



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

**DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA ALDEA TRANCAS 1, JUTIAPA, JUTIAPA**

Ronal Alberto Contreras Lucero

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, febrero de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA ALDEA TRANCAS 1, JUTIAPA, JUTIAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

RONAL ALBERTO CONTRERAS LUCERO

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

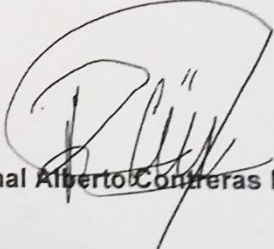
DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA ALDEA TRANCAS 1, JUTIAPA, JUTIAPA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha 21 de mayo de 2015.


Ronal Alberto Contreras Lucero



Guatemala, 3 de septiembre de 2015
Ref:EPS.DOC.569.09.15

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Rodríguez Serrano:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Ronal Alberto Contreras Lucero** con carné No. **200718831**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TRANCAS I, JUTIAPA, JUTIAPA.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Manuel Alfredo Arce Ochoa
Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado
Área de Ingeniería Civil - SUPERVISOR DE EPS
Unidad de Trancas de Ingeniería y EPS

Facultad de Ingeniería

c.c. Archivo
MAAO/ra



<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
07 de octubre de 2015

Señor
Ing. Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro,

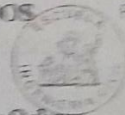
Le informo que he revisado el trabajo de graduación ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TRANCAS I, TIAPA, JUTIAPA desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Ronald Alberto Martínez Lucero, con Carnet No. 2007-18831, quien contó con la asesoría del Ing. Rafael Alfredo Acivilhaga Ochueta.

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

Atentamente,

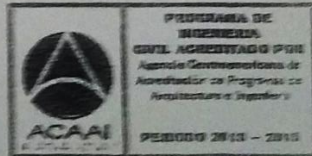
DIRIGIDO Y ENSEÑADO A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRÁULICA
USAC

Señor,
Con motivo de los 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Ciudad de Ingeniería
Unidad de EPS

Guatemala, 14 de octubre de 2015
Ref.EPS.D.543.10.15

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

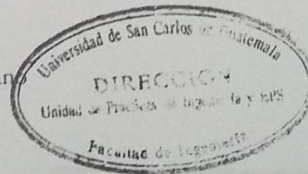
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TRANCAS I, JUTIAPA, JUTIAPA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Ronal Alberto Contreras Lucero, carné 200718831**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Director Unidad de EPS



SJRS/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y del Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Ronal Alberto Contreras Lucero, titulado **DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TRANCAS 1, JUTIAPA, JUTIAPA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

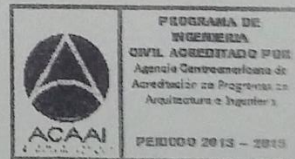
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero 2016.

/mrrm.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua

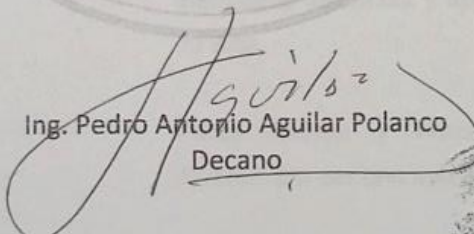




DTG. 082.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA TRANCAS 1, JUTIAPA, JUTIAPA**, presentado por el estudiante universitario: **Ronal Alberto Contreras Lucero**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano



Guatemala, febrero de 2016

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por su misericordia y gran amor al darme la oportunidad de culminar con éxito mi carrera profesional.
Mis abuelos	Alberto Espina, Esperanza Gálvez, Emilio Contreras (q. e. p. d.) y Elsa Salguero (q. e. p. d.).
Mis padres	Ronal Contreras y Lucrecia Lucero, por su esfuerzo y apoyo para culminar mi carrera.
Mi esposa	Karla Merari Alvarez de Contreras, por ser una importante influencia y apoyo en esta etapa de mi vida.
Mis hijos	Pablo Andreé y Adriana Sofia Contreras Alvarez, por ser una inspiración a mi vida.
Mis hermanos	Carlos Iván y Herbert Emilio Contreras Lucero, que este éxito sea un ejemplo a seguir.
Mis sobrinos	Carlos Manuel, Andrea Mishel y José Iván.

Mis tíos

En especial a la familia Arreaga Contreras, por su apoyo incondicional durante estos años de estudios.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Centro de enseñanza superior, que me brindó la oportunidad de dar un paso grande en mi futuro como profesional.
Facultad de Ingeniería	Por brindarme la oportunidad de estudiar en sus aulas y así adquirir los conocimientos necesarios para el desempeño de mi profesión.
Ingeniero Manuel Alfredo Arrivillaga	Por su colaboración en la asesoría para el desarrollo de este proyecto.
Mis amigos	A todos en general, que Dios los bendiga siempre.
Iglesia de Dios Evangelio Completo, Barrio El Cóndor	Por ser una importante influencia en mi carrera, brindándome todo el apoyo moral y espiritual para continuar superándome.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía de la aldea Trancas 1	1
1.1.1. Localización y ubicación	1
1.1.2. Límites y colindancias.....	2
1.1.3. Vías de acceso	3
1.1.4. Clima	3
1.1.5. Población e idioma	4
1.1.6. Tipología de vivienda.....	4
1.1.7. Actividades económicas	4
1.1.8. Servicios públicos	5
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades y servicios	5
1.2.1. Descripción de las necesidades	5
1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades.....	5
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	7
2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.....	7
2.1.1. Descripción del proyecto	7
2.1.2. Levantamiento topográfico	8

2.1.2.1.	Planimetría	8
2.1.2.2.	Altimetría	9
2.1.3.	Fuentes de agua	10
2.1.4.	Aforo de fuentes	10
2.1.5.	Diseño hidráulico del sistema.....	11
2.1.5.1.	Descripción del sistema a utilizar	11
2.1.6.	Normas y criterios de diseño.....	11
2.1.6.1.	Dotación	11
2.1.6.2.	Período de diseño	12
2.1.6.3.	Factores de consumo.....	14
2.1.7.	Línea de impulsión	16
2.1.7.1.	Caudal de bombeo (Q_b).....	16
2.1.7.2.	Diseño de la línea de bombeo.....	17
2.1.7.2.1.	Tubería de succión	17
2.1.7.2.2.	Tubería de descarga	20
2.1.7.2.3.	Golpe de ariete	26
2.1.8.	Tanque de distribución	29
2.1.8.1.	Volumen de almacenamiento	29
2.1.8.2.	Diseño del tanque elevado.....	31
2.1.9.	Diseño de la red de distribución	89
2.1.9.1.	Red ramificadora o abierta	89
2.1.9.2.	Red en forma de circuito cerrado	90
2.1.9.3.	Diseño de la red de distribución	91
2.1.9.4.	Cálculo de la cota piezométrica.....	100
2.1.9.5.	Obras de arte	102
2.1.10.	Válvulas.....	103
2.1.11.	Conexiones domiciliarias.....	105
2.1.12.	Programa de operación y mantenimiento.....	105
2.1.13.	Propuesta de tarifa	106

2.1.14.	Elaboración de planos	107
2.1.15.	Evaluación de presupuesto.....	107
2.1.16.	Evaluación socioeconómica.....	108
2.1.16.1.	Valor presente neto (VPN).....	108
2.1.16.2.	Tasa interna de retorno (TIR)	109
2.1.17.	Evaluación de Impacto Ambiental inicial (EIA).....	109
2.2.	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario.....	110
2.2.1.	Descripción del proyecto	111
2.2.2.	Período de diseño.....	111
2.2.3.	Dotación	112
2.2.4.	Factor de retorno	112
2.2.5.	Fórmulas para el cálculo hidráulico	113
2.2.5.1.	Fórmula de Chezy	113
2.2.5.2.	Fórmula de Manning.....	113
2.2.5.3.	Fórmula de continuidad	114
2.2.6.	Pendiente.....	115
2.2.7.	Determinación del caudal de diseño.....	115
2.2.7.1.	Caudal domiciliar (Q dom)	115
2.2.7.2.	Caudal comercial (Q com)	116
2.2.7.3.	Caudal de infiltración (Q inf)	116
2.2.7.4.	Caudal de conexiones ilícitas (Q con-ili)	117
2.2.7.5.	Caudal industrial (Q ind)	117
2.2.7.6.	Caudal sanitario (Q san).....	117
2.2.7.7.	Factor de caudal medio (Fqm).....	118
2.2.7.8.	Factor de Harmon (FH).....	119
2.2.7.9.	Caudal de diseño (Q dis)	120
2.2.8.	Cálculo de cotas invert	120
2.2.9.	Normas y recomendaciones	122

2.2.10.	Diseño del tramo E-12 a E-13	124
2.2.11.	Diseño y cálculo hidráulico	129
2.2.12.	Componentes de la red	129
2.2.12.1.	Ramales	129
2.2.12.2.	Pozos de visita	130
2.2.12.3.	Diámetros	130
2.2.12.4.	Conexiones domiciliarias.....	130
2.2.12.5.	Tanque de lavado.....	131
2.2.13.	Propuesta de tratamiento	131
2.2.13.1.	Fosa séptica	131
2.2.13.2.	Pozo de absorción.....	133
2.2.14.	Elaboración de planos.....	134
2.2.15.	Elaboración de presupuesto.....	134
2.2.16.	Evaluación socioeconómica	134
2.2.16.1.	Valor presente neto (VPN)	135
2.2.16.2.	Tasa interna de retorno (TIR)	136
2.2.17.	Estudio de Impacto Ambiental Inicial (EIAI).....	136
CONCLUSIONES.....		139
RECOMENDACIONES		141
BIBLIOGRAFÍA.....		143
APÉNDICES.....		145

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación y localización de la aldea Trancas I.....	2
2.	Gráfica caudal–costo–tiempo de bombeo	25
3.	Coeficiente de sitio F_a	38
4.	Coeficiente de sitio F_v	39
5.	Período de transición a largo plazo (T_L)	41
6.	Factor de importancia por sismo	42
7.	Carga de diseño sísmico basada en S_{DS}	42
8.	Categoría de diseño sísmico basada en S_{D1}	43
9.	Diagrama para el cálculo de cotas invert	122

TABLAS

I.	Información de libreta I.....	9
II.	Información de libreta II.....	9
III.	Períodos de diseño	12
IV.	Pérdida de carga y velocidad para tramo 1	19
V.	Carga dinámica total para tramo 1	20
VI.	Pérdida de carga y velocidad para tramo 2.....	22
VII.	Carga dinámica total para tramo 2	23
VIII.	Cuadro resumen para el caudal de bombeo	24
IX.	Diseño final de la bomba.....	26
X.	Coeficientes sísmicos para estructuras diferentes a edificios	43
XI.	Deriva permisible (Δ_{per})	44

XII.	Predimensionamiento de elementos de la torre.....	51
XIII.	Predimensionamiento de partes de la torre	51
XIV.	Determinación de los puntos de consumo	92
XV.	Distribución de caudales en los diferentes nodos.....	92
XVI.	Iteraciones por el método de Hardy Cross.....	97
XVII.	Pérdidas y velocidades con diámetros óptimos	100
XVIII.	Presiones en cada uno de los nodos.....	102
XIX.	Gasto de operación y mantenimiento	106
XX.	Presupuesto del proyecto de agua potable	107
XXI.	Anchos mínimos de zanja para instalación de tubería.....	123
XXII.	Profundidad mínima de la cota invert para evitar rupturas	123
XXIII.	Presupuesto del proyecto de drenaje	134

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A_{tubo}	Área de tubería
C	Coeficiente de Manning
n	Coeficiente de rugosidad
CIE	Cota invert de entrada
CIS	Cota invert de salida
CT_f	Cota de terreno final
CT_i	Cota de terreno inicial
\emptyset	Diámetro de la tubería
DH	Distancia horizontal
E_t	Espesor de tubería
FQM	Factor de caudal medio
FH	Factor de Harmon
FR	Factor de retorno
Hab	Habitante
L/hab/día	Litro por habitante por un día
L/seg	Litro sobre segundo
m	Metro
mca	Metro columna de agua
m^2	Metro cuadrado
m^3	Metro cúbico
msnm	Metros sobre el nivel del mar
m/s	Metro sobre segundo
mm	Milímetro

mm/h	Milímetro sobre hora
n	Período
P_f	Población futura
P_o	Población inicial (población del último censo)

GLOSARIO

Acueducto	Obra para conducir agua. También denomina a un conjunto de obras de abastecimiento de agua.
Acuífero	Depósito de agua que satura el suelo.
Afloramiento	Accidente geográfico donde sale el agua a la superficie del suelo.
Aforo	Acción de medir de una fuente o tubería el volumen de un fluido en función del tiempo; en este caso, se entenderá por la cantidad de producción de agua de una fuente o tubería que pueda ser utilizada para consumo humano.
Aguas negras	Agua que se ha utilizado en actividades domésticas, comerciales o industriales.
Astm	(American Society for Testing Materials), asociación responsable del control de calidad de los distintos materiales de construcción.
Candela	Receptor de aguas negras provenientes del interior de la vivienda, y que conduce estas mismas al colector del sistema de drenaje.

Caudal (Q)	Volumen de líquido que atraviesa una sección en la unidad de tiempo.
Caudal de día máximo	Es el mayor caudal de agua consumido por la población en un día durante el transcurso de un año.
Caudal de diseño	Es la suma de los caudales que se utilizarán para establecer las propiedades cuantitativas de un tramo de alcantarillado sanitario.
Caudal de hora máximo	Llamado también caudal de distribución (Q_d), es el caudal que se utiliza para diseñar la red de distribución.
Consumo	Volumen de agua en función de una serie de factores inherentes a la localidad que se abastece y varía de una ciudad a otra, así como podrá variar de un sector de distribución a otro, en una misma ciudad.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, respecto a un nivel determinado.
Cotas invert	Son las cotas que representan la parte interior más baja de la tubería, en donde el agua tiene contacto con el tubo.
Dotación	Cantidad de agua necesaria en la población para su subsistencia en un día. Se expresa en litros por habitante por día.

Estiaje	Período en el cual el caudal de una fuente baja a su nivel mínimo, dependiendo de la época del año.
Pendiente	Grado de inclinación de un terreno, medido por la tangente del ángulo que forma con la horizontal. Frecuentemente se mide por el número de unidades de longitud que gana en altura por cada cien unidades de la misma clase, medidas horizontalmente en la extensión. Se expresa en porcentaje.
Pozo de visita	Obra complementaria de un alcantarillado sanitario, sirve para la inspección y limpieza.
Presión	Es la fuerza ejercida sobre una superficie.

RESUMEN

Entre los mayores problemas de la aldea Trancas I, Jutiapa, departamento de Jutiapa, está la falta de un sistema de abastecimiento de agua potable y de un sistema de alcantarillado sanitario, esto debido a que ningún gobierno municipal se ha preocupado en ayudar a dicha comunidad a resolverlos. Esta es una aldea que se localiza aproximadamente a seis kilómetros de la cabecera municipal de Jutiapa, del departamento de Jutiapa, presenta un clima cálido, con una temperatura de 25 a 32 grados centígrados.

Los vecinos de la comunidad de la aldea Trancas I; en la actualidad cuentan con un pozo perforado, el cual por cierto ya tiene varios años que fue hecho, pero cuando dicha obra se realizó se ejecutó solo la perforación del pozo sin su equipamiento, por lo que no les funcionó y siguieron con el problema de la escasez de agua potable en su comunidad. El pozo fue hecho a consecuencia que en la comunidad, durante muchos años, han sido abastecidos por un sistema de agua potable por gravedad teniendo su fuente de agua de un nacimiento el cual con el paso de los años, ha ido bajando su caudal y actualmente ya no es suficiente para abastecer a las poblaciones de la aldea Trancas y Majada, y que además se encuentra contaminado por varios drenajes de otras comunidades que desembocan cerca de él, lo cual pone aun en mayor peligro a la población de dicha aldea, (enfermedades gastrointestinales).

El proyecto de red para distribución de agua potable de la aldea mencionada anteriormente, está conformado por un aproximado de 2,3 kilómetros de tubería de PVC, con un diámetro no menor de 2", que funciona

como distribuidor central, la población actual a servir es de aproximadamente 800 habitantes, siendo un total aproximado de 160 conexiones domiciliarias a las que se les dará el servicio.

OBJETIVOS

General

Reducir el alto índice de enfermedades gastrointestinales dentro de la población por no contar con agua potable y evitar la contaminación por los desechos arrojados en las diferentes calles de la aldea Trancas I.

Específicos

1. Mejorar la calidad de vida de los habitantes de la aldea Trancas I.
2. Contar con un sistema de agua potable domiciliar que cubra las necesidades actuales.
3. Desarrollar criterios básicos en el diseño a realizar, para la rehabilitación del pozo de agua ya perforado.
4. Mejorar el ornato de la aldea en mención.
5. Contar con sistema de alcantarillado sanitario para reducir el alto índice de contaminación en el lugar.

INTRODUCCIÓN

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

La falta de servicios básicos en las diferentes comunidades de todo el país, es actualmente una de las grandes problemáticas que viven miles de personas que buscan cada día la manera de resolver y cubrir sus necesidades básicas. La falta de recursos económicos en las distintas instituciones del gobierno, impiden el estudio y diseño del proyecto que es necesario en dicha comunidad. Por lo tanto, el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), tiene como fin primordial ayudar a la población guatemalteca, desarrollando este tipo de proyectos, que de alguna manera, sea una ayuda a ciertos sectores de la población. No es necesario hacer un estudio muy profundo para determinar cuáles son las principales deficiencias que necesitan ser atendidas técnicamente para lograr el bienestar de la población.

La comunidad de Trancas 1 se ha preocupado por la frecuente promoción, fortalecimiento e implementación de nuevos programas de desarrollo que tengan como objetivo mejorar las condiciones de vida de los pobladores. En este proyecto se tiene planificado desarrollar en dicha comunidad, con el apoyo del Comité Comunitario de Desarrollo (Cocode), los proyectos de abastecimiento de agua potable, así como un sistema de alcantarillado sanitario

para mejorar las condiciones de saneamiento ambiental, pretendiendo con ello, coadyuvar a evitar muchas enfermedades.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea Trancas 1

En la fase de investigación se hace una descripción de la ubicación y localización del proyecto, así como de las aldeas con las cuales colinda y los límites que tiene con otros municipios y departamentos, entre otros aspectos a destacar.

1.1.1. Localización y ubicación

Jutiapa es el departamento número 22 de Guatemala, su ingreso hasta la cabecera municipal es por asfalto a 117 kilómetros de la misma, consta de diecisiete municipios, la cabecera municipal se compone de 192 aldeas entre las cuales están: aldeas, caseríos, cantones, parajes y fincas.

El municipio de Jutiapa se encuentra situado al noroeste del departamento, en la Región IV o Región Sur-oriental. Se localiza en la latitud norte 14° 16' 58" y en la longitud oeste 89° 53' 33", está a 906 metros sobre el nivel del mar. La distancia de esta cabecera municipal a la ciudad capital es de 117 kilómetros.

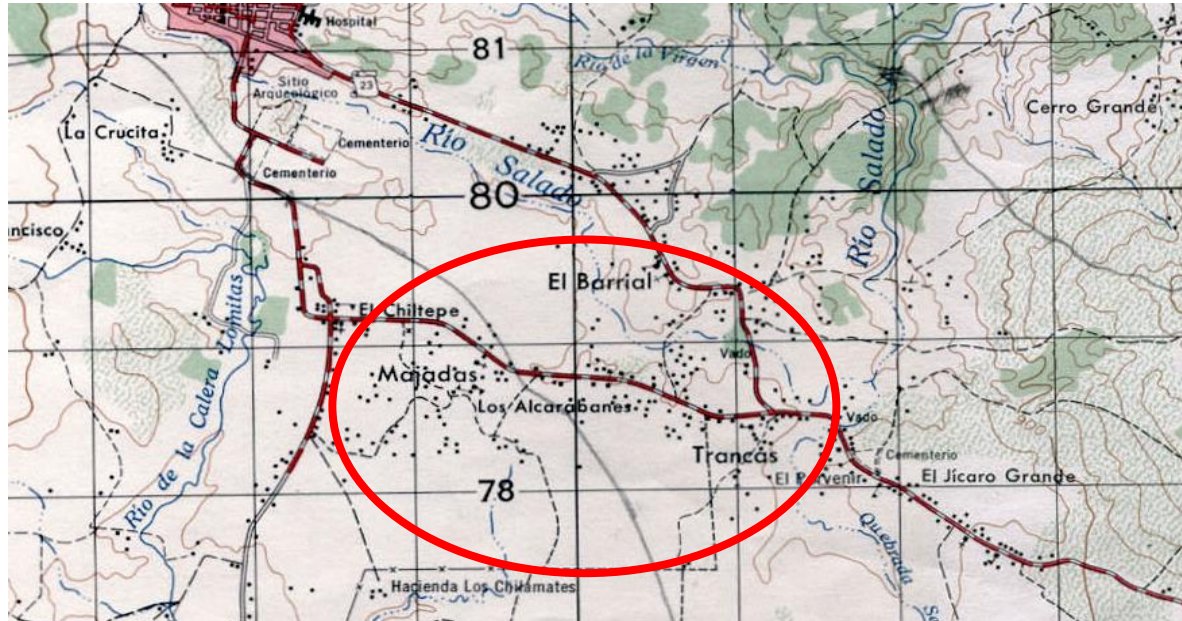
Dentro de sus 192 comunidades se encuentra la aldea Trancas I, con acceso sobre la ruta de la carretera RN-23. Dicha aldea se encuentra ubicada a una distancia de 6 kilómetros aproximadamente de la cabecera municipal, transitables durante todo el año, con una altura dentro del nivel del mar que

oscila entre los 900 y 940 metros. SNM. Se encuentra dentro de las coordenadas latitud norte 14° 15' 42" y longitud este 15° 15' 42".

1.1.2. Límites y colindancias

La aldea Trancas I del municipio de Jutiapa, departamento de Jutiapa, colinda al norte, con la cabecera municipal de Jutiapa, al sur, con la aldea La Majada, del municipio y departamento de Jutiapa, al este con la aldea Trancas II del municipio y departamento de Jutiapa y al oeste, con la aldea el Chiltepe, del municipio y departamento de Jutiapa, su clima es cálido debido a la altura a la que se encuentra.

Figura 1. Ubicación y localización de la aldea Trancas I



Fuente: Instituto Geográfico Hoja 1.50000, Jutiapa.

1.1.3. Vías de acceso

Entre sus principales vías de comunicación se encuentran la carretera CA-1, que por el oeste, proviene del municipio de Cuilapa, pasando por Jutiapa, unos 6 kilómetros al este, por medio de la ruta nacional RN-23, además, a unos 18 kilómetros al sur, por la ruta nacional RN-23, se encuentra el municipio de Yupiltepeque.

1.1.4. Clima

Con base en los boletines proporcionados por la estación meteorológica, ubicada en el municipio de Quesada, del Instituto de Vulcanología, Meteorología, Sismología e Hidrología (Insivumeh), la cual se ubica aproximadamente a 12 kilómetros de la aldea Trancas 1, se detallan los siguientes aspectos climáticos:

- Altitud: 920 msnm
- Temperatura media: 23,5 °C
- Temperatura máxima (promedio anual): 29,5 °C
- Temperatura mínima (promedio anual): 16,2 °C
- Temperatura máxima absoluta: 34,5 °C
- Temperatura mínima absoluta: 8,6 °C
- Precipitación promedio anual (lluvia): 1 250 mm
- Días de lluvia promedio anual: 105 días
- Nubosidad promedio anual: 3 octas
- Humedad relativa media: 76 %
- Velocidad del viento promedio: 3,9 km/h

1.1.5. Población e idioma

Según el Instituto Nacional de Estadística (INE), el municipio de Jutiapa, tiene un total de 98 205 habitantes, con un 22 % perteneciente al área urbana, un 75 % al área rural y un 3 % a la población indígena inmigrante. El 100 % de los habitantes habla español.

1.1.6. Tipología de vivienda

Existen tres tipos de viviendas, entre las cuales el 70 % son casas de mampostería de ladrillo de barro cocido, con artesanado de madera y cubierta con lámina galvanizada; 20 %, en casas de mampostería de ladrillo de barro cocido, con artesanado de madera y cubierta con teja de barro cocido; 5 %, casas de ladrillo de barro cocido con terraza y el otro 5 %, viven en casas de paredes de bajareque, primer tipo de vivienda que se construyó.

1.1.7. Actividades económicas

Las actividades económicas a las que se dedica la población jutiapaneca son la agricultura y la albañilería.

Los vecinos de la aldea Trancas I, en un 75 % se dedican a la agricultura, el 25 % restante migran a otros lugares con el propósito de subsanar las necesidades de seguridad alimentaria de sus familias, la mayoría de las mujeres se dedican a las actividades domésticas, y algunas han formado asociaciones con el propósito de colaborar productivamente en el desarrollo de sus familias.

1.1.8. Servicios públicos

La aldea Trancas I cuentan con los siguientes servicios: energía eléctrica, escuela primaria y preprimaria, telesecundaria, transporte colectivo, telefonía celular, iglesia católica, iglesias evangélicas y tiendas de artículos de consumo diario.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades y servicios

Se realizó una investigación con relación a las necesidades de la población y los servicios con los que cuenta actualmente la aldea Trancas I, priorizándose los servicios básicos como el agua potable y el alcantarillado.

1.2.1. Descripción de las necesidades

La aldea Trancas I, del municipio de Jutiapa, departamento de Jutiapa, a pesar de encontrarse cerca de la cabecera municipal, tiene varias necesidades, tanto de servicios básicos como de infraestructura, entre los que se pueden enlistar los siguientes:

- Sistema de abastecimiento de agua potable
- Sistema de alcantarillado sanitario
- Pavimentación de vías de acceso y calles

1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades

Las razones por las cuales se priorizaron los sistemas de abastecimiento de agua potable y de alcantarillado sanitario, son las siguientes:

- Cuenta con un pozo perforado, más no con la red de distribución de agua potable.
- No tiene un sistema de alcantarillado sanitario.
- Las aguas servidas escurren por las calles de la aldea.
- Existen un alto índice de enfermedades, como resultado de no contar con un sistema de abastecimiento de agua potable y uno de alcantarillado sanitario.
- No es conveniente pavimentar las calles, sin instalaciones subterráneas de agua potable y drenajes.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable

A continuación se hace una descripción del proyecto de agua potable para la aldea Trancas I, así como los lineamientos que se siguieron para la culminación del mismo.

2.1.1. Descripción del proyecto

La necesidad se identificó mediante una investigación de la problemática real que viven los pobladores del área, al igual que la mayoría de comunidades del municipio de Jutiapa, presentan aún deficiencias en infraestructura básica, por lo que la mayoría de las necesidades parecieran ser prioritarias, debido que cada una presenta una problemática que afecta directamente a los pobladores de distintos sectores de la población, de los cuales los sectores marginales presentan más deficiencias en los servicios.

El proyecto consiste en el equipamiento de un pozo existente mediante una bomba centrífuga, será necesaria la creación de un banco de transformación de energía para cubrir la necesidad de la bomba, así también se construirá un tanque elevado de distribución, el cual será de estructura metálica de 17 metros de altura. La red de distribución de agua tendrá una longitud de 2 205 metros, con tuberías de 2 ½", 2", 1½", 1" y ¾", la resistencia de la tubería será dependiendo de la ubicación y del terreno donde se localice cada vivienda.

2.1.2. Levantamiento topográfico

Sirve para definir la línea de distribución y los ramales abiertos de un sistema de abastecimiento de agua potable. Este permite también encontrar los puntos de ubicación de las diferentes obras de arte que componen el acueducto.

Los levantamientos topográficos para acueductos contienen las dos acciones principales de la topografía, los cuales son: la planimetría y la altimetría.

En el levantamiento topográfico se utilizó el siguiente equipo: un teodolito FOIF, dos plomadas, una cinta métrica con longitud de 50 metros, una estadia de acero inoxidable de 3 metros, una almádana, clavos de lámina y machete.

2.1.2.1. Planimetría

Tiene por objetivo 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, edificaciones, áreas de desarrollo futuro, carreteras, zanjones, ríos, cerros, entre otros.

El método empleado para el levantamiento topográfico fue el de conservación de acimut.

Tabla I. **Información de la libreta I**

Estación	P. O.	Acimut	A. vertical	H. sup.	H. inferior	Distancia
1	2	102° 26' 25"	90° 30' 30"	1,573	1,167	40,60

Fuente: elaboración propia.

Los resultados topográficos de planimetría se presentan en el apéndice 1.

2.1.2.2. 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 puede establecerse con relación a otro punto o a un plano.

Tabla II. **Información de libreta II**

Estación	P. O.	Alt. inst.	H. sup.	H. medio	H. inferior	Ángulo vertical
1	2	1,37	1,573	1,37	1,167	90° 30' 30"

Fuente: elaboración propia.

$$\text{Cota } E_2 = \text{Cota } E_1 + A_i + DV - H_{\text{medio}}$$

$$DV = \frac{1}{2} K * (H_{\text{sup}} - H_{\text{medio}}) * \text{Sen} 2\beta$$

$$D = \cos^2(\beta) * (H_{\text{sup}} - H_{\text{medio}}) * K$$

Datos:

E_1 = estación anterior (100)

E_2 = estación siguiente

A_i = altura del instrumento

DV = diferencia vertical

H_{sup} = hilo superior

H_{medio} = hilo medio

β = ángulo vertical

K = constante = 100

$$DV = \frac{1}{2} * 100 * (1,573 - 1,37) * \text{seno}(2 * 90^\circ 30' 30'') = 2,6109$$

$$\text{Cota } E_2 = 100 + 1,37 + 2,6109 - 1,37 = 102,61$$

2.1.3. Fuentes de agua

Del recurso hídrico para consumo humano existen dos tipos de fuentes de agua: fuentes superficiales y subterráneas.

2.1.4. Aforo de fuentes

Es la medición del caudal de agua que produce. Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, el aforo es una de las partes más importantes, ya que este indicará si la fuente es suficiente para abastecer a toda la población. Los aforos se deben realizar en época seca o de estiaje.

Se realizó aforo a la fuente por la empresa Agropozos el 10 de agosto de 2007, (ver resultados en el anexo 4) a través del método volumétrico, para determinar el caudal que produce, obteniendo 160 gal/min en conjunto.

2.1.5. Diseño hidráulico del sistema

En relación al diseño hidráulico para el proyecto de la aldea Trancas 1, se hace una descripción que se presenta a continuación.

2.1.5.1. Descripción del sistema a utilizar

El sistema de abastecimiento de agua potable que se utilizará para la aldea Trancas I, será por gravedad. Al determinar las fuentes que pueden servir, se construirá una captación que reúna las condiciones sanitarias adecuadas, y luego, por medio de tubos PVC o HG, según sea el caso, transportarla hasta el tanque distribuidor de caudales. La red de distribución será con ramales abiertos. En la línea de conducción, como en la red de distribución, se deberán colocar obras de arte, donde lo requiera el diseño.

2.1.6. Normas y criterios de diseño

Se refiere a parámetros que se utilizan para diseñar, los cuales se detallan a continuación:

2.1.6.1. Dotación

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada habitante que se haya establecido dentro del diseño del proyecto. Se expresa en litros por habitante por día (lts/hab/día).

Los factores que se consideran en la dotación son: clima, nivel de vida, actividad productiva, costumbres culturales, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad del agua, administración de sistema y presiones del mismo.

La dotación adoptada para la aldea Trancas I fue de 120 lts/hab/día, considerando los aspectos antes descritos.

2.1.6.2. Periodo de diseño

Es el tiempo durante el cual la obra construida dará un servicio satisfactorio a la población que la utiliza. Para determinar el período de diseño se deben tomar en cuenta, la vida útil de los materiales, los costos, la población de diseño, entre otros.

Según Normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (Unepar), se recomiendan los siguientes períodos de diseño:

Tabla III. **Periodos de diseño**

Tipo de estructura	Periodo de diseño
Obras civiles	20 años
Equipo mecánico	De 5 a 10 años

Fuente: Unepar. p. 20.

En el caso del presente proyecto se adoptó un período de diseño de 20 años, más 2 de trámite.

- Crecimiento poblacional

Las proyecciones de la población son pronósticos que se hacen con base a datos estadísticos de censos poblacionales, que se hayan realizado en el pasado.

Existen diferentes métodos estadísticos para calcular la población futura, entre ellos están:

- Incremento aritmético
- Incremento geométrico
- Método gráfico
- Método de incremento geométrico

Para estimar la población de diseño se utilizó el método geométrico, involucrando en forma directa a la población actual que será beneficiada con el diseño y la tasa de crecimiento del lugar.

La aldea Trancas I tiene una población actual de 1 120 habitantes y una tasa de crecimiento poblacional de 2,231 %¹ anual, la cual será beneficiada, según el último censo del Instituto Nacional de Estadística.

La fórmula para calcular la población de diseño es la siguiente:

$$P_f = P_o(1+r)^n$$

¹ Tasa de crecimiento obtenida con base en los censos realizados en los años 1994 y 2002, por el Instituto Nacional de Estadística (INE).

Donde:

P_f = población futura

P_o = población inicial

r = incremento poblacional, porcentual

n = periodo de diseño

Sustituyendo:

$$P_f = 1,120(1+0,02231)^{22}$$

$$P_f = 1\ 820 \text{ habitantes}$$

2.1.6.3. Factores de consumo

Los caudales de diseño son los consumos mínimos de agua requeridos por la población que se va a abastecer en un sistema de agua potable.

Los caudales que se utilizan son los siguientes:

- Caudal medio diario: es la cantidad de agua consumida por la población, durante un día, la cual se obtiene como promedio de los consumos diarios en el periodo de un año.

$$Q_m = \frac{\text{dotación} * \text{población futura}}{86\ 400}$$

$$Q_m = \frac{120 \text{ lts/hab/día} * 1\ 820 \text{ hab}}{86\ 400 \frac{\text{seg}}{\text{día}}}$$

$$Q_m=2,53 \text{ lts/seg}$$

- Caudal máximo diario (QMD): es el producido en un día durante un periodo de observación de un año. Es el resultado de multiplicar el consumo medio diario por el factor de día máximo.

El factor de día máximo oscila entre 1,2 y 1,8.

Para este proyecto se tomará un factor de 1,2, ya que se tiene una población futura mayor a 1 000 habitantes.

$$QMD=\text{factor día máximo} \cdot Q_m$$

$$QMD=1,2 \cdot 2,53 \text{ lts/seg}$$

$$QMD=3,04 \text{ lts/seg}$$

- Caudal máximo horario: es el máximo caudal producido durante una hora en un periodo de observación de un año y este se calcula multiplicando el caudal medio por el factor de hora máxima. Este factor se encuentra entre 2 y 3. Para este proyecto, se tomará un factor de 2, ya que se tiene una población futura mayor a 1 000 habitantes.

$$QMH=\text{factor hora máxima} \cdot Q_m$$

$$QMH=2 \cdot 2,53 \text{ lts/seg}$$

$$QMH=5,06 \text{ lts/seg}$$

2.1.7. Línea de impulsión

Para el proyecto de la aldea Trancas 1 se realizó la línea de impulsión, para lo cual se tomaron en cuenta los datos abajo indicados, los cuales son:

Población futura	= 1 400 habitantes
Dotación	= 120 lts/hab/dia
Factor de día máximo (FDM)	= 1,2
Nivel estático del pozo = 56 pies	= 17,07 metros
Nivel dinámico del pozo = 98 pies	= 29,87 metros
Altura del tanque elevado	= 17 metros
Caudal máximo diario (QMD)	= 3,04 lts/seg
Distancia del pozo al tanque elevado	= 271 metros
Ubicación de la bomba = 460 pies	= 140,21 metros
Producción del pozo = 160 gpm	= 10,08 lts/seg
Cota del pozo	= 998,20 metros

2.1.7.1. Caudal de bombeo (Q_b)

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

Para determinar el caudal de bombeo es importante definir antes el periodo de bombeo, el cual se determina en función del caudal que proporcionará la fuente. Dicho periodo afecta directamente el diámetro de la

tubería de descarga, la potencia de la bomba y las dimensiones del tanque de alimentación. Se recomienda que el periodo de bombeo sea de 12 a 18 horas por día para motores eléctricos según Unepar.

Es importante aclarar que el equipo de bombeo es el que se diseña para un período de 5 a 10 años, mas no el resto de los componentes del sistema; por lo que la tubería de descarga debe diseñarse de tal manera que sea suficiente para abastecer a la población futura.

Este caudal será bombeado a través de toda la línea de conducción hasta el tanque de distribución. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q_b = \frac{QMD * 24}{\text{núm. de horas de bombeo}}$$

Con 12 horas de bombeo, la expresión queda de la siguiente manera:

$$Q_b = \frac{2,33 * 24}{12} = 4,66 \text{ lts/seg}$$

2.1.7.2. Diseño de la línea de bombeo

Se realizó el diseño de la línea de bombeo para la cual se hace una descripción del tipo de tubería a utilizarse.

2.1.7.2.1. Tubería de succión

Se llama así a la tubería que va conectada directamente a la entrada de la bomba, uniéndola con el brocal del pozo.

Luego de haberse determinado el caudal de bombeo, se puede diseñar la tubería de succión con la siguiente fórmula, considerando la velocidad mínima de diseño de 0,60 m/s y la máxima en 3 m/s:

$$\phi_e = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{v}}$$

Sustituyendo la velocidad por 0,60 m/s se obtiene un diámetro teórico máximo y con 3 m/s, se obtiene el diámetro teórico mínimo:

$$\phi_e = \sqrt{\frac{1,974 * 4,66}{0,60}} = 3,92 \text{ pulg}$$

$$\phi_e = \sqrt{\frac{1,974 * 4,66}{3}} = 1,75 \text{ pulg}$$

Como los diámetros obtenidos anteriormente no existen comercialmente, se compararán la pérdida de carga y la velocidad, en tubería HG de diámetros, en pulgadas, de 2, 2 ½, 3 y 4.

Evaluando diámetro de 2”:

$$H_f = \frac{1743,811 * 140,21 * 4,66^{1.85}}{100^{1.85} * 2,211^{4.87}}$$

$$H_f = 17,53 \text{ m}$$

$$v = \frac{1,974 * 4,66}{2,211^2}$$

$$v = 1,88 \text{ m/s}$$

Haciendo esto con cada uno de los diferentes diámetros propuestos, se obtienen los siguientes datos:

Tabla IV. **Pérdida de carga y velocidad para tramo 1**

Tramo 1: bomba- brocal (HG)			
Diámetros a analizar		2", 2 ½", 3", 4"	
2"	Pérdida de carga	17,53	m
	Velocidad	1,88	m/s
2 ½"	Pérdida de carga	6,97	m
	Velocidad	1,29	m/s
3"	Pérdida de carga	3,23	m
	Velocidad	0,94	m/s
4"	Pérdida de carga	0,72	m
	Velocidad	0,51	m/s

Fuente: elaboración propia.

En tabla IV se evidencia que la menor pérdida de carga, sin descuidar la velocidad, se obtiene con la tubería de diámetro de 3 pulgadas.

Con los datos obtenidos anteriormente se obtiene la carga dinámica total (CDT) de la siguiente manera:

Tabla V. **Carga dinámica total para tramo 1**

Carga dinámica total (bomba - brocal)		3"	
1	Altura	140,24	m
2	Pérdida de carga	3,23	m
3	Pérdida por velocidad	0,045	m
4	Pérdidas menores	0,323	m
CDT (bomba-brocal)		143,85	m

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.2.2. Tubería de descarga

Es la que se coloca inmediatamente después de la bomba, generalmente, en abastecimiento de agua potable en el área rural. Esta tubería descarga líquido a un tanque de almacenamiento, aunque se podría conectar directamente a la tubería de distribución.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y eliminar formaciones de aire, es conveniente considerar, en el diseño e instalación de la tubería de descarga, las 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, deben de ser de radio grande, lo que mantendrá al mínimo la resistencia al paso del agua.

- Las cantidades de cambios de dirección, válvulas y accesorios, deben ser mínimas, sin embargo, en lugares bajos, deben instalarse válvulas de limpieza y, si es requerido, en los picos de la línea, deberán colocarse válvulas de extracción 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: ye o codos de mínimo ángulo.

Luego de haberse determinado el caudal de bombeo, se puede diseñar la tubería de descarga con las siguientes fórmulas, considerando la velocidad mínima de diseño de 0,60 m/s y la máxima en 3 m/s:

$$\phi_e = \sqrt{\frac{1,974 * Q_b}{v}}$$

Sustituyendo la velocidad por 0,60 m/s se obtiene un diámetro teórico máximo y con 3 m/s, el diámetro teórico mínimo:

$$\phi_e = \sqrt{\frac{1,974 * 4,66}{0,60}} = 3,92 \text{ pulg}$$

$$\phi_e = \sqrt{\frac{1,974 * 4,66}{3}} = 1,75 \text{ pulg}$$

Como los diámetros obtenidos anteriormente, no existen comercialmente, se verifica la pérdida de carga y la velocidad, en tubería PVC de diámetros, en pulgadas, de 2, 2 ½, 3 y 4.

Evaluando diámetro de 2”:

$$H_f = \frac{1743,811 * 271 * 4,66^{1,85}}{150^{1,85} * 2,193^{4,87}}$$

$$H_f = 16,64 \text{ m}$$

$$v = \frac{1,974 * 4,66}{2,193^2}$$

$$v = 1,91 \text{ m/s}$$

Haciendo esto con cada uno de los diferentes diámetros propuestos, se obtienen los siguientes datos:

Tabla VI. **Pérdida de carga y velocidad para tramo 2**

Tramo 2: brocal - tanque (PVC)			
Diámetros a analizar		2”, 2 ½”, 3”, 4”	
2”	Pérdida de carga	16,64	m
	Velocidad	1,91	m/s
2 ½”	Pérdida de carga	6,56	m
	Velocidad	1,30	m/s
3”	Pérdida de carga	2,52	m
	Velocidad	0,88	m/s
4”	Pérdida de carga	0,74	m
	Velocidad	0,53	m/s

Fuente: elaboración propia.

En la tabla VI se observa que la menor pérdida de carga, sin descuidar la velocidad, se obtiene con la tubería de diámetro de 3 pulgadas. Con los datos obtenidos anteriormente se puede obtener la carga dinámica total (CDT):

Tabla VII. **Carga dinámica total para tramo 2**

Carga dinámica total (BROCAL - TANQUE)		3"	
1	Altura	18,80	m
2	Pérdida de carga	2,52	m
3	Pérdida por velocidad	0,040	m
4	Pérdidas menores	0,252	m
	CDT (brocal-tanque)	21,62	m

Fuente: elaboración propia.

Sumando las cargas dinámicas totales de los dos tramos se obtiene la carga dinámica total final de los dos tramos, agregándole una altura de reserva de 5 metros:

$$21,62+143,85+5 = 170,46 \text{ m}$$

Ahora se calcula la potencia de la bomba, considerando una eficiencia del 70 %:

$$\text{Pot} = \frac{\text{QMD} \cdot \text{CDT}}{76 \cdot e}$$

$$\text{Pot} = \frac{4,66 \cdot 170,46}{76 \cdot 0,70}$$

$$\text{Pot} = 14,93 \cong 15 \text{ hp}$$

En el mercado actual el costo de la bomba se cotiza dependiendo los hp necesarios, si se sabe que, para efectos de cotización, cada hp tiene un costo de Q 2 500,00, para 15 hp el valor de la bomba será:

$$15 \text{ hp} * \text{Q } 2\,500,00/\text{hp} = \text{Q } 37\,500,00$$

Aplicando el procedimiento anterior, se obtienen los datos siguientes para las diferentes horas de bombeo:

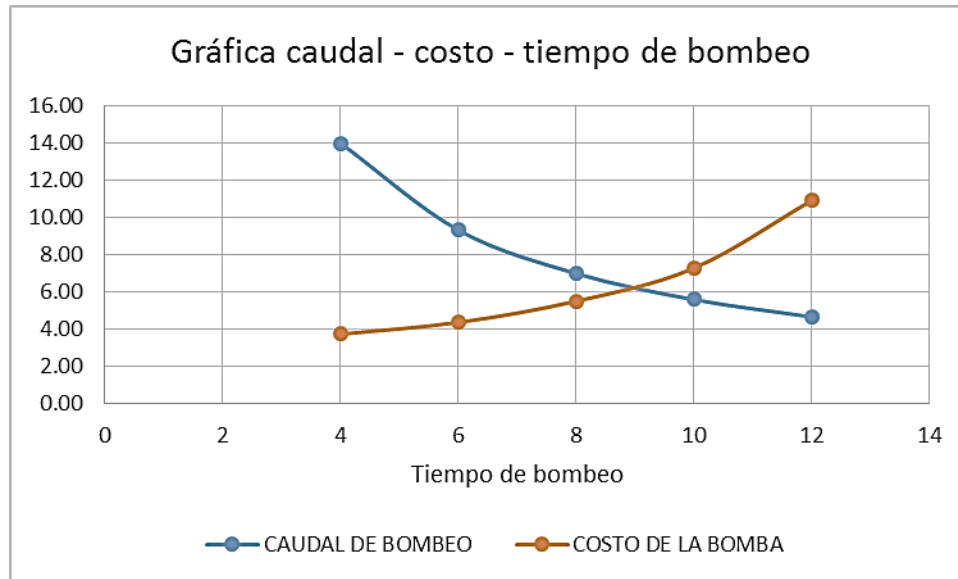
Tabla VIII. **Cuadro resumen para el caudal de bombeo**

Horas de bombeo	Caudal de bombeo	HP propuesto	Costo de la bomba	Costo de la bomba / 10,000	Costo de la bomba inverso
12	4,66	14,93	Q 37 322,47	3,73	10,90
10	5,59	17,48	Q 43 701,38	4,37	7,27
8	6,99	22,00	Q 55 011,90	5,50	5,50
6	9,32	29,10	Q 72 742,98	7,27	4,37
4	13,98	43,59	Q 108 979,09	10,90	3,73

Fuente: elaboración propia.

Con los datos de la tabla VIII se obtiene la gráfica que dará el caudal exacto y las horas de bombeo necesarias para obtener el equilibrio entre caudal–costo–tiempo de bombeo.

Figura 2. **Gráfica caudal–costo–tiempo de bombeo**



Fuente: elaboración propia.

La figura 2 muestra que el punto óptimo se tiene en un tiempo de bombeo de 9 horas con un caudal de bombeo aproximado de 6,212 l/seg.

A continuación se muestra la tabla IX, que resume el diseño de la bomba:

Tabla IX. **Diseño final de la bomba**

Tiempo de bombeo (hrs)	9
Caudal de bombeo (l/s)	6,21
Potencia de la bomba (hp)	20
Tubería de succión HG (pulg)	4
Pérdida de carga (m)	1,22
Velocidad (m/s)	0,67
Tubería de descarga PVC (pulg)	4
Pérdida de carga (m)	1,26
Velocidad (m/s)	0,71
Carga dinámica total	166,83

Fuente: elaboración propia.

2.1.7.2.3. **Golpe de ariete**

Es un fenómeno que se produce al momento de cerrar una válvula bruscamente o cuando hay cese de energía. Por lo tanto, hay que verificar que la tubería sea capaz de aguantar la sobrepresión.

En algunos casos se puede colocar una válvula de alivio, para reducir el golpe de ariete.

El golpe de ariete es una onda de presión que se propaga con una velocidad llamada celeridad “a” que se calcula de la siguiente manera:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k}{E} * \frac{D_i}{e}}}$$

Donde:

k = módulo de elasticidad volumétrica del agua ($2,07 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$)

E = módulo de elasticidad del material

D_i = diámetro interno del tubo

e = espesor de la pared del tubo

La sobrepresión generada se calcula de la siguiente manera:

$$SP = \frac{a \cdot v}{g}$$

Donde:

a = celeridad

v = velocidad de servicio (m/s)

g = gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$)

SP = sobrepresión en mca

La verificación de la resistencia de la tubería a soportar el golpe de ariete, se realiza sumando la altura de bombeo, más la sobrepresión, esto debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería.

- Cálculo de la celeridad

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot D_i}{E \cdot e}}}$$

Para este caso se tomarán los siguientes valores:

$$k = 2,07 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 3 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (para tubería PVC)}$$

$$D_i = 105,51 \text{ mm (para tubería PVC de 4")}$$

$$e = 4,39 \text{ mm (para tubería PVC de 2½")}$$

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \cdot 10^4}{3 \cdot 10^4} \cdot \frac{105,51}{4,39}}}$$

$$a = 298,50 \text{ metros/seg}$$

- La velocidad para determinar la sobrepresión:

$$v = \left(1,974 \cdot \frac{Q_B}{\phi^2} \right)$$

$$v = \left(1,974 \cdot \frac{6,21}{4,39^2} \right)$$

$$v = 0,64 \text{ mts/seg}$$

- Sobrepresión:

$$SP = \frac{a \cdot v}{g}$$

$$SP = \frac{298,50 \cdot 0,64}{9,81}$$

$$SP = 19,47 \text{ mca}$$

- Verificando si la tubería resiste el golpe de ariete

$$P_{\max} = 19,47 \text{ mca} + 29,87 \text{ mca}$$

$$P_{\max} = 49,34 \text{ mca} \cong 70,01 \text{ lb/pulg}^2$$

$$P_{\max} = 70,01 \text{ lb/pulg}^2 < 160 \text{ lb/pulg}^2$$

De manera que la tubería PVC clase 160, sí resiste dicha presión.

2.1.8. Tanque de distribución

A continuación se realiza una descripción respecto al tanque de distribución, el cual beneficiará a los habitantes de la aldea Trancas 1.

2.1.8.1. Volumen de almacenamiento

Un diseño adecuado realizado bajo normas indica que el volumen del tanque de distribución, que en este caso será un tanque elevado, deberá de ser, por lo menos, de un 25 a un 35 % del caudal requerido diario, tomando en cuenta la cantidad de personas a abastecer y la dotación en un día.

$$\text{Vol} = \frac{40 \% * Q_m * 86\,400 \text{ s/día}}{1\,000}$$

$$\text{Vol} = \frac{0,40 * 2,53 \text{ l/s} * 86\,400 \text{ s/día}}{1\,000 \text{ l/m}^3}$$

Vol=87,44 metros cúbicos

Volumen del tanque=87,44 metros cúbicos

Volumen de diseño del tanque=90 metros cúbicos

Las recomendaciones para tanques elevados, según Unepar, son las siguientes:

- El nivel mínimo del agua en el tanque sea suficiente para las presiones adecuadas en la red de distribución.
- La tubería de rebose tiene que descargar libremente.
- La tubería de salida hacia el servicio sea como mínimo, 20 centímetros.
- Tubo de desagüe, con correspondiente válvula de compuerta, que permita vaciar el tanque.
- Dispositivo de ventilación convenientemente protegido, instalándose uno por cada 30 metros cuadrados de superficie como mínimo.

- Escaleras interiores y exteriores, en caso de que las dimensiones excedan de 1,20 metros de alto.
- Caja común o cámara seca para facilitar la operación de las llaves de válvulas del tanque.
- Las tuberías de rebose y desagüe, no se conectarán directamente al sistema de alcantarillado, deberán tener una descarga libre de 1 metro mínimo y siempre se buscará un desfogue adecuado, donde no cause daño o erosión.
- Los extremos de las tuberías de rebose y desagüe deben protegerse para impedir el paso de insectos y de otros animales.

Para este diseño se ha optado por un tanque elevado metálico, debido a que la topografía del lugar no beneficiaba, por el poco desnivel existente en la aldea Trancas 1.

2.1.8.2. Diseño del tanque elevado

El tanque elevado de distribución tiene 3 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.
- Atender emergencias.

Dentro del presente estudio para la aldea Trancas 1, la altura a la que se diseñará el tanque será de 17 metros, dentro de lo cual, se tiene contemplado que las presiones en toda la red de distribución, cumplan con las normas de una presión mínima de 10 mca y una presión máxima de 40 mca.

El tanque a diseñar para dicha aldea será construido de estructura metálica, a base de columnas y rigidizantes.

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 estará descansando en una cimentación diseñada para dicho tanque.

- Láminas: en el mercado guatemalteco están clasificadas por ancho, longitud y espesor.
 - Entre los anchos comerciales, en pies se encuentran de 3', 4', 6' y 8'.
 - Entre las longitudes comerciales, en pies se encuentran de 10' y 20'.
 - Entre los espesores comerciales, en pulgadas se pueden encontrar de 1/16", 3/32", 1/8", 5/32", 3/16", 1/4", 5/16", 3/8", 1/2" y 5/8".
- Techo del tanque: la cubierta del tanque elevado puede diseñarse de forma plana o de forma cónica, su función es cubrir el tanque de la

intemperie, en esta se encuentra el acceso al interior y además deberá contar con un área de ventilación.

El techo no está sometido a presión, directamente, por el líquido que contiene el tanque, por lo que su espesor viene dado, en la mayoría de los casos, por efectos de corrosión. Se asume para el tanque un espesor mínimo por corrosión de 1/8", pero por razones comerciales se utilizará el mínimo de lámina, con un espesor de 3/16" en el techo.

Para este caso, el diseño se hará con base a una cubierta cónica, la cual tendrá una altura igual a 1/5 del diámetro del depósito del tanque.

$$h_{\text{techo}} = \frac{1}{5} * \phi_{\text{dep}}$$

$$h_{\text{techo}} = \frac{1}{5} * 4,5$$

$$h_{\text{techo}} = 0,90 \text{ metros}$$

- Dimensiones generales del tanque: se pueden encontrar las medidas que serán necesarias para el presente proyecto, siendo las siguientes:
 - Cuerpo del tanque: las paredes del cilindro y el fondo soportarán la presión ejercida por el agua, y se construirá utilizando lámina negra Norma ASTM A-36.

Se ha tomado un diámetro de 4,50 metros como base para el pre dimensionamiento del tanque, obteniendo la altura de este de la siguiente manera:

$$\text{Vol}=\pi*r^2*h, \quad \text{despejando } h$$

$$h=\frac{\text{Vol}}{(\pi*r^2)}$$

$$h=\frac{90}{(\pi*2,25^2)}$$

$$h=5,66 \text{ metros} \cong 5 \text{ metros}$$

Utilizando una altura igual a 5 metros se obtiene un volumen del cilindro de:

$$\text{Vol}_{\text{cil}}=\pi*2,25^2*5=79,52 \text{ metros cúbicos}$$

- Fondo del tanque: este tendrá forma de cono invertido para soportar mayores presiones. La altura del cono será la mitad del diámetro del tanque pudiendo variar este valor.

La altura del cono será de 2,25 metros, calculando el volumen:

$$\text{Vol}_{\text{cono}}=\pi*r^2*\frac{h}{3}$$

$$\text{Vol}_{\text{cono}}=\pi*2,25^2*\frac{2,25}{3}$$

$$\text{Vol}_{\text{cono}}=11,93 \text{ metros cúbicos}$$

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

$$V_t=V_{\text{cil}}+V_{\text{cono}}$$

$$V_t=79,52+11,93$$

$$V_t=91,45 \text{ metros cúbicos}$$

Por lo tanto, el dimensionamiento del tanque sí cumple con la demanda obtenida por el volumen necesario para el tanque de distribución, el cual es de 90 metros cúbicos.

- Torre de soporte: los tanques elevados se apoyan sobre el terreno por medio de una torre, esta deberá ser construida generalmente por 4 columnas con una ligera inclinación y una serie de elementos rigidizantes diseñados a compresión y tensión.

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

$$L=h*\%$$

Donde:

L = distancia de inclinación sobre el eje vertical

h = altura total del tanque en metros

%= porcentaje de inclinación de las columnas de la torre

Sustituyendo,

$$L=17*0,25$$

$$L=4,25 \text{ metros}$$

Entonces, utilizando la fórmula del teorema de Pitágoras, sumándole a la distancia de inclinación, el radio del cilindro, se tiene para la base del tanque elevado:

$$b=\sqrt{(4,25+2,25)^2+(4,25+2,25)^2}$$

$$b=9,19 \text{ metros}$$

Para la separación de arriostres deberá considerarse que el primero debe encontrarse a una altura sobre el nivel del suelo de 0,50 a 1 metro, dividiendo posteriormente el resto de la altura para obtener una distancia entre arriostres.

Según especificaciones técnicas del American Institute of Steel Construction (AISC), para tanques con alturas de 14 a 20 metros, se determinará una distancia de 3,25 a 4,50 metros entre arriostres.

Para el presente diseño se utilizará la primera ubicación del arriostre a 0,50 metros y luego se colocarán a 3,30 metros cada uno (ver plano de dimensionamiento del tanque en anexo 6.)

- Cimentación del tanque: la cimentación del tanque estará conformada por un sistema de zapatas reforzadas en ambos sentidos y un cimiento corrido para tener una base resistente para el tanque.

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

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 encuentra totalmente lleno).
 - Fuerzas provocadas por viento y sismo.
- Carga de sismo: las estructuras sujetas a sismo se deberán diseñar bajo condiciones que resistan tales efectos y los tanques metálicos elevados no son la excepción. Los procedimientos y limitaciones para dicho diseño deberán determinarse por la localización zonal, las características de sitio, la categoría de riesgo, etc.
 - Clase de sitio

Basado en las propiedades del suelo de sitio, establecidas por un estudio geotécnico, el sitio se clasificará como un sitio clase A, B, C, D, E o F. Cuando las propiedades del suelo no se conozcan con suficiente detalle como para determinar la clase de sitio, se podrá utilizar el sitio clase D.

- Parámetros de aceleración asignada

Los parámetros S_s y S_1 se determinan a partir de períodos de 0,2 y 1 segundo de aceleraciones espectrales de respuesta.

Para el municipio de Jutiapa, departamento de Jutiapa, los parámetros sísmicos son los siguientes:

$$S_s = 1,50 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,55 \text{ g}$$

- Coeficiente de sitio F_a

El coeficiente de sitio F_a dependerá de la clase de sitio (perfil del suelo). En la figura 3 se encuentran los parámetros de aceleración en función de la clase de sitio:

Figura 3. **Coeficiente de sitio F_a**

Clase de sitio	Parámetro de aceleración asignada a períodos cortos				
	$S_s \leq 0.50\text{g}$	$S_s = 0.70\text{g}$	$S_s = 0.90\text{g}$	$S_s = 1.10\text{g}$	$S_s \geq 1.30\text{g}$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
D	1.40	1.20	1.10	1.00	1.00
E	1.70	1.20	1.00	0.90	0.90
F	Se requiere evaluación específica, ver numeral 2.5.3.4.1.				

Fuente: AGIES. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala NSE 2-10*. p. 15.

- Coeficiente de sitio F_v

El coeficiente de sitio F_v dependerá de la clase de sitio (perfil del suelo), de conformidad con la figura 4.

Figura 4. **Coeficiente de sitio F_v**

Clase de sitio	Parámetro de aceleración asignada a períodos de 1 segundo				
	$S_1 \leq 0.20g$	$S_1 = 0.27g$	$S_1 = 0.35g$	$S_1 = 0.43g$	$S_1 \geq 0.50g$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30
D	2.00	1.80	1.70	1.60	1.50
E	3.20	2.80	2.60	2.40	2.40
F	Se requiere evaluación específica, ver numeral 2.5.3.4.1.				

Fuente: AGIES. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala NSE 2-10*. p. 15.

- Evaluación específica

Se deberá establecer el espectro en la superficie a partir de sismo en el basamento rocoso por métodos geofísicos analíticos basados en datos físicos relevantes para el sitio.

- Coeficientes para máximo sismo esperado

Los coeficientes de aceleración espectral a períodos cortos (S_{MS}) y a períodos de 1 segundo (S_{M1}), ajustados para efectos de clase de sitio, serán determinados por las ecuaciones:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Donde:

F_a = coeficiente de sitio

F_v = coeficiente de sitio

S_s = parámetro de aceleración asignada

S_1 = parámetro de aceleración asignada

- Parámetros de aceleración espectral

Los parámetros de diseño de aceleración espectral a períodos cortos (S_{DS}) y a períodos de 1 segundo (S_{D1}), serán determinados por las ecuaciones:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1}$$

Donde:

S_{MS} = coeficiente de aceleración espectral a periodos cortos

S_{M1} = coeficiente de aceleración espectral a periodos de 1 segundo

- Espectro de respuesta

Se deberán establecer los periodos del control T_o , T_s y T_L , para desarrollar el espectro de respuesta de diseño:

$$T_o = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

El periodo de transición a largo plazo (T_L) dependerá de la magnitud (M), de acuerdo con la figura 5:

Figura 5. **Periodo de transición a largo plazo (T_L)**

Magnitud (M)	T_L (segundos)
6.00 - 6.50	4
6.50 - 7.00	6
7.00 - 7.50	8
7.50 - 8.00	12
8.00 - 8.50	16
8.50 - 9.00(+)	20

Fuente: Actas de la 8va. Conferencia Nacional de Estados Unidos en Ingeniería Sísmica. Núm. 533, *Desarrollo de criterios del movimiento del suelo para el estándar ASCE 7-0.5*, abril del 2006.

- Factor de importancia por sismo

El factor (L_s) se asignará de acuerdo con la figura 6, basado en la categoría de riesgo, la cual, para tanques elevados, la categoría de riesgo es IV.

Figura 6. **Factor de importancia por sismo**

Categoría de riesgo	I_s
IV	1.50

Fuente: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *Estándar de cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras* ASCE 7-10, Tabla 1.5-2. p. 5.

- Categoría de diseño sísmico

Se asignará una categoría de diseño sísmico en función de la categoría de riesgo y de los parámetros de aceleración espectral S_{DS} y S_{D1} .

La categoría de diseño sísmico se determinará de acuerdo con las siguientes tablas, asignándose la categoría más crítica o severa de ambas, independientemente del período fundamental de vibración de la estructura (T).

Figura 7. **Carga de diseño sísmico basada en S_{DS}**

Valor de S_{DS}	Categoría de riesgo
	IV
$S_{DS} < 0.167$	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	D
$S_{DS} \geq 0.50$	D

Fuente: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *Estándar de cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras* ASCE 7-10; tabla 11.6-. p. 67.

Figura 8. **Categoría de diseño sísmico basada en S_{D1}**

Valor de S_{D1}	Categoría de riesgo
$S_{D1} < 0.067$	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	D
$S_{D1} \geq 0.20$	D

Fuente: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *Estándar de cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras*) – ASCE 7-10 –, tabla 11.6-2. p. 67.

- Sistema estructural

Se utilizará un sistema estructural para estructuras no similares a edificios, y los coeficientes sísmicos serán de acuerdo con la tabla, los cuales se encuentran sujetos a limitaciones del sistema (categoría de diseño sísmico) y a los límites de altura.

Tabla X. **Coefficientes sísmicos para estructuras diferentes a edificios**

Tipo de estructura	Coeficiente de modificación de respuesta R	Factor de sobreesfuerzo Ω_o	Factor de amplificación C_d	Categoría de diseño sísmico y límite de altura (pies)				
				A y B	C	D	E	F
Tanques elevados, recipientes, contenedores o tolvas:								
Con columnas simétricamente embreizadas	3	2	2.5	Sin límite	Sin límite	160	100	100
Con columnas no embreizadas o embreizadas asimétricamente	2	2	2.5	Sin límite	Sin límite	100	60	60

Fuente: *Estándar de cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras* (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES) – ASCE 7-10 –, Tabla 15.4-2, p. 142.

- Período fundamental de la estructura

El periodo fundamental de la estructura (T) será determinado por la ecuación de dinámica estructural siguiente:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}}; \quad \delta_{st} = \frac{\Delta_{per}}{\left(\frac{C_d}{I_s}\right)}$$

Donde:

T = periodo fundamental de la estructura, en segundos

δ_{st} = desplazamiento lateral de la masa, en pies

G = aceleración de la gravedad, en pie/seg²

I_s = factor de importancia por sismo

C_d = factor de amplificación

Δ_{per} = deriva permisible

Tabla XI. **Deriva permisible (Δ_{per})**

TIPO DE ESTRUCTURA	CATEGORÍA DE RIESGO IV
Tanques elevados	0,010 H_{cm}

Fuente: *Estándar de cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras* (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES) – ASCE 7-10 –; Tabla 12.12-1, p. 97.

Donde:

H_{cm} = altura desde el nivel del terreno hasta el centro de masa del cuerpo del tanque en pies.

Si $T < 0,06$ segundos: estructura rígida

Si $T \geq 0,06$ segundos: estructura flexible

- Coeficiente de respuesta sísmica

El coeficiente de respuesta sísmica (C_s) se determinará de acuerdo con la ecuación:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_s}\right)}$$

Donde:

C_s = coeficiente de respuesta sísmica

S_{DS} = parámetro de aceleración espectral a periodos cortos

I_s = factor de importancia por sismo

R = coeficiente de modificación de respuesta

El valor del coeficiente de respuesta sísmica (C_s), no deberá exceder los límites siguientes:

$$\text{Para } T \leq T_L \rightarrow C_{s_{\max}} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_s}\right)}$$

$$\text{Para } T > T_L \rightarrow C_{s_{\max}} = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \cdot \left(\frac{R}{I_s}\right)}$$

C_s no deberá ser menor a:

$$C_{s_{\min}} = 0,03$$

Para estructuras localizadas en lugares donde $S_1 \geq 0,60g$, C_s no deberá ser menor a:

$$C_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_s}\right)}$$

Donde:

$C_{s_{\max}}$ = coeficiente de respuesta sísmica máximo

$C_{s_{\min}}$ = coeficiente de respuesta sísmica mínimo

S_1 = parámetro de aceleración asignada

S_{D1} = parámetro de aceleración espectral a periodos de 1 segundo

T_L = periodo de transición a largo plazo, en segundos

I_s = factor de importancia por sismo

R = coeficiente de modificación de respuesta

T = periodo fundamental de la estructura, en segundos

- Cortante en la base

El cortante en la base (V) se determinará de acuerdo con la ecuación:

Para estructuras rígidas:

$$V=0,30 \cdot S_{DS} \cdot W \cdot I_s$$

Para estructuras flexibles:

$$V=C_s \cdot W$$

Donde:

V = cortante en la base, en libras

S_{DS} = parámetro aceleración espectral a períodos cortos

W = peso de la estructura, en libras

I_s = factor de importancia por sismo

C_s = coeficiente de respuesta sísmica

- Carga de sismo

Peso total de la torre

Torre de soporte

❖ Peso del agua

Calculando el peso del cilindro y el peso del cono de la siguiente manera:

$$P_{cil} = \gamma_{H_2O} \cdot Vol_{cil}$$

$$P_{cil} = 1\,000 \text{ kg/m}^3 \cdot 79,52 \text{ m}^3$$

$$P_{cil}=79\ 520\ \text{kg}$$

$$P_{cono}=Y_{H_2O} * Vol_{cono}$$

$$P_{cono}=1\ 000\ \text{kg}/\text{m}^3 * 11\ 93 * \text{m}^3$$

$$P_{cono}=11\ 930\ \text{kg}$$

El peso del agua lo obtiene de la siguiente manera:

$$P_w=P_{cil}+P_{cono}$$

$$P_w=79\ 520+11\ 930$$

$$P_w=91\ 450\ \text{kg}$$

Ahora se calcula la carga de soldadura (f), la cual se encuentra en función del peso total del agua dividido por el perímetro del cilindro, esta se calcula de la siguiente manera:

$$f=\frac{P_w}{2\pi r h}$$

$$f=\frac{91\ 450}{2 * \pi * 2,25 * 5}$$

$$f=1\ 293\ 75\ \text{kg}/\text{m}^2 \cong 1,84\ \text{lb}/\text{pulg}^2$$

La resistencia a la soldadura, según el American Institute Of Steel Construction (AISC) es de 2 000 Lb/pulg², por lo cual, el diseño está dentro del límite aceptable por dicho normativo.

❖ Peso del acero

Para calcular el peso del acero se tomará en cuenta el peso del cilindro, el peso del cono inferior y el peso del techo, utilizando un peso específico del acero $\gamma_{\text{acero}} = 490 \text{ Lb/pie}^3 = 7\,800 \text{ kg/m}^3$

➤ Peso del cilindro

$$P_{\text{cil}} = A_{\text{cil}} * t * \gamma_{\text{acero}}$$

$$P_{\text{cil}} = (2 * \pi * 2,25 * 5) * 0,00635 * 7\,800$$

$$P_{\text{cil}} = 3\,501,07 \text{ kg}$$

➤ Peso del cono inferior

$$P_{\text{cono}} = A_{\text{conoinferior}} * t * \gamma_{\text{acero}}$$

$$P_{\text{cono}} = \left[\pi * 2,25 * (2,25^2 + 2,25^2)^{1/2} \right] * 0,00635 * 7\,800$$

$$P_{\text{cono}} = 1\,114,03 \text{ kg}$$

➤ Peso del techo

$$P_{\text{techo}} = A_{\text{conosuperior}} * t * \gamma_{\text{acero}}$$

$$P_{\text{techo}} = \left[\pi * 2,25 * (2,25^2 + 0,90^2)^{1/2} \right] * 0,00635 * 7,800 = 848,423 \text{ kg}$$

Ahora se calcula el peso del acero sumando cada una de las partes del tanque anteriormente encontradas:

$$P_{\text{acero}} = P_{\text{cil}} + P_{\text{cono}} + P_{\text{techo}}$$

$$P_{\text{acero}} = 3\,501,07 + 1\,114,03 + 848,42$$

$$P_{\text{acero}} = 5\,463,52 \text{ kg}$$

Se calcula el peso total de la estructura, sumando el peso del acero con el peso del agua:

$$P_{\text{total}} = P_w + P_{\text{acero}}$$

$$P_{\text{total}} = 91\,450 + 5\,463,52 = 96\,913 \text{ kg} \cong 100\,000 \text{ kg}$$

Para establecer un valor inicial del peso de la torre, previo a la integración de cargas, se deberán predimensionar las secciones de los elementos denominados columnas (c), vigas (v) y breizas. Para el efecto, se proponen como valores iniciales los parámetros indicados en la tabla XII.

Tabla XII. **Predimensionamiento de elementos de la torre**

Altura de la torre H_{torre} (pies)	Módulo sección columna, S_c (pulg³)	Módulo sección horizontal S_h (pulg³)	Módulo sección Breiza S_b (pulg³)
H _{torre} ≤ 32,80	7,11	2,30	1,49
32,80 < H _{torre} ≤ 49,20	15,80	4,57	2,93
49,20 < H _{torre} ≤ 65,60	33,30	7,62	4,79
H _{torre} > 65,60	42,10	11,40	7,11

Fuente: RUANO PAZ, Marco Antonio. *Parámetros propuestos con base en resultados de diseños realizados en torres de diferentes alturas y tanques de diferentes volúmenes.* p. 48.

Para establecer un valor inicial del peso de la torre, se sugiere predimensionar los elementos de esta, utilizando como valores iniciales los parámetros propuestos. Según las características y dimensionamiento de la torre y del tanque, se proponen utilizar las siguientes secciones:

Tabla XIII. **Predimensionamiento de partes de la torre**

ELEMENTO	SECCIÓN PROPUESTA	S (pulg³)
Columna	HSS 10 x 0,375	24,70
Viga	HSS 5,50 x 0,500	8,55
Breiza	HSS 5 x 0,188	3,08

Fuente: RUANO PAZ, Marco Antonio. *Parámetros propuestos con base en resultados de diseños realizados en torres de diferentes alturas y tanques de diferentes volúmenes.* p. 49.

Con las secciones propuestas se procede a calcular el peso total de la torre de la siguiente manera:

$$\text{Peso de las columnas} = 56,50 \text{ pies} \cdot 4 \cdot 36,07 \text{ lb/pie} = 8\,151,82 \text{ libras}$$

$$\text{Peso de las vigas} = 117 \text{ pies} * 4 * 25,04 \text{ lb/pie} = 11\,718,72 \text{ libras}$$

$$\text{Peso de las breizas} = 270 \text{ pies} * 4 * 9,98 \text{ lb/pie} = 10\,778,40 \text{ libras}$$

$$\text{Peso total de la torre} = 30\,648,94 \text{ libras o } 13,90 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso total de la estructura} = P_{\text{total}} + P_{\text{torre}}$$

$$\text{Peso total de la estructura} = 100 \text{ ton} + 13,90 \text{ ton} = 113,90 \text{ ton}$$

Clase de sitio	D
Municipio	Jutiapa
Parámetro S_s	1,50 g
Parámetro S_1	0,55 g
Categoría de riesgo	IV
T_L	8
I_s	1,50
G	32,20 pie/seg ²
H_{cm}	63,98 pies
Peso total de la estructura	115 ton
Tipo de estructura	5 ^a
Deriva máxima permisible	0,6398

Coeficientes de sitio	$F_a = 1$
	$F_v = 1,50$

Coeficiente para máximo sismo esperado

$$S_{MS} = F_a * S_s$$

$$S_{MS} = 1 * 1,50 = 1,50$$

$$S_{M1} = F_v * S_1$$

$$S_{M1} = 1,50 * 0,55 = 0,825$$

Parámetros de diseño de aceleración espectral

$$S_{DS} = \frac{2 * S_{MS}}{3}$$

$$S_{DS} = \frac{2 * 1,50}{3} = 1$$

$$S_{D1} = \frac{2 * S_{M1}}{3}$$

$$S_{D1} = \frac{2 * 0,825}{3} = 0,55$$

Categoría por diseño sísmico

Categoría por $S_{DS} = D$

Categoría por $S_{D1} = D$

Categoría más crítica entre ambas = D

Coefficientes de diseño sísmico

$$R = 3$$

$$\Omega_o = 2$$

$$C_d = 2,5$$

Periodo fundamental

Desplazamiento lateral:

$$\delta_{st} = \frac{\Delta_{per}}{\left(\frac{C_d}{I_s}\right)}$$

$$\delta_{st} = \frac{0,6398}{\left(\frac{2,5}{1,5}\right)} = 0,3839$$

Periodo:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}}$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{0,3839}{62,4}} = 0,4928 \text{ seg}$$

Como $T \geq 0,06$ segundos, indica que es una estructura flexible.

Coefficiente de respuesta sísmica

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_d}\right)}$$

$$C_s = \frac{1}{\left(\frac{3}{1,50}\right)} = 0,50$$

Si $T \leq T_L$

$$C_{s_{max}} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_s}\right)}$$

$$C_{s_{\max}} = \frac{0,55}{0,4928 \cdot \left(\frac{3}{1,50}\right)} = 0,5580$$

Si $T > T_L$

$$C_{s_{\max}} = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \cdot \left(\frac{R}{I_s}\right)}$$

$$C_{s_{\max}} = \frac{0,55 \cdot 8}{(0,4928)^2 \cdot \left(\frac{3}{1,50}\right)} = 9,059$$

$$C_{s_{\max}} = 0,5580$$

$$C_{s_{\min}} = 0,03$$

$$C_{s_{\min}} \leq C_s \leq C_{s_{\max}}$$

Como $T \leq T_L$, usar $C_s = 0,5580$

Resultados por corte basal en sismo

Como es una estructura flexible, se utiliza $V = C_s \cdot W$ para encontrar el cortante basal por sismo:

$$V = 0,5580 \cdot 113,90 \text{ ton} = 63,56 \text{ ton}$$

Carga por presión hidrostática en cuerpo del tanque

La carga ejercida sobre las paredes del tanque se puede definir mediante la fórmula:

$$P=T*r$$

$$T=Y*h$$

Donde:

P = carga ejercida por el agua en kg/m^2

T = carga ejercida sobre las paredes kg/m

r = radio en metros

Y = peso específico del agua ($1\ 000\ \text{kg/m}^3$)

h = altura del tanque en metros

Sustituyendo en T:

$$P=1\ 000*5*2,25$$

$$P=11\ 250\ \text{kg/m}$$

Se toma una franja unitaria del perímetro del tanque y se obtiene:

$$P=11\ 250\ \text{kg}$$

Para calcular el espesor de la lámina a utilizar para este tanque, se tomará un grado de acero $F_y=36\ 000\ \text{Lb/pulg}^2$.

Ahora se calcula el esfuerzo de trabajo a tensión (F_s) de la siguiente manera:

$$F_s = 0,45F_y$$

$$F_s = 0,45 * 36\ 000$$

$$F_s = 16\ 200 \text{ Lb/pulg}^2 \cong 1\ 138,78 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el área de acero (A_s) de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{P}{F_s}$$

$$A_s = \frac{11\ 250 \text{ kg}}{1\ 138,78 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 9,88 \text{ cm}^2$$

Tomando una franja de 1 metro de altura se tiene:

$$A = h * t$$

Despejando t:

$$t = \frac{A}{h}$$

$$t = \frac{9,88 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}}$$

$$t = 0,0988 \text{ cm} \cong 0,038898 \text{ pulg}$$

Se propone utilizar lámina negra Norma A-36 con un espesor mínimo de 1/4 pulgadas para las paredes del tanque, ya que es el mínimo espesor para lámina en contacto con el agua. (Cada lámina será de 4'x8'x1/4").

Carga total para cada columna

Para obtener una carga total exacta para cada columna de la torre, se obtiene con la fórmula siguiente:

$$C_{col} = \frac{P_{total}}{4}$$

$$C_{col} = \frac{100\,000}{4}$$

$$C_{col} = 25\,000 \text{ kg} \cong 25 \text{ Ton}$$

Carga resultante (C_r)

Las columnas en el diseño del tanque elevado de acero se encuentran con un grado de inclinación, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\left(\frac{b - \phi_{cil}}{2} \right)}{h_{torre}} \right)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\left(\frac{9,19 - 4,50}{2} \right)}{17} \right)$$

$$\beta=7,85^\circ$$

La carga resultante se calcula dividiendo el valor total de carga por el ángulo de inclinación para cada columna:

$$C_r = \frac{C_{col}}{\cos(\beta)}$$

$$C_r = \frac{25}{\cos(7,85)}$$

$$C_r = 25,24 \text{ Ton}$$

Breizas del tanque

Datos:

Sección a utilizar = tubo redondo HSS 5,50x0,258

Área = 2,64 pulg²

Radio de giro en X y en Y = 1,86 pulg

K = K_x = K_y = 1

E = 29 000 Klb/pulg²

Longitud de breiza = 15,72 pies ó 188,58 pulg

F_y = 42 Klb/pulg²

F_u = 58 Klb/pulg²

Acero = A500 Gr (Round)²

Límite de esbeltez de la breiza:

² Tabla 2-3 AISC 360-10.

Para probar la esbeltez de la breiza se tiene que cumplir la ecuación:

$$K \frac{L}{r} < 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$4\sqrt{E/F_y} = 105,11$$

$$KL/r = 101,39$$

$$KxL/r_x = 101,39$$

$$KyL/r_y = 101,39$$

Diseño por compresión

Carga axial de la breiza:

$$F_e = 27,84 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} \text{ (E3-2, AISC 360-10)} = 22,34 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} \text{ (E3-3, AISC 360-10)} = 24,41 \text{ klb/pulg}^2$$

$$KL/r_{\text{crítico}} = 101,39$$

$$E = 29\,000 \text{ klb/pulg}^2$$

$$4.71\sqrt{E/F_y} = 123,76$$

$$\Phi_c = 0,90$$

$$F_{cr} = 22,34 \text{ klb/pulg}^2$$

$$A_g = 3,97 \text{ pulg}^2$$

$$\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g = 79,82 \text{ Klb}$$

Compresión total (demanda) = 27,9 Klb³

³ Demanda obtenida de análisis.

Relación demanda/capacidad = 0,35

Sección capacitada para trabajar bajo compresión.

Diseño por tensión:

Fluencia en el área gruesa:

$$\Phi_t P_n = \Phi_c F_y A_g = 150,07 \text{ Klb}$$

$$\Phi_t = 0,90$$

$$F_y = 42 \text{ klb/pulg}^2$$

$$A_g = 3,97 \text{ pulg}^2$$

Ruptura en el área neta:

$$\Phi P_n = \Phi F_u A_e = 162,26 \text{ Klb}$$

$$\Phi = 0,75$$

$$F_u = 42 \text{ klb/pulg}^2$$

$$A_e = U A_n = 3,97 \text{ pulg}^2$$

Propiedades de la placa de conexión:

Acero = A – 36

$F_y = 36 \text{ KLb/pulg}^2$

$F_u = 58 \text{ KLb/pulg}^2$

$t_{\text{placa}} = 8/16 \text{ pulg}$

$L_{\text{conexión}} = 16 \text{ pulg}$

$X_c = 1,75 \text{ pulg}$

$$U = 1^4$$

$$D = 5,50 \text{ pulg}$$

$$U = 1 - (X_C / L_{\text{Conexión}}) = 0,89$$

$$A_g = 3,97 \text{ pulg}^2$$

$$t_{\text{HSS}} = 0,240 \text{ pulg}$$

$$A_{\text{slot}} = 2 t_{\text{placa}} t_{\text{HSS}} = 0,24 \text{ pulg}^2$$

$$A_n = A_g - A_{\text{slot}} = 3,73 \text{ pulg}^2$$

Tensión máxima (demanda) = 15,11 Klb

Relación demanda/capacidad = 0,10

Sección capacitada para trabajar a tensión.

Columnas del tanque

Se propone la utilización de tubo redondo para las columnas del tanque. Entre las ventajas más importantes de las columnas de tubo redondo, se pueden mencionar: la excelente resistencia a la torsión, igual rigidez en todas direcciones y costo, por lo que hace a la sección la más usada de este tipo de estructuras. El Manual del AISC contiene las dimensiones de estas secciones y éste las califica como estándar, extra fuerte y doble extra fuerte, dependiendo del uso que se le quiere dar a la estructura.

A continuación se detallarán los pasos para diseñar columnas de acero:

- Se supone una sección tentativa y se obtienen los datos referentes a dicha sección de las tablas del manual del AISC.

⁴ Tabla D3.1 AISC 360-10.

- Por medio de la fórmula de relación de esbeltez (kl/r), tomando $k=1$, l es la longitud y r el radio de giro.
- Dependiendo el resultado de la relación de esbeltez se obtiene el valor F_a (esfuerzo unitario permisible).
- Se multiplica el área de la sección por el valor F_a para obtener la carga permisible sobre la sección de la columna en análisis.
- El último paso es comparar la carga permisible con la carga de diseño, siendo la carga permisible mayor que la de diseño para verificar que los cálculos sean correctos, de no ser así, hay que cambiar la sección propuesta.

Datos:

Tipo de tubo	= redondo HSS 10x0.375
Acero	= A500 Gr B (Round)
F_y	= 42,00 klb/pulg ²
F_u	= 5 800 klb/pulg ²
Radio de giro	= 2,95 pulg o 7,5 cm
Peso	= 28,57 libras/pie o 42,5 kg/m
Longitud de columna	= 3,34 m ó 131.5 pulg
Relación de esbeltez, utilizando $k=1$:	

Diseño de la columna a compresión

Capacidad axial de la columna:

$$F_e = 144,018 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr}^5 \text{ (E3-2, AISC 360-10)} = 37,17 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr}^6 \text{ (E3-3, AISC 360-10)} = 126,30 \text{ klb/pulg}^2$$

$$KL/r_{\text{crítico}} = 44,58$$

$$E = 29\,000 \text{ klb/pulg}^2$$

$$4.71\sqrt{E/F_y} = 123,76$$

$$\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g = 354,60 \text{ Klb}$$

$$\Phi_c = 0,90$$

$$F_{cr} = 37,17 \text{ klb/pulg}^2$$

$$A_g = 10,60 \text{ pulg}^2$$

Compresión total (demanda) = 150,07 Klb⁷

Relación demanda/capacidad = 0,42

Sección capacitada para trabajar bajo compresión.

Diseño de la columna a tensión:

Fluencia del área gruesa:

$$\Phi_t P_n = \Phi_t F_y A_g = 400,68 \text{ Klb}$$

$$\Phi_t = 0,90$$

$$F_y = 42 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$A_n = A_g = 10,60 \text{ pulg}^2$$

⁵ $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$

⁶ $F_{cr} = 0,877 F_e$

⁷ Demanda de capacidad de breiza.

Ruptura en el área neta:

$$\Phi_t P_n = \Phi_t F_u A_e = 461,10 \text{ Klb}$$

$$\Phi_t = 0,75$$

$$F_u = 58 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$A_e = U A_n = 10,60 \text{ pulg}^2$$

$$U = 1^8$$

$$\text{Tensión total (demanda)} = 91,140 \text{ Klb}^9$$

$$\text{Relación demanda/capacidad} = 0,23$$

Sección capacitada para trabajar bajo tensión.

Vigas del tanque

Las vigas del tanque, al igual que los tensores, son para contrarrestar el efecto de la fuerza sísmica. El tipo de elemento elegido deberá ser analizado por esfuerzos a compresión y a flexión.

Los pasos para diseñar los elementos a utilizar para vigas del tanque, básicamente, son los mismos que se han dado para el diseño de columnas.

Datos:

$$E = 29\,000 \text{ Klb/pulg}^2$$

Tipo de tubo = redondo HSS 10x0,625

Acero = A500 Gr B (Round)

⁸ Dato obtenido de la tabla D3.1 AISC 360-10. Caso 3.

⁹ Demanda de capacidad de breiza.

F_y = 42,00 klb/pulg²
F_u = 58,00 klb/pulg²
Longitud = 8,53 m o 335,83 pulg o 27,99 pies
K = K_x = K_y = 1
Radio de giro = 3,34 pulg

Compacidad sísmica de la viga:

$$D/t < 0,044 (E/F_y)$$
$$D/t = 17,20$$
$$0,044 (E/F_y) = 30,38$$

Sección sísmica compacta.

Límite de esbeltez en horizontal (viga):

$$K \frac{L}{r} < 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$4\sqrt{E/F_y} = 105,11$$
$$KL/r = 100,55$$
$$K_x L/r_x = 100,55$$
$$K_y L/r_y = 100,55$$

Diseño por flexocompresión

Capacidad axial de la viga:

$$F_e = 28,31 \text{ klb/pulg}^2$$
$$F_{cr} (\text{E3-2, AISC 360-10}) = 22,57 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} \text{ (E3-3, AISC 360-10)} = 24,83 \text{ klb/pulg}^2$$

$$KL/r_{\text{crítico}} = 100,55$$

$$E = 29\,000 \text{ klb/pulg}^2$$

$$4.71\sqrt{E/F_y} = 123,76$$

$$\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g = 349,38 \text{ Klb}$$

$$\Phi_c = 0,90$$

$$F_{cr} = 22,57 \text{ klb/pulg}^2$$

$$A_g = 17,20 \text{ pulg}^2$$

Carga axial máxima P_r , (demanda) = 150,07 Klb¹⁰

Capacidad a flexión:

$$M_c = \Phi_b M_n = \Phi_b F_y Z = 162,54 \text{ Klb – pie}$$

$$\Phi_b = 0,90$$

$$F_y = 42 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$Z = 51,60 \text{ pulg}^2$$

Momento máximo M_r (demanda) = 132,051 Klb – pie¹¹

$$P_r = 150,07 \text{ Klb}$$

$$P_c = 349,38$$

$$M_r = 132,05 \text{ Klb – pie}$$

$$M_c = 162,54 \text{ Klb – pie}$$

$$P_r / P_c = 0,43$$

¹⁰ Dato obtenido de capacidad de breiza.

¹¹ Ibíd.

Si $P_r / P_c \geq 2$, entonces

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{150,07}{2 \cdot 349,38} + \left(\frac{132,05}{162,54} \right) = 0,98$$

La sección propuesta si cumple por flexo compresión.

Diseño por corte:

Capacidad a corte de la viga:

$$E = 29\,000 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} (\text{G6-2}^a, \text{AISC 360-10})^{12} = 228,58 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} (\text{G6-2b}, \text{AISC 360-10})^{13} = 317,10 \text{ klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} = 317,10 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$F_{cr} = 0,60 F_y = 25,20 \text{ Klb/pulg}^2$$

$$E = 29\,000 \text{ klb/pulg}^2$$

$$\Phi_v P_n = \Phi_v F_{cr} A_g / 2 = 195,05 \text{ Klb}$$

$$\Phi_v = 0,90$$

$$F_{cr} = 25,20 \text{ klb/pulg}^2$$

$$A_g = 17,20 \text{ pulg}^2$$

$$^{12} F_{cr} = \frac{1,60E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^4}}$$

$$^{13} F_{cr} = \frac{0,78E}{\left(\frac{D}{t} \right)^2}$$

Cortante máximo (demanda) = 29,263 Klb¹⁴

Relación demanda / capacidad = 0,15

La sección chequea en corte.

- Pernos y soldadura
 - Soldadura:

La soldadura posee una resistencia aproximada de 2 000 lb/pulg². Para obtener la longitud de soldadura de un elemento, se relaciona la resistencia de la soldadura con la carga actuante en el elemento y la longitud total del mismo.

El acero a corte posee una resistencia aproximada de 10 000 lb/pulg², para calcular la cantidad de pernos de cualquier diámetro, los cálculos se reducen a una relación entre la carga actuante del miembro y la resistencia del acero a corte.

Carga actuante(T)=40,61 ton

Donde:

L = longitud de soldadura

R_s = resistencia de soldadura de 2 000 lb/pulg² o 0,91 ton/pulg²

$$L = \frac{T}{R_s}$$

¹⁴ Dato obtenido por capacidad de breiza.

$$L = \frac{40,61}{0,91}$$

$$L = 44,63 \text{ pulgadas} \cong 45 \text{ pulgadas}$$

- Pernos:

A = área requerida

F_c = esfuerzo de corte de 10 000 lb/pulg² o 4,55 ton/pulg²

$$A = \frac{T}{F_c}$$

$$A = \frac{40,61}{4,5}$$

$$A = 9,02 \text{ pulg}^2$$

Para cubrir un área requerida de 9,02 pulg², según el Manual AISC, se colocarán 4 pernos de 2", los cuales tiene un área de 2,07 cada uno.

- Base para columnas del tanque

Es indispensable que la base de la columna y la placa de apoyo, estén en contacto absoluto, para evitar la falla por punzonamiento del concreto.

El área requerida por la placa base se obtiene dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible del concreto, que puede ser de 0,25 F'_c , cuando toda el área está cubierta por la placa, y 0,375 F'_c , cuando el área de la placa es 1/3 del área del concreto. Para un concreto

común ($F'_c=3\ 000\ \text{lbs/pulg}^2$ o $210\ \text{kg/cm}^2$), el esfuerzo permisible puede ser de 750 o $1,125\ \text{lbs/pulg}^2$, todo depende del área cubierta por 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.

$$A_{\text{placa}} = \frac{P_t}{F_p}$$

Donde:

A_{placa} = área de la placa en pulg^2

P_t = carga total de las columnas en libras

F_p = esfuerzo permisible de compresión en el pedestal de concreto en lbs/pulg^2 , se usará F_p como $0,25\ F'_c$.

El primer paso es integrar el peso total de la torre de soporte:

Peso=longitud del elemento*cantidad de elementos*peso por pie lineal

$$C_t = C_r + \text{Peso de la torre}$$

$$C_t = 25,24 + 13,90$$

$$C_t = 39,14\ \text{ton}$$

Con la carga total se encuentra el área de la placa A_{placa} :

$$A_{\text{placa}} = \frac{P}{F_p}$$

$$A_{\text{placa}} = \frac{39,14}{0,341}$$

$$A_{\text{placa}} = 114,78 \text{ pulg}^2$$

Como la propuesta es para una placa cuadrada se obtiene la raíz de A_{placa} para obtener cada uno de los lados:

$$\sqrt{114,78 \text{ pulg}^2} = 10,71 \text{ pulg}$$

Se propone una placa base de:

14 pulgadas de ancho (b)

14 pulgadas de largo (L)

Espesor de la placa

$$\text{Esfuerzo a flexión} = F_b = 0,5F_y$$

$$F_b = 0,5 \left(36\,000 \text{ lb/pulg}^2 \right) = 18\,000 \text{ lb/pulg}^2 \cong 8,18 \text{ ton/pulg}^2$$

Donde:

t = espesor de la placa

p = carga sobre la placa

m = placa fuera de la columna

$$p = \frac{P}{b \cdot L}$$

$$p = \frac{39,14}{14 \cdot 14}$$

$$p = 0,199 \text{ ton/pulg}^2$$

Ahora se obtiene el espesor de la siguiente manera:

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot p \cdot m}{F_b}}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot 0,199 \cdot 2^2}{8,18}} = 0,54 \text{ pulg}$$

Se utilizará una placa cuadrada para la base de la columna de 14"x14"x3/4".

- Diseño de pedestal

Los pedestales son estructuras que se utilizan con frecuencia, como elementos de transición entre columnas metálicas y zapatas.

Las razones para usar 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 directo en la zapata, o simplemente puede permitir una zapata más delgada con menos refuerzo.
- Permite que la columna metálica termine con una elevación más alta y no tenga contacto con el suelo y así poder evitar la corrosión, además, tienen mayor importancia en casos donde las zapatas se encuentran a profundidades más bajas.

Para el diseño del pedesta se proponen las siguientes dimensiones:

Largo = 0,40 metros

Ancho = 0,40 metros

Altura = $3 \cdot a = 3 \cdot 0,40 = 1,20$ metros

Para el refuerzo del pedestal se buscará determinar una relación de esbeltez para saber qué tipo de columna se diseñará, ya sea corta, intermedia o larga.

El ACI (American Concrete Institute) en el capítulo 10.10, da los siguientes parámetros para evaluar el resultado de la relación de esbeltez:

Esbeltez < 21 columna corta
 21 < Esbeltez < 100 columna intermedia
 Esbeltez > 100 columna larga

Se calcula la esbeltez de la columna de la siguiente manera:

$$E=k*\frac{l_u}{r}$$

Donde:

k = factor de pandeo igual a 1, por ser una columna de pequeñas dimensiones.

l_u = longitud entre apoyos igual a $h=1,40$

r = radio de giro, para este caso, es una columna cuadrada y según el ACI, tiene un valor de $0,3*b$.

Sustituyendo,

$$E=1*\frac{1,40}{(0,30*0,40)}=11,67$$

Entonces, según la esbeltez se está trabajando con una columna corta.

- Resistencia de la columna (pedestal)

El capítulo 10 del ACI, 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, es muy pequeño.

Para determinar la resistencia última de la columna, se hace por medio de la siguiente fórmula:

$$P_u=\phi\left(0,85*f'_c*(A_g-A_s)+(F_y*A_s)\right)$$

Donde:

P_u = resistencia última de la columna

ϕ = factor de compresión igual a 0,75, según ACI capítulo 10,3

A_g = área de la sección de la columna en cm^2

A_s = área de acero en cm^2 , para este caso, el 1% del A_g

f'_c = resistencia nominal del concreto de 210 kg/cm^2

F_y = resistencia a la fluencia del acero de $2\,818,19 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = 40 \cdot 40 \cdot 0,01 = 16 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 0,75(0,85 \cdot 210 \cdot (1\,600 - 16) + (2\,818,19 \cdot 16))$$

$$P_u = 245\,876 \text{ kg} \cong 245,88 \text{ ton}$$

Carga permisible > carga de diseño de columna

$$245,88 \text{ ton} > 39,14 \text{ ton}$$

Para el refuerzo a corte, el Manual del ACI señala un espaciamiento mínimo menor o igual a la mitad del diámetro efectivo y un recubrimiento mínimo de 2,50 centímetros en cada lado.

$$\text{Espaciamiento (S)} = \frac{d}{2}$$

Donde:

d = lado de la sección en análisis $-(2 \cdot 2,50)$

$$d=40-(2*2,50)=35 \text{ cm}$$

$$S=\frac{35}{2}=17,5 \text{ cm}$$

Con los datos obtenidos anteriormente se propone un pedestal tipo columna cuadrada de 0,40 x 0,40 metros con una altura de 1,20 m, con un armado de 4 varillas de 7/8" + 2 varillas de 1/2" y estribos núm. 3 @10 cm para el pedestal.

- Cimiento corrido

Se propone un cimiento corrido con 3 varillas 1/2" y estribos 3/8" @15 cm, lo cual irá fundido con concreto de proporción 1:2:2, para obtener una resistencia adecuada.

- Zapata

En el diseño de una zapata, las fuerzas laterales siguen un criterio más conservador en el diseño y podrán reducirse a una fuerza concentrada F_s 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:

$$M.V.=F_s*h$$

$$M.e.=PT*L$$

Donde:

M.V. = momento de volteo

FS = fuerza de sismo

h = altura desde la base del pedestal de la zapata hasta la mitad del depósito

M.e. = momento estabilizante

PT = peso total de la estructura

L = separación entre dos columnas consecutivas

Al actuar las fuerzas laterales se da origen al volteo.

Este momento provoca el desplazamiento del peso de la estructura del eje de soporte a una distancia X_u .

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

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

$$X_u < L * \frac{I}{6}$$

Donde:

L = diámetro a centro de columnas

I = inercia del elemento

También cuando la relación entre el momento estabilizante y de volteo sea mayor o igual a 1,50.

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

Donde:

C.E. = coeficiente de estabilidad mayor a 1,50

- Presión máxima de apoyo:

La suma de la carga impuesta sobre la zapata y el peso de la misma, no debe exceder el límite para la presión de apoyo sobre el material sustentante.

El área total requerida en planta de la zapata, se determina sobre esa base.

- Control de asentamiento:

Cuando las zapatas descansan sobre un suelo altamente compresible, puede ser necesario seleccionar las áreas de zapatas que garanticen un asentamiento uniforme en todas las columnas.

- Tamaño de la columna:

Cuando más grande sea la columna, tanto menores serán los esfuerzos cortantes a flexión y adherencia de la zapata.

- Límite de los esfuerzos cortantes para el concreto:

Para zapatas de geometría 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 a flexión y límites de longitudes de desarrollo para varillas:

Esto está considerado con base en el momento desarrollado de la parte del voladizo de la zapata en la cara de la columna.

Calculando el peso total de la estructura:

$$P_{\text{pedestal}} = \text{Volumen} * \text{peso específico del concreto}$$

$$P_{\text{pedestal}} = (0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 1,20 \text{ m}) * (2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$P_{\text{pedestal}} = 460,8 \text{ kg} \cong 0,4608 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso total (PT)} = P_{\text{total}} + \text{Peso de la torre} + P_{\text{pedestal}}$$

$$\text{Peso total (PT)} = 100 + 13,90 + (4 * 0,4608)$$

$$\text{Peso total (PT)} = 115,74 \text{ ton}$$

- Verificación del volteo:

La carga de sismo FS se tomará como un 10 % del peso total:

$$FS=10 \%*PT$$

$$FS=0,10*115,74 \text{ ton}$$

$$FS=11,574 \text{ ton}$$

h=altura de la torre+altura del pedestal+altura a la mitad del tanque

$$h=17 +1,20+2,5$$

$$h=20,70 \text{ m}$$

$$M.V.=FS*h$$

$$M.V.=11,574*20,7$$

$$M.V.=239,58 \text{ ton-m}$$

$$M_e=PT*L$$

$$M_e=115,74*9,19$$

$$M_e=1\ 063,65 \text{ ton-m}$$

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

$$C.e. = \frac{1\,063,65 \text{ ton-m}}{239,58 \text{ ton-m}}$$

$$C.e. = 4,44 \geq 1,50$$

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

$$X_u = \frac{239,58 \text{ ton-m}}{115,74 \text{ ton}}$$

$$X_u = 2,07 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{13}{6} = 2,17 \text{ m}$$

$$X_u \leq \frac{L}{6}$$

- Cálculo de cargas viva y muerta:

Datos:

f'_c	= 210 kg/cm ²
F_y	= 2 818,19 kg/cm ²
V_s = valor soporte del suelo	= 12 ton/m ²
Sección de la columna	= 0,40 m * 0,40 m

La carga viva CV será el peso del contenido del tanque lleno, el cual es de:

$$CV = \frac{P_w}{4}$$

$$CV = \frac{91\,450}{4} = 22\,862,5 \text{ kg} \cong 22,86 \text{ ton}$$

La carga muerta la conforman el peso del acero del depósito, el peso de las columnas, el peso de los tensores, el peso de los elementos horizontales (vigas) y el peso de los pedestales:

Peso del depósito del tanque	=	12 047,06 lb	≈	5 463,52 kg	≈	5,46 ton
Peso de las columnas	=	8 151,82 lb	≈	3 696,97 kg	≈	3,70 ton
Peso de las vigas	=	11 718,72 lb	≈	5 314,61 kg	≈	5,31 ton
Peso de las breizas	=	10 778,40 lb	≈	4 888,16 kg	≈	4,89 ton
Peso de los pedestales	=	4 064,26 lb	≈	1 843,20 kg	≈	1,84 ton
		PESO TOTAL = 21 206,46 kg ≈ 21,21 ton				

$$CM = \frac{PT}{4}$$

$$CM = \frac{21\,206,46}{4} = 5\,301,62 \text{ kg} \cong 5,30 \text{ ton}$$

- Predimensionamiento de zapata

$$A_{zapata} = 1,2 \frac{C_t}{V_s}$$

Donde:

A_{zapata} = área de la zapata en m^2

1,2 = porcentaje de incremento por flexión

C_t = carga de trabajo = CV + CM

V_s = valor soporte del suelo

$$A_{zapata} = 1,2 \frac{22,86 + 5,30}{12}$$

$$A_{zapata} = 2,82 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{A_{zapata}} = \text{lado de zapata}$$

$$\sqrt{A_{zapata}} = \sqrt{2,82}$$

$$\text{lado de zapata} = 1,68 \text{ m} \cong 1,80 \text{ m}$$

- Carga de diseño:

$$P_d = \frac{C_u}{A_{zapata}}$$

Donde:

P_d = presión de diseño

C_u = carga última = 1,4(CM) + 1,7(CV)

Sustituyendo:

$$P_d = \frac{1,4(5,30 \text{ ton}) + 1,7(22,86 \text{ ton})}{2,82 \text{ m}^2}$$

$$P_d = 16,41 \text{ ton/m}^2$$

○ Chequeo por flexión:

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_u = P_d * A$$

$$A = L * d$$

Donde:

V_c = resistencia última al corte del concreto

V_u = esfuerzo del corte actuante

ϕ = 0,85

Verificar que $V_c > V_u$:

$$V_c = \frac{0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 180 * d}{1000}$$

$$V_c = 1,1751 * d$$

$$V_u = 16,41 * 1,80 \left[\left(\frac{1,80 - 0,35}{2} \right) - \left(\frac{d}{100} \right) \right]$$

$$V_u = 29,54 * \left(0,725 - \frac{d}{100} \right)$$

El valor de d se establece por pruebas en las fórmulas de V_c y V_u , hasta que se cumpla la condición de que $V_c > V_u$.

$$d = 14 \text{ cm} = 0,14 \text{ m}$$

$$V_c = 16,45 \text{ ton}$$

$$V_u = 17,28 \text{ ton}$$

$$16,45 < 17,28$$

La condición no se cumple para $V_c > V_u$, se realiza otra prueba.

$$d = 16 \text{ cm} = 0,16 \text{ m}$$

$$V_c = 18,80 \text{ ton}$$

$$V_u = 16,69 \text{ ton}$$

$$18,80 > 16,69 \quad \text{La condición sí se cumple para } V_c > V_u.$$

- Chequeo por punzonamiento

$$V_c = 0,85 * 1,06 * b * d * \sqrt{f'_c}$$

$$V_u = P_d * (A_{zapata} - A_{punzonante})$$

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 40 - 7,5 - \frac{8/8 \text{ " } * 2,54}{2} = 31,23 \text{ cm} \cong 32 \text{ cm}$$

b_o = perímetro punzonante

$$b_o = 4 * (40 + d)$$

$$b_o = 4 * (40 + 32) = 288 \text{ cm}$$

$$A_{punzonante} = \left(\frac{40 + \frac{d}{2}}{100} \right)^2$$

$$A_{punzonante} = \left(\frac{40 + \frac{32}{2}}{100} \right)^2 = 0,31 \text{ m}^2$$

$$V_c = 0,85 * 1,06 * \frac{32}{1000} * 288 * \sqrt{210} = 120,331 \text{ ton}$$

$$V_u = 16,41 * [(1,80 * 1,80) - 0,31] = 48,081 \text{ ton}$$

120,331 > 48,081 La condición sí se cumple para $V_c > V_u$.

- Diseño del acero de refuerzo

$$M = P_d * \left(\frac{L^2}{2} \right)$$

$$L = \left(\frac{l}{2} - \frac{n}{2} \right)$$

Donde:

$l/2$ = longitud media de la zapata

$n/2$ = longitud media de la sección de la columna (pedestal)

$$L = \left(\frac{1,80}{2} - \frac{0,35}{2} \right) = 0,725 \text{ m}$$

$$M = 16,41 * \left(\frac{0,725^2}{2} \right) = 4,31 \text{ t-m} \cong 4 \text{ 312,75 kg-m}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta * f_c * (d-t)}$$

$$A_s = \frac{4 \text{ 312,75} * 100}{0,85 * 210 * (32 - 7,5)} = 98,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{2,84 * 100}{98,62} = 2,88 \text{ cm}$$

La sección de la zapata es de 1,80 m x 1,80 m con un peralte de 0,40 m, con un armado de 14 varillas núm. 8 @ 0,10 metros en ambos sentidos.

2.1.9. Diseño de la red de distribución

La red de distribución es un sistema de tuberías conectadas entre sí, que conduce el agua desde el tanque de distribución hasta el consumidor. Su función sanitaria es brindar un servicio de forma continua, en cantidad suficiente, y con calidad aceptable.

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

- El buen funcionamiento del acueducto se debe garantizar, para el periodo de diseño, de acuerdo al consumo máximo horario.
- La distribución de caudales debe hacerse mediante criterios que estén acordes con el consumo real de la localidad.
- La red de distribución se debe dotar de accesorios y de obras de arte necesarias para garantizar el correcto funcionamiento del sistema, de acuerdo a normas establecidas y así facilitar su funcionamiento.
- En cuanto sea posible se debe adoptar un sistema de circuito cerrado para asegurar un mejor funcionamiento del mismo.

Por la forma y el principio hidráulico de diseño, las redes pueden ser abiertas o cerradas.

2.1.9.1. Red ramificadora o abierta

Es la que se construye en forma de árbol, se recomienda cuando las casas están dispersas.

En este tipo de red, los ramales principales se colocan en las rutas de mayor importancia, de tal manera, que alimenten a los ramales secundarios.

Para el diseño hidráulico de ramales abiertos, se recomienda comparar criterios de uso simultáneo *versus* factor de hora máximo, seleccionando siempre el valor más alto obtenido en ambos cálculos.

2.1.9.2. Red en forma de circuito cerrado

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

El diseño para el proyecto en estudio comprende una red en forma de malla o de circuito cerrado.

- Presiones y velocidades en la red de distribución

Entre los límites recomendables para verificar la presión y velocidad del líquido entre las tuberías de distribución se tiene que la presión hidrostática, no debe sobrepasar los 60 mca, en algunas situaciones especiales, podrá permitirse una presión máxima de 70 mca, ya que, después de alcanzar una presión de 64 mca, se corre el riesgo de que fallen los empaques de los chorros.

En cuanto a la presión hidrodinámica en la red de distribución, esta se debe mantener entre los 10 y los 40 mca, aunque en muchas de las regiones donde se ubican las comunidades, la topografía es irregular y se hace difícil mantener ese rango, por lo que se podría considerar, en casos extremos, una presión dinámica mínima de 6 mca, partiendo del criterio que será difícil que construyan edificio de altura considerable.

En cuanto a las velocidades de la red se recomienda mantener como mínimo 0,6 mts/seg y como máximo, 3 mts/seg.

2.1.9.3. Diseño de la red de distribución

Para delimitar la ubicación de la tubería se consideran vías existentes y longitudes de tramos. Se determinaron los puntos de consumo próximos a sectores significativos de viviendas, industria y comercios, así como su área de influencia, dando como resultado, tres circuitos cerrados.

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

El cálculo del valor en cada punto de consumo, se encuentra en la tabla XIV.

Tabla XIV. **Determinación de los puntos de consumo**

Nodo	Casas que tributan	Demanda (l/s)
A	32,0	0,61
B	19,0	0,38
C	22,0	0,43
D	31,0	0,60
E	28,0	0,54
F	28,0	0,55
G	10,0	0,18
H	32,0	0,62
I	39,0	0,76
J	19,0	0,38
TOTAL	260	5,06

Fuente: elaboración propia.

El cálculo de la distribución de los caudales se encuentra en las siguientes tablas:

Tabla XV. **Distribución de caudales en los diferentes nodos**

Nodo A:

De	A	Entran	Salen
Tanque	Nodo A	5,06	
Nodo A	Nodo B		1,7
Nodo A	Nodo D		2
Nodo A	Nodo E		0,75
Nodo A	Circuito		0,61
Total		5,06	5,06

Continuación de la tabla XV.

Nodo B:

De	A	Entran	Salen
Nodo A	Nodo B	1,70	
Nodo B	Circuito		0,38
Nodo B	Nodo C		1,32
Total		1,70	1,70

Nodo C:

De	A	Entran	Salen
Nodo B	Nodo C	1,32	
Nodo C	Circuito		0,43
Nodo C	Nodo G		0,89
Total		1,32	1,32

Nodo G:

De	A	Entran	Salen
Nodo C	Nodo G	0,89	
Nodo G	Circuito		0,18
Nodo G	Nodo F		0,71
Total		0,89	0,89

Nodo F:

De	A	Entran	Salen
Nodo G	Nodo F	0,71	
Nodo F	Circuito		0,55
Nodo F	Nodo E		0,01
Nodo F	Nodo J		0,15
Total		0,71	0,71

Continuación de la tabla XV.

Nodo E:

De	A	Entran	Salen
Nodo A	Nodo E	0,75	
Nodo F	Nodo E	0,01	
Nodo E	Circuito		0,54
Nodo E	Nodo I		0,22
Total		0,76	0,76

Nodo D:

De	A	Entran	Salen
Nodo A	Nodo D	2,00	
Nodo D	Circuito		0,60
Nodo D	Nodo H		1,40
Total		2,00	2,00

Nodo H:

De	A	Entran	Salen
Nodo D	Nodo H	1,40	
Nodo H	Circuito		0,62
Nodo H	Nodo I		0,77
Total		1,40	1,40

Nodo I:

De	A	Entran	Salen
Nodo H	Nodo I	0,77	
Nodo E	Nodo I	0,22	
Nodo I	Circuito		0,76
Nodo I	Nodo J		0,23
Total		0,99	0,99

Continuación de la tabla XV.

Nodo J:

De	A	Entran	Salen
Nodo I	Nodo J	0,23	
Nodo F	Nodo J	0,15	
Nodo J	Circuito		0,38
Total		0,38	0,38

Fuente: elaboración propia.

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

Para su mejor comprensión ver plano de planta de diseño general en el apéndice 5.

- Método de Hardy Cross

Sirve para chequear las condiciones propuestas por el diseñador, realizando iteraciones consecutivas, cuyo fin es balancear el caudal de los circuitos a partir de las pérdidas por fricción en las tuberías que conforman el sistema.

Para cada tramo se calcula la pérdida de carga, mediante la fórmula de Hazen & Williams de la siguiente manera:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

Donde:

H_f = pérdida por fricción (mts.)

L = longitud de tubería (mts.). Viene de la topografía, de manera que es una distancia horizontal, por lo que conviene incrementarla en un porcentaje que varía de 2 % a 5 %.

Q = caudal de la tubería a diseñar (lts/seg)

C = coeficiente de rugosidad de la tubería, en este caso, 150 para PVC.

D = diámetro de la tubería (plg.)

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

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

$$\Delta Q = \frac{-\sum H_f}{1,85 * \sum \frac{H_f}{Q}}$$

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

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

Este nuevo caudal será el inicial para la siguiente iteración, con el que se calculan nuevamente las pérdidas y los ΔQ respectivos para obtener otro caudal modificado.

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

Tabla XVI. Iteraciones por el método de Hardy Cross

Circuito	Tramo	L (mts)	Ø Interno (pulg.)	1ra. Iteración				Δ Común circuito
				Q	Hf	Hf / Q	Δ	
1	A-B	40,6	2,193	1,7	0,3888	0,2287	-0,4576	-0,4576
	B-C	230,38	2,193	1,32	1,3816	1,0467	-0,4576	
	C-G	74	2,193	0,89	0,2140	0,2405	-0,4576	
	G-F	109	2,193	0,71	0,2076	0,2923	-0,4576	
	F-E	116,77	1,532	0,01	0,0005	0,0480	-0,4301	
	E-A	138,49	2,193	-0,75	-0,2918	0,3891	-0,8202	
				1,9006	2,2453			

Circuito	Tramo	L (mts)	Ø Interno (pulg.)	1ra. Iteración				Δ Común circuito
				Q	Hf	Hf / Q	Δ	
2	A-E	138,49	2,193	0,75	0,2918	0,3891	0,8202	0,3626
	E-I	189,94	1,532	0,22	0,2375	1,0794	0,3901	
	I-H	385,57	2,193	-0,77	-0,8611	1,1127	0,3626	
	H-D	324,2	2,655	-1,40	-0,8507	0,6091	0,3626	
	D-A	282,58	2,655	-2,00	-1,4407	0,7204	0,3626	
				-2,6232	3,9107			

Continuación de la tabla XVI.

Circuito	Tramo	L (mts)	Ø Interno (pulg.)	1ra. Iteración				
				Q	Hf	Hf / Q	Δ	Δ común circuito
3	E-F	116,77	1,532	-0,01	-0,0005	0,0480	0,4301	-0,0275
	F-J	230,79	1,532	0,15	0,1421	0,9471	-0,0275	
	J-I	133,77	2,193	-0,23	-0,0329	0,1401	-0,0275	
	I-E	189,94	2,193	-0,22	-0,0414	0,1882	-0,3901	
				0,0673	1,3234			

Fuente: elaboración propia.

$$\Delta_1 \text{ Circuito 1} = |0,4576| > 0,0506$$

$$\Delta_1 \text{ Circuito 2} = |0,3626| > 0,0506$$

$$\Delta_1 \text{ Circuito 3} = |0,0275| < 0,0506$$

En esta primera iteración, el valor absoluto de las correcciones no es menor que el 1 % del caudal de entrada, en este caso es $0,01 * 5,06 = 0,0506$. Se requiere continuar por otra iteración.

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

Ejemplo: determinar el diámetro de la tubería óptimo para el tramo comprendido de E-1 a E-2 (nodo A al nodo B), pérdida de fricción y velocidad.

Datos:

Longitud = 40,68 m

Q diseño = 1,4730 lt/seg

Dif. de altura = 2,64 m

$$\phi = \left(\frac{1\,743,811 * 40,68 * 1,4730^{1,85}}{150^{1,85} * 2,64} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 1,4015 \text{ plg}$$

Se opta por utilizar tubería de 1½" de diámetro. Con el diámetro propuesto se calculó la pérdida de fricción en el tramo y la velocidad de la misma:

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 40,68 * 1,4730^{1,85}}{150^{1,85} * 1,5^{4,87}} = 0,1619$$

$$v = \frac{1,974 * 1,4730}{1,5^2} = 1,292 \text{ mts/seg}$$

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

En la tabla XVII se presentan las pérdidas y velocidades con los diámetros propuestos. Si en el chequeo de las velocidades no se encuentra dentro del límite permitido, se deberán proponer nuevos diámetros.

Los cálculos completos se encuentran en el apéndice 3.

Tabla XVII. **Pérdidas y velocidades con diámetros óptimos**

Circuito	Tramo	Caudal inicial (lts/seg)	Caudal corregido (lts/seg)	Diámetro corregido (plg.)	Hf Corregido (m)	Velocidad (m/s)
1	A-B	1,70	1,4730	1 1/2	0,1619	1,29
	B-C	1,32	1,0930	1 1/2	1,1546	0,96
	C-G	0,89	0,6630	1 1/4	-0,0129	0,84
	G-F	0,71	0,4830	1	-0,0194	0,95
	F-E	0,01	-0,2679	3/4	-0,2774	0,94
	E-A	-0,75	-1,4681	2	-1,0099	0,72
2	A-E	0,75	1,4681	2	1,0099	0,72
	E-I	0,22	0,6602	1 1/4	0,6777	0,83
	I-H	-0,77	-0,2828	3/4	-0,3700	0,99
	H-D	-1,40	-0,9056	1 1/2	-0,3596	0,79
	D-A	-2,00	-1,5089	2	-0,9496	0,74
3	E-F	-0,01	0,2679	3/4	1,0355	0,94
	F-J	0,15	0,2009	3/4	0,9605	0,71
	J-I	-0,23	-0,1840	3/4	-0,0978	0,65
	I-E	-0,22	-0,6602	1 1/4	0,7295	0,83

Fuente: elaboración propia.

2.1.9.4. Cálculo de la cota piezométrica

La línea piezométrica es el perfil de las presiones en determinado tramo. Para trazarla, es necesario conocer las cotas piezométricas en cada nodo. La cota piezométrica inicial en un sistema de distribución por gravedad, es igual a la elevación de la salida del tanque de distribución.

El resto de cotas son el resultado de la resta entre la cota piezométrica del nodo anterior y las pérdidas por fricción en el tramo analizado.

- Chequeo de presiones

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

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

Ejemplo: determinar la cota piezométrica, la presión hidrodinámica y la presión hidrostática, para el tramo comprendido de E-1 a E-2 (nodo A a nodo B).

Datos:

$$\text{Cota de terreno E-1 (CTo)} = 1\,000,00 \text{ m}$$

$$\text{Cota de terreno E-2 (CTf)} = 1\,002,64 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida de fricción en el tramo (Hf)} = 0,1619 \text{ m}$$

$$\text{Cota piezométrica inicial} = 1\,017 \text{ mca}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota piezométrica final} &= \text{cota piezométrica inicial} - \text{Hf} \\ &= 1017 - 0,1619 \\ &= 1\,016,838 \text{ mca} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión hidrodinámica} &= \text{CPf} - \text{CTf} \\ &= 1\,016,838 - 1\,002,64 \\ &= 14,198 \text{ mca} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Presión hidrostática} &= P. \text{ hidrodinámica} * 1,419815 \\
 &= 14,198 * 1,419815 \\
 &= 18,051 \text{ psi}
 \end{aligned}$$

Donde:

1,419815 = factor de conversión de mca a psi

Tabla XVIII. **Presiones en cada uno de los nodos**

Presiones en la red de distribución			
Nodo	Cota piezométrica (mca)	Presión hidrodinámica (mca)	Presión hidrostática (psi)
A	1 017,00	17,00	24,14
B	1 016,61	13,97	19,84
C	1 015,23	17,36	24,65
D	1 016,57	20,49	29,10
E	1 015,10	15,81	22,45
F	1 014,81	16,47	23,38
G	1 015,02	16,13	22,90
H	1 015,72	15,76	22,38
I	1 014,86	19,30	27,41
J	1 014,90	21,20	30,09

Fuente: elaboración propia.

2.1.9.5. **Obras de arte**

- Caja de válvulas de compuerta: las válvulas de compuerta se contemplan para aislar determinado momento alguna sección de la instalación, con el fin de efectuar alguna reparación, inspección o mantenimiento. Estarán

enterradas y protegidas por cajas construidas por *block*, ladrillo o mampostería de piedra con tapaderas de concreto reforzado.

2.1.10. Válvulas

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

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

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

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

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

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

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

- Válvulas de globo: se emplean en las conexiones domiciliarias, tanto para suspender temporalmente el servicio, como para regular el caudal.
- Válvulas de paso: se emplean en las conexiones domiciliarias, pero se desgastan rápidamente si con ellas se trata de regular el caudal, razón por la que, para este caso, usualmente se sustituye por una válvula de globo.
- Válvulas automáticas de aire: el aire disuelto en el agua, o aquel que quede atrapado dentro de la tubería, tiende a depositarse en los puntos altos del perfil de la tubería. La cantidad de aire que puede acumularse reduce la sección de la tubería y por ende, su capacidad de conducción. La cantidad acumulada de aire puede ser tanta que llega a impedir completamente la circulación del agua. Las válvulas automáticas de aire se escogen en base a la presión de servicio en los puntos altos donde se estime que debe colocarse una.
- Válvula de alivio: es de acción automática para tener regulación automática de la presión.

El uso principal de esta válvula es para compensar el golpe de ariete y se abre con lentitud conforme aumenta la presión, para regularla.

2.1.11. Conexiones domiciliarias

Consiste en la instalación de un chorro o grifo en el predio de las viviendas. Los componentes son: válvula de paso de ½" de diámetro, tubo de hierro galvanizado de ½" de diámetro, anclaje de mampostería de piedra bola y grifo de ½" de diámetro.

2.1.12. Programa de operación y mantenimiento

- Gastos de operación (O): se tiene contemplada la contratación de un fontanero, quien tendrá a su cargo la operación del servicio de agua, manteniendo una constante supervisión a los accesorios de este sistema para mantenerlo operando eficientemente.
- Gastos de mantenimiento (M): se tiene contemplado, para los gastos de mantenimiento, la compra de accesorios como tubos, pegamentos, codos, llaves, uniones, entre otros, durante el proceso de operación del proyecto.
- Gastos de administración (A): representa el fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Se estima un 15 % de la suma de los anteriores.
- Gastos de reserva (R): cantidad de dinero dedicada a cualquier imprevisto que afecte el proyecto. Será del 12 % de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

A continuación se presenta el cuadro resumen de los gastos de operación y mantenimiento:

Tabla XIX. **Gasto de operación y mantenimiento**

Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unidad	Precio total
Operación (fontanero)	Mes	1	Q 2 500,00	Q 2 500,00
Mantenimiento	Global	1	Q 600,00	Q 600,00
Administración	%	15	Q 465,00	Q 465,00
Reserva	%	10	Q 310,00	Q 310,00
Total gasto de operación y mantenimiento				Q 3 875,00

Fuente: elaboración propia.

2.1.13. Propuesta de tarifa

Para que el sistema cumpla con su objetivo y sea autosostenible, se requiere de un fondo de operación y mantenimiento, el cual se ha calculado anteriormente, por lo que se determina una tarifa que cada una de las viviendas deberá cancelar, con la fórmula siguiente:

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

$$TAR = \frac{Q \ 3 \ 875}{160} = Q. \ 24,22$$

Se establece una cuota de Q 25,00 por vivienda, que servirá para pagar los gastos de fontanero y materiales de servicio.

2.1.14. Elaboración de planos

Los planos constructivos para el sistema de abastecimiento de agua potable, se encuentran en el apéndice 5.

2.1.15. Evaluación de presupuesto

El presupuesto para el proyecto de agua potable se presenta a continuación:

Tabla XX. Presupuesto del proyecto de agua potable

Núm.	Renglones	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
1	Trazo y replanteo	mL	2205	Q 4,00	Q 8 820,00
2	Caseta y equipo de bombeo	unidad	1,00	Q 105 047,74	Q 10 ,047,74
3	Tanque elevado metálico	global	1,00	Q 329 710,77	Q329 710,77
4	Caja de válvulas	unidad	4,00	Q 6 443,56	Q 25 774,24
5	Colocación de tubería de Ø 4" PVC 160 psi	mL	260,28	Q 78,13	Q 20 335,68
6	Bodega y herramientas	global	1,00	Q 31 061,60	Q 31 061,60
7	Colocación de tubería de Ø 2" PVC 160 psi	mL	421,07	Q 63,37	Q 26 683,21
8	Colocación de tubería de Ø 1 1/2" PVC 160 psi	mL	595,18	Q 58,19	Q 34 633,52
9	Colocación de tubería de Ø 1 1/4" PVC 160 psi	mL	453,88	Q 53,94	Q 24 482,29
10	Colocación de tubería de Ø 1" PVC 160 psi	mL	109,00	Q 51,82	Q 5 648,38
11	Colocación de tubería de Ø 3/4" PVC 160 psi	mL	983,67	Q 78,13	Q 76 854,14
12	Colocación de válvula de control de Ø 2"	unidad	1,00	Q 4 502,83	Q 4 502,83
13	Colocación de válvula de control de Ø 1 1/2"	unidad	2,00	Q 2 852,50	Q 5 705,00
14	Colocación de válvula de control de Ø 1 1/4"	unidad	3,00	Q 2 604,53	Q 7 813,59
15	Colocación de válvula de control de Ø 1"	unidad	1,00	Q 2 603,71	Q 2 603,71
16	Colocación de válvula de control de Ø 3/4"	unidad	5,00	Q 2 021,84	Q 10 109,20
17	Construcción de acometidas domiciliarias	unidad	160,00	Q 1 696,79	Q271 486,40
18	Construcción de caja y colocación de hipoclorador	unidad	1,00	Q 15 013,05	Q 15 013,05
19	Accesorios de tubería de la línea de distribución	global	1,00	Q 11 660,40	Q 11 660,40
Precio del proyecto				Q	1 017 945,74

Fuente: elaboración propia.

2.1.16. Evaluación socioeconómica

Se hizo un análisis socioeconómico del proyecto de sistema de agua potable, para determinar si existen utilidades o determinar si es un proyecto auto sostenible.

2.1.16.1. Valor presente neto (VPN)

El VPN, puede desplegar tres posibles respuestas:

$$\text{VPN} < 0$$

$$\text{VPN} = 0$$

$$\text{VPN} > 0$$

Cuando $\text{VPN} < 0$, está advirtiéndole que el proyecto no es rentable.

Cuando $\text{VPN} = 0$, indica exactamente que el proyecto está generando el porcentaje de utilidad que se desea.

Cuando $\text{VPN} > 0$, indica que el proyecto es rentable.

A continuación se detalla el cálculo del VPN del proyecto:

Inversión inicial	Q 1 017 945,74
Costo de operación y mantenimiento	Q 3 875,00/mes
Costo de operación y mantenimiento	Q 46 500,00/anual
Tiempo de diseño	22 años
Tasa de interés anual	12 %

$$VPN = \text{inversión inicial} - \text{costo de o y m anual} * \frac{(1+i)^{n-1}}{i(1+i)^n}$$

$$VPN = 1\ 017\ 945,74 - 46\ 500,00 * \frac{(1+0,12)^{22-1}}{0,12(1+0,12)^{22}}$$

$$VPN = 671\ 964$$

Esto indica que el proyecto es rentable.

2.1.16.2. Tasa interna de retorno (TIR)

La tasa interna de retorno (TIR) se interpreta como la tasa mínima que tiene un proyecto para recuperar la inversión sin tener ganancias. En este caso, por ser un proyecto social, no se recuperará la inversión inicial, por lo que el proyecto, no tiene tasa interna de retorno (TIR).

2.1.17. Evaluación de Impacto Ambiental inicial (EIA)

Mediante la Evaluación de Impacto Ambiental inicial (EIA inicial), se determinaron que los impactos negativos del proyecto, se dan en la etapa de construcción y operación.

- En construcción: el elemento que se verá más afectado será el suelo, debido a que en la etapa de zanjeo existirá movimiento de tierras, lo que provocará que las partículas de polvo queden suspendidas en el aire.

Pero este se dará únicamente en la etapa de construcción y sus efectos no son significativos, además, se contará con medidas de mitigación tales como el riego constante, para minimizar estos efectos.

Se dará un impacto positivo, ya que la construcción del sistema proporcionará empleo a las familias del lugar, situación que se verá reflejada en sus ingresos.

- En operación: este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que sólo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y este, a su vez, provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento en un día soleado, entre otros.

Como impacto ambiental positivo se podría mencionar la minimización de casos de enfermedades gastrointestinales debidas al agua no potabilizada.

Otro impacto positivo que este proyecto generará, es que el lugar mejorará visualmente, es decir, que el panorama en general, del lugar, será más agradable, limpio y se verá mejor con el entorno natural que rodea a la localidad, lo cual cambiará la calidad de vida de sus habitantes.

2.2. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario

El diseño del sistema de alcantarillado sanitario fue diseñado con la finalidad de satisfacer las necesidades actuales de la comunidad y proporcionar a la misma una mejor calidad de vida.

2.2.1. Descripción del proyecto

La necesidad se identificó mediante una investigación de la problemática real que viven los pobladores del área, al igual que la mayoría de comunidades del municipio de Jutiapa, presentan aún deficiencias en infraestructura básica, por lo que la mayoría de las necesidades parecieran ser prioritarias, debido que cada una presenta una problemática que afecta directamente a los pobladores de distintos sectores de la población, de los cuales los sectores marginales presentan más deficiencias en los servicios.

El proyecto consiste en el diseño del drenaje sanitario para la aldea Trancas I, del municipio y departamento de Jutiapa. La red tiene una longitud de 2 200 metros, para lo cual se diseñaron 38 pozos de visita. La tubería a utilizar será bajo la Norma ASTM F 949, para este proyecto, será la tubería Novafor, proporcionada por su fabricante, Amanco, y tendrá un diámetro mínimo de 6". Las pendientes de la tubería se tomaron, en la medida de lo posible, de acuerdo a la pendiente del terreno, percatándose de no rebasar las velocidades y caudales máximos y mínimos.

2.2.2. Período de diseño

Es el periodo de funcionamiento eficiente del sistema. Pasado este periodo, es necesario rehabilitarlo. Los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un período de 20 a 30 años, a partir de la fecha de construcción.

2.2.3. Dotación

Está relacionada íntimamente con la demanda de una población específica, para satisfacer sus necesidades básicas. Esto significa que dotación es la cantidad de agua que necesita un habitante en un día, para satisfacer sus demandas.

Es por esta razón que la dimensional de la dotación viene dada en litros/habitante/día.

La dotación está en función de la categoría de la población que será servida, y varía de 50 a 300 litros/habitante/día.

Como se trata de un lugar cercano a la cabecera municipal de Jutiapa, se considera un lugar urbano, por lo tanto, se establece una dotación de 150 L/hab/día, la cual se utilizará en el diseño de dicho sistema.

2.2.4. Factor de retorno

Sirve para afectar el valor de caudal domiciliar, en virtud de que no toda el agua de consumo humano va a ser utilizada para ciertas actividades específicas, ya que existe una porción que no será vertida al drenaje de aguas negras domiciliarias, como los jardines y lavado de vehículos. Para tal efecto, la dotación de agua potable es afectada por dicho factor, que puede variar entre 0,70 y 0,80. Para efectos del presente diseño se tomará un valor de 0,75.

2.2.5. Fórmulas para el cálculo hidráulico

A continuación se describen las fórmulas que se utilizaron para el cálculo hidráulico:

2.2.5.1. Fórmula de Chezy

Fórmula utilizada para encontrar la velocidad:

$$V=C*\sqrt{R*S}$$

Donde:

V = velocidad en m/s

R = radio hidráulico

S = pendiente en %

C = coeficiente

El tipo de tubería a utilizar para el presente proyecto, será PVC.

Las velocidades mínimas y máximas de caudal sanitario son de 0,60 a 3 m/s respectivamente.

2.2.5.2. Fórmula de Manning

Mediante experimentos, Manning llegó a la conclusión de que el coeficiente C, en la fórmula de Chezy, debería variar como $R_H^{1/6}$. Donde C es el coeficiente de velocidad que depende del radio hidráulico.

$$C = \frac{R^{2/3}}{n}$$

Donde:

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

C = coeficiente de Maning

Después de sustituir en la fórmula de Chezy el coeficiente de Maning, queda así:

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

El valor del coeficiente n depende del material de la tubería. Para drenajes, se utilizan los siguientes valores:

$n = 0,009$ para tubo PVC bajo la Norma ASTM F-949, la cual se estará utilizando en el presente proyecto

$n = 0,010$ para tubo PVC bajo la Norma ASTM D-3034

$n = 0,013$ para tubo de cemento de diámetro mayor a 24"

$n = 0,015$ para tubo de cemento de diámetro menor a 24"

2.2.5.3. Fórmula de continuidad

Para efecto de cálculo, se considera que equivale al régimen permanente uniforme, esto es, flujo permanente en el cual la velocidad media permanece constante, en cualquier sección, por el efecto de la gravedad y con una velocidad tal que la carga disponible, compense el rozamiento.

La ecuación de continuidad se expresa de la siguiente forma:

$$Q=V*A$$

Donde:

Q = caudal en m³/s

V = velocidad en m/s

A = área en m²

2.2.6. Pendiente

La pendiente está en función del terreno.

2.2.7. Determinación del caudal de diseño

Para determinar el caudal de diseño es necesario obtener los siguientes caudales:

2.2.7.1. Caudal domiciliar (Q dom)

El agua que una vez ha sido utilizada por las personas, para limpieza o producción de alimentos y es vertida en el drenaje. Está relacionada con la dotación del suministro de agua potable, menos una porción que no será vertida en el drenaje, como los jardines y lavado de vehículos.

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(\text{Núm hab}) * (\text{dotación}) * (\text{F.R.})}{86\ 400}$$

Donde:

Núm. hab. = número de habitantes

Dotación = agua en L/hab/día

F.R. = factor de retorno en %

Q_{dom} = caudal domiciliar en L/seg

2.2.7.2. Caudal comercial (Q com)

Como su nombre lo indica, es el agua de desecho de las edificaciones comerciales, corredores, restaurantes, hoteles, etc. La dotación comercial varía entre 600 y 3 000 L/comercio/día, dependiendo del tipo de comercio.

En este caso, no tomamos el caudal comercial, ya que no existen comercios en el área de estudio.

2.2.7.3. Caudal de infiltración (Q inf)

Para este caudal se toma en cuenta la profundidad del nivel freático del agua subterránea, con relación con la profundidad de las tuberías, la permeabilidad del terreno, el tipo de juntas usadas en las tuberías y la calidad de mano de obra y supervisión con que se cuente durante la construcción.

En este caso, el caudal de infiltración se considera cero, ya que en el sistema de alcantarillado de este proyecto, se utilizará tubería PVC Norma ASTM F-949.

2.2.7.4. Caudal de conexiones ilícitas (Q con-ili)

Este es un caudal producido por las viviendas, que conectan las bajadas de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Para considerar este tipo de conexiones, existe una fórmula que contempla entre sus parámetros la precipitación pluvial:

$$Q_{\text{con-ili}} = 5-10 \% Q_{\text{dom}}$$

Donde:

$Q_{\text{con-ili}}$ = caudal de conexiones ilícitas en L/seg

Q_{dom} = caudal domiciliar en L/seg

2.2.7.5. Caudal industrial (Q ind)

En el agua de desecho de las industrias, como fábricas textiles, licoreras, refrescos, alimentos, entre otros. Si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede tomar una cifra entre 1 000 y 18 000 L/industria/día.

En el presente diseño, no se tomará en cuenta este caudal, ya que no existe ningún tipo de industria que pueda afectar directamente al sistema de drenaje.

2.2.7.6. Caudal sanitario (Q san)

El caudal sanitario está formado por las aguas servidas producto de: caudal domiciliar, comercial, industrial, por infiltración y conexiones ilícitas.

$$Q_{san} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{inf} + Q_{con-ili}$$

No se tomarán en cuenta para efectos de diseño, el caudal industrial, ya que no existen edificaciones de esta categoría en el lugar, al igual que el caudal comercial. De la misma manera, se elimina el caudal por infiltración, ya que se utilizará tubería PVC junta rápida, por lo cual, el caudal sanitario se reduce a la siguiente expresión:

$$Q_{san} = Q_{dom} + Q_{con-ili}$$

2.2.7.7. Factor de caudal medio (Fqm)

Es un factor que regula la aportación del caudal en la tubería. Se considera que es el caudal que aporta cada habitante, más la suma de todos los caudales, los cuales son: doméstico, conexiones ilícitas, entre la población total. Este factor debe estar entre los rangos de 0,002 a 0,005. Si da un valor menor, se tomará 0,002 y si fuera mayor, se tomará 0,005, considerando siempre que este factor, no esté demasiado distante de los rangos máximo y mínimo establecidos, ya que podría quedar subdiseñado o sobre diseñado el sistema, según fuera el caso.

$$Fqm = \frac{Q_{san}}{\text{Núm. hab.}}$$

Donde:

Q_{san} = caudal sanitario L/seg

Núm. hab. = número de habitantes

Fqm = factor de caudal medio

El factor de caudal medio, se obtiene de cualquiera de las siguientes tres maneras:

- Según la Dirección General de Obras Públicas (DGOP):

$$0,002 \leq F_{qm} \leq 0,005$$

- Según la Municipalidad de Guatemala:

$$F_{qm} = 0,003$$

- Según el Instituto de Fomento Municipal:

$$F_{qm} = 0,0046$$

2.2.7.8. Factor de Harmon (FH)

Es un factor que está en función del número de habitantes, localizados en el área de influencia; regula un valor máximo de las aportaciones por uso doméstico para las horas pico.

Se expresa por medio de la fórmula Harmon, cuyo valor disminuye si la población aumenta, y aumenta, si la población disminuye.

$$F.H. = \frac{18 + \sqrt{P/1000}}{4 + \sqrt{P/1000}}$$

Donde:

F.H. = factor de Harmon

P = población a servir en miles

2.2.7.9. Caudal de diseño (Q dis)

Es el caudal con el que se diseñará cada tramo del sistema sanitario, de acuerdo con los datos obtenidos o investigados y aplicados en un período de diseño. Será la suma de:

- Caudal máximo de origen doméstico: el caudal de diseño en cada tramo, será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Harmon y el número de habitantes a servir. La fórmula para el cálculo del caudal de diseño es:

$$Q_{dis} = \text{Núm. hab.} * F_{qm} * F.H.$$

Donde:

Núm. hab. = número de habitantes

F_{qm} = factor de caudal medio

F.H. = factor de Harmon

Q_{dis} = caudal de diseño en L/seg

2.2.8. Cálculo de cotas invert

Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería de alcantarillado, deben calcularse de la siguiente manera:

$$CI=CTi-(Hmin+Et+Diámetro\ de\ tubo)$$

$$CTf=CTi-(Do*S\% \text{ terreno})$$

$$S\% = \frac{(CTi-CTf)}{100} * Do$$

$$CIE=CI-Do*S\%$$

$$CIS=CIE-5\% \text{ diámetro del tubo}$$

Donde:

CI = cota invert inicial

CTi = cota de terreno inicial

CTf = cota de terreno final

Hmin = altura mínima que depende del tráfico de calle

S% = pendiente expresada en porcentaje

Do = distancia horizontal

Et = espesor de tubería

CIE = cota invert entrada

CIS = cota invert salida

Tabla XXI. **Anchos mínimos de zanja para instalación de tubería**

Diámetro nominal		Ancho de zanja	
mm	plg	mm	plg
100	4	0,5	20
150	6	0,55	22
200	8	0,62	24
250	10	0,67	26
300	12	0,75	28
375	15	0,8	32
450	18	0,9	36
525	21	1	40
600	24	1,1	44
675	27	1,16	46
750	30	1,25	48
825	33	1,35	50
900	36	1,45	54
1000	42	1,55	60
1200	48	1,8	66
1350	54	2	72
1500	60	2,2	78

Fuente: Amanco.

Tabla XXII. **Profundidad mínima de la cota invert para evitar rupturas**

DIÁMETRO (plg)	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
TRÁFICO NORMAL	122	128	138	141	150	158	166	184	199	214	225	255
TRÁFICO PESADO	142	148	158	151	170	178	186	204	219	234	245	275

Fuente. CABRERA, Ricardo. *Apuntes de ingeniería sanitaria 2*. p. 22.

2.2.10. Diseño del tramo E-12 a E-13

Datos de diseño:

Densidad de vivienda: 7 hab/vivienda

Tasa de crecimiento: 2,231 %

Periodo de diseño: 32 años

Diámetro de la tubería a utilizar en el tramo: 6 pulgadas

Dotación: 100 lt/hab/día

Factor de retorno: 0,75

Número de casas actuales a servir en el tramo: 6

Número de habitantes actuales acumulados: 84

Número de habitantes futuros acumulados: 170

Valor n a utilizar para la tubería PVC: 0,01

Cota de terreno inicial: 1 001,86 m

Cota de terreno final: 999,29 m

Pendiente de terreno: 1,62 %

Pendiente de tubería: 1,06

- Caudal domiciliar

Actual:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{84 \cdot 100 \cdot 0,75}{86\,400} = 0,073 \text{ lt/s}$$

Futuro:

$$Q_{\text{dom}} = \frac{170 \cdot 100 \cdot 0,75}{86\,400} = 0,148 \text{ lt/s}$$

- Caudal de conexiones ilícitas

Actual:

$$Q_{\text{Con-ili}}=0,10*0,073=0,0073 \text{ lt/s}$$

Futuro:

$$Q_{\text{Con-ili}}=0,10*0,148=0,0148 \text{ lt/s}$$

- Caudal sanitario

Actual:

$$Q_{\text{San}}=0,073+0,0073=0,080 \text{ lt/s}$$

Futuro:

$$Q_{\text{San}}=0,148+0,0148=0,163 \text{ lt/s}$$

- Factor de caudal medio (FQM)

Actual:

$$FQM=\frac{0,080}{84}=0,001$$

Futuro:

$$FQM = \frac{0,163}{170} = 0,001$$

Para este proyecto, el FQM a utilizar será de 0,003.

- Factor de Harmon

Actual:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{84}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{84}{1000}}} = 4,26$$

Futuro:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{170}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{170}{1000}}} = 4,17$$

- Caudal de diseño (q_d)

Actual:

$$q_d = 84 * 0,003 * 4.26 = 1,07 \text{ lt/s}$$

Futuro:

$$q_d = 170 * 0,003 * 4,17 = 2,13 \text{ lt/s}$$

- Velocidad a sección llena

$$Vel = \frac{0,03429 * 6^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{1,06}{100}\right)^{\frac{1}{2}}}{0,01} = 1,17 \text{ m/s}$$

- Caudal a sección llena

$$Q = 1,17 * \left[\left(\frac{\pi}{4}\right) * (6 * 0,0254)^2 \right] * 1\,000 = 21,26 \text{ lt/s}$$

- Relaciones hidráulicas q/Q

Actual:

$$\frac{q}{Q} = \frac{1,07}{21,26} = 0,050527$$

Futuro:

$$\frac{q}{Q} = \frac{2,13}{21,26} = 0,100189$$

- Relaciones hidráulicas d/D

Esta es la relación de tirantes, verificando los caudales obtenidos anteriormente, se busca en la tabla de relaciones hidráulicas de tirantes y se obtienen los siguientes datos:

Actual:

$$\frac{d}{D}=0,152$$

Futuro:

$$\frac{d}{D}=0,213$$

Lo cual indica que es correcto, ya que se encuentra entre el rango permisible, (0,1 – 0,75). Debido a que la velocidad máxima ocurre cuando la profundidad del flujo es aproximadamente 0,75D, por lo que generalmente los tubos de alcantarillados son diseñados para que el flujo máximo alcance una altura de 0,75 a 0,80D.

- Relaciones hidráulicas v/V: la relación de caudales obtenidas anteriormente, se busca en la tabla de relaciones hidráulicas, con el objetivo de encontrar su respectiva relación de velocidades, de la cual se concluye que:

Actual:

$$\frac{v}{V}=0,606 \text{ m/s}$$

Futuro:

$$\frac{v}{V}=0,744 \text{ m/s}$$

Las velocidades son correctas, ya que se encuentran en el rango permisible (0,60 – 3 m/s), según las normas generales para el diseño de alcantarillado del Instituto de Fomento Municipal (Infom).

Los cálculos completos de diseño se encuentran en el apéndice 4.

2.2.11. Diseño y cálculo hidráulico

El diseño y cálculo hidráulico del proyecto del sistema de alcantarillado sanitario se compone de los siguientes elementos:

2.2.12. Componentes de la red

Se describen los componentes de la red que servirán para el diseño y cálculo hidráulico para el proyecto arriba mencionado.

2.2.12.1. Ramales

Consta de 3 ramales, los que van colocados al centro de la calle y por donde transportan las aguas servidas.

2.2.12.2. Pozos de visita

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y se emplean como medio de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intersección de colectores
- Al comienzo de todo colector
- En todo cambio de sección o de diámetro
- En todo cambio de dirección o pendiente
- En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 a 120 metros
- En las curvas de colectores visitables a no más de 30 metros

2.2.12.3. Diámetros

El diámetro mínimo utilizado en el sistema es de 6" en tubería de PVC, cumpliendo con el mínimo de las Normas del Infom. También se utilizará tubería de PVC de 8" y 10".

2.2.12.4. Conexiones domiciliarias

Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe.

Ordinariamente, al construir un sistema de alcantarillado es costumbre establecer y dejar prevista una conexión en Y o en T en cada lote edificado, o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico.

Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. En colectores pequeños es conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se consigue con una conexión en T.

2.2.12.5. Tanque de lavado

El agua negra arrastra sustancias jabonosas y grasas, que junto con los sólidos, forman capas en las paredes del alcantarillado que van disminuyendo paulatinamente su sección útil. Hay que evitar que esto suceda mediante un lavado especial que puede efectuarse en diversas formas; la idea fundamental es la de aplicar una corriente de agua con cierta velocidad y cierta altura, es decir, de una manera repentina, ya que aun cuando existan buenas pendientes y velocidades, es siempre posible la formación de obstrucciones. Además, con grandes gastos se pegan en la parte superior materias que al bajar el nivel del agua, quedan en contacto con el aire, descomponiéndose y produciendo malos olores; esto también debe de evitarlo el lavado. El lavado ayuda finalmente a la ventilación por cuanto la corriente de agua siempre arrastra corriente de aire.

2.2.13. Propuesta de tratamiento

Para este proyecto será necesaria realizar una propuesta tanto para la fosa séptica como para el sistema de pozo de absorción, lo cual se describe a continuación.

2.2.13.1. Fosa séptica

La fosa séptica y el sistema de pozo de absorción, es el método más económico disponible para tratar las aguas negras, pero para que este pueda

funcionar apropiadamente, es importante determinar el sistema séptico adecuado para el tamaño de la familia y el tipo de suelo, además debe dársele un mantenimiento periódico. Este tipo de sistema de tratamiento de aguas negras tiene dos componentes: tanque séptico y sistema de pozo de absorción.

Una fosa séptica es un contenedor hermético cerrado, que puede construirse de ladrillo, concreto, piedra o cualquier otro material; en donde se acumulan las aguas negras y se les da un tratamiento primario, separando los sólidos de las aguas negras. Elimina los sólidos al acumular las aguas negras en el tanque y al permitir que parte de éstos se asienten en el fondo del tanque mientras que los sólidos que flotan (aceites y grasas) suben a la parte superior.

Para darles tiempo a los sólidos a asentarse, el tanque debe retener las aguas negras por lo menos 24 horas. Algunos de los sólidos se eliminan del agua, algunos se digieren y otros se quedan en el tanque. Hasta un 50 por ciento de los sólidos que se acumulan en el tanque se descomponen; el resto se acumula como lodo en el fondo y debe bombearse periódicamente del tanque.

Para el diseño de la fosa séptica debe tomarse en cuenta los siguientes parámetros:

- El periodo de retención es, como mínimo, 24 horas.
- Relación largo–ancho de la fosa L/A; de 2:1 a 4:1.
- Lodos acumulados por habitante y por periodo de limpieza, es de 30 a 60 l/hab/año.

- La capacidad máxima recomendable para que la fosa sea funcional, debe ser de 60 viviendas.

Cálculo del volumen

Para el cálculo del volumen, se asume una altura (H), la cual se conoce como altura útil, es decir, el fondo de la fosa al nivel de agua se toma una relación L/A dentro de los límites recomendados, el volumen queda como:

$$V=ALH$$

Donde:

A = ancho útil de fosa

L = largo útil de la fosa

H = altura útil

Se conoce la relación L/A, luego se sustituye una de las dos en la fórmula de V y se determina el valor de la otra magnitud.

2.2.13.2. Pozo de absorción

Son estructuras diseñadas con el fin de que las aguas negras se oxiden y sean eliminadas por infiltración en el suelo. El primer paso en el diseño de los pozos es determinar si el suelo es el apropiado para la absorción del afluente de la fosa séptica.

Los pozos de absorción deberán estar a una distancia mínima de 30 metros de una afluente de agua si es que existiera, y a 3 pies por encima del nivel freático.

2.2.14. Elaboración de planos

Los planos constructivos para el sistema de alcantarillado sanitario se encuentran en el apéndice 5.

2.2.15. Elaboración de presupuesto

El valor del presente proyecto se presenta en la tabla XXIII:

Tabla XXIII. Presupuesto del proyecto de drenaje

Núm.	Renglones	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
1	Trazo y replanteo	mL	2 205,00	Q 4,00	Q 8 820,00
2	Bodega	global	1,00	Q 40 084,47	Q 40 084,47
3	Excavación	m3	4 227,34	Q 73,39	Q 310 244,48
4	Fondo de pozo de visita	unidad	40,00	Q 1 288,02	Q 51 520,80
5	Levantado de muros de ladrillo	m2	470,91	Q 507,93	Q 239 188,36
6	Brocal y tapadera	unidad	40,00	Q 1 082,14	Q 43 285,60
7	Tubería norma ASTM F-949 Ø 6"	unidad	136,00	Q 1 808,10	Q 245 901,60
8	Tubería norma ASTM F-949 Ø 8"	unidad	175,00	Q 2 710,10	Q 474 267,50
9	Tubería norma ASTM F-949 Ø 10"	unidad	51,00	Q 3 858,10	Q 196 763,10
10	Conexiones domiciliarias	unidad	160,00	Q 1 199,66	Q 191 945,60
11	Relleno	m3	4 158,80	Q 47,56	Q 197 792,53
Precio del proyecto				Q	1 999 814,04

Fuente: elaboración propia.

2.2.16. Evaluación socioeconómica

Se hizo un análisis socioeconómico del proyecto de alcantarillado sanitario, para determinar si existen utilidades o determinar si es un proyecto autosostenible.

2.2.16.1. Valor presente neto (VPN)

El valor presente neto (VPN) puede desplegar tres posibles respuestas:

$$\text{VPN} < 0$$

$$\text{VPN} = 0$$

$$\text{VPN} > 0$$

Cuando $\text{VPN} < 0$, está advirtiéndole que el proyecto no es rentable.

Cuando $\text{VPN} = 0$, indica exactamente que el proyecto está generando el porcentaje de utilidad que se desea.

Cuando $\text{VPN} > 0$, indica que el proyecto es rentable.

A continuación se detalla el cálculo del VPN del proyecto:

Inversión inicial	Q 1 999 814,04
Costo de operación y mantenimiento	Q 3 875,00/mes
Costo de operación y mantenimiento	Q 46 500,00/anual
Tiempo de diseño	22 años
Tasa de interés anual	12 %

$$\text{VPN} = \text{inversión inicial} - \text{costo de o y m anual} * \frac{(1+i)^{n-1}}{i(1+i)^n}$$

$$\text{VPN} = 1999814,04 - 46500,00 * \frac{(1+0,12)^{21}}{0,12(1+0,12)^{22}}$$

VPN=1 653 831,11

Esto indica que el proyecto es rentable.

2.2.16.2. Tasa interna de retorno (TIR)

La tasa interna de retorno (TIR) se interpreta como la tasa mínima que tiene un proyecto para recuperar la inversión sin tener ganancias. En este caso, por ser un proyecto social, no se recuperará la inversión inicial, por lo que el proyecto, no tiene tasa interna de retorno (TIR).

2.2.17. Estudio de Impacto Ambiental inicial (EIAI)

Mediante la Evaluación de Impacto Ambiental inicial (EIA inicial), se determinaron que los impactos negativos del proyecto, se dan en la etapa de construcción y operación.

- En construcción: el elemento que se verá más afectado será el suelo, debido a que en la etapa de zanjeo existirá movimiento de tierras, lo que provocará que las partículas de polvo queden suspendidas en el aire. Pero éste se dará únicamente en la etapa de construcción y sus efectos no son significativos, además, se contará con medidas de mitigación tales como el riego constante, para minimizar estos efectos.

Se dará un impacto positivo, ya que la construcción del sistema proporcionará empleo a las familias del lugar, situación que se verá reflejada en sus ingresos.

- En operación: este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente, ya que solo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación y este, a su vez, provocará polvo en ocasiones, debido a las condiciones del clima, como el viento en un día soleado, entre otros.

Como impacto ambiental positivo se podría mencionar la no existencia de aguas servidas que fluyen sobre la superficie del suelo del lugar y la eliminación de fuentes de mosquitos y zancudos, pues se evitarán enfermedades que éstos puedan transmitir a los habitantes del lugar.

Otro impacto positivo que este proyecto generará, es que el lugar mejorará visualmente, es decir, que el panorama en general, del lugar, será más agradable, limpio y se verá mejor con el entorno natural que rodea a la localidad, ya que no correrán más aguas servidas a flor de tierra.

CONCLUSIONES

1. Los proyectos diseñados para la aldea Trancas I, Jutiapa, son de beneficio para la población, ya que contribuyen al desarrollo del lugar y brindarán una mejor calidad de vida para los habitantes.
2. La solución para abastecer la demanda de agua en la aldea, es por medio de un sistema por bombeo, el cual cubrirá una de las necesidades actuales de la aldea.
3. El diseño del sistema de drenaje sanitario, se realizó con base a las normas del fabricante, para darle solución al problema de la profundidad, debido a que las Normas del Infom, no se ajustan a la ubicación y topografía del proyecto, debido a la poca o mínima pendiente que existe en el terreno donde se realizó el diseño.
4. El precio por metro lineal del sistema de agua potable es de Q 461,65. Se considera aceptable porque se encuentra dentro de los rangos de Q 400,00 a Q 850,00 que maneja la Municipalidad de Jutiapa para este tipo de proyectos.
5. El precio por metro lineal del sistema de drenaje sanitario es de Q 906,95. Se considera aceptable porque se encuentra dentro de los rangos de Q 600,00 a Q 950,00, que maneja la Municipalidad de Jutiapa para este tipo de proyectos.

6. Durante la construcción de ambos proyectos pueden existir diversos factores que puedan causar impacto ambiental, contaminación de fuentes superficiales y generación de polvo debido al movimiento de tierra.

RECOMENDACIONES

1. Educar los usuarios para darle un uso adecuado a cada uno de los sistemas, para evitar su pronto deterioro.
2. Revisar la bomba cada 6 meses, para darle el mantenimiento preventivo y a cada 5 años cuando cumpla el tiempo de vida útil, reemplazarla por una bomba de igual potencia, debido que el diseño fue realizado para un período de 22 años.
3. Darle un uso adecuado al sistema de drenaje sanitario, para evitar la obstaculización del mismo, principalmente no conectar descargas de agua pluvial.
4. A la Municipalidad de Jutiapa actualizar los precios presentados en los presupuestos antes de su construcción, ya que los precios de los materiales están sujetos a cambios por variaciones en la economía.
5. Para evitar el polvo será necesario programar adecuadamente el horario de zanjeo, asignando personal para riego y evitar el arrastre de las partículas de polvo por el viento.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. *Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria*
1. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 170 p.
2. CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. *Apuntes de ingeniería sanitaria*
2. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989. 158 p.
3. Instituto de Fomento Municipal. *Normas generales para el diseño de alcantarillados*. Guatemala: Infom, 2009. 38 p.
4. *Manual técnico para tubosistemas de alcantarillado*. Guatemala: NOVAFORT Y NOVALOC, 2009. 44 p.
5. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable en zonas rurales*. Guatemala: Unepar, 1997. 66 p.
6. QUIROA PIMENTEL, Iris Betzabé. *Diseño del sistema de drenaje sanitario para el barrio La Prolac y sistema de agua potable para la aldea Anguiatú Frontera, municipio de Asunción Mita, Jutiapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 168 p.

7. TEJEDA REYES, Christian Emilio. *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Paraíso y Escuela para párvulos de la aldea Ciudad Pedro de Alvarado, del municipio de Moyuta, departamento de Jutiapa.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 179 p.

8. RUANO PAZ, Marco Antonio. *Manual para el diseño estructural de tanques metálicos elevados en la República de Guatemala.* Trabajo de graduación de Maestro en Estructuras. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2011. 244 p.

APÉNDICES

1. Libreta topográfica
2. Ficha técnica del pozo
3. Cálculos hidráulicos de agua potable
4. Cálculos hidráulicos de drenaje sanitario
5. Planos

LIBRETA TOPOGRÁFICA

PROYECTO: Sistema de abastecimiento de agua potable y drenaje sanitario
ALDEA: Trancas 1
MUNICIPIO: Jutiapa
DEPARTAMENTO: Jutiapa

ESTACIÓN	P.O.	AZIMUT			DH	DH ACUMULADA	COTA DEL TERRENO		VIVIENDAS
		°	'	"			INICIAL	FINAL	
1	2	102	26	25	40.68	40.68	1000.00	1002.64	2
2	3	182	19	20	70.08	110.76	1002.64	999.11	3
3	4	194	28	30	56.00	166.76	999.11	998.63	9
4	5	196	54	20	104.39	271.15	998.63	997.87	10
5	6	273	33	50	74.00	345.15	997.87	998.89	5
6	7	343	14	0	64.60	409.74	998.89	999.32	6
7	8	357	15	5	44.41	454.15	999.32	998.34	1
8	POZO MEC	54	29	5	15.75	469.90	998.34	998.20	0
8	9	5	2	10	7.00	476.90	998.34	998.11	1
9	10	354	28	50	34.01	510.91	998.11	999.03	5
10	11	322	46	50	39.60	550.51	999.03	999.65	1
11	13	346	40	50	36.20	586.71	999.65	999.29	2
1	12	258	59	30	75.61	662.32	1000.00	1001.86	4
12	13	270	0	55	62.97	725.29	1001.86	999.29	6
13	14	276	54	30	123.98	849.27	999.29	996.19	7
14	15	291	58	5	30.61	879.88	996.19	997.14	3
15	16	317	52	35	35.43	915.31	997.14	995.56	5
1	17	17	20	30	143.99	1059.30	1000.00	998.36	16
17	18	10	54	45	138.61	1197.91	998.36	996.08	11
18	19	297	27	55	103.42	1301.33	996.08	998.08	1
19	20	295	18	25	158.00	1459.33	998.08	999.59	6
20	21	288	38	0	41.60	1500.93	999.59	1000.16	1
21	22	282	11	40	21.20	1522.13	1000.16	999.96	3
22	23	189	15	15	80.99	1603.12	999.96	998.57	9
23	24	187	13	10	72.96	1676.08	998.57	998.36	5
24	25	160	45	30	17.60	1693.68	998.36	998.58	2
25	26	192	44	15	171.99	1865.67	998.58	998.49	11
26	16	216	42	9	42.15	1907.82	998.49	995.56	1
16	27	192	23	10	37.98	1945.79	995.56	995.04	4
27	28	185	25	40	70.41	2016.20	995.04	993.90	1
28	29	179	34	35	25.39	2041.60	993.90	993.70	0
29	31	103	22	55	51.91	2093.51	993.70	995.56	5
31	32	105	24	15	103.59	2197.10	995.56	997.81	11
32	8	80	53	55	75.35	2272.45	997.81	998.34	3



Guatemala, 19 de Noviembre del 2007.

Ns. Ref.: APZ-C071137

Señores
Municipalidad de Jutiapa
Jutiapa
Presentes.

Atención: Ing. Jaime Estrada
Alcalde Municipal.


Estimados Señores:

A continuación los datos obtenidos del Aforo Efectuado al Pozo Perforado en Aldea Trancas-Majada, Jutiapa de 500' pies de Profundidad entubado en 8" pulgadas de diámetro con tubería de Acero Negro al Carbón Según Contrato No. 014-2007 de Fecha 10 de Agosto del 2007:

Inicio:	16-11-2007 a las 5:00 p.m.
Terminación:	17-11-2007 a las 5:00 p.m.
Total de Horas de Aforo:	24 Horas
Equipo de Bombeo:	50 HP
Marca:	Goulds.
Instalado a:	460' pies
Tubería de Descarga:	4" pulgadas de diámetro
Nivel Estático:	56' pies -
Nivel Dinámico:	98' Pies
Recuperación:	25 Minutos
Producción:	160 Galones por Minuto.

Agradeciendo su atención,

Atentamente,


Lic. Héctor Montenegro.

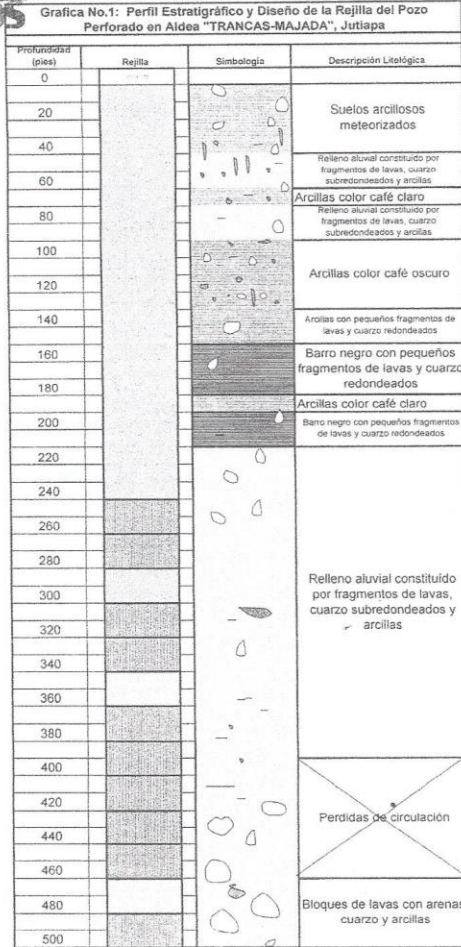
AGROPOZOS
CALZ. AGUILAR BATRES 37-57. ZONA 12
TELS.: 2477-0570, 2476-1295, 2476-1296
FAX: 2485-2054

Calzada Aguilar Batres 37-57. Zona 12. • Tels.: 2476-1295/96 • Fax: 2485-2054 • Guatemala, C. A.
E-mail: ventas@agropozos.com

AGUA SECURA PARA LA AGRICULTURA Y GANADERIA. NO DEPENDE DE LAS LLUVIAS Y LOS RIOS



Grafica No.1: Perfil Estratigráfico y Diseño de la Rejilla del Pozo Perforado en Aldea "TRANCAS-MAJADA", Jutiapa



20-Nov-07



Tubería Ranurada de Fábrica de Acero al Carbón 8"



Tubería Lisa de Acero al Carbón de 8"

AGROPOZOS
 CALZ. AGUILAR BATRES 37-57, ZONA 12
 TELS.: 2477-0370, 2476-1295, 2476-1296
 FAX: 2485-2054

Calzada Aguilar Batres 37-57, Zona 12. • Tels.: 2476-1295/96 • Fax: 2485-2054 • Guatemala, C. A.
 E-mail: ventas@agropozos.com

AQUA SEGURA PARA LA AGRICULTURA Y GANADERIA. NO DEPENDE DE LAS LLUVIAS Y LOS RIOS

SIMBOLOGÍA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E	Estación
□	Vivienda
T.A.	Tanque de almacenamiento
⊙	Pozo mecánico existente
—	Calle

LIBRETA TOPOGRÁFICA

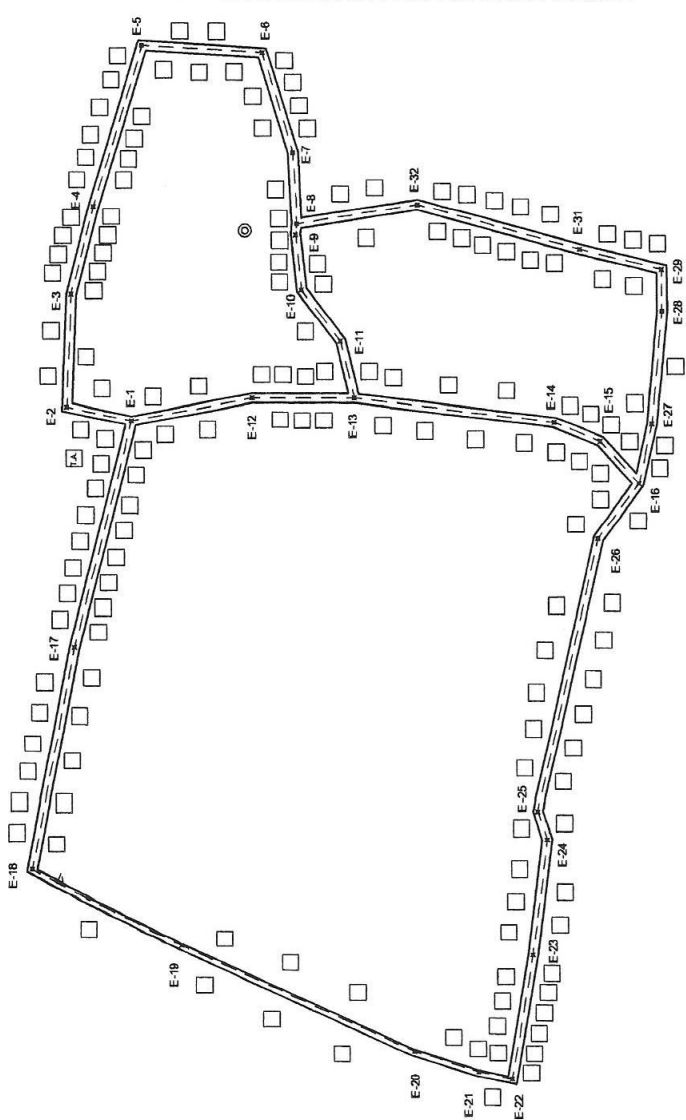
Sistema de abastecimiento de agua potable

Trencas 1

Arripa

DEPARTAMENTO: Jujuy

ESTACIÓN	P.A.	ADMITE	I	II	III	COTA DEL TERRENO		VOLUMEN	VOLUMEN
						LIBRETA	LIBRETA		
1	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
2	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
3	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
4	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
5	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
6	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
7	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
8	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
9	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
10	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
11	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
12	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
13	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
14	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
15	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
16	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
17	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
18	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
19	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
20	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
21	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
22	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
23	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
24	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
25	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
26	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
27	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
28	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
29	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
30	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
31	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	
32	100.74	25	48.69	41.89	3100.00	3100.00	2	2	



PLANTA GENERAL
Escala 1:2500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

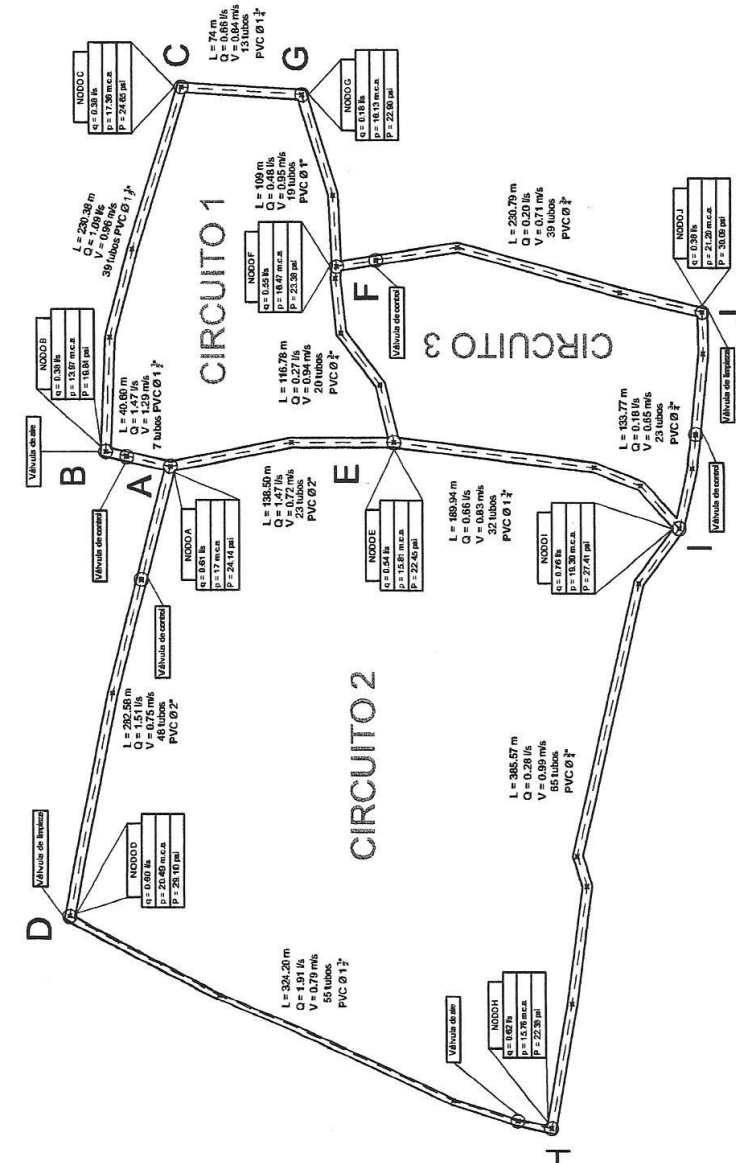
INGENIEROS DE JUBA
JUBA

COMITÉ DE FIDELIDAD DE UBICACIÓN
FIDELIDAD DE UBICACIÓN
FIDELIDAD DE UBICACIÓN

Escuela de Ingeniería
Ingeniería de Edificación
Ingeniería de Edificación

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

2/6



SIMBOLOGÍA

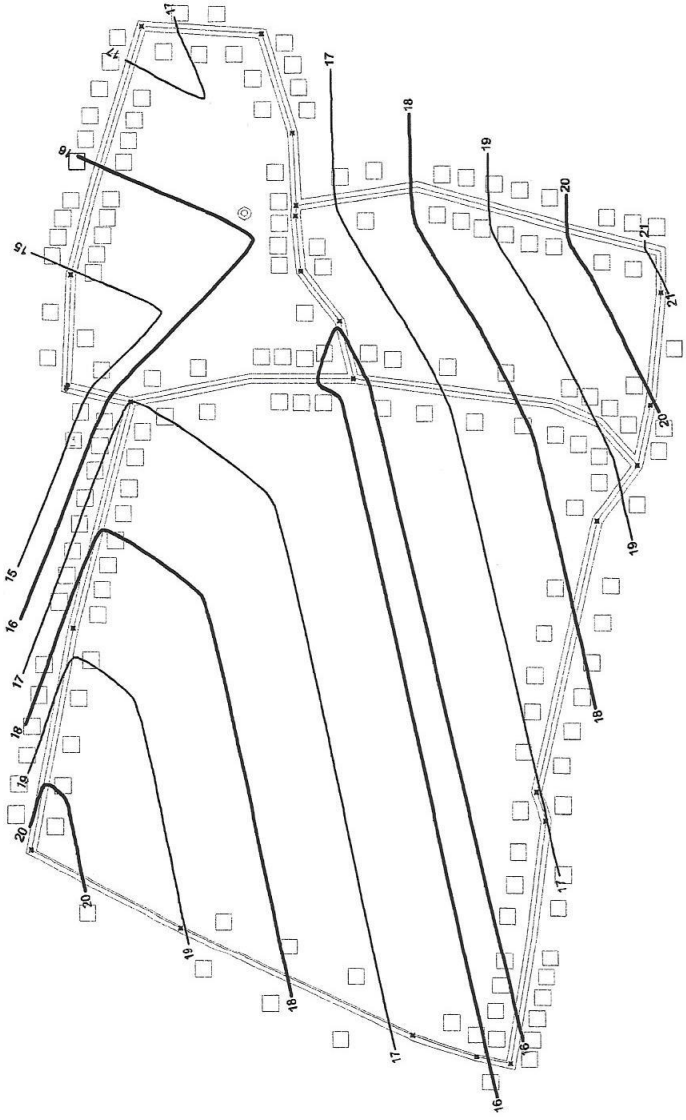
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
A	Nodo A
q	Caudal
p	Presión hidrodinámica
P	Presión hidrostática
PVC	Tipo de tubería a utilizar
Ø	Díámetro de tubería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPD
MUNICIPALIDAD DE JATUN
JATUN

ESCALA	1:2500
FECHA	2012
PROYECTO	...
ESTADIO	...
INGENIERO	...
PROFESOR	...
ESTUDIANTE	...

PLANTA DE DISEÑO HIDRÁULICO

Escala 1:2500



SIMBOLOGÍA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
E	Estación
□	Vivienda
T.A.	Tanque de almacenamiento
⊙	Pozo mecánico existente
17	Presión
—	Calle

UNIVERSIDAD DE LAS CIENCIAS EXACTAS
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPTA

MINISTERIO DE EDUCACIÓN
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN SUPERIOR

COMUNIDAD DE INVESTIGACIÓN EN INGENIERÍA Y SISTEMAS

COORDINADOR: *[Firma]*

INVESTIGADOR: *[Firma]*

ASISTENTE: *[Firma]*

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO TECNOLÓGICO

SECCION: *[Firma]*

INSTITUTO: *[Firma]*

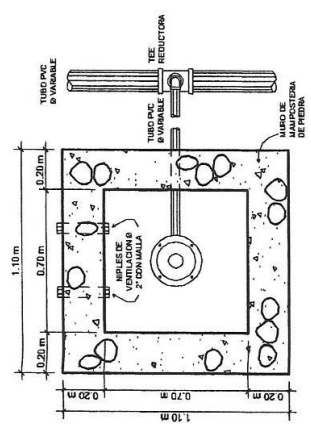
FACULTAD: *[Firma]*

DEPARTAMENTO: *[Firma]*

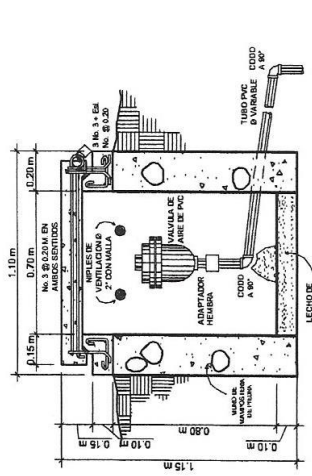
FECHA: *[Firma]*

NUMERO DE PAGINAS: 4/6

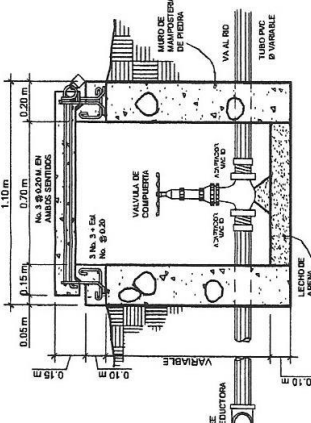
CURVAS ISOPRESIÓN
Escala 1:2500



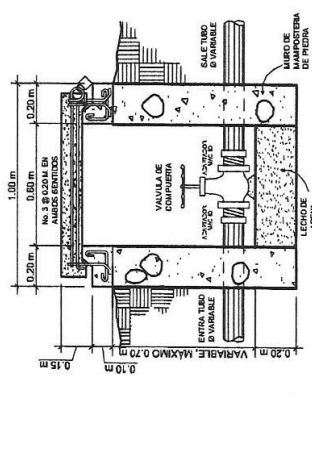
PLANTA DE VÁLVULA DE AIRE
Escala 1:20



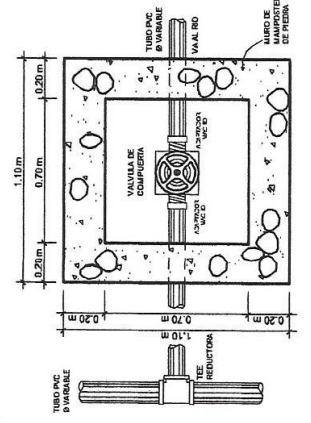
PERFIL DE VÁLVULA DE AIRE
Escala 1:20



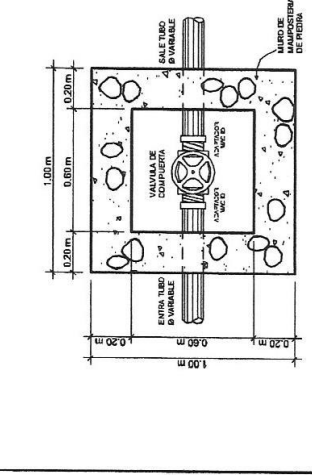
PERFIL DE VÁLVULA DE LIMPIEZA
Escala 1:20



PERFIL DE VÁLVULA DE CONTROL
Escala 1:20



PLANTA DE VÁLVULA DE LIMPIEZA
Escala 1:20

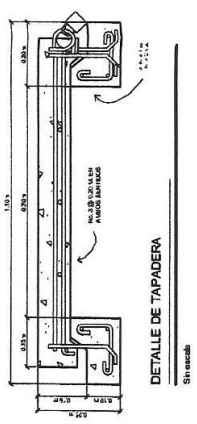


PLANTA DE VÁLVULA DE CONTROL
Escala 1:20

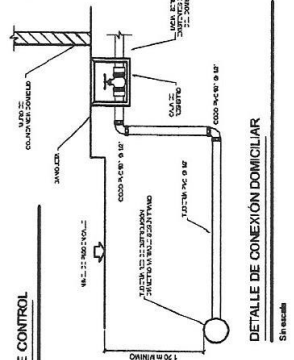
ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- Las especificaciones de plomo en las de la siguiente manera: 33% plomo y 67% estaño.
- El cable debe tener un espesor de 1.5 mm en el cable de control y 2 mm de diámetro.
- El sistema debe tener un espesor de 1.5 mm en el cable de control y 2 mm de diámetro.
- Se permite el uso de cables de control con un espesor de 1.5 mm.
- El cable de control debe tener un espesor de 1.5 mm.
- El cable de control debe tener un espesor de 1.5 mm.
- El cable de control debe tener un espesor de 1.5 mm.
- El cable de control debe tener un espesor de 1.5 mm.
- El cable de control debe tener un espesor de 1.5 mm.
- El cable de control debe tener un espesor de 1.5 mm.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
MATERIA DE DISEÑO
MUNICIPIO DE JUTUMPA
CATEDRATICO: Sr. Carlos de Guzman
ESTUDIANTE: Sr. Miguel Ángel Rodríguez López
FECHA: 2015
6/6

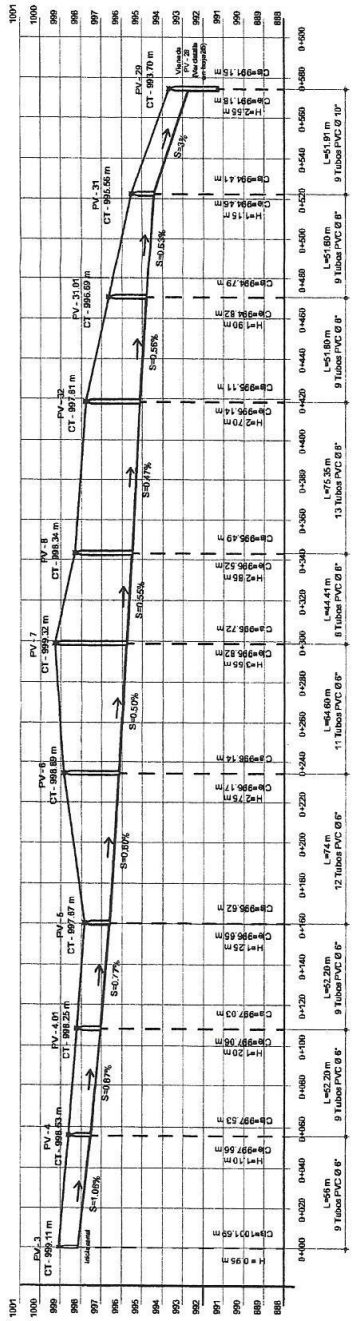


DETALLE DE TAPADERA
Sin escala



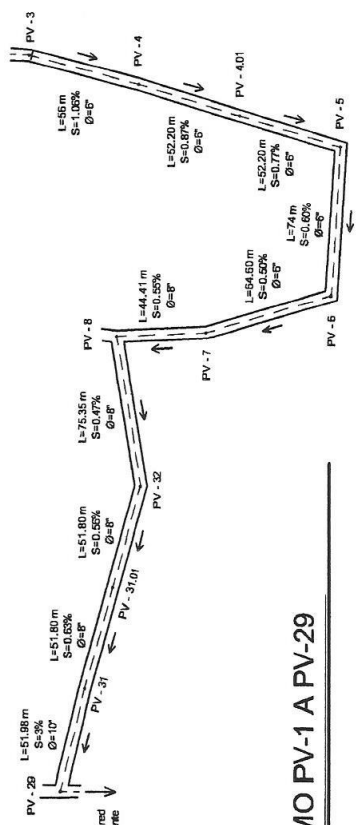
DETALLE DE CONEXIÓN DOMICILIAR
Sin escala

TRAMO 1



PERFIL TRAMO 1 DE PV-1 A PV-29

Escala horizontal 1:2000
Escala vertical 1:4000



PLANTA TRAMO PV-1 A PV-29

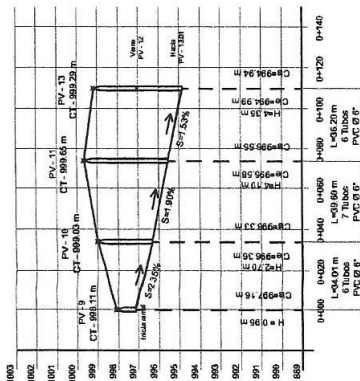
Escala 1:2000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EJECUCION
MUNICIPALIDAD DE JUTIQA
JUTIQA

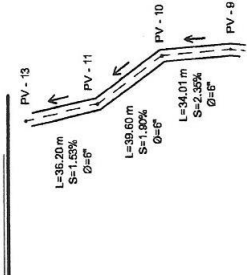
PROYECTO: [Illegible]
AUTOR: [Illegible]
FECHA: [Illegible]
Escala: [Illegible]
CONTENIDO: [Illegible]
VIGENCIA: [Illegible]

1/4

TRAMO 2



PERFIL TRAMO 2 DE PV-9 A PV-13



PLANTA TRAMO 2 PV-9 A PV-13

Escala 1:2000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

MUNICIPALIDAD DE JUTIYA

San Carlos de Jutiya

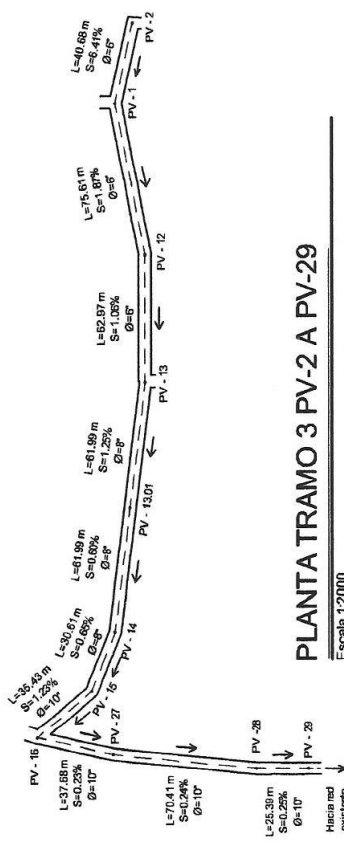
PROYECTO: **Red de agua potable para el municipio de Jutiya**

FECHA: **15 de mayo de 2013**

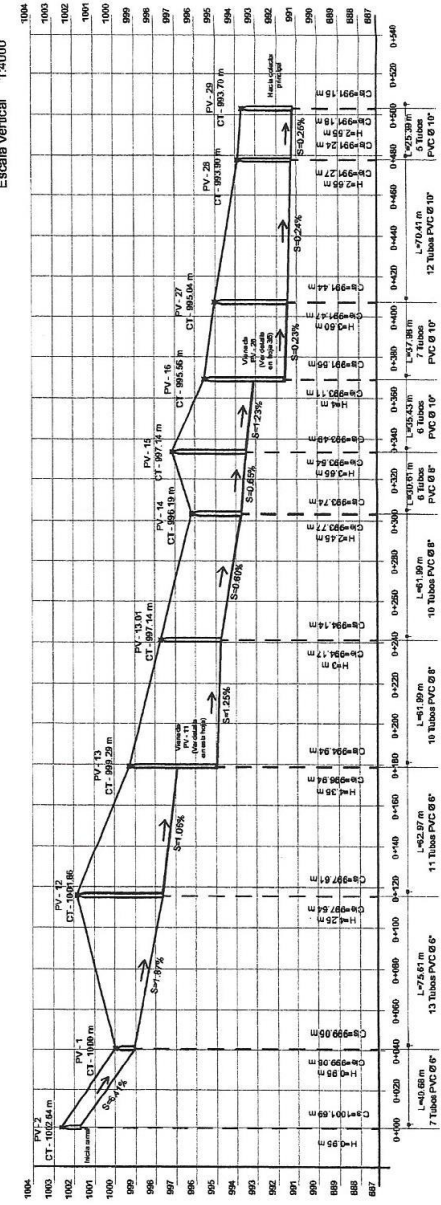
ESCALA: **1:2000**

HOJA: **2/4**

PLANTA TRAMO 3 PV-2 A PV-29



TRAMO 3



PERFIL TRAMO 3 DE PV-2 A PV-29

Escala horizontal 1:2000
Escala vertical 1:4000

