en ambos sentidos, las cuales sirven para transmitir la carga al suelo, cuatro pedestales para unir las columnas metálicas a las zapatas, y por un cimiento corrido, el que sirve para unir entre si los cuatro pedestales de concreto.

- ❖ **Torre metálica:** Los tanques elevados se apoyan sobre el terreno por medio de una torre metálica, la cual esta constituida generalmente por cuatro columnas, con una ligera inclinación una serie de elementos diseñados a compresión y tensión, las columnas tendrán una inclinación sobre eje vertical.
- ❖ **Cilindro del tanque:** Se contempla lámina de acero con un espesor de 3/16" en el cuerpo y 1/8" en la tapadera, para el fondo la lámina será de 1/4" de espesor, el acero tendrá una resistencia de 36,000 psi.
- ❖ **Pintura anticorrosiva:** Es el liquido oleoso que sirve para proteger de la herrumbre las partes metálicas del sistema, susceptibles a la oxidación. Es pintura de aceite, usualmente en colores rojo, negro o gris. Deben de pintarse todas las partes metálicas del sistema susceptibles a la oxidación, con dos manos de pintura anticorrosiva, los tanques metálicos deberán ser protegidos en su interior con pintura que no contenga tóxicos, especialmente plomo, esta pintura será de base asfáltica especial para tanques de agua potable, la superficie exterior de los tanques metálicos deberá ser acabada después de las dos manos de pintura anticorrosiva, la pintura deberá aplicarse a las superficies metálicas después hasta que estas se encuentren debidamente limpias de herrumbre, polvo o grasa, asimismo la segunda mano deberá aplicarse solo hasta después que la primera haya secado completamente, es decir después de 24 horas.
- ❖ **Estructuras complementarias:** En las instalaciones hidráulicas se utilizan muchos tipos de válvulas, que se clasifican según la función que desempeñan, las dos clasificaciones principales de las válvulas para agua resultan de su función según sean aisladoras y de control.

3.3.6 Red de distribución

Una vez que se dispone de agua potable en el tanque de distribución, debe ponerse a disposición de los habitantes, distribuyéndola por toda la población; por medio de la red de distribución. Un adecuado sistema de distribución debe de ser capaz de proporcionar agua potable en cantidad adecuada y a la presión suficiente cuando y donde se requiera dentro de la zona de servicio.

Las redes de distribución se clasifican generalmente como sistemas en malla, sistemas ramificados y sistemas combinados. La configuración que se de al sistema depende, principalmente de la trayectoria de las calles, topografía, grado y tipo de desarrollo del área y localización de las obras de tratamiento y regularización. Para el presente estudio se utilizará un sistema combinado y debido a que la colonia cuenta con dos pozos de extracción de agua, se diseñaran dos redes de distribución.

Uno de los procedimientos que con mas frecuencia son utilizados para el calculo de redes de agua potable, es el método iterativo desarrollado por Hardy Cross, el cual es un método de tanteos controlados; puesto que en la actualidad existen programas de computación el diseño de la red de distribución se realizará con el programa Loop, para la aplicación de este se deben de tomar en cuenta parámetros, tales como, velocidad perdida de carga y diámetro en sus condiciones mínimas, para obtener resultados efectivos y económicamente aceptables.

3.3.6.1 Caja de válvulas

Antes de seleccionar las válvulas se deben considerar los siguientes factores: tipo de válvula, materiales de construcción, capacidad de presión y

temperatura, costo y disponibilidad, la caja de válvulas se colocara al principio de la red de distribución o en los lugares donde se considere necesario.

3.3.6.2 Válvula de aire

El objetivo de esta válvula es extraer el aire que se va acumulando dentro de la tubería, debe colocarse en la línea de conducción después de una depresión y en la parte mas alta o donde el diseño hidráulico lo que indique. La válvula será de bronce y adaptada para tubería y accesorios de PVC protegida con una caja de mampostería y tapadera de concreto reforzado. En una red de distribución esta función la realizan los chorros de las casas.

3.3.6.3 Válvula de limpieza

En un sistema de conducción de agua siempre se consideran dispositivos que permitan la descarga de sedimentos acumulados, éstas se deben de colocar en la parte cóncava de la tubería, en los puntos más bajos.

3.3.6.4 Válvula de compuerta

Las válvulas de compuerta son de aislamiento son de aislamiento de mayor uso en los sistemas de distribución, principalmente por su bajo costo, disponibilidad y baja perdida de carga cuando esta abiertas totalmente, tienen un valor limitado como válvulas de control o de reducción.

3.4 Conexión domiciliar

Como parte de la red de distribución se deben considerar las conexiones domiciliarias y los llena cantaros. Las conexiones domiciliarias están compuestas

de una llave de chorro y los accesorios necesarios. Para que el costo de las conexiones sea lo más bajo posible, se construyen inmediatas al cerco de la propiedad.

Los llenas cantaros se emplean en dos casos:

- Cuando la fuente es un pozo del cual se extrae el agua con una bomba de mano y de la cual se surten varias familias.
- Cuando existe una red de distribución pero que hay viviendas que están a mayor altura que la línea piezométrica del ramal más próximo.

Es aconsejable que la distancia de las viviendas al llenas cantaros no sobrepase los 200 metros y que el número de usuarios por unidad este comprendido entre 25 y 125. Las últimas cifras están relacionadas con la máxima capacidad de descarga de los grifos y con la afluencia de personas que llegan al llenas cantaros durante las horas pico.

3.5 Estudio de factibilidad

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

El autofinanciamiento significa que, el total de los costos de funcionamiento del sistema son 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 consecuente serie de decisiones, siendo las mas importantes.

- **política financiera:** se establece el costo mensual de la tarifa y el costo de los metros cúbicos por exceso de consumo de agua, para cubrir todos los costos de funcionamiento que conlleva el sistema de agua potable, la tarifa establecida será analizada cada cinco años para determinar el valor real en ese momento;
- **política comercial:** se establece a quien y como se va a dotar el servicio;
- **Proceso de cálculo:** consiste en calcular la cantidad de agua que consume cada vivienda, para éste proceso se deberá llevar un registro mensual de cada medidor.

Hay que prever los ingresos de tal manera que en el futuro, cubran adecuadamente los siguientes gastos:

- Obligaciones fijas de inversión en la propiedad cuando sea el caso;
- Costos totales de las instalaciones.

3.5.1 Obligaciones fijas

En todo estudio sobre tarifas de agua, independientemente de que las obligaciones fijas sobre los gastos del capital este 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 a las necesidades inmediatas del presente, así como las que puedan presentarse en los próximos 5 ó 10 años.

3.5.2 Costos totales de las instalaciones

Los costos totales están constituidos por costos de funcionamiento y costos de inversión.

- I. Costos de funcionamiento
 - a) administración
 - b) operación
 - c) mantenimiento
 - d) reposición de activos

Los costos de administración permiten que el servicio funcione; los de operación, que lo haga en forma continua; los de mantenimiento preventivo, que no sea interrumpido; los de reparaciones, que las interrupciones sean mínimas y los de reposición y rentabilidad, que el servicio sea permanente en el tiempo.

Los costos de endeudamiento, son los generados por inversiones pasadas y constituyen los intereses, las comisiones y amortizaciones de préstamos contratados, nacionales o extranjeros, en este caso no existen, porque el financiamiento se tramitará con el Fondo de Inversión Social (FIS) y aporte económico de la comunidad.

Los costos de aumento de activos son las inversiones para futuras inversiones para actualizar la eficiencia del servicio y para extender los

beneficios del mismo, entre estos costos se incluye el valor de la bomba que deberá de sustituirse a los diez años de funcionamiento del sistema.

Tabla VI. Planificación de mantenimiento

Parte del Sistema	Acción	MP	MC	Frecuencia
Tanque de distribución	Limpieza del Área	X		Mensual
	Revisión de Estructuras	X		Trimestral
	Reparación de estructuras		X	Eventual
	Revisión de Válvulas	X		Mensual
	Reparación – Cambio de válvulas		X	Eventual
Cajas de válvulas	Revisión de cajas	X		Trimestral
	Reparación de cajas		X	Eventual
	Revisión de válvulas	X		Trimestral
	Engrase de candado	X		Trimestral
Línea de distribución	Revisión de líneas	X		Mensual
	Verificación de fugas	X		Mensual
	Reparación de fugas		X	Eventual
Conexiones Domiciliares	Revisión de válvulas de paso	X		Trimestral
	Reparación de válvulas de paso		X	Eventual
	Revisión de válvula de grifo	X		Trimestral
	Reparación-cambio válvula de grifo		X	Eventual

3.5.3 Calculo 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 ellos mismos los que tengan el control total del funcionamiento, para lo cual están de acuerdo en pagar una cuota mensual en concepto por consumo de agua y que éste sea

controlado por medio de medidores para que aquel que consuma más de treinta metros cúbicos mensuales pague el exceso consumido, es decir, que se aplicará el sistema diferencial directo para el calculo de la tarifa.

3.5.3.1 Personal de operación

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

- a) **Operador de la bomba:** es la persona encargada de hacer funcionar la bomba en las horas indicadas y tiene a cargo la desinfección diaria del sistema, será uno fijo, pagado por día y con las prestaciones legalmente establecidas, siendo el costo que se apunta a continuación.

Salario diario.....	Q.	50.00
Factor de prestaciones.....		1.32
Bonificación.....	Q.	8.33/día

Cuantificando para los 365 días se tiene:

Salario total anual.....	Q.	18,250.00
Prestaciones 32%.....	Q.	5,840.00
Bonificación anual.....	Q.	<u>3,040.45</u>
Total	Q.	27,130.45

- b) **Fontanero:** es el encargado de mantener en funcionamiento, revisión y reparación del sistema, será uno fijo, pagado por día y

con las prestaciones legalmente establecidas, siendo el costo que se apunta a continuación.

Salario diario.....	Q. 50.00
Factor de prestaciones.....	1.32
Bonificación.....	Q. 8.33/día

Cuantificando para los 365 días se tiene:

Salario total anual.....	Q. 18,250.00
Prestaciones 32%.....	Q. 5,840.00
Bonificación anual.....	<u>Q. 3,040.45</u>
Total	Q. 27,130.45

- c) Suplente del operador:** sustituye al operador durante los días de descanso semanal, feriados, vacaciones y permisos, devengando el mismo sueldo del operador y contratado por servicios personales, por lo que no se aplican prestaciones laborales.

Los días de descanso del operador son:

52 domingos.....	52 días
11 días feriados.....	11 días
17 días de vacaciones.....	17 días
4 días de permiso.....	<u>4 días</u>
Total	84 días

Costo del suplente del operador por año **Q. 4,200.00**

3.5.3.2 Insumos

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

3.5.3.3 Energía Eléctrica

Por información proporcionada por la sección comercial del Instituto Nacional de Electrificación (INDE), para el departamento de Guatemala, el costo por KWH para bombeo trifásico (220 – 460 Voltios), es de Q. 1.81

Potencia de las bombas 30 HP (apéndice No. 1), $HP \cdot 0.75 = 22.5$ KWH, para 14 horas de bombeo para cada uno de los pozos, lo cual ocurrirá durante los primeros 5 años, con un consumo de energía de 630 KWH/día, dando un total de Q. 416,209.50 anuales.

3.5.3.4 Hipoclorito de calcio

Se calcula en función del caudal de día máximo y horas de bombeo para los primeros diez años, que es el tiempo de vida útil de una bomba eléctrica. En el capítulo dos se establece en la sección 2.9.3.2 la cantidad de hipoclorito necesario para preparar una solución al 0.10% y se hacen cálculos para determinar las horas de bombeo en periodos de cinco, diez, quince y veinte años.

Considerando que de uno a cinco años las horas de bombeo son catorce y de seis a diez años son dieciséis para cada pozo, se calculo el promedio de gasto que deberá de hacerse durante los primeros diez años, dando un total del de Q.15,000.00 anuales.

3.5.3.5 Reposición del equipo de bombeo

Se estima que a los primeros diez años debe de sustituirse, al menos, los motores, y las bombas. Por lo que la tarifa deberá de incluir en los primeros diez años el valor anual necesario para tal fin.

Los equipos cotizados tienen un valor actual de Q. 154,589 c/u. y al cabo de diez años tendrán un valor de Q. 276,846.04 c/u. lo que da un valor total de Q. 553,692.08, por lo que se deberá depositar en el banco la cantidad de Q. 42007.49 anuales a una tasa de interés del 6% anual; para obtener al final del periodo la cantidad de Q. 553,692.08 y así, poder cambiar los dos equipos de bombeo y el motor al final del décimo año.

3.5.3.6 Reparaciones y gastos indirectos

Se estima que los gastos de administración por parte de la Asociación de vecinos son: El costo promedio mensual por compra de papelería y útiles, el pago del tesorero contratado por cinco días al mes por el valor de Q. 60.00/día, el pago de una secretaria particular contratada a por cinco días al mes por el valor de Q. 40.00/día, compra de insumos y las reparaciones para el mantenimiento del sistema. Para el cálculo se ha establecido un promedio de Q. 6,000.00 mensuales, lo que nos da un total de Q. 72,000.00 anuales.

3.5.3.7 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.	58,460.90/año
• Insumos.....	Q.	431,209.50/año
• Reposición de equipo de bombeo.....	Q.	42,007.49/año
• Reparación y gastos indirectos.....	Q.	<u>72,000.00/año</u>
Total	Q.	603,677.89/año

Por datos proporcionados por la asociación de vecinos se tiene que la cantidad de servicios actualmente es de 700, pero con la ampliación del sistema se estima que se anexarán aproximadamente 246 servicios nuevos durante los primeros tres meses, entonces se establece que la tarifa mensual por concepto de consumo de agua es de cincuenta y cinco quetzales (Q. 55.00/mes) durante los primeros cinco años. Después de este periodo de tiempo se revalorará la tarifa de acuerdo a los al total de nuevas conexiones y los costos imperantes en esa época. La proyección de los precios se calcularon con una tasa de inflación del 6%, según boletín de prensa publicado por el Banco de Guatemala se estima que para fin de año la tasa estará en el rango del (4% - 6%) por lo que sea tomó una del 6%:

$$F/P = P * (1+i)^n$$

Donde:

- F/P = Convertir a un valor futuro dado un valor presente
- P = Valor presente
- i = Tasa de inflación
- n = Número de años que se deseen proyectar

Se ejemplifica la proyección del costo de consumo de agua por metro cúbico a 15 años en el intervalo de 46 –50 m³

$$F/P = Q4.00 * (1 + 0.06)^{15} = Q9.59$$

$$F/P = Q9.59$$

Tabla VII. Calculo de la tarifa para 5, 10, 15 y 21 años.

Consumo de agua	Periodo 1 (2006 - 2011)		Periodo 2 (2012 - 2016)		Periodo 3 (2017 - 2021)		Periodo 4 (2022 - 2027)	
	(0 – 5) Años		(6 – 10) Años		(11 – 15) Años		(16 –21) Años	
	Precio por M ³	Cuota base actual	Precio por M ³	Cuota base proyectada al periodo 2	Precio por M ³	Cuota base proyectada al periodo 3	Precio por M ³	Cuota base proyectada al periodo 4
0-30 M ³	Q1.83	Q55.00	Q2.45	Q73.60	Q3.28	Q98.50	Q4.39	Q131.81
31-35M ³	Q2.00		Q2.68		Q3.58		Q4.79	
36-40M ³	Q2.50		Q3.35		Q4.48		Q5.99	
41-45M ³	Q3.25		Q4.35		Q5.82		Q7.79	
46-50M ³	Q4.00		Q5.35		Q7.16		Q9.59	
51-55M ³	Q5.50		Q7.36		Q9.85		Q13.18	
56-60M ³	Q7.50		Q7.50		Q13.43		Q17.97	

Por lo que la cuota por metro cúbico para las personas que consuman entre (46 –50 m³) dentro de 15 años será de Q 7.16. Para la aplicación del cobro del exceso se da un ejemplo para una persona que registre un consumo durante el mes de 47 m³. El exceso que la persona registra es el resultado del total del consumo menos la cantidad de agua a la que tiene derecho $47 \text{ m}^3 - 30 \text{ m}^3 = 17 \text{ m}^3$

Por lo que la cuota que deberá pagar es la suma de:

La cuota para los 30 m³ = Q98.50 mas la cuota por exceso de 17 m³ la cual podemos encontrar en la tabla III en el intervalo donde se encuentra la cuota para 47 m³, y el cual tiene un precio de Q7.16 por m³; dando como resultado $(17 \text{ m}^3 \times \text{Q } 7.16 / \text{m}^3) = \text{Q}121.72$. Siendo el total de la cuota la suma del consumo normal y el exceso $\text{Q}98.50 + \text{Q}121.72 = \text{Q}220.22$

Por lo que la cuota que deberá pagar el usuario es de Q220.22 por el consumo de 47 m³ de agua durante el mes.

3.5.4 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 se es factible realizar el proyecto de diseño y estudio de la red de distribución de agua potable para la Colonia San José Villa Nueva.

3.5.5 Evaluación económica

Para establecer si el proyecto planteado es rentable, se debe justificar la inversión y su recuperación económica. Si no es rentable por la vía económica se deben cuantificar los beneficios que este trae por la vía social

-Cuantificación de beneficios

La determinación y cuantificación de los beneficios económicos generados por este tipo de proyectos, contienen algunos elementos de consideración, los cuales son:

- a) Los ahorros generados por gozar de un servicio directo y no recurrir a la compra de agua en toneles.
- b) Los beneficios atribuidos a la protección de la salud por disponer de agua sanitariamente segura, reflejados en el desarrollo de sus actividades humanas.
- c) El beneficio directo que constituye en mejorar el índice de calidad humano en la población de la colonia San José Villa Nueva.

-Eliminación de peligros para la salud y ahorro en servicios asistenciales.

a) La mortalidad (cantidad proporcional de defunciones correspondientes a población o tiempo determinado) y morbilidad (proporción de enfermos en lugar y tiempo determinado) son los indicadores principales que se utilizan para determinar el índice de salud de una población.

b) La morbilidad en Guatemala está determinada fundamentalmente por enfermedades de origen hídrico, las cuales pueden ser reducidas en forma sustancial al mejorar las condiciones sanitarias en general.

Tabla VIII. Actualización de indicadores financieros.

AÑO	INGRESOS	EGRESOS	TASA DE DESCUENTO 12%	VALOR PRESENTE		FLUJO DE FONDOS NETOS	TIR
				INGRESOS	EGRESOS		
			FACTOR				
0	624360.00	-3,738,411.47	1.0000	624,360.00	-3,738,411.47	-3,114,051.47	498.8%
1	644160.00	-639898.56	0.8929	575,142.86	-571,338.00	3,804.85	-0.7%
2	688104.00	-678292.48	0.7972	548,552.30	-540,730.61	7,821.69	-1.4%
3	721752.00	-718990.03	0.7118	513,728.82	-511,762.90	1,965.92	-0.4%
4	769680.00	-762129.43	0.6355	489,145.55	-484,347.03	4,798.53	-1.0%
5	974201.46	-807857.19	0.5674	552,788.07	-458,399.87	94,388.20	-17.1%
6	1004231.24	-856328.62	0.5066	508,774.80	-433,842.73	74,932.07	-14.7%
7	1035144.25	-907708.34	0.4523	468,246.69	-410,601.16	57,645.53	-12.3%
8	1066940.49	-962170.84	0.4039	430,919.37	-388,604.67	42,314.70	-9.8%
9	1100503.19	-1019901.09	0.3606	396,852.48	-367,786.56	29,065.92	-7.3%
10	1134065.88	-1081095.16	0.3220	365,138.86	-348,083.71	17,055.16	-4.7%
11	1564914.35	-1145960.87	0.2875	449,875.48	-329,436.37	120,439.12	-26.8%
12	1613374.69	-1214718.52	0.2567	414,113.10	-311,787.99	102,325.11	-24.7%
13	1663016.99	-1287601.63	0.2292	381,120.57	-295,085.06	86,035.51	-22.6%
14	1715023.21	-1364857.73	0.2046	350,927.73	-279,276.93	71,650.79	-20.4%
15	1768211.38	-1446749.19	0.1827	323,045.61	-264,315.67	58,729.94	-18.2%
16	2439025.20	-1533554.14	0.1631	397,857.84	-250,155.90	147,701.94	-37.1%
17	2514948.17	-1625567.39	0.1456	366,287.97	-236,754.69	129,533.28	-35.4%
18	2592452.86	-1723101.44	0.1300	337,121.51	-224,071.40	113,050.10	-33.5%
19	2673121.01	-1826487.52	0.1161	310,367.46	-212,067.58	98,299.89	-31.7%
20	2756952.61	-1936076.77	0.1037	285,804.36	-200,706.82	85,097.54	-29.8%
21	2842365.95	-2052241.38	0.0926	263,088.29	-189,954.67	73,133.62	-27.8%
SUMA VALOR PRESENTE				9,090,171.42	-10,857,567.11	-1,767,395.68	149.3%

VALOR ACTUAL NETO	VAN	9,090,171.42	-10,857,567.11	19,947,738.53
BENEFICIO COSTO	B/C	9,090,171.42	-10,857,567.11	0.84

Criterios

- En cada año se consideran las nuevas conexiones derivado de la tasa de crecimiento.
- De 6 a 10 años se considera un incremento en la tarifa de Q.18.60.
- De 11 a 15 años se considera un incremento en la tarifa de Q. 24.90.
- De 16 a 21 años se considera un incremento en la tarifa de Q. 33.31.

$$\text{Factor de descuento} = \frac{1}{(1+i)^n}$$

Donde:

i = tasa de descuento

n = numero de años

El valor actual neto (VAN) es la diferencia entre el valor actual de los flujos de beneficios y el valor actual de los costos.

$$VAN = -1,767,395.68$$

En este caso un VAN negativo indica que hay perdidas a lo largo del proyecto y que por lo tanto el proyecto no es rentable por la vía económica.

La relación beneficio costo (B/C), es la relación que resulta de dividir el valor actual de los flujos de beneficio dentro de el valor actual de los costos. Este debe ser mayor que uno.

$$B/C = 0.81$$

Debido a que $B/C < 1$ el proyecto no es financieramente rentable. Dados los indicadores financieros anteriores, el proyecto no tendrá ningún retorno porque no es viable financieramente. No obstante el proyecto es rentable desde el punto de vista social; ya que elevara el nivel de vida de los pobladores de la comunidad, reduciendo el índice de enfermedades de origen hídrico.

3.6 Presupuesto

3.6.1 Criterios adoptados para la integración del presupuesto

3.6.1.1 Generalidades

- **Sujeción a especificaciones técnicas y planos:** El proyecto de agua se construirá de conformidad con las especificaciones técnicas de construcción y planos proporcionados por la Asociación promejoramiento de la colonia de San José Villa Nueva. El ejecutor no podrá variar las especificaciones técnicas sin previa autorización por escrito de la asociación. Si el ejecutor varía la calidad de la construcción del proyecto, sin contar con el aval correspondiente, de la asociación esta podrá sancionarlo de según las dimensiones de los cambios realizados.
- **Cálculo de la mano de obra no calificada:** En vista de que la comunidad en su mayoría trabaja fuera de la colonia no puede proporcionar la mano de obra no calificada requerida para el proceso de construcción, en la integración de precios unitarios el ejecutor deberá incluirla. El ejecutor deberá estimar la cantidad de mano de obra no calificada que requerirá en la ejecución total del proyecto y la relación que se establecerá entre mano de obra calificada y no calificada. Al presentar el cronograma de actividades al que se hace referencia en este estudio, deberá indicar expresamente la cantidad de mano de obra no calificada para cada renglón de trabajo.

- **Precio unitario:** Debe incluir los costos directos, indirectos, la supervisión técnica de campo, la administración, las utilidades y cualquier gasto en el que tenga que recurrir el ejecutor para concluir satisfactoriamente el proyecto. La asociación no reconocerá ninguna otra cantidad que no este incluida en el precio unitario de cada renglón.

- **Documentos de aprobación:** Dentro del ordenamiento necesario para la ejecución y/o supervisión de los distintos trabajos, el contratista esta obligado a presentar, previo al inicio de la obra, lo siguiente:
 - a) Modelo de programación física
 - b) Cronograma de actividades
 - c) Modelo de programación financiera

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 critica de ejecución. En la misma forma, debe presentarse un diagrama de barras, que permita observar el avance de la obra cada vez que sea congruente con el modelo de programación financiera. En este último deben detallarse las inversiones que mensuales y acumuladas, necesarias para la ejecución de la obra. La asociación podrá solicitar documentación adicional que considera conveniente, de acuerdo con el monto de la inversión, debiendo aprobar toda la documentación antes del inicio de la obra.

- **Licencias y autorizaciones:** Todas las licencias y autorizaciones necesarias para la ejecución de la obra, serán tramitadas por el contratista ante las dependencias oficiales correspondientes, debiendo cumplir con todas las disposiciones que para el efecto existan. La responsabilidad legal y técnica que se derive de ellas, deberá ser asumida por el contratista. Para ello el contratista está obligado a conocer las restricciones sobre demolición de construcciones, permisos forestales, permisos para construcción, conexiones a sistemas de agua potable, fuentes de abastecimiento de agua y otras disposiciones especiales referidas en el reglamento municipal.
- **Respecto a los proyectos:** Los proyectos de agua de pozos mecánicos de bombeo – gravedad, son los sistemas más comunes en el valle de Guatemala debido al perfil topográfico del mismo. Las obras que se proponen para ser implementadas en los diseños (planos) y en la construcción, son frecuentemente utilizadas en estos sistemas. Las obras que se describen y especifican en este estudio están acordes con las normas de diseño y especificaciones de construcción, que el ministerio de Salud Pública, el Instituto de Fomento Municipal y otras instituciones que realizan proyectos de agua han aceptado.

3.6.2.2 Renglones de trabajo a considerar

- a) Limpieza de los pozos mecánicos existentes
- b) Sistemas de bombeo
- c) Línea de conducción
- d) Tanque de distribución

- e) Sistema de coloración
- f) Tuberías de abastecimiento y red de distribución
- g) Conexiones intradomiciliares

3.6.2 Presupuesto de materiales

- **Agua:** El agua que se utilice para el mezclado, curado o lavado de agregados, debe de ser limpia y libre de aceites, ácidos, sales como cloruro o sulfato, material orgánico y sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero de refuerzo.
- **Cemento:** deberá ser de tipo Pórtland, con una resistencia mínima de 4000 psi, para el almacenamiento y manejo del cemento se deberá cumplir con los siguientes requisitos. El cemento se deberá sobre una tarima situada como mínimo a 20 centímetros sobre el suelo, la bodega tendrá la amplitud necesaria para poder retirar el cemento mas antiguo durante su uso y a la vez, colocar el cemento nuevo sin dificultad, ningún saco de cemento deberá permanecer en la bodega por más de un mes.
- **Agregado fino:** Este material estará conformado por arena de río, que sea consistente, libre de arcilla o cualquier otro desecho orgánico y sales minerales que afecten la calidad del concreto, de contener materia orgánica deberá lavarse o desecharse según criterio del supervisor destacado en el área.
- **Agregado grueso:** deberá ser triturado con diámetros que oscilen entre $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de pulgada, o dependiendo de su utilización, y que

garantice ser un material anguloso que propicie un concreto de alta resistencia, deberá ser limpio, libre de arcilla, lodo o polvo.

- **Acero de refuerzo:** El acero a utilizar deberá de ser corrugado con los diámetros requeridos, grado 40, legitimo, debe almacenarse por encima del nivel del terreno, sobre plataforma, largueros, bloques u otros soportes de madera o material adecuado, y ser protegido de la intemperie y ambientes corrosivos, así como de daños físicos que pudiera tener en su transporte o almacenaje; al colocarse en la obra y antes de fundirse el concreto, todo acero de refuerzo debe estar libre de polvo, óxido, pintura, aceite, o cualquier otro material extraño, que pueda afectar la adherencia, las barras deberán amarrarse adecuadamente en todas las intersecciones, la longitud del traslape deberá ser de aproximadamente 30 veces el diámetro de la varilla y en ningún caso deberá ser menor de 30 centímetros.

- **Tubería y accesorios P.V.C:** Bajo esta denominación deben entenderse los tubos de cloruro de polivinilo, igualmente serán incluidos los accesorios (tees, codos, reductores, uniones, etc.) que sean necesarios y que deben satisfacer las normas, los accesorios serán de la misma clase, para una presión mínima de 250 psi, para tubos de diámetro mayor de 1 pulgada y 315 psi para diámetros menores, para el almacenamiento se debe de colocar sobre superficies suaves sin filos ni punzantes, bajo techo, a temperaturas normales lejos de sustancias o vapores de ácidos.

3.6.3 Presupuesto de mando de Obra

3.6.3.1 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 a lo indicado en los planos y descripción del proyecto y las Especificaciones generales para cada operación.

- 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 mismo como el arreglo del material de acabado de calles que sea necesario.
- Se colocaran indicaciones de peligro y las protecciones necesarias en los puntos dentro de la población que sean de transito de vehículos y peatones.
- Al terminar el trabajo debe de retirarse todo el material sobrante y efectuarse odas las reparaciones de daños ocasionados.
- Las tuberías se colocaran en el lugar y niveles indicados en los planos o donde lo fijen las bases especiales, predominando las últimas.
- Deberá utilizarse las herramientas adecuadas y métodos de trabajo recomendados por los fabricantes.
- Todo daño, desperfecto o rotura que se ocasionen con motivo del trabajo a otras instalaciones existentes de teléfonos, desagües, electricidad, etc. Serán reparados a la brevedad posible por cuenta del contratista y sin recibir por ello compensación adicional.

- Cualquier pavimento que fuera necesario romper para instalar la tubería, debe reponerse y dejarse en condiciones iguales o superiores a las que tenía antes de la instalación.
- Una vez terminada la instalación de la nueva red de distribución, el contratista procederá a extraer la tubería de la red existente para evitar que existan conexiones entre las viviendas y dicha red y se puedan convertir en fugas para el nuevo sistema.

➤ **Limpieza, chapeo y desmante**

- La línea para la instalación de la tubería deberá en todo caso de ser inicialmente limpiada de troncos, árboles, vegetación viva o muerta, en un ancho mínimo de 1.20 metros; 0.60 metros a cada lado del eje de instalación de la tubería.
- La asociación podrá ordenar la preservación de árboles u otro tipo de vegetación dentro del área de limpieza.
- Todo material resultante de la limpieza, chapeo y desmante, debe de ser convenientemente dispuesto donde no se ocasione daño a las propiedades vecinas o incinerado.

➤ **Zanjeo**

- Las tuberías se remplazaran siguiendo los ejes que indique los planos, como lo señale la asociación de vecinos o las bases especiales.
- Se deberá cortar zanja simétrica al eje de instalación de la tubería dejando los siguientes recubrimientos sobre el diámetro del tubo; a menos que las bases especiales indiquen algo distinto:
 - En terrenos cultivados, caminos o áreas de transito liviano, 0.80 metros.
 - En caminos de transito pesado 1.00 metros.

- Donde no exista la posibilidad de transito o cultivo, 0.60 metros.

➤ **Instalación de tubería P.V.C:**

- Se corta la tubería a escuadra utilizando guías y luego se quitara la rebaba del corte y se limpiara el tubo de viruta interior y exteriormente. El tubo debe de penetrar en el accesorio o campana de otro tubo sin forzarlo por lo menos un tercio de la longitud de la copla, si no es posible, debe afilarse o lijarse la punta del tubo.
- Se aplicara cemento solvente que debe estar completamente fluido y si el cemento empieza a endurecerse en el frasco debe desecharse. Antes de aplicar el cemento solvente se debe de quitar toda clase de suciedad que se encuentra en la parte que se va a aplicar, tanto en el exterior del tubo como en el interior del accesorio, por medio de un trapo seco.
- La tubería debe colocarse cuidadosamente en la zanja y tener el cuidado al trabajarla que los operarios no se paren en ella. La tubería se coloca zig-zagüeandola en la zanja y se cubrirá, dejando expuestas las uniones para hacer la prueba que mas adelante se especifica. Esta tubería deberá de colocarse en las primeras horas de la mañana cuando esta fría y no dilatada por la acción del calor.

➤ **Prueba de tuberías**

- Toda la instalación de tubería deberá ser aprobada para resistencia y estanquedad, sometiéndola a presión interna por agua antes de hacer el relleno total de las zanjas. Se deberá

rellenar solo aquellas partes en que se necesita en soporte del suelo como anclaje de la tubería.

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

➤ **Rellenos de zanjas**

- Las zanjas de instalación de la tubería, deberán ser rellenas, después de la prueba de presión, tan pronto como se haya aprobado y aceptado la instalación. El relleno se hará de la siguiente manera.
- De aquí hasta 30 centímetros sobre el tubo, se deberá rellena con capas no mayores de 15 centímetros. El material para rellena las zanjas, hasta el nivel, debe ser cuidadosamente escogido para que este 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. En cualquier caso, todo material de zanjeo sobrante debe ser retirado del área de instalación y dispuesto en forma satisfactoria.

➤ **Lavado y desinfección interior de la tubería**

- Antes de poner en servicio las tuberías instaladas debe procederse a lavarlas y desinfectarlas interiormente. Primero se

procede 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 de agua contenido por las tuberías, según el que sea mayor.

- Para la desinfección se debe comenzar por vaciar la tubería, llenándola después con agua que contenga 20 miligramos por litro de cloro, la que se mantendrá 24 horas en la tubería. Después se vaciaran las tuberías o se procederá a lavarlas haciendo circular agua en cantidad suficiente para eliminar la empleada para la desinfección.

3.6.4 Resumen general de presupuesto

Tabla IX. Resumen general de costos por componentes.

No	Descripción	Cantidad	P.U	P.U \$	Total	% EQUIV.
1	Trabajos preliminares	1	Q 179,971.12	23342.56	Q 179,971.12	5.74
2	Línea de conducción de pozos a tanques	1	Q 147,096.70	19078.69	Q 147,096.70	4.69
3	Línea de distribución	1	Q 731,287.25	94849.19	Q 731,287.25	23.33
4	Cajas rompe de válvulas	1	Q 60,364.76	7829.41	Q 60,364.76	1.93
5	Tanque de distribución de 255 m3	2	Q 384,376.26	49854.25	Q 768,752.52	24.52
6	Estación de Bombeo	2	Q 10,514.45	1363.74	Q 21,028.90	0.67
7	Equipo de bombeo sumergible 30 HP para pozo	2	Q 249,662.00	32381.58	Q 499,324.00	15.93
8	Hipoclorador	2	Q 9,492.50	1231.19	Q 18,985.00	0.61
9	Reparación de calles y banquetas	1	Q 101,200.70	13125.90	Q 101,200.70	3.23
TOTAL MATERIALES Y MANO DE OBRA					Q 2,528,010.95	80.65
ADMINISTRACIÓN		7%			Q 176,960.77	5.65
DIRECCIÓN TÉCNICA		5%			Q 126,400.55	4.03
TRANSPORTE		2%			Q 50,560.22	1.61
IMPREVISTOS		10%			Q 252,801.10	8.06
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 3,134,733.58	100.00
					\$ 406580.23	

Para información del presupuesto desglosado ver apéndice No. 3.

4 VULNERABILIDAD DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

4.1 Fundamentos para el análisis

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

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

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

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

4.2 Descripción de las amenazas naturales y de sus efectos en los sistemas de agua potable

La evaluación del peligro en la zona o región es esencial para estimar la vulnerabilidad y daños posibles de los componentes en riesgo.

4.2.1 Características de las amenazas y sus principales efectos

❖ Terremotos

Para la caracterización de amenaza sísmica, se dispone de información de varios niveles de complejidad, cuya utilización dependerá del tipo de estudio que se desee elaborar. Entre los efectos esperados en caso de sismos, en los sistemas de agua potable, se encuentran:

- Destrucción total o parcial de las estructuras de la captación conducción, tratamiento, almacenamiento y distribución.
- Rotura de las tuberías de conducción y distribución y daños en las uniones, entre tuberías o con los tanques, con la consiguiente pérdida de agua.
- Modificación de la calidad de agua por deslizamientos.
- Variación (disminución) del caudal en captaciones subterráneas o superficiales.
- Cambio del sitio de salida del agua en manantiales.
- Daños por inundación costera adentro por impacto de tsunamis.

❖ Huracanes

Los efectos de huracanes pueden causar daños principalmente a 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.

En general, los daños debidos a este tipo de fenómenos, son los siguientes:

- Daños totales y parciales en las instalaciones, puestos de mando y otras edificaciones de la empresa, tales como rotura de vidrios, techos, inundaciones, etc., debido a la fuerza de los vientos.
- Roturas de tuberías, en pasos expuestos, tales como ríos y quebradas, debido a correntadas.
- Roturas y desacoples de tuberías en zonas montañosas por deslizamiento de tierra y correntadas de agua.
- Contaminación de agua en tanques y tuberías.
- Roturas de tuberías y falla de estructuras por asentamientos de terreno, debido a inundaciones.
- Daños en sistemas de transmisión y distribución de energía eléctrica, ocasionando la interrupción en la operación de equipos, instrumentos y medios de comunicación.

❖ **Inundaciones**

Las inundaciones son fenómenos naturales que tienen 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: mientras 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.

Los factores más relevantes que afectan la esorrentía en una cuenca son los siguientes:

- **Factores climáticos:**
 - Precipitación: forma (lluvia, granizo, nieve, etc.), intensidad, duración, distribución en el tiempo, distribución en el área, precipitaciones anteriores, humedad del suelo.
 - Intercepción: tipo de vegetación, composición, edad y densidad de los estratos, estación del año y magnitud de tormenta.
 - Evaporización: temperatura, viento, presión atmosférica, naturaleza y forma de la superficie de la evaporación.
 - Transpiración: temperatura, radiación solar, viento, humedad y clases de vegetación.
- **Factores fisiográficos:**
 - Características de la cuenca: geométricas, tamaño, forma, pendiente, orientación y dirección.

- Físicas: uso y cobertura de la tierra, condiciones de infiltración, tipo de suelo, condiciones geológicas como permeabilidad y capacidad de formaciones de agua subterráneas, condiciones topográficas como presencia de lagos, pantanos y drenajes artificiales.
- Características de canal y capacidad de transporte: tamaño, forma, pendiente, rugosidad, longitud y tributarios.
- Capacidad de almacenamiento: curvas de remanso.

❖ **Contaminación del agua potable por inundaciones**

Entre los daños que pueden provocar los desastres naturales, el riesgo mas serio y grave por sus consecuencias es la contaminación en gran parte 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 bacilar y la amibiana, la hepatitis infecciosa y las gastroenteritis. El grave riesgo de la aparición de estas enfermedades 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. La contaminación del agua potable y del suelo puede asumir diversas formas:

- Contaminación de las fuentes superficiales de agua potable, por arrastre de animales muertos a las cercanías de las tomas, por aumento excesivo de la turbidez del agua, o por arrastre de otro tipo de sustancias toxicas o contaminantes.

- Contaminación de las fuentes de agua subterráneas cuando el nivel de inundación sobrepasa la altura del brocal de los pozos y se vierte directamente sobre los pozos u otras captaciones.
- Al subir el nivel del agua en los ríos o cuerpos de agua donde desaguan los alcantarillados sanitarios y pluvial, se puede producir el refluo de las aguas servidas, escurriendo hacia atrás por las alcantarillas e inundando con aguas servidas tanto el interior de viviendas y pisos bajos de los edificios como las vías públicas. En las viviendas ocurren a través de los propios artefactos sanitarios y piletas; en las calles, a través de los pozos de visita y de los sumideros de agua de lluvias. (si los diseños y construcciones de los desagües se hubieran considerado las instalaciones de válvulas de retención, se podrían evitar este tipo de refluo).
- Si los combustibles se mezclan con las inundaciones, será más difícil encontrar como hervir el agua contaminada para esterilizarla.

❖ **Daños por inundaciones**

- Cañerías e instalaciones anexas: Los posibles daños a cañerías 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.
- Estanque semi-enterrados: estos usualmente están ubicados en terrenos altos, de modo que los daños raramente ocurren.
 - Erosión de funciones, determinando grietas.

- Un estanque, si tiene gran parte de su cuba bajo el nivel del suelo.
- Equipos de bombeo e instalaciones eléctricas.
- Obras de toma, represas y construcciones ubicadas sobre el nivel del suelo.
- Represas y embalses.

En resumen, los principales efectos de las inundaciones que afectan a los sistemas de abastecimiento de agua potable son:

- Destrucción total o parcial de captaciones localizadas en ríos o quebraduras.
- Azolve y colmatación de componentes por arrastre de sedimentos.
- Pérdida de captación por cambio de cauce del río.
- 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 a cauces de agua.
- Contaminación de agua en las cuencas.
- Daños de equipos de bombeo al entrar en contacto con el agua.

❖ **Sequías**

Los efectos esperados en los abastecimientos de agua potable son:

- Pérdida o disminución del caudal de agua superficial o subterránea.
- Racionamiento o suspensión del servicio.
- Abandono del sistema.

Otros efectos de los desastres naturales se reflejan en el siguiente cuadro.

Tabla X. Efectos de desastres naturales en diferentes obras.

Servicio	Efectos esperados	Terremoto	Huracán	Inundación	Sequías	Promedio
Abastecimiento de agua potable	Daños a las estructuras de Ingeniería Civil	A	A	B	C	62%
	Ruptura de cañerías maestras	A	B	B	C	53%
	Interrupciones de electricidad	A	A	B	C	62%
	Contaminación (química o biológica).	B	A	B	C	53%
	Desorganización del transporte	A	A	B	C	62%
	Escasez de personal administrativo	A	B	C	C	44%
	Escasez de equipos , repuestos y suministros	A	A	C	C	52%

Porcentaje promedio de vulnerabilidad del proyecto 55%

A: Posibilidad grave (76% - 100%)

B: Posibilidad menos grave (36% - 75%)

C: Posibilidad mínima (0% - 35%)

Estos porcentajes están dados en base a información proporcionada por CONRED e INSIVUME.

4.3 Mitigación de desastres

4.3.1 Medidas de mitigación de emergencias

El complemento lógico y deseable de un estudio de análisis de vulnerabilidad debe de 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 determinaran 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:

Física: estimación de daños posibles en los componentes de la infraestructura.

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.

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 las comunidades y la municipalidad de Villa Nueva 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, las cuales estén especializadas en diferentes tipos de reparaciones, albañiles, fontaneros, etc.
- Descripción o inventario de los materiales con que se cuentan.
- Reserva de materiales en bodega como (Tubería P.V.C diferentes diámetros (6", 5", 4", 3", 2", 1 ½", 1", y ¾"), Válvulas de compuertas (4", 3", 2") , Accesorios de tuberías (Codos, Tees, Reducidores, 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 al 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.
- Se deben de establecer albergues ante cualquier desastre que puedan sufrir las familias de la comunidad.

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

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

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

4.4 Evaluación de impacto ambiental

4.4.1 Definición

Identificación y evaluación sistemática de los impactos potenciales (efectos) de proyectos, planes, programas o acciones legislativas propuestas, relativos a los componentes físico-químicos, biológicos, culturales y socio-económicos del ambiente total.

4.4.2 Fin último

Motivar y/o promover la consideración del ambiente en la planificación y toma de decisiones, y finalmente llegar a acciones que son más ambientalmente compatibles.

4.4.3 Compensación y mitigación

Mitigación:

Es la implementación de decisiones o actividades diseñadas para reducir en el medio ambiente los impactos indeseables de una acción propuesta.

Categorías de mitigación:

- Evasión: no llevar a cabo la acción
- Disminución: rebajar la escala de magnitud, reorientación, empleo de tecnología
- Rectificación: restauración de los ambientes
- Reducción: pasos de control, prevención y mantenimiento
- Compensación: creación de ambientes similares.

4.4.4 Reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental

Metodologías de evaluación del impacto ambiental

- Métodos De Evaluación Del Hábitat
- Modelación Matemática
- Técnica Delhi
- Adaptación De Métodos Comunes De Estadísticas Multivariadas
- Superposición Grafica
- Sistemas De Información Geográfica
- Simulación
- Evaluación De Riesgos
- Análisis De Costo Y Beneficio
- Metodologías Comparativas

Objetivos del reglamento

- Cumplir con la Ley de Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente y el Reglamento Orgánico del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales
- Contar con instrumentos de gestión ambiental (evaluación, control y seguimiento) acordes a la realidad nacional
- Propiciar un clima de confianza hacia los inversionistas, en materia ambiental

Alcance

Se pretende que el Reglamento norme la evaluación y el control ambiental de proyectos, obras, industrias o cualquier otra actividad, que por sus características pueda producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, y al ambiente.

Tabla No. XI. Instrumentos de evaluación, control y seguimiento ambiental

Evaluación Ambiental Inicial	Estudios de Impacto Ambiental	Evaluación Ambiental Estratégica
Evaluación de Riesgo Ambiental	Registros Ambientales	Auditoria Ambiental
Estudios de Diagnóstico Ambiental	Código de Buenas Prácticas Ambientales	Evaluación de efectos Acumulativos
Fianza de Cumplimiento	Licencias Ambientales	Incentivos Ambientales

Declaraciones sobre impacto ambiental

Las declaraciones sobre impacto ambiental deben evaluar, con detalle, los efectos potenciales de la acción propuesta en el ambiente. El propósito del ambiente es revelar las consecuencias ambientales de una acción propuesta, con la finalidad de dar a conocer los riesgos implicados al que toma las decisiones en la oficina y al público.

Una declaración de impacto ambiental debe incluir:

- a. Una descripción detallada de la acción propuesta que incluya información y datos técnicos adecuados para permitir una cuidadosa evaluación de los efectos en el ambiente.
- b. Exposición de los probables efectos en el ambiente, incluidos los efectos en los sistemas ecológicos y cualquier consecuencia directa o indirecta que puedan resultar de la acción.
- c. Cualquier efecto adverso al ambiente que no pueda evitarse.
- d. Alternativas a la acción propuesta que puedan evitar algunos o todos los efectos perjudiciales al ambiente, incluso los análisis de costos y los efectos en el ambiente de dichas alternativas.
- e. Evaluación de los efectos acumulativos, a largo plazo, de la acción propuesta, incluso sus relaciones con el uso a corto plazo del ambiente versus la productividad, a largo plazo, del ambiente.
- f. Cualquier compromiso irreversible o irrevocable de recursos que pudieran resultar de la acción, o que pudieran reducir el uso del ambiente.

4.4.5 Impacto ambiental sistema de distribución de agua potable

4.4.5.1 Impactos positivos del proyecto en operación

El objetivo fundamental del proyecto es mejorar las condiciones de salud de la comunidad porque con el abastecimiento de agua apta para el consumo

humano se disminuirá la morbilidad asociada a enfermedades de origen hídrico. Los principales impactos positivos que se obtendrán con la ejecución del proyecto son los siguientes:

- Mejoramiento de las condiciones de vida de los beneficiados directos, ya que contarán con agua apta para consumo humano en sus viviendas.
- Disminución de las enfermedades de origen hídrico, tales como diarreas parasitismo intestinal, cólera y hepatitis.
- Mejoras en la economía de las personas que actualmente tienen que comprar agua purificada o invertir en medicina para curarse de las enfermedades de origen hídrico.
- Las viviendas y terrenos de las comunidades beneficiadas se cotizarán a precios más elevados de los actuales por contar con un mejor servicio de agua domiciliar.

4.4.5.2 Impactos negativos durante la ejecución del proyecto

Durante la ejecución del proyecto se pueden presentar los siguientes impactos al ambiente y daños a la salud de los vecinos, visitantes y trabajadores del lugar.

- Agresiones directas a la fauna silvestre: Aunque este impacto es directo y reversible es poco significativo ya que el ecosistema de la zona se encuentra altamente intervenido por ser una zona anteriormente dedicada a los cultivos, pero que se ha transformado en una zona urbana.
- Alteración de la calidad visual del paisaje: Durante la construcción del proyecto, el paisaje del lugar se verá afectado por las actividades. 1.- acumulación de tierra a la orilla de las calles y en terrenos como

consecuencia de la apertura de la zanja para la colocación de la tubería.

2.- Acumulación de material de construcción tales como arena de río, piedrin, cemento y hierro por la construcción de las obras civiles necesarias. 3.- Incremento del material de construcción y maquinaria debido a la acumulación de la tierra proveniente de las diferentes excavaciones.

- Deslaves de material de cobertura de las zanjas o derrumbes de las mismas: Este impacto es el de mayor consideración, aunque es temporal. Tiene gran impacto porque el material que sea arrastrado por las aguas de escorrentía se depositará en terrenos, calles y avenidas, por lo que el encargado de obra debe tomar las medidas preventivas necesarias para evitarlo y poder garantizar la seguridad de los trabajadores.
- Disposición inadecuada de los desechos producidos durante la construcción.
- Riesgo en la salud de los trabajadores: Durante la construcción del sistema se puede presentar los siguientes riesgos que pongan en peligro la salud de los trabajadores y habitantes en general; 1.- Derrumbes de zanjas. 2.- Accidentes de personas o vehículos que caigan en las zanjas por falta de señalización. 3.- Enfermedades respiratorias por inhalación de polvos provenientes de los materiales de construcción tales como cemento, polvo de excavación y otros. 4.- Padecimiento de enfermedades de origen hídrico por consumo de agua no apta para consumo humano, deficiente saneamiento básico y malas prácticas higiénicas por parte del trabajador.
- Problemas entre los trabajadores y vecinos del lugar.
- Obstrucción del tráfico de vehículos por las calles de la colonia: Por la apertura de zanjas y acumulación de material en las calles.

4.4.5.3 Impactos negativos durante la operación del proyecto

La operación y mantenimiento del proyecto tanto preventivo como correctivo le corresponde al comité de vecinos. Entre los impactos negativos que se pueden presentar durante la operación del sistema están los siguientes:

- Se producirán impactos al ambiente por la descarga de aguas servidas provenientes del lavado de ropa, baño y utensilios de cocina, provocando la proliferación de vectores y contaminación de los terrenos donde se realizaran dichas descargas.
- Disminución del nivel freático, ya que se extraerán permanentemente 18.22 litros por segundo durante la operación del sistema.
- Se podrán presentar inundaciones por fugas de agua en tubería y causar daños a la propiedad privada.
- Pérdida de bosque en el área de la cuenca, que provoca la disminución del caudal de las fuentes.
- Contaminación del agua con coniformes fecales porque se descarguen aguas arriba de los pozos aguas negras y el sistema de clorinación deje de operar o se deje de practicar la cloración.
- Rechazo del agua clorada por los usuarios.
- Abandono total del proyecto por falta de fontanero.
- Abandono total del proyecto porque se deterioren los diferentes componentes y no se cuente con el capital suficiente para su reparación.

4.4.5.4 Plan de mitigación

Durante la ejecución del proyecto, para minimizar los impactos negativos que se presentarán se requiere de las siguientes acciones:

- Los miembros de la comunidad beneficiada, comité y empresa ejecutora deberán garantizar la protección y conservación de la fauna silvestre del lugar, para lo cual deberán definir un plan de acción en el cual participen los vecinos del lugar.
- La empresa ejecutora y miembros del comité deberán de tomar todas las medidas preventivas necesarias para evitar que los trabajadores sufran de enfermedades causadas por deficiente saneamiento básico o por ingerir agua no apta para consumo humano.
- El comité y la unidad ejecutora deberán de implementar un programa de almacenamiento, recolección, transporte y disposición sanitaria de los desechos que se generen durante la etapa de construcción del proyecto.
- El comité deberá de garantizar que el material que se acumule por la excavación no deberá ser arrastrado por las aguas de lluvia hacia los terrenos privados y si esto ocurriera se realizará la limpieza inmediata.
- La empresa ejecutora debe señalar adecuadamente la zona de trabajo y aislarla de tal manera que personas ajenas al trabajo no puedan ingresar.
- Por ningún motivo se le permitirá a la empresa ejecutora dejar depósitos de materiales en la zona como subproductos de la ejecución, los mismos deberán de ser retirados del lugar y depositados en predios autorizados para tal efecto.
- Desarrollar un programa de capacitación en administración, operación y mantenimiento del sistema de agua para los fontaneros que sean designados.
- Capacitar a los beneficiarios del proyecto, en el uso adecuado del agua, medidas de higiene personal y manipulación sanitaria de alimentos.

Durante la operación del proyecto, las principales medidas de mitigación son las siguientes:

- El comité deberá de monitorear la disposición que los vecinos brinden a las aguas servidas que generará el proyecto y dependiendo del impacto deberá tomar las medidas para prevenir daños a la salud de los habitantes.
- Previo a utilizar el sistema se deberá de desinfectar el agua desde el pozo mecánico hasta la red de distribución actividad que deberá de durar las 24 horas.
- El comité deberá asignar un grupo de fontaneros que realicen las actividades de operación y mantenimiento tanto preventivo como correctivo.
- El fontanero deberá de monitorear la concentración del cloro libre residual para garantizar que se esta dosificando lo recomendado por las normas COGUANOR 29001.
- La población deberá hacer efectivo el pago mensual de su tarifa correspondiente para garantizar el funcionamiento y mantenimiento del sistema.
- Desarrollar un programa de reforestación en la cuenca donde se ubican los pozos y concienciar a los vecinos para evitar la tala de árboles en la misma.

CONCLUSIONES

1. La implementación de un sistema adecuado de agua potable contribuirá a satisfacer las necesidades de crecimiento y salubridad de los habitantes de la Colonia San José Villa Nueva, del Municipio de Villa Nueva, departamento de Guatemala.
2. La dotación se ve influida por los siguientes factores: clima, nivel de vida, actividad productiva, número de habitantes, costumbres, existencia de contadores, presiones en la red y el caudal de las fuentes de abastecimiento.
3. Los factores de variaciones normales, factor de día máximo y factor de hora máximo, sirven para aumentar el caudal de diseño de la línea de conducción y de la red de distribución, respectivamente, es decir, que son factores de seguridad que el diseñador utiliza para obtener un cálculo más conservador.
4. La línea de conducción será por bombeo debido a que las condiciones topográficas así lo requieren y también debido a que las fuentes, que abastecerán a la población son pozos perforados.
5. El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) es favorable para el desarrollo de las capacidades técnicas de un futuro profesional de la ingeniería, ya que confronta la teoría con la práctica, en la búsqueda de soluciones técnicas, económicas y adecuadas a problemas reales. Además, son beneficiadas las comunidades.

RECOMENDACIONES

1. A la población de la Colonia San José Villa Nueva, para que proporcionen el apoyo necesario para la realización de los proyectos, así como posteriormente darles el mantenimiento necesario para conservarlo en óptimas condiciones.
2. Para la ejecución del presente proyecto la Asociación de Vecinos de la Colonia San José Villa Nueva, deberán organizarse, para regular los derechos y obligaciones de cada uno de los usuarios, como por ejemplo cada una de las conexiones domiciliarias deberá tener su respectivo medidor de caudal para establecer el consumo de agua por mes.
3. Es importante garantizar la potabilidad del agua del sistema de abastecimiento, sometiéndola a tratamiento de desinfección bacteriológica, mediante la utilización de cloro; con ello se evitará la transmisión de enfermedades hacia la población que la consume.
4. El mantenimiento preventivo y correctivo de los componentes del sistema: línea de conducción, red de distribución y tanque de distribución deberán estar a cargo del personal contratado para dicha tarea, bajo la supervisión de los habitantes.
5. Durante el proceso de construcción, la Municipalidad deberá contratar por lo menos un profesional de la ingeniería para garantizar el cumplimiento de las especificaciones técnicas del diseño del sistema.

BIBLIOGRAFÍA

1. Walfre Donald Archila Estrada.
DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA PIE DE LA CUESTA, DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO PINULA, DEPARTAMENTO DE JALAPA.
Tesis de Graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería.
Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2002.

2. Adán Anmed Franco Ramírez.
ESTUDIO Y DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DE LA COLONIA LINDA VISTA, MUNICIPIO DE VILLA NUEVA, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.
Tesis de graduación del ingeniero civil, Facultad de Ingeniería.
Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2003.

3. Luís Gregorio Alfaro Véliz.
PLANIFICACION Y DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LOS CERRITOS DEL MUNICIPIO DE SANSARE, DEPARTAMENTO DEL EL PROGRESO.
Tesis de graduación de ingeniero civil, Facultad de Ingeniería.
Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2000.

4. INFOM. Normas Generales par Diseños de Redes de Distribución de agua potable. Guatemala.

5. American Institute of Steel Construction
Manual para arquitectos, Ingenieros y Constructores de edificios y otras estructuras de acero (A.I.S.C.).

APÉNDICE 1

Calculo hidráulico líneas de bombeo y distribución

Lugar: Colonia San José Villa Nueva, zona2.

Municipio: Villa Nueva.

Departamento: Guatemala.

Fecha: julio 2006.

Elaboró: Cuyún Betancourt, Carlos Guillermo.

Línea de bombeo, pozo no. 1

Cálculo de diámetro económico

$$\phi_{ec} = 1.3 * \lambda^{1/4} * Qb^{1/2} = 1.3 * (21 / 24)^{1/4} * 0.00927^{1/2} = 0.119 \text{ mts} = 4.681 \text{ ''}$$

Debido a las características del pozo utilizaremos tubería pvc de 250 psi.

Chequeo de velocidad (0.40<V<3.0)

$$V_{(4'')} = 1.974 * Qb / \phi_{ec}^2 = 1.974 * 9.27 / 3.97^2 = 1.171 \text{ m / s}$$

$$V_{(5'')} = 1.974 * Qb / \phi_{ec}^2 = 1.974 * 9.27 / 4.909^2 = 0.766 \text{ m / s}$$

Dado que las dos velocidades cumplen, entonces utilizaremos la tubería de 4" debido a que este es el diámetro de la tubería de succión.

Cálculo de carga dinámica total

- 1) Altura de torre de tanque = 15 mts.
- 2) Nivel dinámico = 128.93 mts.

3) Longitud de bombeo = 30 mts.

4) Nivel estático = 146 mts.

$$CDT = hf_v + hf + hi + hs + ha$$

$$hf_{imp} = \frac{1743.811144 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.84}} = \frac{1743.811144 * 49 * 9.35^{1.85}}{150^{1.85} * 3.970^{4.84}} = 0.639 mts$$

$$hf_{suc} = \frac{1743.811144 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.84}} = \frac{1743.811144 * 146 * 9.35^{1.85}}{100^{1.85} * 4.263^{4.84}} = 2.724 mts$$

$$hf_{vel} = \frac{V^2}{2 * g} = \frac{1.171^2}{2 * 9.81} = 0.070 mts$$

hs = 1 mts debido a que no hay válvulas ni accesorios que produzcan mucha pérdida de carga.

$$CDT = 0.070 + 3.36 + 1.00 + 20.60 + 146 = 171.030 mts = 243.205 psi$$

Comprobación por golpe de ariete

$$G.A = \frac{145 * V}{\sqrt{1 + \frac{Ea * D}{Et * e}}} = \frac{145 * 1.171}{\sqrt{1 + \frac{20670 * 100.84}{28100 * 6.73}}} = 48.971 mts = 69.63 psi$$

Caso crítico = 241.776 + 69.637 = 311.413 psi.

Esto nos indica que la tubería pvc de 250 psi no soporta el caso crítico, por lo que tendremos que utilizar tubería HG de 4" de 700 psi.

Cálculo con tubería HG

Chequeo de velocidad (0.40 < V < 3.0)

$$V_{(4")}) = 1.974 * Qb / \phi ec^2 = 1.974 * 9.27 / 4.263^2 = 1.016 m / s$$

$$V_{(5")}) = 1.974 * Qb / \phi ec^2 = 1.974 * 9.27 / 5.302^2 = 0.657 m / s$$

Dado que las dos velocidades cumplen, entonces utilizaremos la tubería de 4" debido a que este es el diámetro de la tubería de succión.

Cálculo de carga dinámica total

5) Altura de torre de tanque = 12 mts.

6) Nivel dinámico = 128.93 mts.

7) Longitud de bombeo = 30 mts.

$$CDT = hf_v + hf + h_i + h_s + h_a$$

$$hf_{imp} = \frac{1743.811144 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.84}} = \frac{1743.811144 * 51 * 9.27^{1.85}}{100^{1.85} * 4.263^{4.87}} = 0.951 mts$$

$$hf_{suc} = \frac{1743.811144 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.84}} = \frac{1743.811144 * 146 * 9.27^{1.85}}{100^{1.85} * 4.263^{4.87}} = 2.751 mts$$

$$hf_{vel} = \frac{V^2}{2 * g} = \frac{1.016^2}{2 * 9.81} = 0.053 mts$$

$h_s = 1$ mts debido a que no hay válvulas ni accesorios que produzcan mucha pérdida de carga.

$$CDT = 0.053 + 3.702 + 1.00 + 21 + 146.00 = 171.755 mts = 244.236 psi$$

Comprobación por golpe de ariete

$$G.A = \frac{145 * V}{\sqrt{1 + \frac{Ea * D}{Et * e}}} = \frac{145 * 1.016}{\sqrt{1 + \frac{20670 * 108.28}{2100000 * 6.02}}} = 135.789 mts = 193.093 psi$$

Caso crítico = 244.236 + 193.093 = 436.711 psi.

Esto nos indica que la tubería HG de 700 psi si soporta el caso crítico.

Potencia de la bomba

$$Potencia = \frac{Q_b * CDT}{76 * e} = \frac{9.27 * 171.755}{76 * 0.75} = 28.174 HP \approx 30 HP$$

Línea de bombeo, pozo no. 2

Cálculo de diámetro económico

$$\phi_{ec} = 1.3 * \lambda^{1/4} * Qb^{1/2} = 1.3 * (23 / 24)^{1/4} * 0.0047^{1/2} = 0.113 \text{ mts} = 4.451 \text{ ''}$$

Debido a que en el cálculo anterior la tubería pvc de 250 psi no soportaba el caso critico y como los pozos son similares, entonces utilizaremos tubería HG de 700 psi.

Chequeo de velocidad (0.40<V<3.0)

$$V_{(4'')} = 1.974 * Qb / \phi_{ec}^2 = 1.974 * 8.47 / 4.263^2 = 0.923 \text{ m / s}$$

$$V_{(4'')} = 1.974 * Qb / \phi_{ec}^2 = 1.974 * 8.47 / 5.302^2 = 0.597 \text{ m / s}$$

Dado que las dos velocidades cumplen, entonces utilizaremos la tubería de 4'' debido a que este es el diámetro de la tubería de succión.

Cálculo de carga dinámica total

- 1) Altura de torre de tanque = 15 mts.
- 2) Nivel dinámico = 128.93 mts.
- 3) Nivel estático = 146 mts.
- 4) Longitud de bombeo = 362 mts.

$$CDT = hf_v + hf + h_i + h_s + h_a$$

$$hf_{imp} = \frac{1743.811144 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.84}} = \frac{1743.811144 * 386 * 8.47^{1.85}}{100^{1.85} * 4.263^{4.87}} = 6.037 \text{ mts}$$

$$hf_{suc} = \frac{1743.811144 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.84}} = \frac{1743.811144 * 146 * 8.47^{1.85}}{100^{1.85} * 4.263^{4.87}} = 2.296 \text{ mts}$$

$$hf_{vel} = \frac{V^2}{2 * g} = \frac{0.923^2}{2 * 9.81} = 0.043mts$$

hs = 1 mts debido a que no hay válvulas ni accesorios que produzcan mucha perdida de carga.

$$CDT = 0.043 + 8.33 + 1.00 + 24 + 146.00 = 179.376mts = 255.072 psi$$

Comprobación por golpe de ariete

$$G.A = \frac{145 * V}{\sqrt{1 + \frac{Ea * D}{Et * e}}} = \frac{145 * 0.923}{\sqrt{1 + \frac{20670 * 108.28}{2100000 * 6.02}}} = 123.360mts = 175.418 psi$$

Caso critico = 255.072 + 175.418 = 430.49 psi.

Esto nos indica que la tubería HG de 700 psi si soporta el caso crítico.

Potencia de la bomba

$$Potencia = \frac{Qb * CDT}{76 * e} = \frac{8.47 * 179.376}{76 * 0.75} = 27.064 HP \approx 30 HP$$

Uno de los procedimientos que con mas frecuencia son utilizados para el calculo de redes de agua potable, es el método iterativo desarrollado por Hardi Cross, el cual es un método de tanteos controlados; puesto que en la actualidad existen programas de computación el diseño de la red de distribución se realizará con el programa Loop, para la aplicación de este se deben de tomar en cuenta parámetros, tales como, velocidad perdida de carga y diámetro en sus condiciones mínimas, para obtener resultados efectivos y económicamente aceptables.

Tabla XII. Memoria de cálculo hidráulico red No. 1

TRAMO NO.	DE NODO	A NODO	LONGITUD (mts)	DIAMETRO (mm)	CTE. C	CAUDAL (Lt/seg)	VELOCIDAD (mts/seg)	PERDIDA (mts)
1	1	2	48.36	155	140	14.44	0.76	0.19
2	2	3	12.93	155	140	10.68	0.56	0.03
3	3	4	65.06	106	140	3.16	0.36	0.10
4	4	5	19.26	106	140	2.86	0.33	0.02
5	5	6	62.85	82	140	2.59	0.49	0.23
6	6	7	15.45	82	140	2.31	0.44	0.05
7	7	8	108.42	82	140	2.01	0.38	0.25
8	8	9	21.94	82	140	1.95	0.37	0.05
9	9	10	101.52	82	140	1.91	0.36	0.21
10	10	11	25.58	82	140	1.28	0.30	0.03
11	11	12	30.62	82	140	2.04	0.39	0.07
12	12	13	36.75	82	140	1.77	0.33	0.07
13	13	14	5.08	82	140	2.01	0.38	0.01
14	14	15	174.21	67	140	1.18	0.33	0.38
15	15	16	70.91	56	140	1.03	0.42	0.31
16	16	17	42.40	45	140	0.73	0.47	0.29
17	17	18	100.25	45	140	0.58	0.37	0.45
18	19	18	19.26	18	140	0.02	0.30	0.01
19	20	19	36.24	30	140	0.29	0.40	0.29
20	21	20	61.15	45	140	0.50	0.32	0.21
21	22	21	68.06	45	140	0.68	0.44	0.41
22	23	22	28.02	56	140	0.91	0.37	0.10
23	24	23	53.14	67	140	1.15	0.32	0.11
24	25	24	67.77	67	140	1.37	0.38	0.20
25	26	25	8.18	82	140	2.44	0.46	0.03
26	27	114	54.99	18	140	0.03	0.30	0.08
27	28	27	14.40	39	140	0.36	0.30	0.05
28	29	28	30.63	45	140	0.63	0.40	0.16
29	30	29	57.71	56	140	0.92	0.38	0.20
30	31	30	45.08	67	140	1.19	0.33	0.10
31	32	31	247.63	67	140	1.34	0.37	0.68
32	33	32	113.91	67	140	1.45	0.40	0.36
33	34	33	117.16	82	140	2.14	0.40	0.30
34	35	34	57.90	106	140	2.96	0.34	0.08
35	36	35	49.38	106	140	3.26	0.37	0.08
36	37	36	4.76	106	140	3.35	0.38	0.01
37	38	37	71.39	106	140	3.46	0.40	0.13
38	2	38	132.61	106	140	3.61	0.41	0.26
39	4	39	111.26	24	140	0.15	0.35	0.91
40	5	40	118.97	18	140	0.12	0.46	2.26
41	6	41	99.99	24	140	0.14	0.31	0.67
42	7	42	100.12	24	140	0.15	0.35	0.82
43	45	43	99.36	18	140	0.10	0.40	1.47
44	45	44	91.25	18	140	0.08	0.30	0.73
45	46	45	9.43	30	140	0.26	0.35	0.06
46	10	46	59.57	45	140	0.48	0.31	0.19
47	11	47	54.73	18	140	0.08	0.30	0.44
48	46	48	58.38	18	140	0.08	0.30	0.46
49	12	49	84.67	18	140	0.12	0.46	1.61
50	16	50	108.07	24	140	0.15	0.35	0.89
51	52	51	55.16	18	140	0.07	0.30	0.39
52	54	52	108.39	30	140	0.27	0.37	0.74
53	52	53	37.61	18	140	0.06	0.30	0.20
54	56	54	48.60	45	140	0.52	0.33	0.18
55	54	55	59.18	18	140	0.09	0.35	0.66
56	14	56	130.28	45	140	0.69	0.44	0.79
57	58	57	151.05	24	140	0.17	0.38	1.48
58	18	58	43.34	39	140	0.48	0.40	0.26
59	58	59	99.41	24	140	0.15	0.35	0.81

.....continúa tabla XII

TRAMO NO.	DE NODO	A NODO	LONGITUD (mts)	DIAMETRO (mm)	CTE. C	CAUDAL (Lt/seg)	VELOCIDAD (mts/seg)	PERDIDA (mts)
60	19	60	149.82	18	140	0.12	0.46	2.84
61	20	61	170.47	18	140	0.06	0.30	0.90
62	21	62	43.06	18	140	0.03	0.30	0.06
63	22	63	110.86	18	140	0.08	0.30	0.88
64	23	64	53.86	18	140	0.09	0.35	0.60
65	24	65	42.53	18	140	0.08	0.30	0.34
66	25	66	191.30	56	140	0.92	0.38	0.67
67	66	67	114.57	39	140	0.38	0.32	0.44
68	67	68	44.60	18	140	0.10	0.40	0.66
69	67	69	114.97	18	140	0.10	0.40	1.70
70	66	70	78.13	39	140	0.38	0.32	0.30
71	70	71	158.23	24	140	0.15	0.35	1.30
72	70	72	648.70	18	140	0.06	0.30	3.41
73	27	73	158.37	24	140	0.17	0.38	1.55
74	30	74	85.50	18	140	0.12	0.46	1.62
75	29	75	85.28	24	140	0.14	0.31	0.58
76	28	76	98.53	18	140	0.12	0.46	1.87
77	110	77	51.33	18	140	0.08	0.30	0.41
78	108	78	36.14	18	140	0.06	0.30	0.19
79	91	79	86.99	55	140	1.18	0.49	0.50
80	81	80	87.23	24	140	0.14	0.31	0.59
81	83	81	102.38	30	140	0.33	0.46	1.04
82	81	82	61.41	18	140	0.05	0.30	0.19
83	84	8	174.63	24	140	0.09	0.30	0.61
84	3	85	44.04	202	140	7.37	0.30	0.01
85	85	84	109.92	155	140	7.18	0.38	0.12
86	84	83	36.26	155	140	6.93	0.37	0.04
87	87	86	46.62	24	140	0.15	0.34	0.38
88	87	88	49.79	18	140	0.08	0.30	0.40
89	89	87	27.01	39	140	0.38	0.32	0.10
90	34	89	72.76	39	140	0.68	0.57	0.83
91	35	112	78.29	24	140	0.15	0.35	0.64
92	85	37	139.18	18	140	0.04	0.30	0.35
93	89	113	99.61	24	140	0.15	0.35	0.82
94	83	90	48.59	130	140	6.45	0.48	0.10
95	90	91	25.34	130	140	6.39	0.48	0.05
96	79	93	31.08	18	140	0.05	0.30	0.10
97	79	11	51.47	55	140	0.99	0.41	0.21
98	91	92	68.75	106	140	5.06	0.58	0.25
99	92	13	140.60	39	140	0.39	0.33	0.59
100	92	95	35.50	106	140	4.52	0.52	0.11
101	95	96	15.66	106	140	4.25	0.49	0.04
102	96	97	9.00	106	140	3.95	0.45	0.02
103	97	107	42.95	106	140	3.76	0.43	0.09
104	107	108	29.39	106	140	3.46	0.40	0.05
105	108	109	8.66	106	140	3.29	0.38	0.01
106	109	111	60.79	106	140	3.04	0.35	0.09
107	111	106	99.24	18	140	0.10	0.40	1.47
108	111	110	6.52	106	140	2.78	0.32	0.01
109	110	26	71.42	82	140	2.57	0.49	0.26
110	99	98	36.38	18	140	0.09	0.35	0.41
111	101	99	31.48	30	140	0.29	0.39	0.24
112	33	101	75.86	45	140	0.54	0.35	0.30
113	101	102	174.11	18	140	0.10	0.40	2.58
114	99	100	69.44	18	140	0.05	0.30	0.21
115	95	103	83.88	18	140	0.12	0.30	1.59
116	97	32	184.23	18	140	0.04	0.30	0.45
117	96	94	127.20	24	140	0.15	0.35	1.04
118	107	104	188.86	24	140	0.15	0.35	1.55
119	109	105	113.42	18	140	0.10	0.40	1.68

.....continúa tabla XII

NODO NO.	CAUDAL (Lt/seg)	H TERRENO (mts)	PIEZOMETRICA (mts)	PRESION (mts)
1	14.44	108.50	123.05	14.55
2	-0.15	106.88	122.86	15.98
3	-0.15	105.58	122.83	17.25
4	-0.15	105.00	122.73	17.73
5	-0.15	104.00	122.71	18.71
6	-0.15	103.00	122.48	19.48
7	-0.15	102.74	122.43	19.69
8	-0.15	99.14	122.09	22.95
9	-0.045	97.49	122.04	24.55
10	-0.15	93.42	121.83	28.41
11	-0.15	94.00	121.81	27.81
12	-0.15	94.47	121.73	27.26
13	-0.15	93.67	121.67	28.00
14	-0.15	93.57	121.65	28.08
15	-0.15	87.91	121.27	33.36
16	-0.15	87.60	120.96	33.36
17	-0.15	86.95	120.68	33.73
18	-0.12	86.30	120.23	33.93
19	-0.15	86.43	120.24	33.81
20	-0.15	86.75	120.54	33.79
21	-0.15	87.06	120.74	33.68
22	-0.15	87.50	121.15	33.65
23	-0.15	87.71	121.25	33.54
24	-0.15	88.09	121.36	33.27
25	-0.15	88.56	121.56	33.00
26	-0.135	88.48	121.58	33.10
27	-0.165	88.51	120.44	31.93
28	-0.15	89.36	120.49	31.13
29	-0.15	91.08	120.65	29.57
30	-0.15	93.00	120.85	27.85
31	-0.15	94.87	120.95	26.08
32	-0.15	99.33	121.64	22.31
33	-0.15	100.43	122.00	21.57
34	-0.15	101.03	122.30	21.27
35	-0.15	103.19	122.38	19.19
36	-0.09	105.02	122.46	17.44
37	-0.15	105.50	122.47	16.97
38	-0.15	108.03	122.60	14.57
39	-0.15	106.35	121.82	15.47
40	-0.12	105.30	120.45	15.15
41	-0.135	105.41	121.80	16.39
42	-0.15	95.01	121.61	26.60
43	-0.105	92.67	120.11	27.44
44	-0.075	88.50	120.86	32.36
45	-0.075	89.31	121.58	32.27
46	-0.15	89.51	121.64	32.13
47	-0.075	91.85	121.37	29.52
48	-0.075	91.36	121.18	29.82
49	-0.12	91.36	120.13	28.77
50	-0.15	89.10	120.08	30.98
51	-0.07	86.95	119.57	32.62
52	-0.135	87.80	119.95	32.15
53	-0.06	87.10	119.75	32.65
54	-0.165	89.40	120.69	31.29
55	-0.09	88.22	120.03	31.81

.....continúa tabla XII

NODO NO.	CAUDAL (Lt/seg)	H TERRENO (mts)	PIEZOMETRICA (mts)	PRESION (mts)
56	-0.165	99.20	120.86	21.66
57	-0.165	86.05	118.49	32.44
58	-0.165	86.38	119.97	33.59
59	-0.15	85.85	119.15	33.30
60	-0.12	85.75	117.40	31.65
61	-0.06	86.50	119.64	33.14
62	-0.03	87.21	120.68	33.47
63	-0.075	87.45	120.27	32.82
64	-0.09	88.40	120.65	32.25
65	-0.075	88.55	121.02	32.47
66	-0.165	89.70	120.89	31.19
67	-0.165	88.05	120.45	32.40
68	-0.105	87.60	119.79	32.19
69	-0.105	89.10	118.74	29.64
70	-0.165	89.56	120.59	31.03
71	-0.15	87.70	119.29	31.59
72	-0.06	89.12	117.17	28.05
73	-0.165	90.98	118.89	27.91
74	-0.12	92.30	119.23	26.93
75	-0.135	92.90	120.08	27.18
76	-0.12	92.40	118.63	26.23
77	-0.075	91.02	121.43	30.41
78	-0.06	93.48	121.76	28.28
79	-0.15	95.25	122.02	26.77
80	-0.135	94.95	121.03	26.08
81	-0.15	97.50	121.62	24.12
82	-0.045	96.15	121.43	25.28
83	-0.15	98.89	122.67	23.78
84	-0.15	99.51	122.70	23.19
85	-0.15	104.89	122.82	17.93
86	-0.15	99.60	120.99	21.39
87	-0.15	100.05	121.37	21.32
88	-0.075	102.50	120.97	18.47
89	-0.15	100.50	121.47	20.97
90	-0.06	99.31	122.57	23.26
91	-0.15	97.95	122.51	24.56
92	-0.15	96.84	122.26	25.42
93	-0.045	95.70	121.92	26.22
94	-0.15	92.05	121.07	29.02
95	-0.15	95.74	122.16	26.42
96	-0.15	95.04	122.11	27.07
97	-0.15	94.78	122.09	27.31
98	-0.09	98.31	121.06	22.75
99	-0.15	98.90	121.46	22.56
100	-0.045	98.35	121.25	22.90
101	-0.15	99.41	121.71	22.30
102	-0.105	96.84	119.13	22.29
103	-0.12	97.40	120.56	23.16
104	-0.15	91.18	120.45	29.27
105	-0.105	90.01	120.25	30.24
106	-0.105	89.05	120.38	31.33
107	-0.15	93.51	122.00	28.49
108	-0.105	92.86	121.95	29.09
109	-0.15	90.43	121.93	31.50
110	-0.135	90.43	121.84	31.41
111	-0.15	90.63	121.85	31.22
112	-0.15	102.95	121.74	18.79
113	-0.15	99.45	120.66	21.21
114	-0.03	88.48	120.36	31.88

Tabla XIII. Memoria de cálculo hidráulico red No. 2

TRAMO NO.	DE NODO	A NODO	LONGITUD (mts)	DIAMETRO (mm)	CTE. C	CAUDAL (Lt/seg)	VELOCIDAD (mts/seg)	PERDIDA (mts)
1	1	2	17.40	155	140	13.35	0.70	0.06
2	2	3	49.40	106	140	3.93	0.45	0.11
3	3	4	49.15	106	140	3.72	0.42	0.10
4	4	5	57.11	106	140	3.49	0.40	0.11
5	5	6	28.49	106	140	3.27	0.37	0.05
6	6	7	478.63	106	140	3.01	0.34	0.67
7	7	8	107.64	106	140	2.77	0.32	0.13
8	8	9	181.96	82	140	2.55	0.48	0.64
9	9	10	42.68	82	140	2.29	0.43	0.12
10	10	11	195.84	67	140	1.53	0.43	0.70
11	11	12	42.24	56	140	1.28	0.53	0.27
12	12	13	95.80	45	140	0.55	0.35	0.38
13	13	14	12.70	39	140	0.38	0.32	0.05
14	14	15	42.19	30	140	0.26	0.36	0.28
15	15	16	36.60	18	140	0.05	0.30	0.11
16	15	17	154.07	18	140	0.05	0.30	0.58
17	13	19	85.67	18	140	0.06	0.30	0.45
18	14	18	72.21	18	140	0.05	0.30	0.22
19	12	20	49.48	39	140	0.63	0.53	0.50
20	20	21	46.45	18	140	0.08	0.30	0.37
21	20	22	45.57	30	140	0.42	0.58	0.73
22	22	23	117.62	18	140	0.05	0.30	0.36
23	22	24	55.87	30	140	0.27	0.37	0.39
24	24	25	78.19	24	140	0.20	0.45	1.04
25	25	26	155.03	18	140	0.03	0.30	0.23
26	25	27	42.54	24	140	0.14	0.31	0.29
27	27	28	155.04	18	140	0.03	0.30	0.23
28	27	29	131.79	18	140	0.03	0.30	0.19
29	11	30	171.87	18	140	0.10	0.40	2.55
30	9	31	172.95	18	140	0.10	0.40	2.56
31	10	32	175.23	24	140	0.17	0.38	1.71
32	10	33	102.99	30	140	0.44	0.61	1.80
33	33	34	211.62	18	140	0.06	0.30	1.11
34	33	35	9.27	18	140	0.22	0.83	0.52
35	35	36	165.07	18	140	0.08	0.30	1.31
36	35	37	63.08	18	140	0.07	0.30	0.40
37	37	38	156.62	24	140	0.17	0.38	1.53
38	39	37	247.98	30	140	0.26	0.36	1.67
39	39	40	126.94	18	140	0.10	0.40	1.88
40	41	39	62.70	45	140	0.53	0.34	0.24
41	41	42	122.84	19	140	0.10	0.37	1.51
42	43	41	69.15	56	140	0.74	0.31	0.16
43	43	44	61.25	18	140	0.10	0.40	0.91
44	45	43	22.40	56	140	1.00	0.41	0.09
45	45	46	89.48	19	140	0.08	0.30	0.59
46	47	45	15.97	56	140	1.13	0.47	0.08
47	121	47	118.78	67	140	1.69	0.47	0.51
48	47	48	29.44	39	140	0.51	0.43	0.20
49	48	52	13.93	18	140	0.13	0.51	0.32
50	52	53	137.11	18	140	0.07	0.30	1.06
51	48	49	89.98	30	140	0.26	0.35	0.57
52	49	51	33.81	24	140	0.05	0.30	0.03
53	49	50	58.09	18	140	0.05	0.30	0.18
54	55	53	77.99	18	140	0.11	0.41	1.18
55	53	54	17.20	18	140	0.01	0.30	0.01
56	55	56	195.76	24	140	0.15	0.35	1.60
57	57	55	54.99	39	140	0.42	0.35	0.26
58	57	58	130.52	18	140	0.10	0.40	1.93
59	57	59	28.60	30	140	0.27	0.38	0.20
60	59	60	33.76	18	140	0.05	0.30	0.10
61	59	61	85.39	18	140	0.06	0.30	0.48

.....continúa tabla XIII

TRAMO NO.	DE NODO	A NODO	LONGITUD (mts)	DIAMETRO (mm)	CTE. C	CAUDAL (Lt/seg)	VELOCIDAD (mts/seg)	PERDIDA (mts)
62	61	62	11.36	39	140	0.44	0.37	0.06
63	62	63	144.01	18	140	0.14	0.52	3.40
64	62	64	166.77	18	140	0.14	0.52	3.93
65	65	61	37.39	39	140	0.45	0.38	0.20
66	65	66	40.38	30	140	0.33	0.46	0.41
67	66	67	53.70	18	140	0.06	0.30	0.28
68	66	68	93.98	18	140	0.10	0.40	1.39
69	69	65	55.44	56	140	0.88	0.36	0.18
70	69	70	139.12	18	140	0.12	0.46	2.64
71	71	69	22.75	56	140	1.17	0.48	0.12
72	71	72	14.22	45	140	0.83	0.53	0.12
73	72	73	78.65	18	140	0.08	0.30	0.63
74	72	74	27.30	39	140	0.59	0.49	0.24
75	74	75	74.75	18	140	0.08	0.30	0.59
76	74	76	25.46	30	140	0.35	0.48	0.28
77	76	77	65.07	18	140	0.08	0.30	0.52
78	76	127	73.10	18	140	0.12	0.46	1.39
79	78	71	16.06	67	140	2.08	0.58	0.10
80	79	78	109.07	67	140	2.16	0.60	0.73
81	79	80	30.33	18	140	0.03	0.30	0.04
82	79	81	41.49	56	140	1.43	0.59	0.33
83	81	83	33.44	56	140	1.14	0.47	0.18
84	83	57	40.13	56	140	0.96	0.40	0.15
85	83	84	41.28	18	140	0.06	0.30	0.22
86	81	82	144.35	18	140	0.12	0.46	2.74
87	85	79	34.27	82	140	3.78	0.72	0.25
88	85	86	48.89	18	140	0.08	0.30	0.39
89	87	85	50.95	82	140	3.95	0.75	0.40
90	87	88	32.30	18	140	0.09	0.35	0.36
91	89	87	39.96	106	140	4.14	0.47	0.10
92	89	90	46.73	18	140	0.08	0.30	0.37
93	91	89	24.32	106	140	4.37	0.50	0.07
94	93	94	53.12	18	140	0.12	0.44	0.93
95	91	92	64.41	18	140	0.08	0.30	0.51
96	95	93	41.62	106	140	4.74	0.54	0.14
97	95	96	49.21	18	140	0.08	0.30	0.39
98	97	95	44.41	106	140	4.92	0.56	0.15
99	97	98	50.09	18	140	0.08	0.30	0.40
100	99	97	40.91	106	140	5.10	0.58	0.15
101	99	100	58.60	18	140	0.08	0.30	0.47
102	101	99	48.17	106	140	5.29	0.61	0.19
103	101	102	57.46	18	140	0.08	0.30	0.46
104	128	101	44.80	106	140	5.49	0.63	0.19
105	128	103	50.94	18	140	0.08	0.30	0.40
106	3	104	67.47	18	140	0.10	0.40	1.00
107	4	105	84.93	18	140	0.10	0.40	1.26
108	5	106	84.30	18	140	0.10	0.40	1.25
109	6	107	94.52	18	140	0.10	0.40	1.40
110	2	108	106.28	106	140	3.73	0.43	0.22
111	108	109	79.79	18	140	0.06	0.30	0.42
112	108	110	9.55	106	140	3.59	0.41	0.02
113	110	111	201.90	18	140	0.10	0.40	2.99
114	110	112	42.01	106	140	3.38	0.39	0.07
115	112	113	189.10	24	140	0.14	0.31	1.28
116	112	114	41.99	82	140	3.08	0.58	0.21
117	114	115	80.57	18	140	0.08	0.30	0.64
118	114	116	172.87	18	140	0.10	0.40	2.56
119	114	117	44.28	82	140	2.74	0.52	0.18
120	117	118	205.56	18	140	0.10	0.40	3.04
121	117	119	44.55	67	140	2.47	0.69	0.38
122	119	120	185.96	18	140	0.10	0.40	2.75
123	119	121	89.30	67	140	2.20	0.62	0.62
124	121	122	47.77	39	140	0.41	0.34	0.21
125	122	123	121.04	18	140	0.06	0.30	0.64
126	122	124	65.36	24	140	0.18	0.42	0.76
127	7	124	169.88	18	140	0.09	0.34	1.84
128	124	125	97.00	18	140	0.10	0.40	1.44
129	8	126	165.72	18	140	0.08	0.30	1.32
130	93	91	4.77	106	140	4.55	0.52	0.01
131	2	128	4.82	106	140	5.67	0.65	0.02

.....continúa tabla XIII

NODO NO.	CAUDAL (Lt/seg)	H TERRENO (mts)	PIEZOMETRICA (mts)	PRESION (mts)
1	13.350	118.25	133.25	15.00
2	-0.030	118.54	133.19	14.65
3	-0.105	118.65	133.08	14.43
4	-0.120	119.19	132.98	13.79
5	-0.120	119.19	132.87	13.68
6	-0.150	119.62	132.82	13.20
7	-0.150	117.25	132.15	14.90
8	-0.150	110.47	132.02	21.55
9	-0.150	100.60	131.38	30.78
10	-0.150	99.40	131.25	31.85
11	-0.150	95.53	130.55	35.02
12	-0.105	95.36	130.28	34.92
13	-0.105	94.93	129.90	34.97
14	-0.075	94.95	129.85	34.90
15	-0.165	94.90	129.57	34.67
16	-0.045	94.87	129.46	34.59
17	-0.050	93.43	128.99	35.56
18	-0.045	94.18	129.63	35.45
19	-0.060	96.47	129.45	32.98
20	-0.135	93.97	129.78	35.81
21	-0.075	93.99	129.41	35.42
22	-0.105	93.22	129.06	35.84
23	-0.045	93.49	128.69	35.20
24	-0.075	91.33	128.66	37.33
25	-0.030	88.63	127.62	38.99
26	-0.030	90.95	127.40	36.45
27	-0.075	87.05	127.34	39.29
28	-0.030	89.27	127.11	37.84
29	-0.030	87.75	127.14	39.39
30	-0.105	92.61	128.01	35.40
31	-0.105	104.30	128.82	24.52
32	-0.165	102.20	129.54	27.34
33	-0.165	99.20	129.46	30.26
34	-0.060	94.40	128.34	33.94
35	-0.075	99.40	128.93	29.53
36	-0.075	98.15	127.62	29.47
37	-0.165	100.62	128.53	27.91
38	-0.165	99.33	127.00	27.67
39	-0.165	104.11	130.20	26.09
40	-0.105	100.87	128.32	27.45
41	-0.105	103.95	130.64	26.69
42	-0.105	102.07	129.13	27.06
43	-0.150	103.60	130.80	27.20
44	-0.105	103.98	129.89	25.91
45	-0.060	103.25	130.89	27.64
46	-0.075	103.80	130.30	26.50
47	-0.045	103.70	130.98	27.28
48	-0.120	103.90	130.78	26.88
49	-0.165	105.97	130.21	24.24
50	-0.045	103.51	130.03	26.52
51	-0.045	108.03	130.18	22.15
52	-0.060	104.12	130.45	26.33
53	-0.165	109.80	129.40	19.60
54	-0.015	109.53	129.39	19.86
55	-0.165	111.17	130.58	19.41
56	-0.150	101.35	128.97	27.62
57	-0.165	112.03	130.84	18.81
58	-0.105	105.95	128.91	22.96
59	-0.165	111.62	130.64	19.02
60	-0.045	112.35	130.53	18.18
61	-0.075	110.50	130.16	19.66
62	-0.165	108.40	130.10	21.70
63	-0.135	106.48	126.71	20.23

.....continúa tabla XIII

NODO NO.	CAUDAL (Lt/seg)	H TERRENO (mts)	PIEZOMETRICA (mts)	PRESION (mts)
64	-0.135	105.59	126.17	20.58
65	-0.105	110.97	130.36	19.39
66	-0.165	110.15	129.95	19.80
67	-0.060	108.96	129.67	20.71
68	-0.105	102.20	128.56	26.36
69	-0.165	111.75	130.54	18.79
70	-0.120	107.68	127.91	20.23
71	-0.090	112.09	130.67	18.58
72	-0.165	111.81	130.55	18.74
73	-0.075	112.86	129.92	17.06
74	-0.165	111.07	130.31	19.24
75	-0.075	112.45	129.71	17.26
76	-0.150	110.53	130.03	19.50
77	-0.075	111.95	129.51	17.56
78	-0.075	112.28	130.77	18.49
79	-0.165	113.80	131.50	17.70
80	-0.030	114.20	131.46	17.26
81	-0.165	113.36	131.17	17.81
82	-0.120	109.59	128.44	18.85
83	-0.120	112.75	131.00	18.25
84	-0.060	110.61	130.78	20.17
85	-0.090	111.80	131.75	19.95
86	-0.075	113.97	131.37	17.40
87	-0.105	112.03	132.16	20.13
88	-0.090	113.00	131.80	18.80
89	-0.150	112.17	132.26	20.09
90	-0.075	112.03	131.89	19.86
91	-0.105	112.32	132.33	20.01
92	-0.075	109.59	131.82	22.23
93	-0.075	112.47	132.34	19.87
94	-0.115	114.50	131.41	16.91
95	-0.105	113.52	132.48	18.96
96	-0.075	115.35	132.09	16.74
97	-0.105	114.66	132.63	17.97
98	-0.075	116.95	132.23	15.28
99	-0.120	115.81	132.79	16.98
100	-0.075	117.80	132.32	14.52
101	-0.120	117.25	132.98	15.73
102	-0.075	119.40	132.52	13.12
103	-0.075	119.60	132.76	13.16
104	-0.105	119.67	132.08	12.41
105	-0.105	119.87	131.72	11.85
106	-0.105	120.00	131.62	11.62
107	-0.105	120.13	131.42	11.29
108	-0.075	115.96	132.97	17.01
109	-0.060	118.30	132.55	14.25
110	-0.105	115.30	132.95	17.65
111	-0.105	110.40	129.96	19.56
112	-0.165	114.39	132.88	18.49
113	-0.135	108.45	131.60	23.15
114	-0.165	113.68	132.67	18.99
115	-0.075	117.50	132.03	14.53
116	-0.105	98.18	130.11	31.93
117	-0.165	112.43	132.49	20.06
118	-0.105	106.25	129.44	23.19
119	-0.165	111.76	132.10	20.34
120	-0.105	105.76	129.35	23.59
121	-0.105	110.48	131.48	21.00
122	-0.165	108.49	131.07	22.58
123	-0.060	116.25	130.43	14.18
124	-0.165	107.91	130.31	22.40
125	-0.105	105.58	128.87	23.29
126	-0.075	105.58	130.70	25.12
127	-0.120	108.75	128.64	19.89
128	-0.105	118.49	133.17	14.68

APÉNDICE 2

Diseño del tanque elevado de distribución

El tanque elevado de distribución tiene tres funciones principales que son; cubrir la demanda de agua en horas de mayor consumo, regular las presiones en la red de distribución evitando el bombeo directo de la misma y atender emergencias.

Dentro del presente estudio realizado para la aldea El Paraíso, la altura a la que se diseñará el tanque será de 15 metros, dentro de esto se tiene previsto que se cumpla con las normas que exigen claramente que la presión mínima en la red de distribución debe ser de 10 metros columna de agua (m.c.a.), para el caso más desfavorable dentro del sistema, y de 40 metros columna de agua (m.c.a.) para el caso en que se tenga la presión máxima. Este tanque será construido de estructura metálica, a base de columnas y rigidizantes.

VOLUMEN DEL TANQUE: como se calculó anteriormente el volumen para el tanque deberá ser de 255.00 metros cúbicos (ver inciso No. 3.3.5.1).

PARTES DE UN TANQUE ELEVADO: los tanques elevados son por lo regular de forma cilíndrica, por trabajar de mejor forma, apoyándose al terreno por medio de una torre de soporte de altura previamente establecida, la cual descansará a la vez en su cimentación.

CUBIERTA DEL TANQUE: puede diseñarse de forma plana o de forma cónica, su función es cubrir el tanque de la intemperie, en ésta se encuentra el acceso al interior y además deberá contar con un área de ventilación.

Para este caso se diseñará una cubierta cónica, la cual tendrá una altura de 1/5 del diámetro del depósito.

CUERPO DEL TANQUE:

Las paredes del cilindro y el fondo soportarán la presión ejercida por el agua, y se construirá utilizando lamina negra Norma A-36.

✓ *Dimensión general del tanque*

Cuerpo del tanque:

Se ha tomado un diámetro de 6 metros como base para el predimensionamiento del tanque, obteniendo la altura de éste de la siguiente manera:

$$vol = \pi \times r^2 \times h$$

Se despeja h entonces si el radio del tanque es de 3 metros y el volumen del cilindro es 255.00 metros cúbicos se tiene:

$$h = \frac{vol}{\pi \times r^2} = \frac{255}{\pi \times 3^2} = 9.02mts \approx 9.00mts$$

Entonces si se toma h = 9.00 se obtiene un volumen de:

$$\text{Volumen} = 254.47 \text{ metros cúbicos}$$

Fondo del tanque:

El fondo tendrá forma de cono invertido para soportar mayores presiones. La altura del cono será la mitad del diámetro del tanque, pudiendo variar este valor.

$$Vol = \pi \times r^2 \times \frac{h}{3} = \pi \times 3^2 \times \frac{2}{3} = 18.85mts^3$$

Altura del cono (h) = 2 metros

Volumen del cono = 18.85 metros cúbicos

Sumando el volumen del cilindro y el volumen del fondo se obtiene el volumen total de almacenamiento necesario:

Volumen total = Volumen del cilindro + Volumen del cono

Volumen total = 254.47+18.85 = 273.32 metros cúbicos

Por lo tanto el dimensionamiento del tanque sí cumple con la demanda exigida por el volumen necesario del tanque de distribución, la cual es de 255.00 metros cúbicos.

Torre de soporte:

Los tanques elevados se apoyan sobre el terreno por medio de una torre, ésta deberá ser construida generalmente por 4 columnas con una ligera inclinación y una serie de elementos rigidizantes diseñados a compresión y tensión llamados breysas.

Las columnas tendrán una inclinación sobre el eje vertical del 25% de la altura del tanque, como se detalla a continuación:

$$L = h * \%$$

De donde:

L = distancia de inclinación con respecto al eje horizontal

h = altura total del tanque en metros

% = porcentaje de inclinación de las columnas de la torre

$$L = 15 * 25\% = 3.75 \text{ metros}$$

Entonces por medio del teorema de Pitágoras, se tiene que la base del tanque será de 13.50 metros (ver plano de dimensionamiento del tanque).

Para la separación entre arriostres deberá considerarse que el primero debe encontrarse a una altura sobre el nivel del suelo de 0.50 a 1.00 metros, dividiendo posteriormente el resto de la altura para obtener la distancia entre arriostres, Según especificaciones técnicas del American Institute Of Steel

Construction (A.I.S.C.), para un tanque de 10 a 18 metros de altura se determinará una distancia de 3.25 a 4.50 metros entre arriostres.

Para el presente diseño se tomará la primera ubicación del arriostre a 0.60 metros y luego se colocarán a 3.60 metros cada uno (ver plano de dimensionamiento del tanque).

Cimentación del tanque:

Básicamente la cimentación del tanque estará constituida por un sistema de zapatas reforzadas en ambos sentidos, así también como la colocación de un cimiento corrido para lograr obtener una buena base para el tanque.

Las columnas del tanque elevado irán colocadas sobre unos pedestales de concreto y éstos a su vez sobre las zapatas de la cimentación, conectadas mediante un sistema de cimiento corrido sencillo.

Las fuerzas que actuarán directamente sobre la cimentación son:

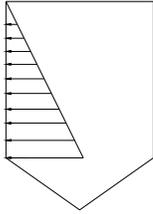
- Peso propio de la estructura del tanque
- Peso total del agua (tomando en cuenta como caso crítico cuando el tanque se encuentre completamente lleno)
- Fuerza provocadas por viento y sismo

Para tener una idea más clara del sistema ver plano de dimensiones del tanque el cual se encuentra en la página siguiente.

Diseño estructural del tanque y de la cimentación:

PAREDES DEL TANQUE:

La carga ejercida sobre las paredes del tanque se puede definir por la fórmula: $P=\gamma*h$



$$T := (P \cdot r) \quad T := \gamma \cdot h \cdot r \quad \text{De donde:}$$

T= carga ejercida sobre las paredes

P= carga ejercida por el agua en kg/m

r= radio del tanque en metros

h= altura del tanque en metros

γ = peso específico del agua (1,000 kg/m³)

Entonces de esta fórmula se obtiene la carga ejercida, la cual es igual a:

$$P = (1000 \cdot 5 \cdot 2) = 10,000 \text{ kg/metros}$$

Si se toma una franja unitaria de 1 metro en el perímetro del tanque:

$$P = 10,000 \text{ Kg}$$

Para calcular el espesor de la lámina a utilizar para este tanque, se tomará un grado de acero de 36,000 Lb/pulg².

Entonces:

$$F_y \text{ (resistencia del acero)} = 36000 \text{ Lb/pulg}^2 = 2536.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculando el esfuerzo de trabajo a tensión (Fs)

$$F_s = 0.45 F_y = 0.45 (2536.37) = 1,141.37 \text{ Kg/cm}^2.$$

Calculando el área de acero (As):

$$A_s := \frac{P}{F_s} = 10000 / 1141.37 = 8.76 \text{ cm}^2.$$

Sí se toma una franja unitaria de 1 metro de altura, se obtiene el espesor (t) del tanque:

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 1 \text{ metro} \cdot t \\ t &:= \frac{8.76}{100} = 0.0876 \text{ cm.} \end{aligned}$$

SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DE UNA LÁMINA NEGRA NORMA A-36 DE UN ESPESOR MÍNIMO DE ¼ DE PULGADA, PARA LAS PAREDES DEL TANQUE. (Cada plancha de lamina será de 4'8" * 1/4")

TORRE DE SOPORTE:

La carga ejercida sobre las torres de soporte serán las siguientes:

Peso del agua

$$P_w = \left[\pi \times r^2 \times h \times \gamma \right] + \left[\pi \times r^2 \times \frac{H}{3} \times \gamma \right]$$

De donde: P_w = carga ejercida por el agua a todo el tanque

π = constante para el cálculo del área de un círculo

r = radio del tanque en metros

h = altura del tanque en metros

H = altura del cono en metros

γ = peso específico del agua (1,000 kg/m³)

Entonces de esta fórmula se obtiene la carga ejercida, igual a:

$$P_w = \left[\pi \times 3^2 \times 9 \times 1000 \right] + \left[\pi \times 3^2 \times \frac{2}{3} \times 1000 \right] = 256,353.97 \text{ Kg}$$

Nota: Se deberá tener presente la carga para soldadura (f), la cual se encuentra en función del peso total del agua dividido entre el perímetro del cilindro, lo cual da un valor de:

$$f = \frac{P_w}{2 \times \pi \times r} = \frac{256353.97}{2 \times \pi \times 3} = 13,600 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 758.4 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$$

Al comparar este valor con la resistencia aproximada que resiste la soldadura según el American Institute Of Steel Construction (A.I.S.C.), la cual es de 2,000 Lb/pulg² se encuentra dentro de los límites aceptables del diseño de soldaduras.

Peso del acero

Se tomarán como referencia las siguientes abreviaturas y algunas constantes como:

P.E. (peso específico acero) = 490 Lb/pie³ = 7,859.5 kg/m³

t (espesor lámina de acero) = 0.00635 metros (1/4 Pulgada)

Pi= constante para el cálculo del área de un círculo

d= diámetro del cilindro en metros

h= altura del cilindro en metros

Ac = área del cilindro en metros cuadrados

As = área del cono superior en metros cuadrados

Ai = área del cono inferior en metros cuadrados

hs = altura del cono superior en metros

hi = altura del cono inferior en metros

r = radio del cilindro y de los conos en metros

$$Ac = \pi \times \phi \times h = \pi \times 6 \times 9 = 169.646m^2$$

$$As = \pi \times r(r^2 + hs^2)^{1/2} = \pi \times 3(3^2 + 1.2^2)^{1/2} = 30.425m^2$$

$$Ai = \pi \times r(r^2 + hi^2)^{1/2} = \pi \times 3(3^2 + 2^2)^{1/2} = 33.985m^2$$

Peso acero= (Ac+As+Ai) * t * P.E.

Peso acero= (169.646+30.425+33.985)*0.00635*7859.5= 11,681.23 kg

Peso total = peso del agua + peso del acero

Peso total = 273320 Kg. + 11,681.23 Kg = 285,001.23 Kg

Para poder determinar una carga exacta para cada columna se aproximará la carga total a un valor de 290,000.00 Kg.

-Entonces como se tienen cuatro columnas cada una de éstas tendrá una carga de 72,500.00 Kg ó 72.5 toneladas.

Ya que estas columnas se encuentran inclinadas, estarán en función de una carga resultante, la cual se calcula dividiendo el valor total de carga dentro del ángulo de inclinación de cada columna. El ángulo de inclinación de las columnas se calcula de la siguiente manera:

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{3.75}{15.00}\right) = 14.036^\circ$$

Entonces la carga resultante (Cr) será de:

$$Cr = \frac{72.5Ton}{\cos 14.036^\circ} = 74.731Ton$$

Fuerza de sismo

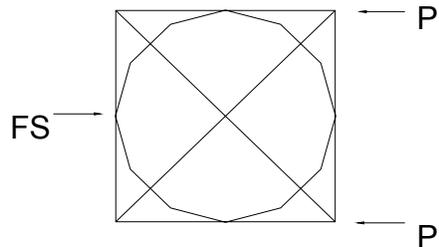
Debido a la altura de este tanque que es relativamente corta y las cantidades de peso no son muy elevadas, se recomienda para el cálculo de la fuerza de sismo tomar un valor del 20% de la carga total aplicada sobre el tanque.

Fuerza de sismo (FS) = 20% * carga total

FS = 0.20 * 290 Toneladas = 58 Toneladas

Esta fuerza actuará en dos sentidos como se muestra en la figura:

Figura 1. Fuerza de sismo 1

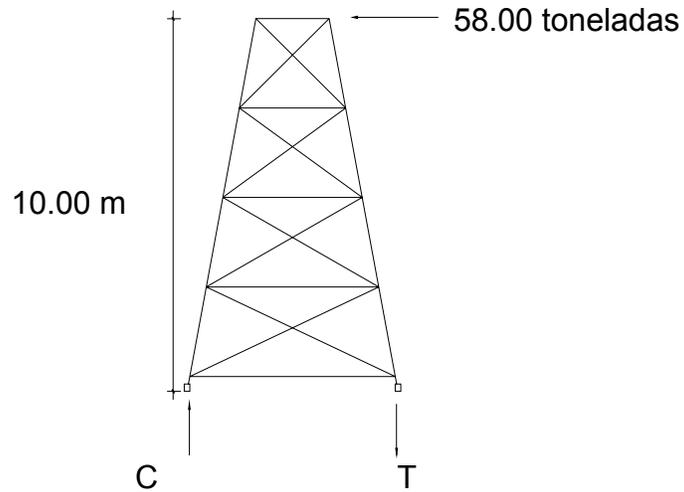


Entonces sumando fuerzas en el sentido horizontal:

FS = 2P despejando

$$P = \frac{Fs}{2} = \frac{58}{2} = 29Toneladas$$

Figura 2. Fuerza de sismo 2



Momento de sismo (MS) = Carga P * Altura del tanque

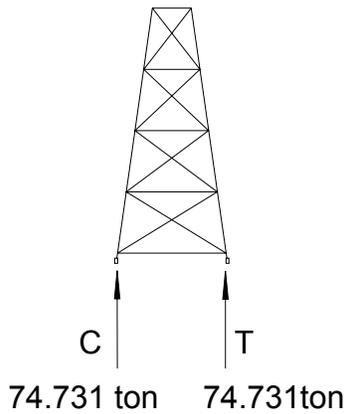
Sumatoria de momentos en el punto C será igual a cero y serán positivos en el sentido de las agujas del reloj.

$$\Sigma M_C = 0$$

$$-(58.00 * 15 \text{ m}) + T (13.50 \text{ m}) = 0 \quad \text{Donde } T = 66.923 \text{ ton}$$

Figura 3. Cargas Finales

Carga del Peso



Carga del sismo

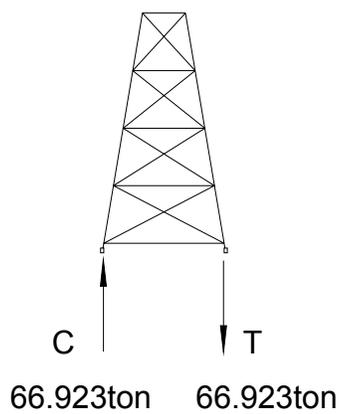


Figura 4. Cargas totales

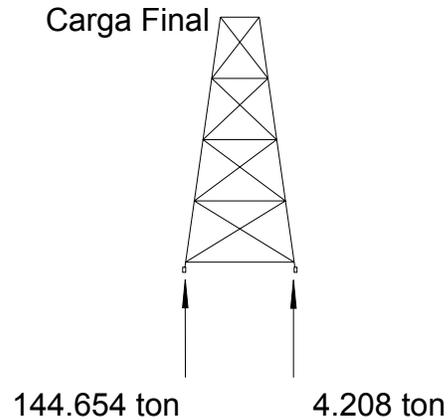
Sumatoria de fuerzas:

$\Sigma F_C=0$ hacia arriba positivo

$74.731 + 52.727 = 144.654$ toneladas

$\Sigma F_T=0$ hacia arriba positivo

$74.731 - 52.727 = 4.808$ toneladas



Columnas del tanque

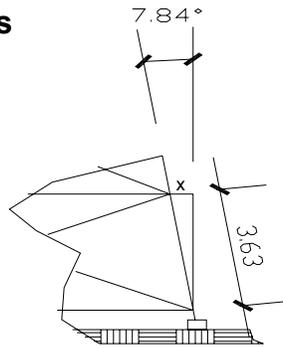
Para el diseño de las columnas del tanque se propone la utilización de un tubo redondo, ya que mediante éste se logra una excelente resistencia a la torsión, una misma rigidez en todas las direcciones del tubo y por último su precio es accesible para los compradores, y este tipo de tubería es el más utilizado para este tipo de estructuras. El manual del AISC contiene las dimensiones de estas secciones y éste también las clasifica en standard, extra fuerte y doble extra fuerte, dependiendo del tipo de uso que se le piense dar a cada estructura.

En esta parte se deberán definir los detalles de diseño y longitud de columnas, y se aconseja seguir al pie de la letra las recomendaciones que a continuación se detallan:

- Se deberá suponer una sección tentativa, luego se anotarán todos los datos que aparecen en las tablas del manual AISC.
- Por medio de la fórmula siguiente se debe calcular la relación de esbeltez Kl/r ; siendo l la longitud de la columna y el valor de K será igual a uno.
- Se calculará un F_a (esfuerzo unitario permisible) mediante las tablas de AISC.

- Una vez encontrado el F_a éste se deberá multiplicar por el área de la sección transversal; esta operación dará la carga permisible sobre la sección de la columna de una forma directa.
- Por último se debe comparar la carga permisible encontrada anteriormente y la carga de diseño, de donde se deberá obtener un valor mayor de carga permisible que de la carga de diseño, y en el caso de no cumplir esta relación, se deberá proponer una sección más grande y seguir las mismas indicaciones que se plantearon anteriormente.

Figura 5. Longitud de columnas



Datos generales para el diseño:(según tablas AISC)

Tubo redondo = 12 pulgadas cédula 40

Carga de diseño = 144.654 toneladas

Área del tubo = 14.60 pulgadas cuadradas

Radio de giro = 4.38 pulgadas

Peso por pie lineal = 65.42 Libras

Longitud de columna = 3.63 metros = 142.91 pulgadas

Se calcula la relación esbeltez

$$= k * \frac{l}{r} \quad \text{donde } K = 1 \quad = 1 * \frac{142.91}{3.75} = 38.609 \approx 39$$

Según el manual AISC cuando se tiene una relación de esbeltez igual a la encontrada anteriormente, se obtiene un valor de F_a de 22,150 Lb/pulg².

Con este valor se calcula la carga permisible (P):

$$P = F_a * \text{Área} = 22,150 * 14.6 = 32,390.00 \text{ Lb} = 146.995 \text{ Ton}$$

Comparación final:

Carga permisible > Carga de diseño

146.995 toneladas > 144.654 toneladas si cumple

SI VERIFICA, POR LO TANTO SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DEL TUBO REDONDO DE 6 PULGADAS, CÉDULA 40 STANDARD.

Tensores del tanque

La pieza que se utilizará sujeta a tensión es un problema sencillo en el diseño, como en este caso no existe peligro de pandeo debido a la rigidez del metal, los cálculos se reducen a la simple división de la carga (T) entre el esfuerzo de trabajo a tensión del acero (Fs), lo que da el área neta de la sección transversal que se debe utilizar, luego se selecciona la sección que tenga dicha área.

La pieza a utilizar depende del tipo de su conexión en el extremo que de cualquier otro factor existente, pudiéndose utilizar cualquier otro tipo de perfil que se estime conveniente.

Para los tensores de este tanque se propuso un perfil tipo "L" cuyos datos se encuentran en el manual del American Institute Of Steel Construction (A.I.S.C.).

Datos generales para el diseño:(según tablas AISC)

Carga de diseño = 29 toneladas

Dimensiones = 6*6 pulgadas

Espesor = 1 pulgada

Área = $3.75 \text{ pulg}^2 = 70.968 \text{ cm}^2$

Peso por pie lineal = 12.80 Libras

Radio de giro en "X" y en "Y" = 1.22 pulgadas

Fs = Esfuerzo de trabajo a tensión = 1.3592 Toneladas/cm²

$$T = \frac{P}{\cos 72.08^\circ} = \frac{29 \text{ ton}}{\cos 72.08^\circ} = 94.25 \text{ Toneladas}$$

$$\text{Area} = \frac{T}{F_s} = \frac{26 \text{ Toneladas}}{1.3592 \text{ ton/cm}^2} = 69.343 \text{ cm}^2$$

Comparación final:

Área del perfil > Área requerida

$$70.968 \text{ cm}^2 > 69.343 \text{ cm}^2$$

SI VERIFICA, POR LO TANTO SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DE UN PERFIL TIPO “L”, DE 6*6*1 PULGADAS, NORMA A-36.

Piezas horizontales del tanque:

Estos elementos al igual que los tensores funcionan principalmente para contrarrestar la acción de la fuerza sísmica. La pieza escogida deberá ser analizada por esfuerzos a compresión y flexión, aplicando la fórmula de combinación de esfuerzos.

A continuación se detallan una serie de pasos a seguir, los cuales deberán cumplirse detalladamente para obtener buenos resultados en el diseño del tanque.

- Se deberá suponer una sección tentativa y anotar los datos generales presentados por el manual AISC.
- Se debe calcular la relación de esbeltez Kl/r , siendo l la longitud del elemento y el valor $K = 1$ para este tipo de diseño.
- Se calcula el esfuerzo unitario permisible F_a mediante la relación de esbeltez en las tablas del AISC.
- El esfuerzo de trabajo encontrado se multiplica por el área de la sección propuesta, brindando la carga permisible sobre el elemento.
- Se comparará la carga permisible encontrada anteriormente con la carga de diseño, de esta comparación la carga permisible deberá ser mayor que

la carga de diseño, si no cumpliera se deberá proponer una nueva sección, y seguir el mismo procedimiento.

- Luego de la comparación de cargas y que ésta haya cumplido el requisito de ser la permisible mayor que la de diseño se procede a aplicar la fórmula de esfuerzos combinados, y ésta deberá dar un valor menor o igual a uno.

Datos generales para el diseño:(según tablas AISC)

Carga de diseño = 29 toneladas

Tubo redondo = 6 pulgadas cédula 40 Standard

A = Área = 5.58 pulg² = 36 cm²

P = Carga puntual (1 persona) = 200 Libras

W = Peso por pie lineal = 20 Libras

Radio de giro = 2.25 pulgadas

Diámetro externo = 6.62 pulgadas

C = Distancia al centroide = 3.31pulgadas

L =Longitud 1er arriostre = 13.50 m = 531.49 plg = 44.29 ft

Momento de inercia = 25.63 pulgadas⁴

Fb = Esfuerzo de trabajo a flexión = 0.5*Fy (SEGÚN AISC)

= 0.5*36000 Lb/pulg² = 18,000 Lb/pulg² = 8.18 ton/pulg²

Fa = Esfuerzo unitario permisible

Fs = Esfuerzo de trabajo a tensión

Se calcula la relación esbeltez

$$k \frac{l}{r} = 1 \frac{531.496}{2.25} = 236.00 \quad \text{donde } K = 1$$

Según el American Institute Of Steel Construction (A.I.S.C.), cuando se tiene una relación de esbeltez igual a la encontrada anteriormente, se obtiene un valor de Fa de 11,956 Lb/pulg² = 5.435 ton/pulg²

Con este valor se determina la carga permisible (P):

P = Fa * Área = 11,956 * 5.58 = 66,714.48 Lb = 30.325 Ton

Comparación final:

Carga permisible > Carga de diseño

30.325 toneladas > 29 toneladas

Ahora se determina el momento actuante (Ma):

$$Ma = \left(\frac{P * l}{4}\right) + \left(\frac{W * l^2}{8}\right) = \left(\frac{200 * 26.67}{4}\right) + \left(\frac{15 * 26.67^2}{8}\right)$$

Ma = 7,118.78 Lb-pie = 38.83 ton-pulg

Ahora se aplica la fórmula de esfuerzos combinados:

$$-\frac{P}{Fa} \pm \frac{Ma * c}{Fb} \leq 1 \quad -\frac{29}{5.435} \pm \frac{38.83 * 3.31}{8.18} \leq 1$$

SI VERIFICA, POR LO TANTO SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DEL TUBO REDONDO DE 6 PULGADAS, CÉDULA 40 STANDARD.

Colocación de pernos y aplicación de soldadura:

La soldadura resiste aproximadamente 2,000 Libras por pulgada cuadrada, para calcular la longitud de soldadura de un miembro, se debe relacionar esta resistencia con la carga actuante en el miembro y la longitud total del mismo, disponible para la soldadura.

La resistencia del acero en corte es aproximadamente de 10,000 Libras por pulgada cuadrada, para calcular la cantidad de pernos de determinado diámetro en una unión, los cálculos se reducen a la simple división de la carga actuante en el miembro y la resistencia máxima del acero en cortante.

Longitud de soldadura:

Carga crítica = T = 26 toneladas

Longitud de soldadura = L

Resistencia de soldadura = $R_s = 2000 \text{ lb/plg} = 0.91 \text{ ton/plg}$

$$L = \frac{T}{R_s} = \frac{94.225}{0.91} = 103.544 \text{ pulgadas}$$

Dimensionamiento de pernos:

A = área neta necesaria

$F_c = \text{Esfuerzo de corte} = 10000 \text{ lb/plg}^2 = 4.55 \text{ ton/plg}^2$

$$\text{Area} = \frac{T}{F_c} = \frac{94.225}{4.5} = 20.939 \text{ Pulgadas}^2$$

SEGÚN LAS TABLAS DEL AISC PARA UN PERNO DE 2 PULGADAS LE CORRESPONDE UN ÁREA DE 3.14 PULGADAS CUADRADAS, POR LO TANTO SE USARÁN 8 EN CADA UNIÓN, PARA CUBRIR UN ÁREA DE 25.12 PULGADAS CUADRADAS.

Placa base para las columnas del tanque:

Es esencial que la base de la columna y la placa estén en contacto absoluto para evitar la falla por punzonamiento en el concreto. La columna se fija a la placa por medio de soldadura y a la vez se fijan a la cimentación usando tornillos de anclaje.

El área de la placa base se encuentra, dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible (F_p) del concreto, que puede ser de $0.25f'_c$ cuando toda el área está cubierta por la placa e igual a $0.375f'_c$, cuando el área de la placa es un tercio del área del concreto.

Para un tipo de concreto usado comúnmente de $f'_c = 3,000 \text{ lb/pulg}^2$ (210 kg/cm^2), el esfuerzo permisible (F_p) puede ser de 750 ó 1,125 lb/pulg^2 , dependiendo del área a cubrir de la placa.

El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna.

Sección de la placa:

$$F_p = 0.25 * 3,000 \text{ lb/pulg}^2 = 750 \text{ lb/pulg}^2 = 0.341 \text{ ton/pulg}^2$$

Pt = carga total = peso total del tanque lleno (Cr) + peso total de la torre

PESO DE LA TORRE:

Peso = Longitud total del elemento * Peso por pie lineal

Peso total de columnas = 205 pies*65.44 Lb/pie = 13280 Lb

Peso piezas horizontales = 430 pies*20 Lb/pie = 8600 Lb

Peso de los tensores = 1050 pies*14.90Lb/pie = 15645 Lb

PESO TOTAL DE LA TORRE = 37645 Lb = 17.057 ton

CARGA TOTAL (Pt) = Cr + Peso total de la torre = 72.50 ton+ (17.057 ton)

(Pt) = 89.557 toneladas

Área de la placa (A):

$$A = \frac{Pt}{F_p} = \frac{89.557}{0.341} = 262.63 \text{ plg}^2$$

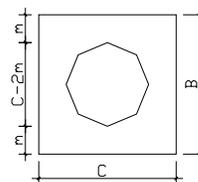
$$\text{lado.de.placa} = \sqrt{(262.63)} = 16.206 \text{ plg} = 41.163 \text{ cms}$$

Figura 6. Sección de la placa base

SE PROPONE UNA PLACA DE:

18 PULGADAS DE ANCHO (B)

18 PULGADAS DE LARGO (C)



Espesor de placa:

Fb = Esfuerzo de trabajo a flexión = 0.5*Fy (SEGÚN AISC)

$$= 0.5*36000 \text{ Lb/pulg}^2 = 18,000 \text{ Lb/pulg}^2 = 8.18 \text{ ton/pulg}^2$$

t = espesor de placa

p = carga sobre la placa

m = proyección de la placa fuera de la columna

$$p = \frac{Pt}{(B * C)} = \frac{89.557}{18 * 18} = 0.276 \text{ ton / plg}^2$$

$$t = \frac{\sqrt{(3 * p * m)}}{Fb} = \frac{\sqrt{(3 * 0.276 * 3^2)}}{8.18} = 0.334 \text{ plg}$$

SE PROPONE LA UTILIZACIÓN DE UNA PLACA CUADRADA DE 18*18 PULGADAS, CON UN ESPESOR DE 1/2 PULGADA.

PEDESTAL PARA LA CIMENTACIÓN:

Los pedestales se utilizan frecuentemente como elementos de transición entre columnas metálicas y las zapatas. Las razones más comunes para el uso de pedestales son las siguientes:

Se busca distribuir la carga en la parte superior de la zapata; esto puede aliviar la intensidad de la presión de apoyo directa en la zapata, o simplemente puede permitir una zapata más delgada con menos refuerzo.

Permitirá que la columna termine en una elevación más alta y no permitir el contacto de ésta con el suelo y evitar la corrosión, además en casos donde se tienen que colocar zapatas a profundidades más bajas es aún más importante.

Dimensión del pedestal

Se tomará una sección de 0.5*0.5 metros, para poder determinar la altura se tomará el criterio de $h = (3 * a)$ de donde h = altura del pedestal y a = ancho de la sección propuesta para el pedestal, entonces $h = 3 * a = 3 * 0.5 = 1.5$ metros de altura.

Refuerzo para el pedestal

Se buscará determinar una relación de esbeltez para saber qué tipo de columna se diseñará, ya sea corta, intermedia o larga, el American Concrete Institute (A.C.I.) Capítulo 10.10 señala los siguientes parámetros:

Si: Esbeltez \leq 21 Columna corta

21 ≤ Esbeltez ≤ 100 Columna intermedia

Esbeltez ≥ 100 Columna larga

Para calcular la esbeltez de una columna, se debe aplicar la siguiente fórmula:

$$\text{Esbeltez} = k \frac{l}{r}$$

K = Factor de pandeo, se tomará igual a 1 por la magnitud tan pequeña del elemento a diseñar.

L = Longitud libre entre apoyos más alejados

r = Radio de giro de la sección

Para determinar el radio de giro el ACI especifica:

r = 0.3*b para columnas cuadradas o rectangulares

r = 0.25*d para columnas circulares donde d = diámetro

Entonces la relación de esbeltez para este caso quedará:

$$\text{Esbeltez} = 1 * \frac{1.50}{(0.3 * 0.5)} = 10$$

Entonces es considera una columna CORTA

Una vez determinado el tipo de columna a diseñar, el American Concrete Institute (A.C.I.) en el Capítulo 10.3-3 señala la siguiente fórmula para el cálculo de la resistencia última, tomando en cuenta que se despreciará el momento causado por la componente horizontal de la carga total de la columna debido a que el ángulo de inclinación de la columna metálica transmisora de la fuerza es muy pequeño.

$$P_u = \phi(0.85 * f'_c(A_g - A_s) + (F_y * A_s))$$

P_u = Resistencia última de la columna

φ = Factor de compresión igual a 0.75 SEGÚN ACI 10.3-3

A_g = Área de la sección de la columna en cm²

A_s = Área de acero en cm²

$f'c$ = Resistencia nominal del concreto 210 Kg/cm^2

Fy = Resistencia a fluencia del acero 2818.19 kg/cm^2

Entonces el As se tomará como el acero mínimo, para el cual el American Concrete Institute (A.C.I.) especifica un 1% del área de la sección.

$$Pu = 0.75(0.85 * 210(2500 - 25) + (2818.19 * 25)) = 384,181.688\text{kg} = 845,199.713\text{lb}$$

Comparando:

Pu columna propuesta > Pu total de cada columna

$$384.182 \text{ ton} > 72.50 \text{ ton}$$

Para el refuerzo a corte, el manual ACI señala un espaciamiento mínimo menor o igual a la mitad del diámetro efectivo y un recubrimiento mínimo de 2.5 centímetros en cada lado.

$$\text{Espaciamiento} \quad S = \frac{d}{2}$$

$$d = \text{Lado de la sección} - (2 * 2.5) = (50) - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento} \quad S = \frac{45}{2} = 22.5 \approx 20\text{cms}$$

Entonces el armado será de 4 varillas de 1 pulgada y estribos de No. 4 a cada 20 cms.

CIMIENTO CORRIDO:

Para evitar un corrimiento entre las zapatas, se hace necesaria la colocación de un cimiento corrido simple armado con 3 varillas No. 4 y eslabones No. 3 a cada 0.20 centímetros y fundido con concreto en una proporción de 1:2:3 para obtener una resistencia adecuada.

ZAPATAS:

El diseño de una zapata se basa generalmente en las siguientes consideraciones:

- Las fuerzas laterales siguiendo un criterio más conservador en el diseño, podrán reducirse a una fuerza concentrada FS aplicada a una altura H, esta fuerza concentrada dará lugar a un momento flector respecto de la base, que producirá esfuerzos de tensión sobre las columnas del lado en que se considere que actúe la fuerza lateral y a compresión sobre las columnas opuestas.

Para el cálculo de la estabilidad, se obtendrá primero el momento de volteo respecto a la base de apoyo.

$$M.V = FS * H$$

$$M.e = PT * L$$

De donde:

M.V = Momento de volteo

Me = Momento estabilizante

FS = Fuerza de sismo

H = Altura desde la base del pedestal de la zapata hasta la mitad del depósito

PT = Peso total de la estructura

L = Separación entre dos columnas consecutivas

Al tener fuerzas laterales actuando, dan origen al momento de volteo, este momento provoca el desplazamiento del peso de la estructura del eje de soporte a una distancia Xu.

$$Xu = \frac{M.V}{PT}$$

La estabilidad del conjunto estará asegurada, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$Xu \leq \frac{L}{16}$$

Donde L es el diámetro a centro de columnas y también cuando la relación entre el momento estabilizante y el de volteo sea mayor o igual que 1.50.

$$C.E = \frac{M_e}{M.V.}$$

Donde C.E = coeficiente de estabilidad mayor a 1.5

- Presión máxima de apoyo. La suma de la carga impuesta sobre la zapata y el peso de la misma no deben exceder el límite para la presión de apoyo sobre el material sustentante. El área total requerida en planta de la zapata se determina sobre esta base.
- Control del asentamiento. Cuando las zapatas descansan sobre un suelo altamente comprensible, puede ser necesario seleccionar las áreas de zapatas que garanticen un asentamiento uniforme de todas las columnas.
- Tamaño de la columna. Cuanto más grande sea la columna, tanto menores serán los esfuerzos cortantes, de flexión y de adherencia en la zapata.
 - Límite de los esfuerzos cortantes para el concreto. Para zapatas de planta cuadrada, esto constituye la única condición crítica de esfuerzo para el concreto. Para reducir la cantidad requerida de esfuerzo, el peralte de la zapata se establece generalmente muy arriba del que se requiere por flexión para el concreto.
 - Esfuerzo de flexión y límites de las longitudes de desarrollo para las varillas. Esto se considera con base en el momento desarrollado en la parte volada de la zapata en la cara de la columna.

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

Peso del pedestal = Volumen * Peso concreto = $(0.5*0.5*1.5)m^3*(2,400 \text{ kg/cm}^3)$

Peso del pedestal = 900 Kg = 0.900 Ton

Peso total (PT) = Peso del depósito + Peso de la torre + Peso de pedestales

Peso total (PT) = (290 ton)+(17.057 ton)+(4*0.900 ton) = 310.657

VERIFICANDO EL VOLTEO

La carga de sismo última se tomará como $FS = 10\% * PT$

$$FS = 0.10 * (310.657 \text{ ton}) = 31.066 \text{ ton}$$

$H = \text{Altura del tanque} + \text{Altura del pedestal} + \text{Altura a la mitad del tanque}$

$$H = (15 \text{ m}) + (1.5 \text{ m}) + (4.5 \text{ m}) = 21.00 \text{ metros}$$

$$M.V = FS * H$$

$$M.V = (31.066 \text{ ton}) * (21.00 \text{ m}) = 652.386 \text{ ton-m}$$

$Me = PT * \text{Longitud entre columnas}$

$$Me = (310.657 \text{ ton}) * (13.50 \text{ m}) = 4193.87 \text{ ton-m}$$

$$C.E = \frac{Me}{M.V.} = \frac{4193.07}{652.386} \geq 1.50$$

Si verifica

$$Xu = \frac{MV}{PT} = \frac{652.386}{310.386} = 2.10$$

$$\frac{L}{6} = \frac{13.50}{6} = 2.25 \text{ m} \geq Xu$$

Si verifica

CÁLCULO DE CARGAS

Datos:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 2,818.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección de columna} = (0.5 \text{ m}) * (0.5 \text{ m})$$

La carga viva CV será el peso del contenido del tanque lleno, el cual es de 72.50 Ton, y la carga muerta CM, la constituye el peso del acero del depósito, el peso de las columnas, el peso de los tensores, el peso de los elementos horizontales y el peso de los pedestales, como se indica a continuación:

$$\text{Peso del acero del deposito} = 2920.308 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de las columnas} = 3320.00 \text{ kg}$$

Peso de los elementos horizontales = 2150.00 kg

Peso de los tensores = 3911.25 kg

Peso de los pedestales = 900.00 kg

CARGA MUERTA TOTAL = 12302.15 kg = 12.302 ton

- Valor soporte del suelo

$$\sigma = 1.32 \text{ T/m}^3 \quad \phi = 31.4^\circ$$

Datos obtenidos en el estudio del suelo ver apéndice No. 5

$$D = 10\% \times H = 0.10 \times 21.00 = 2.10 \text{ mts}$$

$$q_{ult} = C * N_c \left(1 + 0.3 * \frac{B}{L} \right) + \gamma * D * N_q + 0.40 * \gamma * B * N_c$$

Donde:

C = Cohesión del suelo

Nc = Valor en función del ángulo

B = Base de la zapata en metros

L = Longitud de la zapata en metros

λ = Densidad del suelo

D = Altura medida del nivel del suelo a la base de la zapata

Nq = Valor en función del ángulo

Nc = Valor en función del ángulo

En suelos de alta permeabilidad se pueden presentar rápidos cambios de nivel del agua subterránea con los efectos consecuentes sobre la densidad del suelo y las presiones de poro. Los cálculos de capacidad de carga se deben de efectuar en términos del esfuerzo efectivo o sea que se elimina el termino cohesión $C = 0$. De acuerdo a los resultados obtenidos en el estudio de suelos tenemos arena limosa con pomez color beige por lo que se aplica este concepto.

Asumiendo $B < D$ entonces $2.00 < 2.10$

La zapata será cuadrada por lo tanto $B = L$

$$q_{ult} = 0 * 32.70 \left(1 + 0.3 * \frac{2}{2} \right) + 1.32 * 2.10 * 18.40 + 0.40 * 1.32 * 2 * 21.20 = 67.965 T / m^2$$

$$q_s = \frac{q_{ult}}{F_s} = \frac{67.965}{3} = 22.655 T / m^2$$

DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA

$$A_{zapata} = 1.2 \frac{PT}{V_s}$$

De donde:

$$PT = \text{Carga de trabajo} = (CM + CV) = 12.302 + 72.50 = 84.802$$

1.20 = porcentaje de incremento por flexión

V_s = Valor soporte del suelo

$$A_{zapata} = 1.2 \frac{84.802}{22.655} = 4.492 m^2$$

$$\text{Área de la zapata} = 4.492 m^2$$

Entonces para determinar el lado:

$$\text{Área de la zapata} = \text{Lado al cuadrado}$$

de donde:

$$L = \sqrt{4.492 m^2} \approx 2.119 m \quad \text{se aproxima a } L = 2.15 \text{ mts.}$$

CARGA DE DISEÑO

$$P_b = \frac{P_u}{\text{Área}_{Zapata}}$$

De donde:

P_b = Carga de diseño

$$P_u = 1.4(CM) + 1.7(CV)$$

Entonces:

$$P_u = 1.4(12.302 \text{ ton}) + 1.7(72.50 \text{ ton}) = 140.473 \text{ ton}$$

$$\text{VERIFICANDO EL CORTE POR FLEXIÓN} \quad \frac{P_b}{4.492 m} = \frac{140.473 \text{ ton}}{4.492 m} = 31.272 \text{ ton} / m^2$$

$$V_u = P_d * \text{Área}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

De donde:

V_c = Resistencia última al corte del concreto

V_u = Esfuerzo de corte actuante

Se deberá verificar que $V_c > V_u$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 215 * \frac{d}{1000} \quad V_u = 31.272 * (2.15 * (2.15 - \frac{0.5}{2}) - \frac{d}{1000})$$

Y el valor de **d** se establece por pruebas en estas fórmulas, hasta que cumplan la condición de que $V_c > V_u$

Tabla XIV. Calculo del peralte 1

d (Centímetros)	V_c	V_u
80	112.288	125.242
90	126.324	124.932

Entonces se utilizará $d = 90$ cms.

VERIFICANDO EL CORTE POR PUNZONAMIENTO

$$V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_u = P_d * (\text{Área zapata} - \text{Área Punzonamiento})$$

De donde:

V_c = Resistencia última al corte del concreto

V_u = Esfuerzo de corte actuante

b_o = perímetro punzonante

$$b_o = 4 * (\text{Lado de la columna} + d)$$

$$\text{Área punzonamiento} = (\text{Ladocolumna} + \frac{d}{2})^2$$

se deberá verificar que $V_c > V_u$

$$V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * ((4 * (50 + d)) * \frac{d}{1000}) \quad V_u = 31.272 * ((2.15)^2 - (0.5 + \frac{d}{100})^2)$$

Y el valor de **d** se establece por pruebas en estas fórmulas, hasta que cumplan la condición de que $V_c > V_u$

Tabla XV. Calculo del peralte 2

d (Centímetros)	Vc	Vu
80	543.160	91.705
90	658.059	83.262

Entonces se utilizará $d = 90$ cms.

Luego,
$$t = d + \frac{\phi}{2} + r$$

Donde: t = altura de la zapata

ϕ = diámetro de la varilla propuesta (1/2")

r = recubrimiento

Entonces:

$$t = 90 + \frac{2.54}{2} + 7.5 = 98.77 \text{ cms} \approx 100 \text{ cms}$$

Corrección de **d**:

$$d = (100) - \left(\frac{2.54}{2}\right) - (7.5) = 91.23 \text{ cms}$$

ARMADO FINAL DE LA ZAPATA

Éste se tomará a rostro para diseñar el refuerzo.

$$M = Pd * \frac{L^2}{2}$$

De donde:

Pd = Carga de diseño

L = Distancia desde el extremo de la zapata hasta el rostro de la columna

$$M = 31.272 * \frac{0.80^2}{2} = 10.007 \text{ tom} * m = 10,007 \text{ kg} * m$$

Con este momento se obtiene el área de acero requerida A_s , de la fórmula siguiente:

A_s = Área de acero requerida

$$A_s = ((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - (\frac{Mu * b}{0.003825 * f'c})}) * \frac{0.85 f'c}{F_y}$$

$$A_s = 169.66 \text{ cms}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 14.01 * b * \frac{d}{F_y} = 14.01 * 215 * \frac{91.23}{4200} = 64.961 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * b * t$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 215 * 91.83 = 39.487 \text{ cms}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d \quad \rho_{\text{máx}} = \text{Según tablas}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.011 * 215 * 91.83 = 213.748 \text{ cms}^2$$

Ahora se comparan las áreas de acero y se concluye para proponer el acero:
Como el área de acero mínimo es mayor que el acero requerido, se utilizará el acero mínimo para realizar el armado de las zapatas.

$$(21) \text{ Varillas No 10} = 21 * 7.917 \text{ cms}^2 = 169.66 \text{ cms}^2 \quad (\text{En ambos sentidos})$$

Con este acero propuesto se cumple con el área de acero requerido para el diseño de las zapatas.

APÉNDICE 3

Tabla XVI. Presupuesto

Trabajos Preliminares							
No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio Unit.	Total	% EQUIV.	
Materiales							
1	Herramienta para zanjeo y relleno	160.00	Unidades	Q 80.00	Q 12,800.00	0.4083	
2	Madera de pino rustico	1500.00	Pie-Tabla	Q 3.50	Q 5,250.00	0.1675	
TOTAL DE MATERIALES					Q 18,050.00	0.5758	
MANO DE OBRA							
1	Mano de obra calificada	20240.14	Metros	Q 8.00	Q 161,921.12	5.1654	
TOTAL MANO DE OBRA					Q 161,921.12	5.1654	
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES					Q 179,971.12	5.7412	

LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE POZO No. 1 A TANQUE No. 1 Y DE TANQUE No.2 A POZO NO.2							
No.	MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITAR.	SUB-TOTAL	% EQUIV.	
MATERIALES, TUBERÍA Y ACCESORIOS							
1	Tubo de HG Liviano 4"	64.00	Unidades	Q 1,925.00	Q 123,200.00	3.9302	
2	Uniones universales para HG de 4"	64.00	Unidades	Q 95.00	Q 6,080.00	0.1940	
3	Codo de 4" a 90 HG	10.00	Unidades	Q 231.67	Q 2,316.70	0.0739	
TOTAL DE MATERIALES					Q 131,596.70	4.1980	
MANO DE OBRA							
1	Mano de obra calificada	1.00	Global	Q 15,500.00	Q 15,500.00	0.4945	
TOTAL MANO DE OBRA					Q 15,500.00		
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES					Q 147,096.70	4.69	

LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN							
No.	MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITAR.	SUB-TOTAL	% EQUIV.	
MATERIALES, TUBERÍA Y ACCESORIOS							
1	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 125 psi 6"	46	Unidades	Q 597.84	Q 27,500.64	0.8773	
2	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 125 psi 5"	35	Unidades	Q 421.29	Q 14,745.15	0.4704	
3	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 125 psi 4"	451	Unidades	Q 275.79	Q 124,381.29	3.9678	
4	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 125 psi 3"	187	Unidades	Q 166.96	Q 31,221.52	0.9960	
5	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 160 psi 2 1/2"	199	Unidades	Q 139.73	Q 27,806.27	0.8870	
6	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 160 psi 2"	236	Unidades	Q 95.33	Q 22,497.88	0.7177	
7	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 160 psi 1 1/2"	153	Unidades	Q 61.21	Q 9,365.13	0.2988	
8	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 160 psi 1 1/4"	151	Unidades	Q 46.74	Q 7,057.74	0.2251	
9	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 160 psi 1"	781	Unidades	Q 34.59	Q 27,014.79	0.8618	
10	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 250 psi 3/4"	868	Unidades	Q 27.31	Q 23,705.08	0.7562	
11	Tubo de 20' Con Campana P.V.C 315 psi 1/2"	420	Unidades	Q 21.48	Q 9,021.60	0.2878	
12	Adaptador hembra de 1"	150	Unidades	Q 4.10	Q 615.00	0.0196	
13	Adaptador hembra de 1 1/2"	250	Unidades	Q 6.65	Q 1,662.50	0.0530	
14	Adaptador hembra de 2 1/2"	145	Unidades	Q 27.00	Q 3,915.00	0.1249	
15	Adaptador hembra de 2"	260	Unidades	Q 9.32	Q 2,423.20	0.0773	
16	Adaptador hembra de 3/4"	160	Unidades	Q 3.50	Q 560.00	0.0179	
17	Adaptador hembra de 1/2"	97	Unidades	Q 2.59	Q 251.23	0.0080	
18	Adaptador hembra de 4"	12	Unidades	Q 54.00	Q 648.00	0.0207	
19	Adaptadores macho de 6"	28	Unidades	Q 276.06	Q 7,729.68	0.2466	
20	Adaptadores macho de 3"	169	Unidades	Q 37.11	Q 6,271.59	0.2001	
21	Adaptadores macho de 5"	56	Unidades	Q 152.77	Q 8,555.12	0.2729	
22	Adaptador macho de 4"	156	Unidades	Q 52.76	Q 8,230.56	0.2626	

.....continúa tabla XVI

23	Adaptador macho de 2 1/2"	3	Unidades	Q 25.95	Q 77.85	0.0025
24	Adaptador macho de 1 1/2"	125	Unidades	Q 6.70	Q 837.50	0.0267
25	Adaptador macho de 1"	75	Unidades	Q 5.15	Q 386.25	0.0123
26	Adaptador macho de 1/2"	217	Unidades	Q 1.60	Q 347.20	0.0111
27	Adaptador macho de 2"	130	Unidades	Q 10.25	Q 1,332.50	0.0425
28	Adaptador macho de 3/4"	80	Unidades	Q 2.80	Q 224.00	0.0071
29	Adaptador macho de 1 1/4"	2	Unidades	Q 5.23	Q 10.46	0.0003
30	Bushing Reductor 4" a 2 1/2"	9	Unidades	Q 79.94	Q 719.46	0.0230
31	Bushing Reductor 2 1/2" a 1"	12	Unidades	Q 31.87	Q 382.44	0.0122
32	Bushing Reductor 2 1/2" a 2"	11	Unidades	Q 31.87	Q 350.57	0.0112
33	Bushing Reductor 2 1/2" a 1 1/2"	14	Unidades	Q 31.87	Q 446.18	0.0142
34	Bushing Reductor 2 1/2" a 3/4"	24	Unidades	Q 31.87	Q 764.88	0.0244
35	Bushing Reductor 2" a 1 1/2"	15	Unidades	Q 10.95	Q 164.25	0.0052
36	Bushing Reductor 2" a 1"	45	Unidades	Q 10.95	Q 492.75	0.0157
37	Bushing Reductor 2" a 3/4"	67	Unidades	Q 10.95	Q 733.65	0.0234
38	Bushing Reductor 1 1/2" a 1"	34	Unidades	Q 7.30	Q 248.20	0.0079
39	Bushing Reductor 1 1/2" a 3/4"	23	Unidades	Q 7.30	Q 167.90	0.0054
40	Bushing Reductor 1" a 3/4"	65	Unidades	Q 4.65	Q 302.25	0.0096
41	Bushing Reductor de 3" a 3/4"	43	Unidades	Q 50.56	Q 2,174.08	0.0694
42	Bushing Reductor de 3/4" a 1/2"	95	Unidades	Q 2.56	Q 243.20	0.0078
43	Bushing Reductor de 6" a 5"	7	Unidades	Q 245.64	Q 1,719.48	0.0549
44	Bushing Reductor de 4" a 3"	63	Unidades	Q 79.94	Q 5,036.22	0.1607
45	Bushing Reductor de 3" a 2 1/2"	78	Unidades	Q 50.24	Q 3,918.72	0.1250
46	Bushing Reductor de 3" a 2"	145	Unidades	Q 50.24	Q 7,284.80	0.2324
47	Bushing Reductor de 1 1/2" a 1/4"	78	Unidades	Q 6.56	Q 511.68	0.0163
48	Tee de 4" P.V.C	75	Unidades	Q 137.64	Q 10,323.00	0.3293
49	Tee de 3" P.V.C	66	Unidades	Q 82.62	Q 5,452.92	0.1740
50	Tee de 2" P.V.C	42	Unidades	Q 16.37	Q 687.54	0.0219
51	Tee de 2 1/2" P.V.C	15	Unidades	Q 64.98	Q 974.70	0.0311
52	Tee de 1" P.V.C	79	Unidades	Q 6.31	Q 498.49	0.0159
53	Tee de 5" P.V.C	9	Unidades	Q 466.49	Q 4,198.41	0.1339
54	Tee de 1 1/4" P.V.C	23	Unidades	Q 9.94	Q 228.62	0.0073
55	Tee de 6" P.V.C	4	Unidades	Q 798.99	Q 3,195.96	0.1020
56	Tee de 1 1/2" P.V.C	7	Unidades	Q 14.18	Q 99.26	0.0032
57	Tee de 1/2" P.V.C	42	Unidades	Q 2.04	Q 85.68	0.0027
58	Tee de 3/4" P.V.C	25	Unidades	Q 3.56	Q 89.00	0.0028
59	Tapon hembra de 1" P.V.C	34	Unidades	Q 3.95	Q 134.30	0.0043
60	Tapon hembra de 3/4" P.V.C	76	Unidades	Q 2.56	Q 194.56	0.0062
61	Tapón Hembra de 2" P.V.C	23.00	Unidades	Q 7.45	Q 171.35	0.0055
62	Tapón Hembra de 1/2" P.V.C	98.00	Unidades	Q 2.89	Q 283.22	0.0090
63	Codo de 3" a 90 P.V.C	24.00	Unidades	Q 175.26	Q 4,206.24	0.1342
64	Codo de 2" a 90 P.V.C	16.00	Unidades	Q 49.57	Q 793.12	0.0253
65	Codo de 4" a 90 P.V.C	8.00	Unidades	Q 88.93	Q 711.44	0.0227
66	Codo de 2 1/2" a 90 P.V.C	14.00	Unidades	Q 70.05	Q 980.70	0.0313
67	Codo de 1" a 90 P.V.C	21.00	Unidades	Q 6.54	Q 137.34	0.0044
68	Codo de 1 1/2" a 90 P.V.C	13.00	Unidades	Q 1.00	Q 13.00	0.0004
69	Codo de 3/4" a 90 P.V.C	23.00	Unidades	Q 1.95	Q 44.85	0.0014
70	Codo de 4" a 45 P.V.C	45.00	Unidades	Q 31.54	Q 1,419.30	0.0453
71	Codo de 2 1/2" a 90 P.V.C	7.00	Unidades	Q 67.46	Q 472.22	0.0151
72	Codo de 3" a 45 P.V.C	12.00	Unidades	Q 75.04	Q 900.48	0.0287
73	Codo de 2" a 45 P.V.C	12.00	Unidades	Q 16.75	Q 201.00	0.0064
74	Codo de 1 1/2" a 45 P.V.C	6.00	Unidades	Q 13.21	Q 79.26	0.0025
75	Codo de 1 1/4" a 45 P.V.C	20.00	Unidades	Q 10.24	Q 204.80	0.0065
76	Cruz de PVC 2 1/2"	1	Unidades	Q 178.62	Q 178.62	0.0003
77	Cruz de PVC 2"	1	Unidades	Q 63.41	Q 63.41	0.0002
78	Cruz de PVC 1 1/2"	1	Unidades	Q 43.63	Q 43.63	0.0014
79	Yee PVC 2 1/2"	5	Unidades	Q 58.55	Q 292.75	0.0093
80	Yee PVC 2"	4	Unidades	Q 49.42	Q 197.68	0.0063
81	Yee PVC 3"	6	Unidades	Q 71.90	Q 431.40	0.0138
82	Codo de 1" a 45 P.V.C	1.00	Unidades	Q 7.90	Q 7.90	0.0003
83	Cemento solvente Tangit	52.00	Galón	Q 443.81	Q 23,078.12	0.7362
TOTAL DE MATERIALES					Q 387,204.87	12.35
MANO DE OBRA						
1	Mano de obra calificada	20,240.14	mts	Q 17.00	Q 344,082.38	10.9764
TOTAL MANO DE OBRA					Q 344,082.38	
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES					Q 731,287.25	23.33

.....continúa tabla XVI

No.	MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITAR.	SUB-TOTAL	% EQUIV.
MATERIALES, TUBERIA Y ACCESORIOS						
1	Adaptador hembra de 2" P.V.C	8.00	Unidades	Q 9.04	Q 72.32	0.0023
2	Adaptador macho de 3" P.V.C	32.00	Unidades	Q 37.11	Q 1,187.52	0.0379
3	Adaptador macho de 2" P.V.C	8.00	Unidades	Q 9.84	Q 78.72	0.0025
4	Reductor de 3" a 2" P.V.C	8.00	Unidades	Q 50.24	Q 401.92	0.0128
5	Reductor de 4" a 3" P.V.C	8.00	Unidades	Q 79.94	Q 639.52	0.0454
6	Codo de 4" a 90 P.V.C	16.00	Unidades	Q 88.93	Q 1,422.88	0.0579
7	Codo de 3" a 90 P.V.C	24.00	Unidades	Q 75.68	Q 1,816.32	0.0351
8	Tee de 4" P.V.C	8.00	Unidades	Q 137.64	Q 1,101.12	0.0615
9	Tubo de P.V.C de 4" 80 PSI	8.00	Unidades	Q 240.92	Q 1,927.36	0.0372
10	Tubo de P.V.C de 3" 80 PSI	8.00	Unidades	Q 145.76	Q 1,166.08	0.0995
11	Válvulas de compuerta de 3"	16.00	Unidades	Q 195.00	Q 3,120.00	0.0293
12	Válvula de flotador de cobre	8.00	Unidades	Q 115.00	Q 920.00	0.0242
13	Pichacha de bronce de 2"	8.00	Unidades	Q 95.00	Q 760.00	0.0124
14	Alambre de amarre	120.00	Libra	Q 3.25	Q 390.00	0.0612
15	Arena de río	16.00	M ³	Q 120.00	Q 1,920.00	0.2393
16	Candado para interperio de 60 mm	75.00	Unidades	Q 100.00	Q 7,500.00	0.2246
17	Cemento gris	176.00	Sacos	Q 40.00	Q 7,040.00	0.0167
18	Clavo de 3"	150.00	Libras	Q 3.50	Q 525.00	0.1516
19	Hierro corrugado de 3/8" Grado 40	220.00	Varillas	Q 21.60	Q 4,752.00	0.0235
20	Párales de madera de 3" * 3" * 10"	32.00	Unidades	Q 23.00	Q 736.00	0.0347
21	Piedra bola de 2" - 4"	16.00	M ³	Q 68.00	Q 1,088.00	0.1021
22	Piedrín	20.00	M ³	Q 160.00	Q 3,200.00	0.0909
23	Tabla de pino rustico 1" * 12" * 10"	75.00	Unidades	Q 38.00	Q 2,850.00	0.0909
TOTAL DE MATERIALES					Q 44,614.76	1.4232
MANO DE OBRA						
1	Mano de obra calificada	75.00	Unidades	Q 210.00	Q 15,750.00	0.5024
TOTAL MANO DE OBRA					Q 15,750.00	
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES					Q 60,364.76	1.93

ESTACIÓN DE BOMBEO

No.	MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITAR.	SUB-TOTAL	% EQUIV.
MATERIALES, TUBERIA Y ACCESORIOS						
1	Block de 0.15 X 0.20 X 0.40 mts.	175.00	Unidades	Q 2.35	Q 411.25	0.0131
2	Ladrillo tallulo 0.065 X 0.11 X 0.23 mts.	50.00	Unidades	Q 1.45	Q 72.50	0.0023
3	Cemento	33.00	Saco	Q 40.00	Q 1,320.00	0.0421
4	Piedrín	2.00	M ³	Q 160.00	Q 320.00	0.0102
5	Arena de río	3.00	M ³	Q 120.00	Q 360.00	0.0115
6	Cal hidratada	4.00	Saco	Q 22.00	Q 88.00	0.0028
7	Arena amarilla	1.00	M ³	Q 75.00	Q 75.00	0.0024
8	Arena blanca	1.00	M ³	Q 75.00	Q 75.00	0.0024
9	Hierro corrugado de 3/8" Grado 40	47.00	Varillas	Q 21.60	Q 1,015.20	0.0324
10	Hierro corrugado de 1/4" Grado 40	17.00	Varillas	Q 9.50	Q 161.50	0.0052
11	Hierro corrugado de 1/2" Grado 40	2.00	Varillas	Q 40.00	Q 80.00	0.0026
12	Alambre de amarre	50.00	Libras	Q 3.25	Q 162.50	0.0052
13	Clavo de 2 1/2"	20.00	Libras	Q 3.50	Q 70.00	0.0022
14	Tabla de 1" X 12" X 6'	16.00	Unidades	Q 22.80	Q 364.80	0.0116
15	Tabla de 1" X 12" X 8'	4.00	Unidades	Q 30.40	Q 121.60	0.0039
16	Paral de 3" X 3" x 8'	14.00	Unidades	Q 22.40	Q 313.60	0.0100
17	Puerta metálica	1.00	Unidad	Q 750.00	Q 750.00	0.0239
18	Poliducto de 1/2"	7	Metros	Q 3.00	Q 21.00	0.0007
19	Poliducto de 1 1/4"	5	Metros	Q 3.80	Q 19.00	0.0006
20	Plafonera	1	Unidades	Q 12.00	Q 12.00	0.0004
21	Bombilla de 60 WATTS	1	Unidades	Q 4.00	Q 4.00	0.0001
22	Caja Rectangular de empotrar	2	Unidades	Q 10.00	Q 20.00	0.0006
23	Caja octogonal	1	Unidad	Q 15.00	Q 15.00	0.0005
24	Tubo conduit Galvanizado 1 1/4" Con gancho y accesorios de acometida de	1.5	Metros	Q 125.00	Q 187.50	0.0060
25	Caja Socket	1	Unidades	Q 250.00	Q 250.00	0.0080
TOTAL DE MATERIALES					Q 6,289.45	0.2006
MANO DE OBRA						
1	Mano de obra calificada	1.00	Global	Q 4,225.00	Q 4,225.00	0.1348
TOTAL MANO DE OBRA					Q 4,225.00	0.13
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES					Q 10,514.45	0.34

.....continúa tabla XVI

EQUIPO DE BOMBEO Y ACCESORIOS PARA POZO MECÁNICO

No.	MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITAR.	SUB-TOTAL	% EQUIV.
EQUIPO Y ACCESORIOS						
1	Bomba sumergible marca BERKELEY modelo 6TP30-125 de 21 etapas, impulsores y difusores termoplásticos de acero inoxidable	2.00	Unidades	Q 45,223.00	Q 90,446.00	2.8853
2	Motor eléctrico sumergible marca Franklin de 30 HP, 460 V	2.00	Unidades	Q 41,068.00	Q 82,136.00	2.6202
3	tee niple y tapón de 4"	2.00	Unidades	Q 224.00	Q 448.00	0.0143
4	Arrancador marca Furnas F90	2.00	Unidades	Q 2,350.00	Q 4,700.00	0.1499
5	Térmicos K77	2.00	Unidades	Q 228.00	Q 456.00	0.0145
6	Gabinetes para controles tamaño 1	2.00	Unidades	Q 650.00	Q 1,300.00	0.0415
7	Control de nivel BW o similar	2.00	Unidades	Q 1,113.00	Q 2,226.00	0.0710
8	Electrodos de acero inoxidable	4.00	Unidades	Q 111.00	Q 444.00	0.0142
9	Flipon de 3 X 100 X 600V	2.00	Unidades	Q 150.00	Q 300.00	0.0096
10	Protector de fases	2.00	Unidades	Q 2,220.00	Q 4,440.00	0.1416
11	Selector On-Off	2.00	Unidades	Q 300.00	Q 600.00	0.0191
12	Luz piloto	2.00	Unidades	Q 100.00	Q 200.00	0.0064
13	Pararrayos de 600V	2.00	Unidades	Q 750.00	Q 1,500.00	0.0479
14	Válvula de Cheque de 4"	4.00	Unidades	Q 1,697.00	Q 6,788.00	0.2165
15	Válvula de Cheque de 2"	2.00	Unidades	Q 337.00	Q 674.00	0.0215
16	Collarín de soporte de 4"	2.00	Unidades	Q 600.00	Q 1,200.00	0.0383
17	Sello sanitario de 6" X 4"	2.00	Unidades	Q 367.00	Q 734.00	0.0234
18	Tubos de HG tipo mediano	1.00	Unidades	Q 1,250.00	Q 1,250.00	0.0399
19	Manómetro de presión amortiguado en glicerina 0-240 PSI	2.00	Unidades	Q 175.00	Q 350.00	0.0112
20	Pies de alambre portoelectrodos	3,100.00	ft	Q 3.50	Q 10,850.00	0.3461
21	Cable sumergible 6/3	920.00	ft	Q 18.50	Q 17,020.00	0.5429
22	Material de empaque y amarres	2.00	Unidades	Q 400.00	Q 800.00	0.0255
23	Material de complemento	2.00	Unidades	Q 1,500.00	Q 3,000.00	0.0957
24	Mano de obra por instalación de controles	2.00	Unidades	Q 2,000.00	Q 4,000.00	0.1276
	Servicio de grúa por instalación de bomba en el pozo	2.00	Unidades	Q 6,900.00	Q 13,800.00	0.4402
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES					Q 249,662.00	7.96

CONEXIONES DOMICILIARES NUEVAS

No.	MATERIALES, TUBERÍA Y ACCESORIOS	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITAR.	SUB-TOTAL	% EQUIV.
1	Adaptador macho P.V.C 3/4"	4.00	Unidades	Q 2.40	Q 9.60	0.0003
2	Reducidor 3/4" X 1/2"	6.00	Unidades	Q 2.23	Q 13.38	0.0004
3	Válvula de globo de bronce P.V.C 3/4"	1.00	Unidades	Q 64.50	Q 64.50	0.0021
4	Codo P.V.C a 90 de 1/2"	1.00	Unidades	Q 1.65	Q 1.65	0.0001
5	Codo H.G a 90 de 1/2"	1.00	Unidades	Q 23.50	Q 23.50	0.0007
6	Niple de HG de 1.5 mts.	1.00	Unidades	Q 43.00	Q 43.00	0.0014
7	Reducidor campana HG 3/4" X 1/2"	1.00	Unidades	Q 45.00	Q 45.00	0.0014
8	Caja de concreto para contador	1.00	Unidades	Q 50.00	Q 50.00	0.0016
9	Válvula de compuerta de 3/4" de bronce	1.00	Unidades	Q 32.50	Q 32.50	0.0010
10	contador de 3/4" de bronce	1.00	Unidades	Q 350.00	Q 350.00	0.0112
11	Adaptador Hembra de 3/4"	1.00	Unidades	Q 3.11	Q 3.11	0.0001
12	Tubos P.V.C de 315 PSI de 1/2"	3.00	Unidades	Q 29.82	Q 89.46	0.0029
13	Chorro de Bronce de 1/2"	1.00	Unidad	Q 20.30	Q 20.30	0.0006
TOTAL MATERIALES POR CONEXIÓN DOMICILIAR					Q 746.00	0.0238
TOTAL DE MATERIALES PARA 946 CONEXIONES DOMICILIARES NUEVAS					Q 705,716.00	22.5128
MANO DE OBRA						
1	Mano de obra calificada, en conexiones domiciliarias	946.00	Unidades	Q 95.00	Q 89,870.00	2.8669
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES					Q 795,586.00	25.38

.....continúa tabla XVI

HIPOCLORADOR

No.	MATERIAL	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITAR.	SUB-TOTAL	% EQUIV.
MATERIALES, TUBERIA Y ACCESORIOS						
1	Tubo 1/2" PVC 315 PSI	1.00	Unidades	Q 29.38	Q 29.38	0.0009
2	Tee de 1 1/4	1.00	Unidades	Q 9.94	Q 9.94	0.0003
3	Reducidor de 1 1/4" * 1/2" PVC	1.00	Unidades	Q 6.16	Q 6.16	0.0002
4	Codo de 1/2" * 45 PVC	1.00	Unidades	Q 1.65	Q 1.65	0.0001
5	Codo de 1/2" * 45 HG	3.00	Unidades	Q 15.00	Q 45.00	0.0014
6	Codo 1/2"*90 PVC	2.00	Unidades	Q 1.65	Q 3.30	0.0001
7	Codo 1/2"*90 HG	2.00	Unidades	Q 23.50	Q 47.00	0.0015
8	Tubo de 1/2" Hg	1.00	Unidades	Q 79.50	Q 79.50	0.0025
9	Flotador PVC	1.00	Unidades	Q 8.50	Q 8.50	0.0003
10	Manquera Plástica de 5/16"	1.00	Unidades	Q 2.05	Q 2.05	0.0001
11	Tapón Hembra de 1/2" PVC	1.00	Unidades	Q 1.92	Q 1.92	0.0001
12	Válvula de Compuerta de 1/2" Br	2.00	Unidades	Q 27.50	Q 55.00	0.0018
13	Válvula de Globo de 1/2" Pvc	1.00	Unidades	Q 18.75	Q 18.75	0.0006
14	Válvula de Flote de 1/2"	1.00	Unidades	Q 65.00	Q 65.00	0.0021
15	Cemento gris	10.00	Saco	Q 37.50	Q 375.00	0.0120
16	Clavo de 3"	6.00	Lb.	Q 3.50	Q 21.00	0.0007
17	Alambre de amarre cal 16.	5.00	Lb.	Q 3.25	Q 16.25	0.0005
18	Hierro corrugado de 3/8" Grado 40	15.00	Varilla	Q 21.60	Q 324.00	0.0103
19	Hierro corrugado de 1/2" Grado 40	1.00	Varilla	Q 38.40	Q 38.40	0.0012
20	Hierro liso de 1/4" Grado 40	1.00	Varilla	Q 9.50	Q 9.50	0.0003
21	Candado para intemperie de 60mm	2.00	Unidades	Q 100.00	Q 200.00	0.0064
22	Arena de río	0.50	M^3	Q 120.00	Q 60.00	0.0019
23	Párales de madera	16.00	Unidad	Q 28.00	Q 448.00	0.0143
24	Piedrin	0.50	M^3	Q 160.00	Q 80.00	0.0026
25	Tabla de pino rústica 1" *12" *10'	12.00	ft-tabla	Q 45.60	Q 547.20	0.0175
26	Bomba dosificadora de soluciones líquidas de cloro	1.00	Unidades	Q 2,890.00	Q 2,890.00	0.0922
27	Envases plásticos de 15 galones	2.00	Unidades	Q 80.00	Q 160.00	0.0051
28	costo de materiales eléctricos	1.00	Unidades	Q 900.00	Q 900.00	0.0287
29	comparador de cloro residual en el agua	1	Unidades	Q 900.00	Q 900.00	0.0287
TOTAL DE MATERIALES					Q 7,342.50	0.2342
MANO DE OBRA						
1	Mano de obra calificada	1	Global	Q 2,150.00	Q 2,150.00	0.0686
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES					Q 9,492.50	0.30

Resumen general de costos por componentes

No	Descripción	Cantidad	P.U	P.U \$	Total	% EQUIV.
1	Trabajos preliminares	1	Q 179,971.12	23342.56	Q 179,971.12	5.74
2	Línea de conducción de pozos a tanques	1	Q 147,096.70	19078.69	Q 147,096.70	4.69
3	Línea de distribución	1	Q 731,287.25	94849.19	Q 731,287.25	23.33
4	Cajas rompe de válvulas	1	Q 60,364.76	7829.41	Q 60,364.76	1.93
5	Tanque de distribución de 255 m3	2	Q 384,376.26	49854.25	Q 768,752.52	24.52
6	Estación de Bombeo	2	Q 10,514.45	1363.74	Q 21,028.90	0.67
7	Equipo de bombeo sumergible 30 HP para pozo	2	Q 249,662.00	32381.58	Q 499,324.00	15.93
8	Hipoclorador	2	Q 9,492.50	1231.19	Q 18,985.00	0.61
9	Reparación de calles y banquetas	1	Q 101,200.70	13125.90	Q 101,200.70	3.23
TOTAL MATERIALES Y MANO DE OBRA					Q 2,528,010.95	80.65
ADMINISTRACIÓN		7%		Q 176,960.77		5.65
DIRECCIÓN TÉCNICA		5%		Q 126,400.55		4.03
TRANSPORTE		2%		Q 50,560.22		1.61
IMPREVISTOS		10%		Q 252,801.10		8.06
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 3,134,733.58	100.00
					\$ 406580.23	

APÉNDICE 4

Tabla XVII. Topografía de colonia San José Villa Nueva

E	P.O.	AZIMUT			A.I	ANG.VERT.			HILOS			D.H.	COOR. PARCIALES			COOR. TOTALES		
		GRAD.	MIN.	SEG.		GRAD.	MIN.	SEG.	H.S.	H.M	H.I		Zp	Xp	Yp	Xt	Yt	Zt
E-0	E-0															0.000	0.000	100.00
E-0	E-1	167	25	0	1.53	91	7	5	2.680	1.534	0.388	229.11	-4.4714	49.9144	-223.6095	49.9144	-223.6095	95.53
E-1	E-2	77	30	0	1.51	90	13	25	1.720	1.505	1.290	43.00	-0.1678	41.9801	9.3068	91.8944	-214.3027	95.36
E-2	E-3	77	30	0	1.41	90	16	45	1.850	1.410	0.970	88.00	-0.4288	85.9120	19.0462	177.8064	-195.2565	94.93
E-3	E-4	77	0	0	1.43	90	2	30	1.885	1.425	0.965	92.00	-0.0669	89.6420	20.6955	267.4484	-174.5610	94.87
E-4	E-5	77	0	0	1.42	92	8	15	1.925	1.418	0.910	101.36	-3.7831	98.7610	22.8008	366.2094	-151.7602	91.08
E-5	E-6	78	0	0	1.51	93	2	15	1.675	1.513	1.350	32.41	-1.7197	31.7005	6.7382	397.1000	-145.0221	89.36
E-6	E-7	78	0	0	1.50	91	59	30	1.620	1.498	1.375	24.47	-0.8510	23.9357	5.0877	421.8456	-139.9344	88.51
E-7	E-8	78	0	0	1.50	89	56	5	1.710	1.495	1.280	43.00	0.0490	42.0603	8.9402	463.9059	-130.9942	88.56
E-8	E-9	78	30	0	1.92	90	23	3	3.580	1.918	0.256	332.39	-2.2287	325.7123	66.2669	789.6183	-64.7273	86.33
E-9	E-10	351	40	0	1.51	89	37	30	1.980	1.510	1.040	94.00	0.6152	-13.6230	93.0035	775.9952	28.2762	86.95
E-10	E-11	351	40	0	1.51	88	51	55	1.725	1.509	1.293	43.18	0.8553	-6.2586	42.7271	769.7366	71.0034	87.80
E-11	E-12	351	40	0	1.51	90	18	30	1.870	1.505	1.140	73.00	-0.3928	-10.5797	72.2271	759.1569	143.2305	87.41
E-12	E-13	266	30	0	1.49	87	58	0	1.970	1.494	1.018	95.08	3.3757	-94.9028	-5.8045	664.2541	137.4260	90.79
E-13	E-14	266	30	0	1.49	87	54	50	1.870	1.494	1.117	75.20	2.7392	-75.0600	-4.5909	589.1942	132.8351	93.52
E-14	E-15	14	30	0	1.51	88	54	45	1.760	1.510	1.259	50.08	0.9507	12.5395	48.4867	601.7337	181.3219	94.47
E-15	E-16	10	55	0	1.50	91	12	30	1.751	1.501	1.250	50.08	-1.0563	9.4838	49.1715	611.2174	230.4934	93.42
E-16	E-17	10	55	0	1.49	87	45	50	2.020	1.493	0.975	104.34	4.0742	19.7602	102.4527	630.9776	332.9461	97.49
E-17	E-18	257	10	0	1.50	86	39	10	1.646	1.504	1.363	28.20	1.6495	-27.4990	-6.2644	603.4786	326.6816	99.14
E-18	E-19	257	10	0	1.50	89	52	20	2.338	1.502	0.665	167.30	0.3731	-163.1201	-37.1598	440.3585	289.5219	99.52
E-19	E-20	40	0	0	1.46	89	34	5	1.515	1.455	1.395	12.00	0.0905	7.7130	9.1920	448.0716	298.7139	99.61
E-20	E-21	40	0	0	1.49	87	5	30	2.010	1.498	0.967	104.03	5.2762	66.8702	79.6927	514.9417	378.4066	104.88
E-21	E-22	40	0	0	1.50	87	48	30	1.762	1.501	1.240	52.12	1.9948	33.5044	39.9290	548.4462	418.3357	106.88
E-22	E-23	40	20	0	1.52	89	24	5	2.250	1.524	0.789	146.08	1.5263	94.5505	111.3587	642.9966	529.6943	108.40
E-23	E-24	40	20	0	1.51	81	35	5	1.585	1.513	1.440	14.19	2.0992	9.1839	10.8165	652.1805	540.5108	110.50
E-24	E-25	15	10	0	1.49	89	12	30	1.660	1.490	1.319	34.09	0.4711	8.9198	32.9060	661.1003	573.4168	110.97
E-25	E-26	8	40	0	1.52	89	11	5	1.796	1.521	1.245	55.09	0.7839	8.3011	54.4598	669.4014	627.8766	111.76
E-26	E-27	8	40	0	1.50	89	9	55	1.610	1.495	1.379	23.10	0.3365	3.4801	22.8314	672.8815	650.7080	112.09
E-27	E-28	8	40	0	1.45	89	2	5	1.500	1.445	1.380	12.00	0.2021	1.8077	11.8596	674.6892	662.5677	112.30
E-28	E-29	269	30	0	1.50	89	27	10	1.695	1.500	1.305	39.00	0.3725	-38.9950	-0.3403	635.6943	662.2273	112.67
E-29	E-30	269	30	0	1.50	89	8	5	1.880	1.499	1.118	76.18	1.1506	-76.1797	-0.6648	559.5146	661.5625	113.82
E-30	E-31	187	30	0	1.50	90	36	10	1.710	1.500	1.289	42.10	-0.4429	-5.4945	-41.7352	554.0200	619.8273	113.38
E-31	E-32	187	30	0	1.50	91	2	10	1.855	1.495	1.315	53.98	-0.9763	-7.0461	-53.5205	546.9739	566.3068	112.40
E-32	E-33	184	55	0	1.51	90	53	30	1.796	1.511	1.225	57.09	-0.8885	-4.8927	-56.8761	542.0812	509.4307	111.51
E-33	E-34	184	55	0	1.45	90	58	30	1.923	1.451	0.970	95.27	-1.6214	-8.1655	-94.9218	533.9157	414.5089	109.89
E-34	E-35	276	30	0	1.50	95	19	5	1.585	1.504	1.422	16.16	-1.5043	-16.0561	1.8294	517.8956	416.3382	108.39
E-35	E-36	190	0	0	1.50	93	23	45	1.843	1.501	1.159	68.16	-4.0445	-11.8359	-67.1245	506.0238	349.2137	104.34
E-36	E-37	213	0	0	1.50	82	45	10	1.524	1.501	1.459	6.40	0.8134	-3.4838	-5.3646	502.5400	343.8491	105.15
E-37	E-38	186	0	0	1.51	92	8	5	1.751	1.506	1.260	49.03	-1.8277	-5.1252	-48.7633	497.4147	295.0858	103.33
E-38	E-39	186	0	0	1.48	100	28	30	1.512	1.481	1.449	6.09	-1.1263	-0.6366	-6.0584	496.7780	289.0274	102.20
E-39	E-40	186	0	0	1.50	91	8	5	1.760	1.500	1.239	52.08	-1.0316	-5.4438	-51.7943	491.3342	237.2332	101.17
E-40	E-41	186	0	0	1.47	90	18	0	2.050	1.470	0.890	116.00	-0.6074	-12.1250	-115.3614	479.2092	121.8718	100.56
E-41	E-42	186	0	0	1.51	90	35	15	2.060	1.510	0.959	110.09	-1.1289	-11.5074	-109.4853	467.7018	12.3864	99.43
E-42	E-43	181	0	0	1.50	91	9	15	1.780	1.495	1.209	57.08	-1.1499	-0.9961	-57.0681	466.7057	-44.6817	98.28

3063.59

E	P.O.	AZIMUT			A.I	ANG.VERT.			HILOS			D.H.	COOR. PARCIALES			COOR. TOTALES		
		GRAD.	MIN.	SEG.		GRAD.	MIN.	SEG.	H.S.	H.M	H.I		Zp	Xp	Yp	Xt	Yt	Zt
E-2	E-2															91.8944	-214.3027	95.361
E-2	E-2.1	197	31	0	1.50	91	28	30	1.770	1.500	1.229	54.06	-1.3921	-16.2724	-51.5572	75.6220	-265.8599	93.97
E-2.1	E-2.2	197	31	0	1.50	90	59	30	1.710	1.495	1.279	43.09	-0.7458	-12.9685	-41.0891	62.6535	-306.9490	93.22
E-2.2	E-2.3	197	31	0	1.50	92	4	59	1.760	1.499	1.238	52.13	-1.8961	-15.6906	-49.7137	46.9630	-356.6627	91.33
E-2.3	E-2.4	283	30	0	1.50	88	13	5	1.710	1.504	1.298	41.16	1.2805	-40.0229	9.6086	6.9401	-347.0541	92.61
E-3	E-3															177.8064	-195.2565	94.932
E-3	E-3.1	175	10	0	1.49	89	12	0	1.850	1.490	1.129	72.09	1.0066	6.0738	-71.8296	183.8802	-267.0861	95.94
E-3.1	E-3.2	168	40	0	1.42	91	49	5	1.805	1.420	1.034	77.02	-2.4448	15.1362	-75.5205	199.0164	-342.6066	93.49
E-7	E-7															421.8456	-139.9344	88.511
E-7	E-7.1	191	0	0	1.48	89	14	30	1.905	1.484	1.064	84.09	1.1130	-16.0442	-82.5404	405.8014	-222.4748	89.62
E-7.1	E-7.2	162	50	0	1.49	88	59	5	1.730	1.490	1.249	48.08	0.8522	14.1924	-45.9427	419.9938	-266.4175	90.48
E-7.2	E-7.3	188	15	0	1.52	90	29	5	1.750	1.515	1.279	47.10	-0.3984	-6.7580	-46.6092	413.2358	-315.0268	90.08
E-8	E-8															463.9059	-130.9942	86.332
E-8	E-8.1	358	0	0	1.50	86	38	55	1.852	1.501	1.149	70.06	4.1027	-2.4450	70.0171	461.4609	-60.9771	90.43
E-8.1	E-8.2	358	0	0	1.50	88	11	15	1.830	1.504	1.178	65.13	2.0612	-2.2732	65.0951	459.1877	4.1180	92.50
E-8.2	E-8.3	358	0	0	1.51	87	55	0	1.560	1.510</								

.....continúa tabla XVII.

E	P.O.	AZIMUT			A.I	ANG.VERT.			HILOS			D.H.	COOR. PARCIALES				COOR. TOTALES		
		GRAD.	MIN.	SEG.		GRAD.	MIN.	SEG.	H.S.	H.M	H.I		Zp	Xp	Yp	Xt	Yt	Zt	
E-22	E-22																548.4462	418.3357	106.877
E-22	E-22.1	95	30	0	1.50	91	8	45	1.820	1.495	1.169	65.07	-1.3016	64.7744	-6.2371	613.2205	412.0986	105.58	
E-22.1	E-22.2	95	30	0	1.50	93	18	15	1.550	1.500	1.449	10.07	-0.5812	10.0201	-0.9648	623.2406	411.1338	104.99	
E-22.2	E-22.3	95	18	0	1.50	94	25	5	1.565	1.500	1.435	12.92	-0.9985	12.8676	-1.1937	636.1082	409.9401	104.00	
E-22.3	E-22.4	95	30	0	1.51	90	58	10	1.805	1.510	1.214	59.08	-0.9998	58.8111	-5.6629	694.9193	404.2772	103.00	
E-22.4	E-22.5	98	0	0	1.50	90	42	5	1.605	1.500	1.395	21.00	-0.2570	20.7925	-2.9222	715.7118	401.3550	102.74	
E-22.5	E-22.6	98	0	0	1.50	94	30	25	1.997	1.503	1.010	98.09	-7.7319	97.1359	-13.6516	812.8478	387.7034	95.01	
E-23	E-23															642.9966	529.6943	108.403	
E-23	E-23.1	93	30	0	1.51	90	55	5	2.360	0.936	0.668	169.16	-2.1326	168.8411	-10.3268	811.8377	519.3676	106.27	
E-25	E-25															661.1003	573.4168	110.974	
E-25	E-25.1	93	15	0	1.49	91	18	25	2.102	1.491	0.880	122.14	-2.7865	121.9400	-6.9243	783.0403	566.4926	108.19	
E-26	E-26															669.4014	627.8766	111.757	
E-26	E-26.1	97	20	0	1.51	91	47	15	2.215	1.509	0.802	141.16	-4.4054	140.0079	-18.0182	809.4093	609.8584	107.35	
E-27	E-27															672.8815	650.7080	112.094	
E-27	E-27.1	99	0	0	1.47	91	24	15	2.190	1.470	0.749	144.01	-3.5301	142.2404	-22.5287	815.1219	628.1794	108.56	
E-30	E-30															559.5146	661.5625	113.819	
E-30	E-30.1	276	50	0	1.50	92	40	5	1.716	1.501	1.285	43.01	-2.0041	-42.7011	5.1170	516.8134	666.6795	111.82	
E-31	E-31															554.0200	619.8273	113.376	
E-31	E-31.1	277	15	0	1.50	91	30	5	2.220	1.500	0.779	144.00	-3.7743	-142.8498	18.1728	411.1702	638.0001	109.60	
E-32	E-32															566.9739	566.3068	112.400	
E-32	E-32.1	275	45	0	1.50	92	23	20	2.142	1.501	0.859	128.08	-5.3431	-127.4327	12.8318	419.5412	579.1386	107.06	
E-33	E-33															542.0812	509.4307	111.511	
E-33	E-33.1	278	0	0	1.50	92	20	30	2.163	1.501	0.839	132.18	-5.4051	-130.8926	18.3958	411.1886	527.8265	106.11	
E-41	E-41															479.2092	121.8718	100.562	
E-44	E-41.1	78	10	0	1.50	90	53	5	2.190	1.500	0.809	138.07	-2.1321	135.1329	28.3128	614.3421	150.1846	98.43	
E-44.1	E-41.2	78	10	0	1.50	88	54	5	1.655	1.500	1.345	30.99	0.5943	30.3300	6.3547	644.6722	156.5393	99.02	
E-30	E-30															559.5146	661.5625	113.819	
E-30	E-30.1	276	50	0	1.50	92	36	30	1.720	1.500	1.279	44.01	-2.0048	-43.6961	5.2362	515.8185	666.7988	111.81	
E-30.1	E-30.2	290	55	0	1.50	89	39	30	2.061	1.496	0.930	113.10	0.6744	-105.6430	40.3764	410.1755	707.1751	112.49	
E-30.2	E-30.3	280	10	0	1.50	88	25	5	1.685	1.495	1.304	38.07	1.0514	-37.4732	6.7200	372.7023	713.8951	113.54	
E-30.3	E-30.4	275	15	0	1.50	88	29	5	1.715	1.500	1.284	43.07	1.1393	-42.8892	3.9410	329.8131	717.8361	114.68	
E-30.4	E-30.5	275	15	0	1.50	88	23	30	2.197	1.496	0.975	122.10	3.4284	-121.5915	11.1727	208.2216	729.0088	118.11	
E-30.5	E-30.6	168	0	0	1.55	91	15	0	1.803	1.553	1.302	50.08	-1.0927	10.4114	-48.9819	128.6330	680.0269	117.02	
E-30.6	E-30.7	168	0	0	1.51	91	39	5	1.690	1.505	1.319	37.07	-1.0687	7.7071	-36.2591	226.3401	643.7678	115.95	
E-30.7	E-30.8	168	0	0	1.53	91	21	5	1.625	1.525	1.424	20.09	-0.4739	4.1767	-19.6498	230.5168	624.1179	115.47	
E-30.8	E-30.9	168	0	0	1.52	92	30	5	1.595	1.520	1.444	15.07	-0.6584	3.1335	-14.7419	233.6503	609.3760	114.81	
E-30.9	E-30.10	168	0	0	1.51	90	34	5	1.580	1.510	1.440	14.00	-0.1388	2.9105	-13.6927	236.5608	595.6833	114.68	
E-30.10	E-30.11	168	0	0	1.52	91	59	55	1.626	1.515	1.405	22.07	-0.7703	4.5893	-21.5908	241.1501	574.0925	113.91	
E-30.11	E-30.12	168	0	0	1.51	90	57	5	1.720	1.505	1.289	43.09	-0.7155	8.9585	-42.1465	250.1086	531.9460	113.19	
E-30.12	E-30.13	168	0	0	1.50	92	51	5	1.626	1.501	1.375	25.04	-1.2471	5.2057	-24.4907	255.3143	507.4552	111.94	
E-30.13	E-30.14	168	0	0	1.49	90	33	5	1.882	1.536	1.190	69.19	-0.6659	14.3862	-67.6815	269.7004	439.7737	111.28	
E-30.14	E-30.15	168	0	0	1.54	90	53	45	1.895	1.485	1.074	82.08	-1.2834	17.0654	-80.2863	286.7658	359.4874	109.99	
E-30.15	E-30.16	168	0	0	1.50	91	25	15	1.902	1.501	1.100	80.15	-1.9880	16.6643	-78.3992	303.4301	281.0882	108.01	
E-30.16	E-30.17	168	0	0	1.51	90	59	55	1.670	1.505	1.339	33.09	-0.5768	6.8798	-32.3669	310.3098	248.7214	107.43	
E-30.17	E-30.18	258	0	0	1.51	87	18	5	1.641	1.511	1.380	26.04	1.2275	-25.4731	-5.4145	284.8368	243.3069	108.66	
E-30.18	E-30.19	258	5	0	5.01	86	28	5	1.782	5.010	1.219	56.09	3.4618	-54.8776	-11.5812	229.9592	231.7257	112.12	
E-30.19	E-30.20	258	5	0	1.50	84	49	5	1.654	1.497	1.340	31.14	2.8244	-30.4727	-6.4309	199.4865	225.2948	114.94	
E-30.20	E-30.21	258	5	0	1.52	86	12	5	1.611	1.521	1.430	18.02	1.1965	-17.6322	-3.7210	181.8543	221.5738	116.14	
E-30.21	E-30.22	258	5	0	1.55	88	51	5	1.700	1.545	1.389	31.09	0.6233	-30.4175	-6.4192	151.4368	215.1546	116.76	
E-30.22	E-30.23	169	5	0	1.50	93	37	15	2.035	1.498	0.960	107.07	-6.7754	20.2773	-105.1337	171.7140	110.0209	109.99	
E-30.17	E-30.17															310.3098	248.7214	107.428	
E-30.17	E-30.17.1	168	0	0	1.50	91	56	5	1.710	1.504	1.298	41.15	-1.3902	8.5562	-40.2537	318.8660	208.4676	106.04	
E-30.17.1	E-30.17.2	168	0	0	1.50	90	48	15	1.831	1.496	1.160	67.09	-0.9416	13.9481	-65.6208	332.8142	142.8468	105.10	
E-30.5	E-30.5															208.2216	729.0088	114.679	
E-30.5	E-30.5.1	254	0	0	1.50	89	41	2	2.431	1.501	0.570	186.09	1.0267	-178.8854	-51.2946	29.3362	677.7142	115.71	



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

O.T. No. 20 050		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 22371
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD	
RECOLECTADA POR:	Carlos Guillermo Cuyin B.	DEPENDENCIA:	USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Colonia San José Villa Nueva	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2006-05-19; 07 h 05 min.	
FUENTE:	Pozo perforación, escuela	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2006-05-19; 08 h 45 min.	
MUNICIPIO:	Villa Nueva	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Guatemala			

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	16 ° C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	196,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,29 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	07,00 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,17	6. CLORUROS (Cl ⁻)	08,00	11. SOLIDOS TOTALES	119,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,16	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	04,84	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	03,00	13. SOLIDOS FIJOS	110,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,40
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	82,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	104,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	110,00	110,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 20TH EDITION 2 000, NORMA COGUANECORDIA, SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2006-05-26

Vo.Bo.
 Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CII/USAC



Zelso Pacheco
 Ing. Químico Col. No. 470
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio





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. 20 050		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 22371
INTERESADO:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD</u>	
RECOLECTADA POR:	<u>Carlos Guillermo Cuyún B.</u>	DEPENDENCIA:	<u>USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	<u>Colonia San José Villa Nueva</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2006-05-19; 07 h 05 min.</u>	
FUENTE:	<u>Pozo perforación, escuela</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	<u>2006-05-19; 08 h 45 min.</u>	
MUNICIPIO:	<u>Villa Nueva</u>	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	<u>Sin refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO:	<u>Guatemala</u>			

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	<u>Claro</u>	4. OLOR:	<u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	<u>16 ° C</u>
2. COLOR:	<u>01,00 Unidades</u>	5. SABOR:	<u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	<u>196,00 µmhos/cm</u>
3. TURBIEDAD:	<u>00,29 UNT</u>	6.potencial de Hidrógeno (pH):	<u>07,00 unidades</u>		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,17	6. CLORUROS (Cl ⁻)	08,00	11. SOLIDOS TOTALES	119,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,16	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	04,84	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	03,00	13. SOLIDOS FIJOS	110,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,40
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	82,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	104,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	110,00	110,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química cumple con la norma Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 20TH EDITION 2 000, NORMA COGUANABAL (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2006-05-26

Vo.Bo.
Ing. César Alfonso García Guerra
DIRECTOR CI/USAC



[Signature]
Zenaidy Pacheco
Ing. Químico Col. No. 400
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio





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

O.T. No. 20 050		ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 22371
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO:	CONTROL DE CALIDAD	
RECOLECTADA POR:	Carlos Guillermo Cuyin B.	DEPENDENCIA:	USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Colonia San José Villa Nueva	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2006-05-19; 07 h 05 min.	
FUENTE:	Pozo perforación, escuela	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO	2006-05-19; 08 h 45 min.	
MUNICIPIO:	Villa Nueva	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Guatemala			

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	16 ° C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	196,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,29 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	07,00 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,17	6. CLORUROS (Cl ⁻)	08,00	11. SOLIDOS TOTALES	119,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,16	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	04,84	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	03,00	13. SOLIDOS FIJOS	110,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,40
5. MANGANESO (Mn)	----	10. DUREZA TOTAL	82,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	104,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	110,00	110,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 20TH EDITION 2 000, NORMA COGUANECORDIA, SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2006-05-26

Vo.Bo.
 Ing. César Alfonso García Guerra
 DIRECTOR CII/USAC



Zelma Henríquez
 Ing. Químico Col. No. 470
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio



APÉNDICE 6
PLANOS DEL PROYECTO