



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL
SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN**

Erwin Francisco Méndez Chávez

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, marzo de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL
SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ERWIN FRANCISCO MÉNDEZ CHÁVEZ
ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

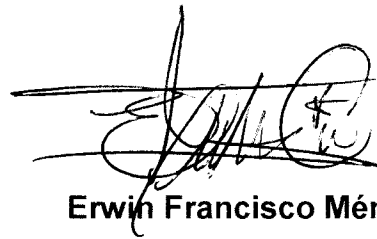
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL
SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 9 de noviembre de 2011.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Erwin Francisco Méndez Chávez', written over a horizontal line.

Erwin Francisco Méndez Chávez



Guatemala, 16 de octubre de 2012
Ref.EPS.DOC.1390.10.12

Inga. Sigríd Alitza Calderón de León
Directora
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León,

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Erwin Francisco Méndez Chávez** con carné No. **200715408**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad. a Todos"

Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
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



Guatemala,
23 de septiembre de 2013

Ingeniero
Hugo 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 DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Erwin Francisco Méndez Chávez, con Carnet No. 200715408, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

Más de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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



Guatemala,
22 de enero de 2014

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

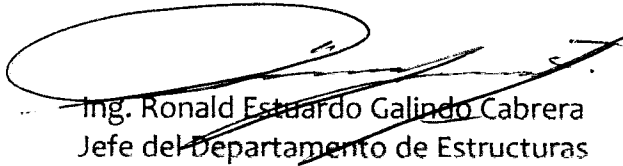
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Erwin Francisco Méndez Chávez, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 21 de febrero de 2014
Ref.EPS.D.82.02.14

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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Erwin Francisco Méndez Chávez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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 y Coordinador de E.P.S. Ing. Silvio José Rodríguez Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Erwin Francisco Méndez Chávez, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2014

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL Y DISEÑO DEL SALÓN COMUNAL PARA LA ALDEA MACANCHÉ, FLORES, PETÉN**, presentado por el estudiante universitario: **Erwin Francisco Méndez Chávez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

A large, empty oval shape is drawn above the signature, likely to indicate where a stamp or additional text should be placed. The signature is written in black ink and is partially obscured by the oval.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, marzo de 2014

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por darme el aliento de vida, la fortaleza en los momentos difíciles y la inspiración para seguir adelante.
Mis padres	Por su amor, sacrificio y apoyo incondicional para lograr esta meta.
Hermano	Por su comprensión.
Sobrinas	Que sea un ejemplo y camino a seguir para alcanzar sus metas.
Mis abuelos	Con cariño y respeto.
Mis amigos	Por su valiosa amistad y por todos los momentos que hemos compartido juntos.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por haberme dado la oportunidad de iniciar y finalizar con éxito mi carrera.
Facultad de Ingeniería, Usac	Por los conocimientos adquiridos en esta casa de estudios.
Ing. Silvio José Rodríguez Serrano	Por el apoyo técnico brindado de manera incondicional y por su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación.
Municipalidad de Flores	Por el apoyo proporcionado y la oportunidad de compartir mis conocimientos para realizar este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de Flores, departamento de Petén	1
1.1.1. Generalidades	1
1.1.1.1. Ubicación y localización	2
1.1.1.2. Accesos y comunicaciones	3
1.1.1.3. Población	3
1.1.1.4. Actividades económicas	4
1.1.1.5. Clima	4
1.1.2. Principales necesidades del municipio	5
1.1.2.1. Descripción de necesidades	5
1.1.2.2. Priorización de necesidades	6
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	7
2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Arrozal	7
2.1.1. Descripción del proyecto	7
2.1.2. Fuente	7

2.1.3.	Caudal de aforo.....	8
2.1.4.	Análisis de la calidad del agua	9
2.1.5.	Levantamiento topográfico	10
2.1.6.	Población actual.....	10
2.1.7.	Tasa de crecimiento	10
2.1.8.	Tipo y número de conexiones	11
2.1.9.	Parámetros de diseño	11
2.1.9.1.	Período de diseño	11
2.1.9.2.	Población de diseño	12
2.1.9.3.	Dotación	13
2.1.9.4.	Factores de consumo	14
	2.1.9.4.1. Factor de día	
	máximo.....	14
	2.1.9.4.2. Factor de hora	
	máximo.....	14
2.1.10.	Determinación de caudales.....	15
2.1.10.1.	Caudal medio diario (Qm)	15
2.1.10.2.	Caudal máximo diario (QMD)	16
2.1.10.3.	Caudal máximo horario (QMH).....	16
2.1.10.4.	Caudal de vivienda (Qv)	17
2.1.10.5.	Caudal instantáneo (Qi).....	17
2.1.11.	Captación	18
2.1.12.	Línea de impulsión	18
2.1.12.1.	Caudal de bombeo	19
2.1.12.2.	Diámetro económico.....	20
2.1.12.3.	Potencia de equipo de bombeo.....	26
2.1.12.4.	Golpe de ariete	29
2.1.12.5.	Especificaciones del equipo de	
	bombeo	31

2.1.13.	Tanque de distribución	31
2.1.13.1.	Volumen del tanque	34
2.1.13.2.	Diseño de tanque.....	35
2.1.14.	Red de distribución	62
2.1.14.1.	Calculo hidráulico de red	63
2.1.14.1.1.	Diámetro de tubería	63
2.1.14.1.2.	Velocidad de agua.....	65
2.1.14.1.3.	Cota piezométrica.....	65
2.1.14.1.4.	Presión dinámica	66
2.1.15.	Obras de arte.....	68
2.1.16.	Sistema de desinfección.....	68
2.1.17.	Evaluación de Impacto Ambiental.....	70
2.1.18.	Presupuesto.....	74
2.1.19.	Programa de operación y mantenimiento	75
2.1.20.	Propuesta de tarifa	77
2.1.21.	Evaluación socioeconómica.....	78
2.1.21.1.	Valor Presente Neto.....	78
2.1.21.2.	Tasa Interna de Retorno.....	80
2.2.	Diseño del salón comunal para la aldea Macanché.....	82
2.2.1.	Descripción del proyecto.....	82
2.2.2.	Descripción del área disponible	83
2.2.3.	Requerimiento de áreas	83
2.2.4.	Diseño arquitectónico	83
2.2.4.1.	Distribución de espacios.....	84
2.2.4.2.	Alturas.....	84
2.2.4.3.	Tipo de estructura.....	85
2.2.5.	Análisis estructural.....	85
2.2.5.1.	Predimensionamiento de elementos estructurales	86

2.2.5.2.	Cargas de diseño	86
2.2.5.2.1.	Carga muerta	86
2.2.5.2.2.	Carga viva	87
2.2.5.2.3.	Carga de viento.....	87
2.2.5.2.4.	Carga de sismo	89
2.2.6.	Diseño estructural	90
2.2.6.1.	Diseño de cubierta.....	90
2.2.6.2.	Diseño de viga de anclaje	92
2.2.6.3.	Diseño de muro de mampostería	94
2.2.6.3.1.	Cálculo de rigidez de los muros.....	94
2.2.6.3.2.	Centro de corte	98
2.2.6.3.3.	Centro de masa.....	100
2.2.6.3.4.	Carga lateral y la distribución	102
2.2.6.3.5.	Distribución del momento de volteo.....	107
2.2.6.3.6.	Diseño a corte de los muros	107
2.2.6.3.7.	Diseño a flexión de los muros.....	109
2.2.6.3.8.	Refuerzo mínimo.....	111
2.2.6.4.	Diseño de columnas	116
2.2.6.5.	Diseño de cimentación	118
2.2.6.5.1.	Diseño de cimiento corrido	119
2.2.6.5.2.	Diseño de zapatas.....	124
2.2.7.	Instalaciones	124
2.2.7.1.	Agua potable	124

2.2.7.2.	Drenaje	124
2.2.7.3.	Electricidad	125
2.2.8.	Presupuesto.....	125
2.2.9.	Cronograma de actividades.....	126
2.2.10.	Estudio de Impacto Ambiental	127
CONCLUSIONES		131
RECOMENDACIONES.....		133
BIBLIOGRAFÍA		135
ANEXOS.....		137
APÉNDICE.....		145

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación y localización del caserío El Arrozal y la aldea Macanché.....	2
2.	Modulo de sección	38
3.	Ángulo que forma el fondo del tanque con la vertical.....	41
4.	Distribución de fuerza sísmica.....	44
5.	Distribución de fuerzas.....	45
6.	Ángulo entre miembros diagonales y columnas.....	48
7.	Presión de diseño.....	57
8.	Chequeo por corte.....	58
9.	Chequeo por punzonamiento	59
10.	Presión de apoyo	61
11.	Diagrama Valor Presente Neto.....	79
12.	Diagrama Tasa Interna de Retorno.....	80
13.	Diagrama Simplificado Tasa Interna de Retorno.....	81
14.	Diseño de cubierta	90
15.	Viga anclaje.....	93
16.	Deformación en el muro	96
17.	Muros.....	97
18.	Planta de cimiento corrido	122

TABLAS

I.	Cálculo del costo mensual de la tubería	23
II.	Cálculo de costo de bombeo al mes	25
III.	Costo total del sistema de bombeo.....	25
IV.	Especificaciones del equipo de bombeo.....	31
V.	Diseño hidráulico	67
VI.	Impacto ambiental, etapa de operación.....	71
VII.	Resumen de costos	74
VIII.	Cálculo de Valor Presente Neto.....	79
IX.	Áreas mínimas para centros de usos comunitarios	83
X.	Alturas recomendadas de techos o entresijos en metros	85
XI.	Velocidad del viento en Petén	88
XII.	Rigideces en muros	98
XIII.	Centro de corte en sentido Y	99
XIV.	Centro de corte en sentido X	99
XV.	Centro de masa	100
XVI.	Peso de muros	101
XVII.	Cálculo de período fundamental.....	103
XVIII.	Distribución de carga lateral sentido X	105
XIX.	Distribución de carga lateral sentido Y	106
XX.	Distribución del momento de volteo sentido X.....	107
XXI.	Distribución del momento de volteo sentido Y	107
XXII.	Áreas de acero a corte calculadas.....	109
XXIII.	Distribución de momento actuante para diseño vertical	111
XXIV.	Áreas de acero a flexión calculadas	111
XXV.	Comparación de refuerzo horizontal de muros exteriores	112
XXVI.	Comparación de refuerzo vertical de muros exteriores	113

XXVII.	Distribución de acero para todos los muros	113
XXVIII.	Resumen de costos.....	125
XXIX.	Cronograma de actividades	126

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada
h	Altura
θ	Angulo
A	Área
Ash	Área achurada
As	Área de acero
Cm	Carga muerta
Cu	Carga última
Cv	Carga viva
Qb	Caudal de bombeo
Qi	Caudal instantáneo
Cm	Centímetros
V act	Corte actuante
Vr	Corte resistente
Δ	Deflexión
\emptyset	Diámetro
Dot	Dotación
° C	Grados Celsius
hab	Habitantes
hr	Hora
HP	HorsePower
Kg	Kilogramo
Km	Kilómetro

Kw	Kilowatts
lb	Libras
L	Litros
d	Longitud de falla
Lu	Longitud unitaria
m	Metros
mm	Milímetros
min	Minutos
E	Módulo de mampostería
Mu	Momento último
t	Peralte de diseño
H	Pérdida
π	Pi
W	Peso
γ_c	Peso específico del concreto
γ_s	Peso específico del suelo
Po	Población actual
Pf	Población futura
%	Porcentaje
plg	Pulgadas
Q	Quetzales
fy	Resistencia del acero
f 'c	Resistencia del concreto
seg	Segundos
r	Tasa de porcentaje
ton	Toneladas
Vs	Valor soporte del suelo
v	Velocidad
V	Volumen

GLOSARIO

Aforo	Operación que consiste en medir un caudal de agua, es la producción de una fuente.
Agua potable	Es el agua apta para el consumo humano y agradable a los sentidos, sanitariamente segura.
Carga muerta	Es el peso propio de la estructura y otros elementos que son permanentes en la edificación.
Carga viva	Es el peso de las cargas no permanentes.
Caudal	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo, que pasa por un punto determinado donde circule un líquido (lts/seg), (m ³ /seg), (gal/min).
Cimientos	Elemento estructural encargado de recibir cargas y transmitir las al suelo.
Concreto	Mezcla de cemento Portland, agregado fino, grueso, aire y agua. Es un material, temporalmente, plástico, que puede moldearse y, más tarde, se convierte en una masa sólida por reacción química del cemento.

Consumo	Cantidad de agua real que utiliza una persona, es igual a la dotación.
Cota de terreno	Altura de un punto de terreno, referido a un nivel determinado.
Cota piezométrica	Máxima presión dinámica en cualquier punto de la línea de conducción o distribución.
Estructuras	Construcciones en las cuales todos sus elementos están en equilibrio y reposo, unos con relación a otros.
Mampostería	Obra de albañilería formada por unidades o bloques de concreto unidos con mortero que, al incluirle acero de refuerzo, se le denomina mampostería reforzada.
Presión	Es la fuerza ejercida sobre un área determinada.
Planimetría	Tema de la topografía que enseña a hacer mediciones horizontales de una superficie.
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales.

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación se elaboró la planificación de proyectos de gran importancia para el área rural, como lo son, el abastecimiento de agua potable y el edificio para actividades culturales, con métodos propios de la rama de ingeniería civil, proporcionando así soluciones a los problemas de infraestructura que padecen las comunidades del Arrozal y Macanché del municipio de Flores, departamento de Petén.

En el capítulo 1, se muestra información general de los lugares en donde se realizaron los estudios. Contiene la monografía y un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de los lugares.

En el capítulo 2, se desarrolló la fase de servicio técnico profesional, la cual abarca el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Arrozal y todos los parámetros utilizados para el mismo. También se presenta el diseño del salón comunal para la aldea Macanché, el cual consta de 20 metros de ancho y 25 metros de largo, aplicando para el efecto, criterios tanto técnicos como económicos en la distribución de espacios, alturas y tipo de estructura.

Al final, se presentan los respectivos presupuestos y los planos con detalles típicos de cada proyecto.

OBJETIVOS

General

Contribuir al mejoramiento de la salud e infraestructura de los habitantes de las comunidades de El Arrozal y Macanché respectivamente.

Específicos

1. Diseñar el sistema de agua potable para el caserío El Arrozal y el salón comunal para la aldea Macanché, del municipio de Flores, departamento de Petén.
2. Aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, para el buen funcionamiento de los proyectos mencionados.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, efectuado en la Municipalidad de Flores, Petén; está orientado a proponer soluciones factibles, no solo desde el punto de vista técnico sino económico y social.

Para este efecto se realizaron actividades de investigación diagnóstica del municipio, demostrando que las necesidades más urgentes a cubrir se encontraban en las comunidades de El Arrozal y Macanché, siendo estas, el abastecimiento de agua potable y un salón de usos múltiples respectivamente.

En el caserío El Arrozal se optó por un sistema de agua potable y un tanque elevado, para proporcionar correctamente a toda la comunidad el vital líquido. La fuente que se utilizará para abastecer el caudal necesario será el lago Peten Itzá, ya que la comunidad se encuentra a orillas de este.

En la aldea Macanché, el problema a solucionar es debido a la falta de un lugar donde reunirse y efectuar actividades sociales que beneficien el crecimiento cultural y socioeconómico de la población, dado que esta es la segunda comunidad más poblada del municipio, entonces se planificó el proyecto de un salón comunal, para satisfacer dichas necesidades.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Flores, departamento de Petén

Para identificar las necesidades y priorizar los proyectos desarrollados en el presente documento, se realizó una investigación monográfica del caserío El Arrozal y la aldea Macanché, municipio de Flores, Petén.

1.1.1. Generalidades

El área del municipio de Flores pertenece al departamento de Petén y cuenta dentro del territorio con grandes ciudades mayas como Tikal, Uaxactún y Tayazal.

Los itzaes, se establecieron en la isla mayor del lago Peten Itzá o isla de Noj Petén. En 1525 Hernán Cortes visitó estas tierras en su paso hacia Honduras, siendo el primer europeo que lo hacía. La actual isla de Flores se llamo Nuestra Señora de los Remedios y San Pablo del Itzá. Con el tiempo se fundó la institución llamada Ayuntamiento General de Petén, donde regía un Alcalde. En esa época la isla fue convertida en un presidio. Don Lucas Pinelo fue Alcalde Primero Constitucional en 1823.

El Municipio tiene una extensión territorial de 4 336 km², lo que representa aproximadamente 12 % de todo el departamento de Petén, este se divide en varias comunidades, las cuales se observan en la figura 1.

1.1.1.1. Ubicación y localización

El caserío El Arrozal está localizado al norte de la cabecera departamental aproximadamente a 22 kilómetros. Las coordenadas geodésicas son latitud $16^{\circ} 56' 14,06''$ N, longitud $-89^{\circ} 52' 32,67''$ O.

La aldea Macanché se encuentra a 35 kilómetros de la cabecera departamental, las coordenadas geográficas son latitud $16^{\circ} 58' 0,99''$ N, longitud $-89^{\circ} 38' 23,37''$ O.

Figura 1. Ubicación y localización del caserío El Arrozal y la aldea Macanché



Fuente: Municipalidad de Flores.

1.1.1.2. Accesos y comunicaciones

Al municipio de Flores se puede acceder desde la ciudad capital por vía terrestre usando la ruta al Atlántico desviándose en el kilómetro 247 hacia el departamento de Petén, el recorrido total es de 509 kilómetros, o bien por vía aérea llegando al aeropuerto ubicado en Santa Elena que comúnmente es conocido como Aeropuerto Internacional Mundo Maya. En este aeropuerto se reciben vuelos de diversas partes del mundo.

Para llegar al caserío El Arrozal desde la cabecera municipal puede ser por vía acuática trasladándose en lancha a través del lago Petén Itzá, durando el viaje aproximadamente 10 minutos, o bien por vía terrestre recorriendo 22 kilómetros por la carretera que rodea el lago.

A la aldea Macanché se accede por medio de la carretera que conduce de Flores a Belice recorriendo 35 kilómetros aproximadamente. Es importante saber que todas estas vías de comunicación entre el municipio y las comunidades mencionadas están en buen estado para transitar.

1.1.1.3. Población

Según censo municipal, el caserío El Arrozal cuenta con 240 habitantes siendo el 0,58 % de la población total del municipio, el 60 % de esta población es alfabeta. Las casas son construidas en la mayoría de bajareque que son palos entretejidos con cañas, recubiertos con barro, el techo de lámina y algunas con techo de hojas de palma. La aldea Macanché tiene 1 496 habitantes abarcando el 3,28 % de la población total del municipio, el 76 % de la población es alfabeta, la mayoría de las casa están construidas con block y techo de lamina o losa de concreto.

1.1.1.4. Actividades económicas

La economía del caserío El Arrozal está basada en la pesca, para luego comercializar en el área central, siendo la principal actividad que desarrollan los habitantes, también se dedican a la agricultura de granos básicos como maíz y frijol. En la aldea Macanché la mayoría de los pobladores se dedica a la agricultura de granos básicos así como a las actividades ganaderas y comerciales.

También en estas dos comunidades se realizan actividades avícolas, la mayoría de las familias cuenta con aves de corral, principalmente pollos, patos y pavos. En cuanto a la actividad artesanal, las mujeres realizan tejidos y bordados. En el ámbito comercial, en la mayoría de las comunidades existen tiendas de consumo diario.

1.1.1.5. Clima

Las comunidades de El Arrozal y Macanché se encuentran en las planicies del norte según la clasificación del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH); que comprende las planicies de Petén.

Se manifiesta clima de género cálido con invierno benigno, variando el carácter entre muy húmedos, húmedos y semisecos, sin estación seca bien definida. La vegetación característica varía entre selva y bosque.

La estación climatológica más cercana se ubica en la cabecera municipal, tiene por nombre Flores, Aeropuerto Mundo Maya y proporciona la siguiente información:

- Temperatura promedio por año = 27,0 °C.
- Temperatura absoluta máxima promedio = 41,8 °C
- Temperatura absoluta mínima promedio = 9,4 °C
- Temperatura máxima promedio = 32,2 °C
- Temperatura mínima promedio= 22,5 °C
- Precipitación pluvial = 2 531,2 mm / año
- Humedad relativa promedio= 77 %
- Presión atmosférica promedio = 749,7 mm.
- Velocidad del viento = 5,3 Km/hr

1.1.2. Principales necesidades del municipio

Según la visita de campo, el diagnóstico y los comentarios realizados por los pobladores, se obtuvieron las necesidades prioritarias, tomando únicamente dos para desarrollar el estudio.

1.1.2.1. Descripción de necesidades

Para El Arrozal:

- Sistema de abastecimiento de agua: actualmente se carece de un sistema, por lo cual los pobladores arriesgan la salud al consumir agua sin tratamiento previo.
- Red del sistema de alcantarillado: no existe alcantarillado sanitario para la evacuación de aguas negras.
- Mejoramiento del sistema vial: se requiere de un diseño técnico y un pavimento de las calles.

Para Macanché:

- Salón comunal: no existe un local adecuado para que los pobladores realicen eventos sociales, culturales o bien para albergues al presentarse alguna emergencia.
- Red de sistema de alcantarillado sanitario: no existe alcantarillado sanitario para evacuación de aguas negras.
- Mejoramiento de calles: se necesita realizar diseño técnico para pavimentación de calles y avenidas.

1.1.2.2. Priorización de necesidades

Se priorizaron los siguientes proyectos:

Diseño de sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Arrozal y el diseño del salón comunal para la aldea Macanché, ambos fueron priorizados de acuerdo a las peticiones de los miembros del Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE) de las comunidades mencionadas.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Arrozal

Para contribuir con el desarrollo del municipio de Flores y según los resultados obtenidos del diagnóstico efectuado, se priorizó el proyecto: diseño de sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Arrozal.

2.1.1. Descripción del proyecto

Este proyecto consiste en el diseño de una línea de conducción por bombeo hacia un tanque de almacenamiento elevado, ubicado a 150 metros de distancia y 29,46 metros de diferencia de nivel de la captación, dando así una distribución por gravedad hacia toda la población.

Para la red de distribución se tiene previsto el diseño de ramales abiertos, tanto principal como secundarios, con tubería PVC 160 psi, incluyendo las obras hidráulicas requeridas.

También se contempla el diseño de una caseta de bombeo y el sistema de desinfección.

2.1.2. Fuente

El agua en estado natural es aquella que se localiza en la tierra en estado líquido como en ríos, agua subterránea, lagos, lagunas y mares; en estado

sólido en los volcanes y glaciares y en estado gaseoso en la atmósfera en forma de vapor de agua.

Fuente de agua es todo aquel lugar capaz de suministrar, en cualquier época del año un caudal. Una fuente es adecuada para el consumo humano, cuando es de una calidad aceptable y en las cantidades requeridas.

La fuente de abastecimiento para el sistema de agua será el lago Petén Itzá ya que la comunidad se localiza a orillas de este.

2.1.3. Caudal de aforo

El aforo es la operación para medir un caudal, es decir, el volumen de agua por unidad de tiempo y este se mide en lt/s, se puede obtener por cualquiera de los siguientes métodos:

Velocidad y área: con molinete, flotadores y químicos, etc. de descarga directa: gravímetro, volumétrico, vertederos, reducción de área, mecánicos, etc.

El aforo de las fuentes de agua se debe practicar en la época de estiaje, con el objetivo de asegurar que el caudal mínimo de la fuente es capaz de suplir la demanda de agua de la población.

Para este diseño no se realizó aforo ya que la fuente es un lago, lo cual permite un abastecimiento constante del caudal necesario.

2.1.4. Análisis de la calidad del agua

La calidad del agua tiene una relación estrecha con las características físicas, químicas y bacteriológicas, por medio de las cuales se puede evaluar si el agua es apta o no para el uso humano, es decir, que sea potable, libre de concentraciones excesivas de sustancias minerales y orgánicas; libre de tóxicos y que no transmita enfermedades y además que sea agradable a los sentidos.

Los valores que definen los límites de las concentraciones de las sustancias, de los organismos o de las propiedades organolépticas, desarrolladas por grupos de sustancias, se denominan patrones. En particular, los patrones que definen la calidad del agua para consumo humano son denominados patrones de potabilidad y en Guatemala, los establece la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR).

Los análisis que se realizaron para este proyecto fueron los siguientes:

Análisis físico-químico sanitario: con este se determinan las características del agua que pueden ser percibidas por los sentidos, causando aceptación o rechazo de parte del consumidor, así para determinar las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua que afecten su calidad.

Análisis bacteriológico: este análisis determina la presencia de bacterias en el agua; para el consumo humano el agua debe permanecer libre de gérmenes patógenos de origen entérico y parasitario. Regularmente el indicador que determina el nivel de contaminación es la presencia del grupo coliforme.

2.1.5. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico está compuesto por planimetría y altimetría; en este proyecto se utilizó un levantamiento de segundo orden como es el taquimétrico, por el método de conservación de azimut. El equipo utilizado fue un teodolito Topcon DT-100 con trípode, estadal, dos plomadas y una cinta métrica.

Los resultados están descritos en el plano de planta topográfica (ver apéndice).

2.1.6. Población actual

La población actual en el caserío El Arrozal es de 240 habitantes, con un promedio de 6 personas por vivienda, cuenta con una escuela primaria y una iglesia católica.

2.1.7. Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento poblacional es la diferencia entre la tasa de natalidad y la tasa de mortalidad. Para calcular la tasa de crecimiento poblacional, debe proyectarse por medio de pronósticos que se hacen con base en datos estadísticos de censos poblacionales que se hayan efectuado en el pasado. Para realizarlas, existen diversos métodos siendo estos los siguientes:

- Método geométrico
- Método aritmético
- Método exponencial

Para el caserío El Arrozal se utilizó una tasa de crecimiento del 4,75 %, proporcionada por la Municipalidad de Flores, Petén.

2.1.8. Tipo y número de conexiones

De acuerdo con el interés de los beneficiarios y la tendencia de desarrollo de la población, el tipo de conexión será domiciliar; de esta forma se tendrán 45 conexiones actuales para el sistema de agua.

2.1.9. Parámetros de diseño

El proyecto se diseñará según la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable en zonas rurales del Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y las normas de diseño para acueductos rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR).

2.1.9.1. Período de diseño

Período de diseño para un sistema de abastecimiento de agua o los componentes es el tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en que el uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño por falta de capacidad de las instalaciones. Dos aspectos principales que intervienen son: durabilidad de las instalaciones y la capacidad para prestar un buen servicio para las condiciones previstas. Un período de diseño de veinte años es el más recomendable para acueductos rurales, además de contemplar un período adicional por concepto de planificación, financiamiento, diseño y construcción del proyecto, el cual puede ser de dos años. Cuando se trata de un sistema por bombeo, se debe diseñar el equipo de bombeo por un período

de diez años y de veinte años para los demás componentes; en el presente estudio se contemplaron 22 años.

2.1.9.2. Población de diseño

En la estimación de la población de diseño, las condiciones sociales y antropológicas son factores que determinan o condicionan el crecimiento, ya que un sistema de agua potable inicia por la cantidad de habitantes como beneficiarios.

Se requiere un cálculo aproximado de la población a servir, durante el período de diseño, porque presenta variaciones en el tiempo, que se deben a factores como crecimiento poblacional, tasa de natalidad, mortalidad, inmigración y emigración.

Para realizar la estimación de la población se utilizará el método geométrico, que es el más utilizado en Guatemala. Consiste en el cálculo de la población con base en la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrado de acuerdo con los censos de población; debe proyectarse el tiempo según el período de diseño que se estime en el proyecto.

$$P_f = P_0 * (1+r)^n$$

Donde:

Pf = población futura o población de diseño

Po = población actual

r = tasa de crecimiento poblacional

n = período de diseño

Sustituyendo valores:

$P_0 = 240$ habitantes

$n = 22$ años

$r = 4,75\%$

$P_f = 240 * (1 + 0,475)^{22} = 667$ habitantes

2.1.9.3. Dotación

Es la cantidad de agua asignada a una persona en un día, expresado en Litros/habitante/día. Este valor se representa como un parámetro que puede variar de acuerdo a factores como clima, nivel de vida de los pobladores, actividades productivas y por el tipo de abastecimiento.

Se pueden tomar como base los siguientes parámetros:

- Llena cántaros 30 - 60 L/hab/día
- Servicio mixto llena cántaros y conexiones prediales 60 - 90 L/hab/día
- Servicio conexiones prediales 60 -120 L/hab/día
- Servicio de conexión domiciliar 90 -170 L/hab/día
- Pozo excavado, con bomba de mano, como mínimo 15 L/hab/día

En el caserío El Arrozal el clima es cálido, la actividad económica es la agricultura y el comercio, el nivel de vida de los habitantes es bajo, la mayoría tiene letrinas de pozo ciego, luz eléctrica. Por lo tanto, según las costumbres diversas que se observaron se adoptó una dotación de 120 L / hab / día.

2.1.9.4. Factores de consumo

Estos son factores de seguridad y se utilizan para garantizar el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año, bajo cualquier condición. Estos factores varían de una comunidad a otra en función a las costumbres, condiciones climáticas y económicas propias de cada una.

2.1.9.4.1. Factor de día máximo

Este incremento porcentual se utiliza cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. En acueductos rurales el FDM puede variar de 1,2 a 1,8 y se recomienda utilizarlo de la siguiente forma:

Poblaciones menores de 1 000 habitantes un FDM de 1,5 a 1,8.

Poblaciones mayores de 1 000 habitantes un FDM de 1,2 a 1,4.

2.1.9.4.2. Factor de hora máximo

Este, como el anterior, depende de la población que se esté estudiando y de las respectivas costumbres. El FHM puede variar de 2 a 3. Para sistemas rurales se pueden considerar de la manera siguiente:

Poblaciones menores de 1 000 habitantes un FHM de 2,5 a 3.

Poblaciones mayores de 1 000 habitantes un FHM de 2 a 2,4.

Un motivo por el cual se toman ambos factores altos para poblaciones menores, es porque en comunidades pequeñas las actividades son realizadas

por lo regular los mismos días y a la misma hora, provocando que la demanda suba, lo que requiere un factor máximo.

2.1.10. Determinación de caudales

Los caudales que se deben calcular para el diseño del sistema de agua potable son los siguientes:

2.1.10.1. Caudal medio diario (Qm)

Se refiere a la cantidad de agua que requiere una población durante un día, la cual se obtiene como el promedio de los consumos diarios en el período de un año. Cuando no se conocen registros, el caudal medio diario se logra del producto de la dotación adoptada por el número de habitantes:

$$Q_m = \frac{\text{Dot} \cdot P_f}{86\ 400}$$

Donde:

Qm= caudal medio diario

Dot= dotación

Pf = población futura

$$Q_m = \frac{120 \text{ L/hab/dia} \cdot 667 \text{ hab}}{86\ 400} = 0,93 \text{ Lts/seg}$$

2.1.10.2. Caudal máximo diario (QMD)

El consumo máximo diario es conocido como caudal de conducción, es el que se utiliza para diseñar la línea de conducción y es el consumo máximo de agua que puede haber en veinticuatro horas, observado durante un año, el cual no incluye gastos causados por incendios. Cuando no se cuenta con información de consumo diario, este se puede calcular incrementándole un porcentaje denominado factor día máximo.

$$QMD=Qm*FDM$$

Donde:

QMD = caudal máximo diario

Qm = caudal medio

FDM = factor día máximo (1,5)

$$QMD=0,93 \text{ L/seg} * 1,5 = 1,40 \text{ L/seg}$$

2.1.10.3. Caudal máximo horario (QMH)

Conocido también como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar la línea y red de distribución; y es el consumo máximo en una hora del día, el cual se obtiene de la observación del consumo durante un período equivalente a un año. Si no se tienen registros, se puede obtener multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora de máxima.

$$QMH=Qm*FHM$$

Donde:

QMH= caudal máximo horario

Qm = caudal medio

FHM = factor hora máximo (2,5)

$$QMH=0,93 \text{ Lt/seg} * 2,5 = 2,32 \text{ L/seg}$$

2.1.10.4. Caudal de vivienda (Qv)

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

$$Qv = \frac{QMH}{\text{No.viviendas}}$$

Donde:

QMH = caudal máximo horario

$$Qv = \frac{2,32 \text{ L/seg}}{45 \text{ conexiones}} = 0,05 \text{ L/seg}$$

2.1.10.5. Caudal instantáneo (Qi)

Es el caudal obtenido con base en la probabilidad de que todas las viviendas de un ramal hagan uso simultáneamente del sistema. Se determina según la siguiente ecuación:

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

Donde:

Qi = caudal instantáneo

K = 0,15

n = número de conexiones

$$Q_i = 0,15 \sqrt{45-1} = 0,99 \text{ Lt/seg}$$

2.1.11. Captación

Las captaciones son obras que recolectan el agua proveniente de uno o varios manantiales de brotes definidos o difusos. La función es asegurar bajo cualquier condición el flujo y durante todo el año la captación del caudal provisto.

En este caso no se hace necesario el uso de ninguna obra de captación, ya que la fuente es un lago.

2.1.12. Línea de impulsión

Se refiere a la tubería destinada a conducir el agua de la fuente al tanque de almacenamiento, misma que está diseñada para trabajar a presión; la línea de conducción será diseñada por bombeo o impulsión.

La línea de conducción debe tomar en cuenta los siguientes aspectos para el cálculo hidráulico:

- Los diámetros mínimos serán de 38 mm (1½plg). Atendiendo a razones hidráulicas o económicas podrán aceptarse diámetros hasta de 19 mm (¾”).
- La velocidad deberá encontrarse en el rango de 0,6 m /seg y 2,00 m /seg.
- La tubería será colocada a una profundidad no menor a 0,60 metros y se colocarán anclajes donde lo requiera la línea de conducción.
- Los cálculos hidráulicos se realizarán con las fórmulas universalmente calificadas como hidráulicamente correctas, tal como la fórmula de Hazen& Williams.

2.1.12.1. Caudal de bombeo

Cuando el sistema exige ser diseñado por bombeo, se requiere considerar un caudal de bombeo suficiente para abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo. Para determinar el caudal de bombeo es importante definir el período del mismo, el cual se determina en función del caudal que proporciona la fuente. Dicho período afecta directamente al diámetro de la tubería de descarga, la potencia de la bomba y a las dimensiones del tanque de alimentación, si el caudal de la fuente es menor que el caudal de bombeo. Se recomienda que el período de bombeo sea de ocho a doce horas.

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

$$Q_B = QMD * \frac{24}{N}$$

Donde:

QB = caudal de bombeo

QMD= caudal máximo diario

N = número de horas de bombeo, 8 para este sistema

$$Q_B = 1,40 \cdot \frac{24}{8} = 4,2 \text{ L/seg}$$

2.1.12.2. Diámetro económico

Para diseñar una línea de conducción por bombeo hay que tener cierto criterio, ya que hay que tomar en cuenta cuál será el diámetro más económico de la tubería; si se escoge una tubería de diámetro grande, la pérdida será pequeña y por ende el costo de energía sería bajo, pero el costo de la tubería sería muy alto; mientras que si la tubería es de diámetro pequeño, el costo sería bajo, pero las pérdidas serían mayores y por lo tanto el costo de energía sería más alto.

De acuerdo con lo indicado, es necesario calcular el diámetro económico de la tubería, el cual será el que presente el menor costo del tubo y de la energía.

Existen ecuaciones para el cálculo del diámetro económico, sin embargo, es preferible realizar un análisis económico de menor costo, el cual se muestra a continuación:

- Se determinan los posibles diámetros a utilizar, los que deben cumplir con el rango de velocidad, es decir, el diámetro inferior corresponderá a 0,6

m/seg y el superior a 2 m/seg, debiéndose analizar todos los diámetros comerciales que se encuentren dentro de dicho rango.

$$d = \sqrt{\frac{1,974 \cdot Q_b}{v}}$$

Donde:

d= diámetro económico

Qb= caudal de bombeo

v= velocidad

$$d1 = \sqrt{\frac{1,974 \cdot (4,2 \text{ L/seg})}{0,6 \text{ m/seg}}} = 3,71 \text{ plg}$$

$$d2 = \sqrt{\frac{1,974 \cdot (4,2 \text{ L/seg})}{2 \text{ m/seg}}} = 2,04 \text{ plg}$$

Los diámetros comerciales que se analizarán según los resultados anteriores serán 2 plg, 2 ½ plg y 3 plg.

- Determinar el costo mensual de la tubería con los diámetros anteriores, para esto se utilizará un interés anual de 15 % y un período útil para el análisis de 10 años.

$$C_t = A \cdot C$$

$$A = \frac{r \cdot (r+1)^n}{(r+1)^n - 1}$$

Donde:

Ct = costo mensual de tubería

A = amortización

C = costo de tubería

r = tasa de interés anual

n = tiempo en meses que se desea pagar la tubería

$$r = 0,15/12 \text{ meses} = 0,0125$$

$$n = 10 \text{ años} \cdot 12 \text{ meses/año} = 120 \text{ meses}$$

$$A = \frac{0,0125 \cdot (0,0125+1)^{120}}{(0,0125+1)^{120} - 1} = 0,0161$$

Determinar la cantidad de tubos a utilizar

$$\text{Cantidad de tubos} = \text{Long} \cdot 1,05/6$$

$$\text{Cant. de tubos} = \frac{142 \cdot 1,05}{6} = 25 \text{ tubos}$$

En la siguiente tabla se muestran los cálculos del costo de la tubería por mes.

Tabla I. Cálculo del costo mensual de la tubería

Diámetro (plg)	Amortización	Costo unitario (Q)	Cantidad de tubos	Costo de tubería (Q)
2	0,0161	179,85	25	72,54
2,5	0,0161	250,25	25	100,94
3	0,0161	393,87	25	158,86

Fuente: elaboración propia.

Se calculan las pérdidas de carga con la ecuación de Hazen & Williams, para cada diámetro de tubería.

$$H_f = \frac{1743,811 * L * Q^{1,85}}{C^{1,85} * \phi^{4,87}}$$

Donde:

Long = longitud de tubería en metros

Q = caudal en L/seg

Ø = diámetro en pulgadas

C = coeficiente de rugosidad de tubería (para PVC = 150)

$$H_{f2"} = \frac{1743,811 * 142m * 1,05 * 4,2lt/seg^{1,85}}{150^{1,85} * 2^{4,87}} = 11,91 \text{ m}$$

$$H_{f2.5"} = \frac{1743,811 * 130m * 1,05 * 4,2lt/seg^{1,85}}{150^{1,85} * 2,5^{4,87}} = 4,02 \text{ m}$$

$$H_{f3"} = \frac{1743,811 * 130m * 1,05 * 4,2lt/seg^{1,85}}{150^{1,85} * 3^{4,87}} = 1,65 \text{ m}$$

Cálculo de potencia para cada diámetro, la potencia se calcula en caballos de fuerza (HP).

$$P = \frac{Q \cdot H_f}{76 \cdot e}$$

Donde:

P = potencia en HP

Q = caudal en lt/seg

H_f = pérdida en la tubería en metros

e = eficiencia a la que trabaja la bomba, comúnmente se utiliza 60%

$$P_{2"} = \frac{4,2 \text{ lt/seg} \cdot 11,91 \text{ m}}{76 \cdot 0,6} = 1,097 \text{ HP}$$

$$P_{2,5"} = \frac{4,2 \text{ lt/seg} \cdot 4,02 \text{ m}}{76 \cdot 0,6} = 0,370 \text{ HP}$$

$$P_{3"} = \frac{4,2 \text{ lt/seg} \cdot 1,65 \text{ m}}{76 \cdot 0,6} = 0,152 \text{ HP}$$

Convertir los caballos de fuerza a kilovatios, utilizando 1 HP = 0,746 Kw

$$P_{2"} = 1,097 \text{ HP} \cdot 0,746 \text{ Kw} = 0,818 \text{ Kw}$$

$$P_{2,5"} = 0,370 \text{ HP} \cdot 0,746 \text{ Kw} = 0,276 \text{ Kw}$$

$$P_{3"} = 0,152 \text{ HP} \cdot 0,746 \text{ Kw} = 0,113 \text{ Kw}$$

Cálculo de las horas de bombeo al mes:

Tiempo de bombeo = 8 horas/día

Horas de bombeo al mes = 8 hrs/día* 30 días/mes = 240 hrs/mes.

En la siguiente tabla se muestra el cálculo del costo del bombeo al mes.

Tabla II. **Cálculo de costo de bombeo al mes**

Diámetro (plg)	Potencia (Kw)	No. Horas	Costo Kw por mes (Q)	Costo energía por mes (Q)
2	0,818	240	1,76	345,52
2,5	0,276	240	1,76	116,58
3	0,113	240	1,76	47,73

Fuente: elaboración propia.

Tabla III. **Costo total del sistema de bombeo**

Diámetro (plg)	Costo de tubería (Q)	Costo de bombeo (Q)	Costo total (Q)
2	72,54	345,52	418,06
2,5	100,94	116,58	217,52
3	158,86	47,73	206,59

Fuente: elaboración propia.

Según el análisis anterior, el diámetro económico es el que da como resultado el menor costo por mes, en este caso se utilizó el de 3 pulgadas.

2.1.12.3. Potencia de equipo de bombeo

Se determinó la colocación de una bomba eléctrica sumergible; para el cálculo de la potencia de la bomba se utiliza la expresión matemática siguiente:

$$POT = \frac{Q * CDT}{76 * e}$$

Donde:

POT = potencia de la bomba en HP

Q = caudal de bombeo

CDT = carga dinámica total

e = eficiencia de la bomba 60 %

La carga dinámica total, CDT, es la presión real expresada en metros columna de agua (m.c.a.), contra la cual debe operar una bomba para elevar el caudal de agua hasta el nivel requerido. El cálculo depende de la dirección del eje de la rotación de la bomba, por lo que la CDT en bombeo horizontal, será diferente en la CDT en bombeo vertical.

Para el proyecto en estudio se supondrá una bomba sumergible.

La CDT se determina mediante la siguiente fórmula:

$$CDT = H_S + H_{SUC} + H + H_f + H_v + H_{fm}$$

Donde:

Hs = altura de succión

Hsuc = pérdida de carga en la succión (Hazen& Williams)

H = altura de la boca del pozo a la descarga

Hf = pérdida de carga en la línea de impulsión

Hv = pérdida de carga por velocidad

Hfm = pérdidas menores (válvulas y accesorios) se estimarán como el 10 % de las pérdidas por fricción

- Altura de succión (Hs):

Se toma 3 metros

- Pérdida de carga en la línea de succión (Hsuc): se calculó por medio de la ecuación de Hazen& Williams.

$$H_{SUC} = \frac{1\,743,811 * L * Q^{1,85}}{\emptyset^{4,87} * C^{1,85}}$$

Donde:

Long = longitud de tubería en metros

Q = caudal en lt/seg

Ø = diámetro en pulgadas

C = coeficiente de rugosidad de tubería

$$H_{SUC} = \frac{1\,743,811 * 3 \text{ m} * 4,2 \text{ lt/seg}^{1,85}}{3 \text{ plg}^{4,87} * 150^{1,85}} = 0,033 \text{ m}$$

- Altura de la boca del pozo a la descarga (H):

Cota de descarga mas dos metros de seguridad = 1 017,66 m

Cota a nivel del ojo de impulsor = 982,54 m

$$H = 1\,017,66 - 982,54 = 35,12 \text{ m}$$

- Pérdida de la carga en la línea de impulsión (H_f): Se calcula por medio de la ecuación de Hazen & Williams.

$$H_f = \frac{1\,743,811 * 160 \text{ m} * 4,2 \text{ lt/seg}^{1,85}}{3 * 10^8 * 150^{1,85}} = 1,77 \text{ m}$$

Pérdida de carga por velocidad (H_v):

$$v = \frac{1,974 * Q}{\phi_i^2}$$

$$H_v = \frac{v^2}{2 * g}$$

Donde:

V = velocidad

Q = caudal

ϕ_i = diámetro interno

g = gravedad

$$v = \frac{1,974 * 4,2 \text{ l/seg}}{3,23^2} = 0,79 \text{ m/seg}$$

$$H_v = \frac{0,79 \text{ m/seg}^2}{2 * 9,81 \text{ m/seg}} = 0,04 \text{ m}$$

Pérdidas menores (H_{fm}): se tomo el 10 % de las pérdidas por fricción.

$$H_{fm} = 0,10 * 1,77 \text{ m} = 0,177 \text{ m}$$

Sustituyendo los datos para obtener CDT:

$$CDT = 3 + 0,033 + 35,12 + 1,77 + 0,04 + 0,177 = 40,14 \text{ m}$$

Se consideró una altura adicional de 5 m por seguridad, entonces CDT=45,14 m.

Al sustituir los valores en la ecuación para la potencia de la bomba se encontró el siguiente resultado:

$$POT = \frac{4,2 \text{ lt/seg} * 45,14 \text{ m}}{76 * 0,60} = 4,15 \text{ HP}$$

Se utilizará una bomba de 5 HP.

2.1.12.4. Golpe de ariete

El golpe de ariete es el choque violento que se produce sobre las paredes de una tubería forzada, cuando el movimiento del agua es modificado bruscamente; para determinar la sobrepresión producida por el golpe de ariete se utiliza la fórmula de Lorenzo Allievi:

$$GA = \frac{145}{\sqrt{1 + \left(\frac{k \cdot \emptyset}{E \cdot e}\right)}} \cdot V$$

Donde:

GA = golpe de ariete

k = módulo de elasticidad del agua ($2,07 \cdot 10^4$ kg/cm²)

E = módulo de elasticidad del material del tubo (para PVC = $3 \cdot 10^4$ kg/cm²)

∅ = diámetro interno en cm

E = espesor de la tubería, cm

V = velocidad del agua, m/seg

$$GA = \frac{145}{\sqrt{1 + \left(\frac{2,07 \cdot 10^4 \cdot 3,23}{3 \cdot 10^4 \cdot 0,135}\right)}} \cdot 0,79 = 27,37 \text{ m.c.a}$$

Verificar si la tubería resiste la sobrepresión generada por el golpe de ariete:

$$P_{\max} < P_{\max \text{ tub}}$$

Donde:

P_{max} = sobrepresión generada por el golpe de ariete

P_{max tub} = presión que resiste la tubería (para 160 psi = 112 m.c.a)

P_{max} = 27,37 m.c.a + 35,12 m.c.a = 62,49 m.c.a < 112 m.c.a

Dado el resultado anterior, se puede concluir que la tubería PVC de 160 psi resiste la sobrepresión generada por el sistema.

2.1.12.5. Especificaciones del equipo de bombeo

Según los resultados obtenidos por el diseño, se determinó que el equipo de bombeo deberá tener la siguiente especificación.

Tabla IV. **Especificaciones del equipo de bombeo**

Tipo de bomba	Sumergible
Fabricante	STA-RITE
Potencia	5 HP
Voltaje	260 voltios
Numero de fases	3 fases
Conexión	Trifásica
Control operativo	Automático
Diámetro	3 pulgadas
Altura de elevación	35 metros
Panel de control	Franklin 220/440 voltios

Fuente: Hidrotecnia.

2.1.13. Tanque de distribución

Es un depósito de almacenamiento de agua, cuyas funciones principales son las de suplir las demandas máximas horarias esperadas en la línea de distribución, prevenir gastos por incendio, regular presiones en la red de distribución y proporcionar una presión suficiente para que funcione el sistema.

Consideraciones sobre el diseño de un tanque elevado de acero.

Tipos de juntas: el empalme o unión de placas del tanque y partes o conexiones se hará por medio de soldadura. Pueden usarse tornillos para uniones secundarias y para los empalmes de columnas que resistan cargas de compresión por apoyo de los extremos colindantes. Pueden usarse pernos tratados o laminados en frío para conexiones en barras a tracción. Las uniones entre juntas traslapadas de placas del fondo se encuentran soportadas directamente en una plataforma de cimentación.

Cargas de diseño: las siguientes cargas fueron consideradas en el diseño de estructuras de tanque.

Carga muerta: es el peso de todas las construcciones permanentes y accesorios. El peso unitario del acero es 490 lb/pie^3 ($7\,850 \text{ kg/m}^3$) y el del concreto de 150 lb/pie^3 ($2\,300 \text{ kg/m}^3$).

Carga viva: es el peso estimado de todo el líquido cuando el tanque está lleno y todas las demás cargas vivas que correspondan. El peso unitario del agua es de $62,43 \text{ lb/pie}^3$ ($1\,000 \text{ kg/m}^3$).

Carga de viento: se asumió que es de 30 lb/pie^2 (150 kg/m^2) en superficies planas verticales y 18 a 20 lb/pie^2 (90 - 100 kg/m^2), en proyecciones de áreas superficiales cilíndricas.

Carga de sismo: fue determinado por la localización del tanque con respecto a las zonas de riesgo sísmico.

Asignación para corrosión: esta asignación dependió de la naturaleza corrosiva del agua almacenada, la proximidad del tanque al agua salada u otras

causas de corrosión atmosférica y el cuidado con el cual la pintura u otras protecciones sean mantenidas por lo regular este es de 1/8”.

Espesores mínimos: el espesor mínimo para cualquier parte de la estructura será de 3/16” para partes no en contacto con el agua y ¼” para aquellas partes diferentes de las placas cilíndricas en contacto con el agua, cuando el tanque se encuentre lleno. El espesor mínimo para columnas tubulares y puntales de la misma sección, será de ¼”, barras redondas o cuadradas de sección sólida puede usarse para arrostramiento diagonal contra cargas laterales y tendrán un diámetro mínimo de ¾”.

Tanques ≤ 120 pies de diámetro.....	¼”
Tanques ≥ 120 pies y ≤ 200 pies de diámetro.....	5/16”
Tanques > 200 pies de diámetro.....	3/8”

Tolerancia en columnas: el eje de las tolerancias de las columnas no se desviará de una línea recta por más del 10 % de la longitud no soportada. En ninguna sección transversal, la diferencia entre el máximo y mínimo diámetro exterior de la columna tubular, excederá el 2 % del diámetro nominal exterior.

Esbeltez: la máxima relación de esbeltez L/r, es como sigue:

- Miembros a compresión transportando peso o presión del contenido del tanque120
- Miembros a compresión transportando cargas laterales de viento o sismo, o ambas.....175
- Miembros transportando cargas únicamente del techo..... 175

Pernos de anclaje: los pernos de anclaje para cimentaciones pueden ser simples o barras deformadas de varios tipos, estos se diseñarán para el máximo esfuerzo posible o que puedan estar sometidos, usando el área en la raíz de la rosca o la más pequeña que exista. Los pernos pueden extenderse hasta un máximo de 3 pulgadas del fondo de la cimentación.

Cimentaciones: las cimentaciones para estructuras de tanques elevados, podrán ser zapatas aisladas de sección constante o variable y losas continuas.

2.1.13.1. Volumen del tanque

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

En poblaciones menores de 1 000 habitantes, del 25 % al 35 % del consumo medio diario de la población, sin considerar reserva por eventualidades. Si la población está entre 1 000 y 5 000 habitantes, 35 % del consumo medio diario, más un 10 % por eventualidades. Para poblaciones mayores de 5 000 habitantes el 40 % del consumo medio diario, más un 10% por eventualidades. Para sistemas por bombeo puede contemplarse como mínimo una reserva del 40 % del consumo medio diario y un máximo del 60 %. En el presente proyecto se utilizará un sistema de bombeo hacia un tanque elevado.

Cálculo del volumen:

$$\text{Vol} = \frac{\% * \text{QDM} * 86\,400}{1\,000} = \frac{0,45 * 0,93 * 86\,400}{1\,000} = 36,15 \text{ m}^3 \approx 40 \text{ m}^3$$

2.1.13.2. Diseño de tanque

- Capacidad del tanque

$$\text{Volumen} = 40 \text{ m}^3 \approx 1\,411,50 \text{ pies}^3$$

Encontrando altura (h) comercial con volumen dado

$$V = \pi/4 * D^2 * h$$

$$D = h$$

$$h = 1,0839 * \sqrt[3]{V}$$

$$h = 1,0839 * \sqrt[3]{1\,411,50 \text{ p}^3} = 12,16 \text{ p} \approx 12 \text{ p} \approx 3,66 \text{ m}$$

Encontrando diámetro propuesto

$$D1 = \sqrt{\frac{V}{h * \pi/4}}$$

$$D1 = \sqrt{\frac{1\,411,50 \text{ p}^3}{12 \text{ p} * \pi/4}} = 12,24 \text{ p} \approx 3,73 \text{ m}$$

Encontrando perímetro comercial P1, para calcular \varnothing final.

$$P1=D1*\pi$$

$$P1=12,24 * \pi = 38,45 \text{ p} \approx 38 \text{ p} \approx 11,58 \text{ m}$$

Encontrando diámetro final

$$D=P1/\pi$$

$$D=38 \text{ p}/\pi = 12,10 \text{ pies} \approx 3,69\text{m}$$

Encontrando el volumen aproximado de agua

$$V = \pi/4*D^2*h$$

$$V = \frac{\pi}{4} * 12,10 \text{ p}^2 * 12 = 1\,379,88 \text{ p}^3 \approx 40\text{m}^3$$

Peso aproximado del agua

$$\text{Peso específico de agua} = 62,4 \text{ lb/p}^3 = 1\,000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso agua} = V * \text{peso esp. Agua}$$

$$\text{Peso agua} = 1\,379,88 \text{ p}^3 * 62,43 \text{ lb/p}^3 = 86\,104,51 \text{ lb} = 39\,056,35 \text{ kg}$$

- Diseño de tapadera

Si el radio excede 4 pies se le debe dividir en octógonos para que sea rígido.

$$\text{Carga viva mínima} = 20 \text{ lb/p}^2 = 97,8 \text{ kg/m}^2$$

Espesor mínimo = 1/8" (3,1 mm) por corrosión

Altura:

ho = altura de tapa

ho = r/4

ho = 6,05 p/4 = 1,51 pies = 0,46 m

Paredes de tapa:

l' = longitud

l'' = franja por diseñar

Fs = esfuerzo de acero en sección laminada

t = espesor

n = lados del círculo

$$l' = \sqrt{ho^2 + r^2} \rightarrow l' = \sqrt{1,51^2 + 6,05^2} = 6,23 \text{ pies} = 1,89 \text{ m}$$

$$l = \frac{(l' - (2 * 1,5)) * \pi}{8} \rightarrow l = \frac{(6,23 - (2 * 1,5)) * \pi}{8} = 1,27 \text{ pies} = 0,39 \text{ m}$$

$$W_{\text{lamina}} = 490 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} * \frac{3}{16} \text{ plg} * \frac{1 \text{ p}}{12 \text{ plg}} = 7,65 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} = 37,41 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{viva}} = 20 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} = 07,8 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{total}} = 7,65 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} + 20 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} = 27,66 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} = 135,26 \text{ kg/m}^2$$

Para franja l'':

$$W=27,66 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2} * 1 \text{ pie}=27,66 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}=135.26 \text{ kg/m}^2$$

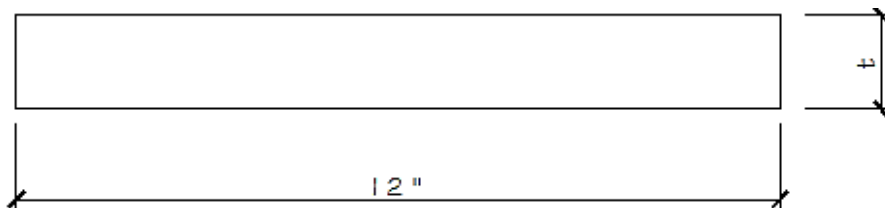
Momento:

$$M=\frac{W*l^2}{8} \rightarrow M=\frac{27,66*1,27^2}{8}=5,58 \text{ lb-pie} * \frac{12 \text{ plg}}{1 \text{ pie}}=66,96 \text{ lb-plg}$$

Modulo de sección requerida:

$$S_{req}=\frac{M}{F_s} \rightarrow S_{req}=\frac{66,96 \text{ lb-plg}}{15\,000 \text{ lb/plg}}=4,46*10^{-3} \text{ plg}^3$$

Figura 2. **Modulo de sección**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

$$S=\frac{b*t^2}{6} \rightarrow S=\frac{12 \text{ plg}*t^2}{6} \rightarrow t=\sqrt{\frac{6*s}{12}}$$

$$t = \sqrt{\frac{(4,46 \cdot 10^{-3})}{12}} = 0,047 \text{ plg} = 0,119 \text{ cm}$$

Se utilizó un grosor de 1/8"

- Diseño del cuerpo

El esfuerzo para el cuerpo del tanque esta dado por la siguiente ecuación:

$$S = \frac{2,6 \cdot h \cdot d}{t} \rightarrow t = \frac{2,6 \cdot h \cdot d}{\emptyset \cdot s}$$

Donde:

h = altura del cuerpo

d = diámetro

t = espesor

\emptyset = factor de eficiencia de soldadura (0,85)

s = esfuerzo unitario de acero (15 000 lb/p²)

$$t = \frac{2,6 \cdot 12 \text{ pie} \cdot 12 \text{ pie}}{0,85 \cdot 15\,000 \text{ lb/pie}} = 0,0296 \text{ plg} \approx \frac{1}{32} \text{ plg} = 0,0794 \text{ cm}$$

$$t = \frac{1}{32} \text{ plg} + \frac{1}{8} \text{ plg (por corrosión)} = 0,15625 \text{ plg} \approx \frac{6}{32} = \frac{3}{16} \text{ plg} = 0,476 \text{ cm}$$

Se utilizará un grosor de 3/16 plg, para la lámina que formará el cuerpo del tanque.

- Diseño del fondo

Altura:

$$h_o = \frac{d_c}{4} \rightarrow h_o = \frac{12,10 \text{ pies}}{4} = 3,025 \text{ pies} = 0,922 \text{ m}$$

Donde:

h_o = altura del fondo

d_c = diámetro del cilindro

Paredes:

Se utilizó la siguiente ecuación

$$S = \frac{(2,6 * h * d * \sec \theta)}{\phi * t} \rightarrow t = \frac{(2,6 * h * d * \sec \theta)}{\phi * S}$$

Donde:

h = altura del cilindro + altura del fondo

d = diámetro

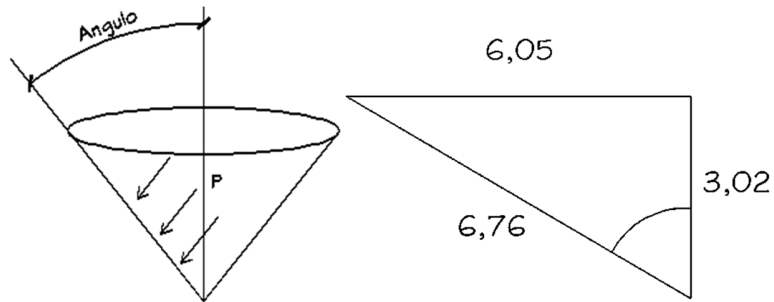
θ = ángulo que forma el fondo del tanque con la vertical en cualquier punto.

t = espesor

ϕ = factor de eficiencia de soldadura (0,85)

S = esfuerzo unitario acero (15 000 lb/pie² = 73 350 kg/cm²)

Figura 3. **Ángulo que forma el fondo del tanque con la vertical**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

$$\sin \theta = \frac{\text{op}}{\text{hip}} \rightarrow \theta = \sin^{-1} \frac{6,05}{6,76} = 63,50^\circ$$

$$\sec \theta = \frac{\tan \theta}{\sin \theta} \rightarrow \sec \theta = \frac{\tan 63,50^\circ}{\sin 63,50^\circ} = 2,24$$

$$t = \frac{(2,6 \cdot (12 + 3,025) \cdot 12,10 \cdot 2,24)}{0,85 \cdot 15\,000} = 0,083 \text{ plg} \approx \frac{3}{32} \text{ plg} = 0,238 \text{ cm}$$

$$t = \frac{3}{32} + \frac{1}{8} (\text{por corrosión}) = 0,21875 \approx \frac{7}{32} \text{ plg} = 0,555 \text{ cm}$$

Se usará de $\frac{1}{4}$ plg por motivos de seguridad.

- Diseño y cálculo de la estructura del tanque metálico

Datos:

Capacidad: $40 \text{ m}^3 = 1411,50 \text{ p}^3$

Altura de la torre: 12 m = 39,37 pies
 Acero estructural: $f_y = 36 \text{ ksi} = 2536 \text{ kg/cm}^2$
 Acero de refuerzo: $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 Concreto: $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

Valor soporte del suelo: 15 ton/m² (según datos encontrados en la comunidad de otros estudios).

Cargas:

Acero: 490 lb/pie³ = 7 859 kg/m³
 Concreto: 150 lb/pie³ = 2 400 kg/m³
 Suelo: 100 lb/pie³ = 1 603 kg/m³
 Agua: 62.4 lb/pie³ = 1 000 kg/m³

Peso del tanque:

$$W \text{ agua} = 1\,411,50 \text{ p}^3 * 62,4 \text{ lb/p}^3 = 88\,120,07 \text{ lb} = 40\,000 \text{ kg}$$

$$W \text{ tapa} = A_{\text{tapa}} * t_{\text{tapa}} * W_{\text{acero}}$$

$$W \text{ tapa} = (121,57) * \left(0,25 \text{ plg} * \frac{1 \text{ p}}{12 \text{ plg}}\right) * 490 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} = 1\,243,34 \text{ lb} = 563,97 \text{ kg}$$

$$W \text{ cuerpo} = \text{perímetro} * h_{\text{cilindro}} * t * W_{\text{acero}}$$

$$\begin{aligned}
 W \text{ cuerpo} &= (114,47 \text{ p}) * (12 \text{ p}) * \left(0,1875 \text{ plg} * \frac{1 \text{ pie}}{12 \text{ plg}}\right) * \left(490 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3}\right) = 3\,482,28 \text{ lb} \\
 &= 1\,582,71 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$W \text{ fondo} = (143,09 \text{ p}^2) * \left(0,25 \text{ plg} * \frac{1 \text{ p}}{12 \text{ plg}}\right) * 490 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} = 1\ 462,74 \text{ lb} = 663,49 \text{ kg}$$

W accesorios asumido = 10 % W tanque

$$W \text{ total de tanque lleno con agua} = 40\ 000 \text{ kg} + 1,10(563,97 + 1\ 582,71 + 663,49) = 43\ 090,00 \text{ kg} = 94\ 997,18 \text{ lb}$$

Para el análisis de sismo se utilizará, según el Código Structural Engineers Association of California (SEAOC), de la siguiente forma:

$$V = (1/3)(Z \times I_e \times C)(W)$$

V = corte basal

Z = 0,4 por el riesgo de sismo

I = 1,00 factor de importancia

K = 2,5 tanque lleno

$$C = \frac{1,25 * S_s}{T^{2/3}} \text{ donde } T = 0,035 * h_n^{3/4}$$

S = 1,5 factor que depende del tipo de suelo

h_n = altura del centro de gravedad del depósito del tanque.

$$T = 0,035 * 45,37 \text{ pies}^{3/4} = 0,61$$

$$C = \frac{1,25 * 1,5}{0,61^{2/3}} = 2,61$$

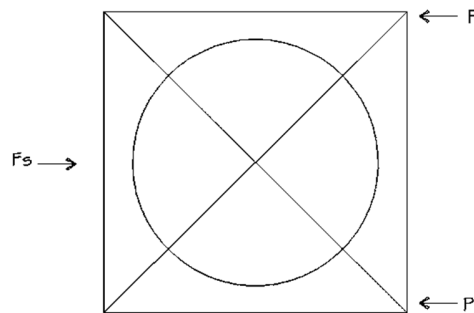
$$V = \frac{0,4 * 1 * 2,61}{3} W$$

$$V = 0,35 * W$$

$$V = 0,35 * 94\ 997,18 = 33\ 249,01 \text{ lb} = 15,08 \text{ ton}$$

Esta fuerza actuará como se muestra en la figura 4.

Figura 4. **Distribución de fuerza sísmica**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

$$P = \frac{F_s}{2} \rightarrow P = \frac{33\ 249,01 \text{ lb}}{2} = 16\ 624,51 \text{ lb}$$

Con los datos anteriores se calculan los momentos de la siguiente forma:

$$MS = \text{carga } P * \text{altura del tanque}$$

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

Por sismo:

$$\sum M_C = 0$$

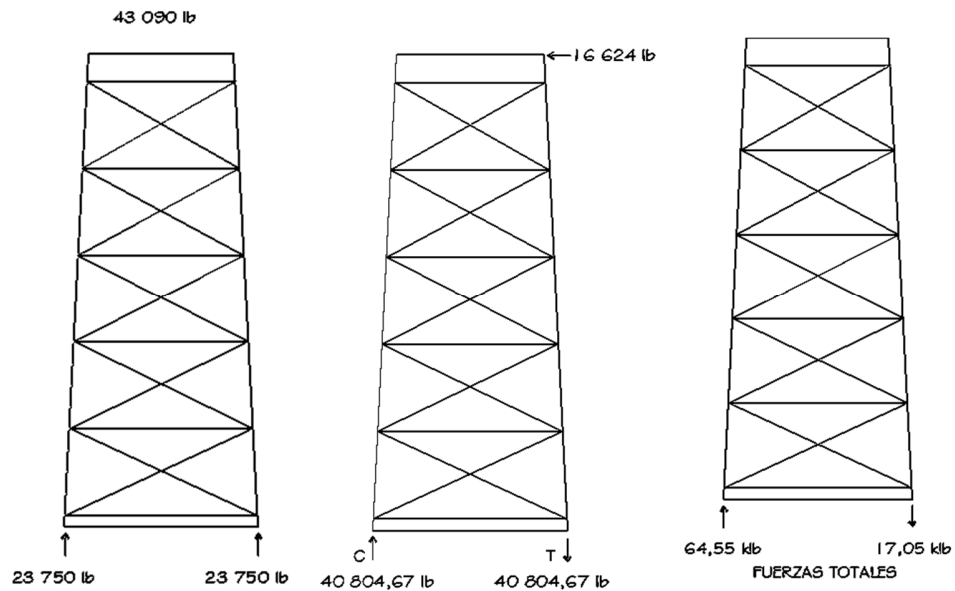
$$-(16\,624,51)(39,37) + (16,04) * T = 0$$

$$T = 40\,804,67 \text{ lb}$$

Por peso:

$$T = 94\,997,18 \text{ lb} / 4 = 23\,749,29 \text{ lb}$$

Figura 5. **Distribución de fuerzas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Sumatoria de fuerzas finales:

$$\sum FC=0$$

$$23,75 + 40,80 = 64,55 \text{ klb}$$

$$\sum FT=0$$

$$23,75 + 40,80 = -17,05 \text{ klb}$$

Diseño de columnas:

Para el diseño de las columnas del tanque se propone la utilización de un tubo cuadrado.

Tubo 10" x 10" x 1/2"

Carga de diseño = 64,55 klb

Área = 17,20 plg² (AISC)

Radio de giro = 3,86 plg (AISC)

Longitud de columna = 2,40 m = 7,87 p = 94,49 plg

Se calcula la relación de esbeltez

$$\frac{kl}{r}$$

Donde K = 1

$$\frac{1(94,49 \text{ plg})}{17,20 \text{ plg}} = 5,49$$

Según AISC, para la relación de esbeltez de 5,49; $F_a = 165\,000 \text{ lb/plg}^2$

Se procede a calcular la carga admisible (f_a)

$$f_a = P_n/A$$

$$f_a = (64\,550 * 2,204) \text{ lb/plg}^2 / (17,20 \text{ plg}^2) = 8\,271,41 \text{ lb}$$

Comparación:

Carga admisible < Carga resistente

8 271 lb < 165 000 lb

Cumple con la condición, por lo tanto se usará tubo cuadrado de sección 10" x 10" x 1/2".

Diseño de tensores diagonales:

Para los tensores de este tanque se propondrá un perfil tipo C cuyos datos se encuentran en el manual del American Institute Of Steel Construction (AISC).

Datos:

Perfil = C8" x 3/8"

Cantidad = 8 por nivel

Carga de diseño = 16,62klb

Dimensiones = 8" x 3/8"

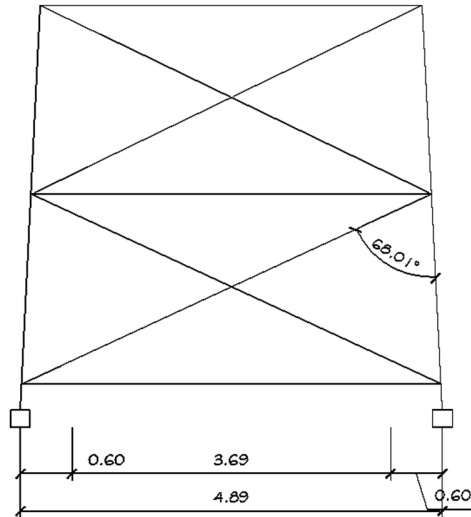
Área = 4,04 plg² (AISC)

Radio de giro X y Y = 2,99plg (AISC)

Longitud = 4,91 m / 2 = 2,46 m

Esfuerzo de trabajo $F_s = 0,45F_y = 16\ 200\ \text{lb/plg}^2$

Figura 6. **Ángulo entre miembros diagonales y columnas**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

$$T = \frac{P}{\cos \theta} \quad \rightarrow \quad T = \frac{16\,620 \text{ lb}}{\cos 68,01^\circ} = 44\,385,72 \text{ lb} = 20\,133,02 \text{ kg}$$

$$A = \frac{T}{F_s} \quad \rightarrow \quad A = \frac{44\,385,72}{16\,200} = 2,74 \text{ plg}^2$$

Revisión:

Comparación:

Área del perfil < Carga resistente

$$4,04 \text{ plg}^2 < 2,74 \text{ plg}^2$$

Cumple con la condición, por lo tanto se usará perfil tipo C, de 8" x 3/8".

Diseño de piezas horizontales:

Se propondrá un tubo de sección cuadrada con dimensiones 8" x 8" x 3/8".

Datos:

Fy = 36 000 lb/plg²
Carga de diseño = 16,62 klb
Dimensiones = 8" x 8" x 3/8"
Área = 10,04 plg² (AISC)
Radio de giro = 3,10plg (AISC)
Longitud = 4,284 m = 14,04 p = 168,48plg

Revisión por Compresión:

$$f_a = 9\,058 \text{ lb/plg}^2 / 3,28 \text{ plg}^2 = 2\,919,63 \text{ lb/plg}^2$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{(1)(168,48 \text{ plg})}{3,10 \text{ plg}} = 54,35$$

Según AISC, para la relación de esbeltez de 54, $F_a = 17\,990 \text{ lb/pgl}^2$

Con este valor se calcula la carga permisible (Cp)

$$C_p = F_a * \text{Area}$$

$$C_p = (17\,990 \text{ lb/plg}^2)(10,04 \text{ plg}^2) = 180\,619,60 \text{ lb}$$

Comparación:

Carga permisible > Carga de diseño

$$180\,619,60 \text{ lb} > 16\,620,00 \text{ lb}$$

Cumple con la condición, por lo tanto se usará tubo cuadrado de sección 8" x 8" x 3/8".

Colocación de pernos:

Para calcular la cantidad de pernos de determinado diámetro en una unión, se divide la carga actuante en el miembro y la resistencia máxima del acero en cortante, siendo este aproximadamente de 10 000 lb/plg².

Dimensionamiento de pernos:

A = área neta necesaria

$$F_c = \text{Esfuerzo de corte} = 10\,000 \text{ lb/plg}^2 = 704.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area} = \frac{T}{F_c}$$

$$A = \frac{44\,385,72 \text{ lb}}{10\,000 \text{ lb/plg}^2} = 4,44 \text{ plg}^2 = 28,64 \text{ cm}^2$$

Según las tablas del AISC para un perno de 1 3/8" le corresponde un área de 1,48 plg²

$$\text{No. de pernos} = \frac{4,44}{1,48} = 3 \text{ pernos}$$

Por seguridad se usarán 4 en cada unión, para cubrir un área de 5,92 pulgadas cuadradas, la cual cumple con lo requerido.

Aplicación de soldadura:

Para calcular la longitud de soldadura de un miembro, se debe relacionar la resistencia de esta con la carga actuante en el miembro y la longitud total del mismo.

Resistencia de soldadura $R_s = 2000 \text{ lb/plg}^2$

L = longitud de soldadura

$$L = \frac{T}{F_c} = \frac{23\,749,29 \text{ lb}}{2\,000 \text{ lb/plg}} = 11,87 \text{ plg} = 30,15 \text{ cm}$$

Placa base para las columnas del tanque:

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

El área de la placa base se encuentra dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible (F_p) del concreto.

Sección de la placa:

$$f_c = 4\,000 \text{ lb/plg}^2 \text{ (281 kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_y = 36\,000 \text{ lb/plg}^2 \text{ (2\,536 kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_p = 0,25f_c$$

$$F_p = 0,25 (4\,000 \text{ lb/plg}^2)$$

$$F_p = 1\,000 \text{ lb/plg}^2$$

$$P_t = \text{peso total} = P_{\text{tanque}} + P_{\text{torre}}$$

$$P_{\text{columnas}} = 4 * 12 \text{ m} * 3,28 * 19,02 \text{ lb} = 2\,994,5 \text{ lb}$$

$$P_{\text{miembros hor.}} = 27 * 4,50 \text{ m} * 3,28 * 12,21 \text{ lb} = 4\,325,27 \text{ lb}$$

$$P_{\text{tensores}} = 40 * 4,20 \text{ m} * 3,28 * 12,8 \text{ lb} = 7\,053,31 \text{ lb}$$

$$P_{\text{total de la torre}} = 14\,373,08 \text{ lb}$$

$$P_t = 94\,997,25 \text{ lb} + 14\,373,08 \text{ lb} = 109\,370,33 \text{ lb} / 4 = 27\,342,58 \text{ lb}$$

Área de la placa:

$$B * C = A = \frac{P_t}{F_p}$$

$$A = \frac{27\,342,58 \text{ lb}}{1\,000 \text{ lb/plg}^2} = 27,34 \text{ plg}^2 = 176,32 \text{ cm}^2$$

Como $B = C$ entonces; $B^2 = A \rightarrow B = \sqrt{A}$

$$B = \sqrt{27,34 \text{ plg}^2} = 5,22 \text{ plg} = 13,26 \text{ cm}$$

Usar $B * C = 30 * 30 \text{ cm}$, debido a que la sección de la columna es de $25 * 25 \text{ cm}$.

Espesor de la placa:

F_b = esfuerzo de trabajo a flexión, $0,5 \cdot f_y$, según AISC

t = espesor de placa

P = carga sobre la placa

m = proyección de la placa fuera de la columna

$$P = \frac{P t}{B \cdot C} \rightarrow P = \frac{27\,342,58 \text{ lb}}{11,81'' \cdot 11,81''} = 196,04 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot P \cdot m^2}{F_b}} \rightarrow t = \sqrt{\frac{3 \cdot 196,04 \cdot 2^2}{0,5 \cdot 36\,000 \text{ lb/plg}^2}}$$

$$t = 0,36 \text{ plg}$$

Se utilizará una placa cuadrada de $12'' \times 12'' \times \frac{1}{2}''$.

Pedestal para la cimentación:

Se tomará una sección de $0,6 \times 0,6$ metros, para poder determinar la altura se tomará el criterio de $h = 3 \cdot a$, donde h es la altura del pedestal y a es el ancho de la sección propuesta para el pedestal.

$$h = 3 \cdot 0,6 \text{ m} = 1,80 \text{ m}$$

Refuerzo para el pedestal:

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

Donde:

K = factor de pandeo, se tomará igual a 1

L = longitud libre entre apoyos más alejados

r = radio de giro de la sección. Para determinar el radio de giro el ACI especifica:

$r = 0,3 \cdot b$ para columnas cuadradas o rectangulares.

$$1 \cdot \frac{1,80}{0,3 \cdot 0,6} = 10$$

Según la relación de esbeltez, se considera una columna corta.

Una vez determinado el tipo de columna a diseñar, el American Concrete Institute (ACI) en el capítulo 10.3.6.2 señala la siguiente ecuación para el cálculo de la resistencia última, tomando en cuenta que se despreciará el momento causado por la componente horizontal de la carga total de la columna debido a que el ángulo de inclinación de la columna metálica transmisora de la fuerza es muy pequeño.

$$P_u = 0,80\phi(0,85 \cdot f'_c(A_g - A_s) + (F_y \cdot A_s))$$

Donde:

P_u = resistencia última de la columna

ϕ = factor de compresión igual a 0,70 según ACI

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

A_s = área de acero en cm^2

$f'c$ = resistencia nominal del concreto 281 kg/cm^2

Fy = resistencia a fluencia del acero 2810 kg/cm^2

Se tomará como área de acero mínimo, para el cual el ACI especifica 1 % del área de la sección.

$$Pu = 0,80 * 0,70 (0,85 * 281 \text{ kg/cm}^2 (3600 \text{ cm}^2 - 36 \text{ cm}^2) + (2810 \text{ kg/cm}^2 * 36 \text{ cm}^2))$$

$$Pu = 49\,848,64 \text{ kg} = 109\,897,39 \text{ lb.}$$

Comparando:

Pu columna propuesta > Pu total de cada columna

$$109\,897,39 \text{ lb} > 27\,342,58 \text{ lb}$$

Para el refuerzo a corte, el manual ACI señala un espaciamiento mínimo menor o igual a la mitad del diámetro efecto y un recubrimiento mínimo de 2,5 centímetros en cada lado.

Espaciamiento $S = d/2$; d = lado sin recubrimiento.

$$S = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

Entonces el armado será de 7 varillas de 5/8" y estribos de 3/8" a cada 12 cm.

Diseño de zapata:

Cálculo de cargas

Datos:

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vs = 15 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Sección de columna} = 0,60 * 0,60 \text{ m}$$

Dimensionamiento de zapata

$$Pq = 10\,772,50 + 9697 = 20\,469,50 \text{ m}^2$$

$$qe = Vs - (\gamma_c * \gamma_s * 0,85)$$

$$qe = 12,65 \text{ ton/m}^2$$

$$Az = \frac{Pu}{qe} \rightarrow Az = \frac{20\,469,50 \text{ kg}}{12\,650 \text{ kg/m}^2} = 1,62 \text{ m}^2$$

Se propone área de 2 m².

Comprobación presión sobre el suelo:

$$q_{\max} = \frac{qu}{Az} \rightarrow q_{\max} = \frac{10\,772,50 + 9\,697}{4 \text{ m}^2} = 5,11 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\max} < Vs$$

$$5,11 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Presión de apoyo:

$$Pa = \frac{P + Mc}{A \cdot L}; \quad e = \frac{M}{P} \rightarrow e = \frac{Fs \cdot \frac{1.10}{4}}{P} = \frac{4\,125 \text{ kg m}}{20\,469,50 \text{ kg}} = 0,20 \text{ m}$$

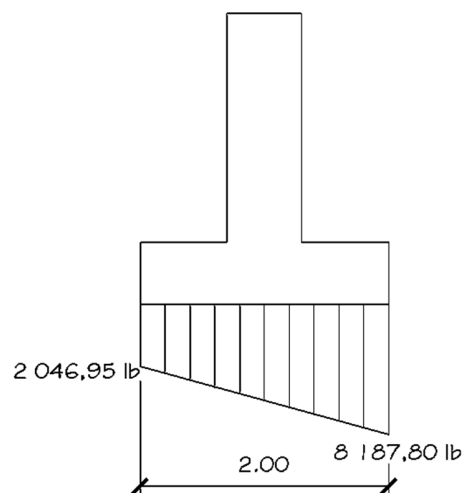
$$Pa = \frac{20\,469,5}{4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,20}{2} \right)$$

$$Pa+ = 8\,187,80 < Vs \quad \text{o.k.}$$

$$Pa- = 2\,046,95 > 0 \quad \text{o.k.}$$

Presión de diseño:

Figura 7. **Presión de diseño**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

P1=(0, -2 046,95)

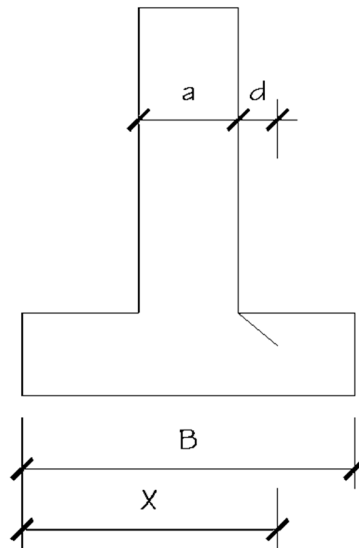
P2=(2, -8 187,80)

$$m = \frac{-8\ 187,8 - 2\ 046,95}{2 - 0} = -5\ 117,37$$

$$y - y_0 = m(x - x_0)$$

$$y = 5\ 117,37x - 2\ 046,94 = \text{presión de diseño}$$

Figura 8. **Chequeo por corte**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

$$A_{ash} = \frac{B}{2} - d - \frac{a}{2}$$

$$x = \frac{B}{2} + \frac{a}{2} + d \rightarrow x = \frac{2}{2} + \frac{0,60}{2} + 0,35 = 1,65\text{m}$$

$$y = 6\,396,72 \text{ kg} = P_{dis}$$

$$V_{act} = P_{dis} \cdot A_{ash}$$

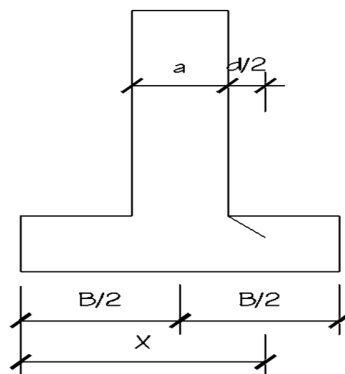
$$V_{act} = 4\,477,70 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{f'_c \cdot b \cdot d}$$

$$V_{res} = 45\,698,55 \text{ kg}$$

$$V_{res} > V_{act} \text{ O.k.}$$

Figura 9. **Chequeo por punzonamiento**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

$$x = \frac{B}{2} + \frac{a}{2} + \frac{d}{2}$$

$$x = 1.47$$

Y = 5 475,59, de ecuación Pdis.

$$V_{act} = A_{ash} * P_{dis}$$

$$V_{act} = 4 - (0,5 + 0,60)^2 (5 475,59) = 16 960,64 \text{ kg}$$

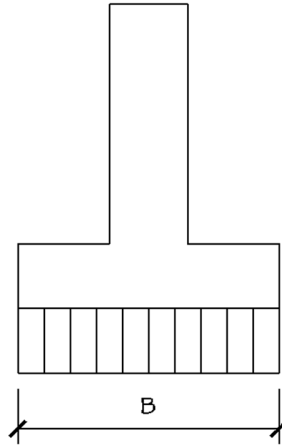
$$V_{res} = 0,85 * 1,06 \sqrt{f'_c * b_o * d} \rightarrow b_o = 4(d+a)$$

$$V_{res} = 173 654,51$$

$$V_{res} > V_{act} \text{ O.k.}$$

Presión de apoyo: (se tomó la presión máxima y la longitud a la distancia crítica al rostro de la columna).

Figura 10. **Presión de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

$$P_{dismax} = 8\,187,8 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{P_{dis} \cdot L^2}{2}$$

$$M = \frac{8\,187,8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 0,70^2}{2} = 200\,601 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = \frac{M_u / 0,90}{f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad ; \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot b}$$

Después de hacer algunas iteraciones se obtuvieron los resultados siguientes:

$$A_s = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$a = 0,18 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * b * d \rightarrow A_{smin} = 35,12 \text{ cm}^2 \text{ Usar acero mínimo}$$

Se utilizarán 20 varillas No. 5 distribuidas en ambos sentidos, proporcionando un área de 40 cm^2 , esto cubre el área de acero requerida para el diseño de la zapata.

Para evitar un corrimiento en las zapatas, se colocará una solera de amarre que las mantenga en su posición, el armado de este será simple, con 4 varillas de $3/8''$ y estribos de $1/4''$ a cada 0,20 centímetros, fundido con un concreto $4\ 000 \text{ lb/plg}^2$.

2.1.14. Red de distribución

La red de distribución es el sistema de tuberías unidas entre sí, que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento hasta el consumidor. La función principal es brindar un servicio continuo, en cantidad suficiente y de calidad aceptable.

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

- Se debe garantizar el buen funcionamiento del acueducto, por lo tanto se diseñará con el caudal de hora máxima (QHM).
- El diámetro mínimo a utilizar será de 19 mm ($3/4''$) y con PVC de 250 Psi.
- La presión deberá mantenerse en el rango de 10 a 40 m.c.a.

- Las velocidades en la red, se mantendrá en un máximo de 3 mts/seg y 0,5 mts/seg como mínimo.

2.1.14.1. Cálculo hidráulico de red

Para determinar el caudal de diseño de un tramo de red, se multiplica el caudal de vivienda por el número de viviendas existentes, si otro ramal se une a él, se suman los caudales existentes. Es importante chequear también el caudal instantáneo, se verifican los dos valores y el mayor se utiliza para el diseño de la tubería.

Para una mejor ilustración se diseñó el ramal A que comprende del nodo 3 al 5, que se podrá apreciar en los planos respectivos (ver apéndice).

$$Q_v = 0,05 \text{ L/seg} * 8 \text{ conexiones} = 0,4 \text{ L/seg}$$

$$Q_i = 0,15 \sqrt{8-1} = 0,39 \text{ L/seg}$$

Se utilizó el caudal mayor, pero como a este ramal se le unen dos ramales, se debe hacer la integración de los caudales para obtener el caudal de diseño como se muestra a continuación:

$$Q_d = 0,4 \text{ L/seg} + 0,4 \text{ L/seg} + 0,4 \text{ L/seg} = 1,2 \text{ L/seg}$$

2.1.14.1.1. Diámetro de tubería

El diámetro de la tubería se calculó de la siguiente forma.

Datos:

$$L = 171,24 \text{ m}$$

$$Qd = 1,2 \text{ L/seg}$$

$$\text{Cota 3} = 987,38 \text{ m}$$

$$\text{Cota 5} = 987,72 \text{ m}$$

Se calculó la pérdida por la diferencia de alturas entre los nodos.

$$H_f = 987,38 - 987,72 = 0,34 \text{ m}$$

Se procede a calcular el diámetro teórico de la tubería, utilizando la ecuación de Hazem& Williams:

$$D = \left(\frac{1\,743,811 \cdot 171,24 \text{ m} \cdot 1,2^{1,85}}{0,34 \cdot 150^{1,85}} \right)^{\frac{1}{4,87}} = 2,65 \text{ plg}$$

$$\varnothing \text{ menor} = 2'' = 2,193''$$

$$\varnothing \text{ teórico} = 2,65''$$

$$\varnothing \text{ mayor} = 2 \frac{1}{2}'' = 2,655''$$

Se calculó la pérdida por fricción con los diámetros comerciales, mayor y menor, con la ecuación de Hazem& Williams:

$$H_{2''} = \frac{1\,743,811 \cdot 171,24 \cdot 1,2^{1,85}}{2,193^{4,87} \cdot 150^{1,85}} = 0,86 \text{ m}$$

$$H_{2,5''} = \frac{1\,743,811 \cdot 171,24 \cdot 1,2^{1,85}}{2,655^{4,87} \cdot 150^{1,85}} = 0,34 \text{ m}$$

Se chequea la velocidad con los diámetros encontrados:

2.1.14.1.2. Velocidad de agua

La velocidad deberá estar dentro del rango de 0,5 m/seg a 3 m/seg. Se calculó con la siguiente expresión:

$$V = \frac{1,974 * Q}{\phi^2}$$

$$V_{2"} = \frac{1,974 * 1,2 \text{ lt/seg}}{2^2} = 0,59 \text{ m/s}$$

$$V_{2.5"} = \frac{1,974 * 1,2 \text{ lt/seg}}{2,5^2} = 0,38 \text{ m/s}$$

Se utilizó el diámetro de 2", aunque la pérdida sea mayor, pero la velocidad si cumple con él.

2.1.14.1.3. Cota piezométrica

Se define como el perfil de las presiones en determinado tramo. Para trazarla, es necesario conocer las cotas piezométricas de cada nodo. La cota piezométrica inicial en un sistema de distribución por gravedad es igual a la elevación de la salida del tanque de almacenamiento. El resto de cotas son el resultado de la resta entre la cota piezométrica del nodo anterior y las pérdidas por fricción del tramo analizado.

$$Cp5 = Cp3 - Hf \text{ encontrada}$$

$$Cp5 = 1\,004,62 - 0,86 = 1\,003,76 \text{ m}$$

2.1.14.1.4. Presión dinámica

Se chequea las presiones, que serán la diferencia existente entre las cotas piezométricas y de terreno en un punto.

$$Pd5 = Cp5 - Ct5$$

$$Pd5 = 1\,003,76 - 987,72 = 16,02 \text{ m}$$

Los resultados de toda la línea de distribución se pueden observar en la tabla V.

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE DISTRIBUCIÓN

Tabla V. **Diseño hidráulico**

Nodos	Longitud de Tubería mts	H.F moa	Diametro calculado	Diametro Pulgadas a usar	Cantidad de tubos	Clase Tubería En PSI	Coefficiente Hazen Williams	Numero de casas futuras	Caudal Lts/seg	Velocidad (m/s)	Perdida de Carga en moa	Cota de Terreno Inicial	Cota de Terreno Final	Cota Piezométrica a de Salida	Cota Piezométrica a de Llegada	Presion de Llegada
RAMAL PRINCIPAL																
DE 1 A 1.1	332.21	18.76	2.35	3.00	55.37	160.00	150.00	0.00	5.33	1.17	4.00	1 012.00	993.24	1 012.00	1 008.00	14.76
DE 1.1 A 2	242.03	5.98	2.79	3.00	40.34	160.00	150.00	8.00	5.33	1.17	2.91	993.24	987.26	1 008.00	1 005.09	17.83
DE 2 A 2.1	251.36	2.93	2.77	3.00	41.89	160.00	150.00	20.00	3.50	0.77	1.39	987.26	984.33	1 005.09	1 003.70	19.37
DE 2.1 A 2.2	402.33	1.13	3.27	3.00	67.05	160.00	150.00	25.00	2.50	0.55	1.19	984.33	983.20	1 003.70	1 002.51	19.31
DE 2.2 A 8	181.76	0.77	2.31	2.00	30.29	160.00	150.00	25.00	1.25	0.62	0.99	983.20	982.43	1 002.51	1 001.52	19.09
RAMAL A																
Nodos	Longitud de Tubería mts	H.F moa	Diametro calculado	Diametro Pulgadas a usar	Cantidad de tubos	Clase Tubería En PSI	Coefficiente Hazen Williams	Numero de casas futuras	Caudal Lts/seg	Velocidad (m/s)	Perdida de Carga en moa	Cota de Terreno Inicial	Cota de Terreno Final	Cota Piezométrica a de Salida	Cota Piezométrica a de Llegada	Presion de Llegada
DE 2 A 3	105.37	0.12	3.51	2.50	17.56	160.00	150.00	6.00	1.86	0.59	0.47	987.26	987.38	1 005.09	1 004.62	17.24
DE 3 A 5	171.24	0.34	2.65	2.00	28.54	160.00	150.00	8.00	1.20	0.59	0.86	987.38	987.72	1 004.62	1 003.76	16.04
DE 5 A 6	44.55	0.24	1.42	1.00	7.43	160.00	150.00	8.00	0.40	0.79	0.56	987.72	987.96	1 003.76	1 003.20	15.24
RAMAL A1																
DE 5 A 7	44.68	1.98	0.92	1.00	7.45	160.00	150.00	8.00	0.40	0.79	0.57	987.72	985.74	1 003.76	1 003.19	17.45
RAMAL A2																
Nodos	Longitud de Tubería mts	H.F moa	Diametro calculado	Diametro Pulgadas a usar	Cantidad de tubos	Clase Tubería En PSI	Coefficiente Hazen Williams	Numero de casas futuras	Caudal Lts/seg	Velocidad (m/s)	Perdida de Carga en moa	Cota de Terreno Inicial	Cota de Terreno Final	Cota Piezométrica a de Salida	Cota Piezométrica a de Llegada	Presion de Llegada
DE 3 A 4	135.35	3.05	0.99	1.00	22.56	160.00	150.00	6.00	0.33	0.65	1.20	987.38	984.33	1 004.62	1 003.42	19.09

Fuente: elaboración propia.

2.1.15. Obras de arte

Conexión domiciliar

Como parte de la red de distribución se deben considerar las conexiones domiciliarias y llena cántaros si fuesen necesarios.

Las conexiones domiciliarias están compuestas por de una llave de chorro, tubería de ½" y los accesorios necesarios, que se ubicarán en el límite de cada predio para que el costo sea lo más bajo posible.

En el caserío El Arrozal se colocarán 45 conexiones de las tuberías principales a las viviendas, válvulas de paso con la respectiva caja de seguridad.

Válvula de compuerta

Las válvulas de compuerta tienen la función de abrir o cerrar el paso del agua. Esta válvula irá colocada a la salida del tanque de distribución.

2.1.16. Sistema de desinfección

Desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos patógenos presentes en el agua, mediante la aplicación directa de medios físicos y químicos para obtener agua potable.

El tratamiento o sistema de desinfección mínimo que se le debe dar al agua para consumo humano, es de control sanitario y generalmente se aplica

para comunidades del área rural, con fuentes provenientes de manantiales, donde el caudal requerido no es muy grande.

En este caso, la desinfección se realizará mediante el uso de cloro, ya que es efectivo, económico y fácil de utilizar. La cloración se hará mediante pastillas o tabletas, (formas de presentación del cloro, que tienen un tamaño de 3" de diámetro, por 1" de espesor), con una solución de cloro al 90 % y un 10 % de estabilizador. El peso de cada tableta es de 200 gr y la velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gr en 24 horas.

Alimentador automático de tricloro. El alimentador de tricloro es un recipiente en forma de termo que alberga tabletas, las cuales se disuelven mediante el paso del agua en el mismo; estos alimentadores se diseñarán para diferentes capacidades de tabletas, dependiendo del caudal requerido para el proyecto.

Para determinar la cantidad de tabletas necesarias para clorar el caudal de agua para el proyecto, se aplica la siguiente expresión:

$$G = \frac{m \cdot a \cdot d}{\% \text{ CL}}$$

Donde:

G = gramos de tricloro

m = miligramos por litro deseados

a = litros de agua a tratarse por día

d = número de días

% CL = concentración de cloro

La cantidad de gramos de tricloro oscila entre 0,07 % y 0,15 %, este depende del caudal de bombeo, para este proyecto se utilizará un valor de 0,1 %.

$$a=4,2 \frac{\text{lt}}{\text{seg}} * \frac{60\text{seg}}{1\text{min}} * \frac{60\text{min}}{1\text{hor}} * \frac{8\text{hor}}{1\text{dia}} = 120\ 960 \frac{\text{L}}{\text{dia}}$$

$$G = \frac{0,001 * 120\ 960 \frac{\text{L}}{\text{dia}} * 30 \text{ días}}{0,90} = 4\ 032 \text{ gramos}$$

Por lo tanto: 4 032 gramos/200 gramos ≈ 20 tabletas al mes, entonces se propone un alimentador automático modelo PPG3015, usado para pequeñas comunidades entre 50 y 250 familias, con sistema de gravedad o bombeo.

2.1.17. Evaluación de Impacto Ambiental

Una Evaluación de Impacto Ambiental debe investigar, evaluar y documentar la información que permite entender, a los ciudadanos y a las entidades gubernamentales, los riesgos y beneficios de la acción propuesta y las alternativas razonables. Esta información se hace disponible a los individuos y organizaciones que estarán involucradas en la acción, incluyendo entre otros, a los especialistas ambientales, a los planificadores de la acción y al público en general.

La evaluación debe considerar toda la información importante sobre la naturaleza de la acción propuesta, alternativas razonables a la acción propuesta, incluyendo la alternativa de no acción, el propósito y necesidad de la acción, el medio ambiente donde se propone la acción y una discusión de los impactos ambientales que se anticipan. Cuando se concluye el informe que

documenta el proceso, se convierte en una fuente primordial de información y un historial del proceso de Evaluación de Impacto Ambiental. Este expediente se convierte en el documento de decisión.

El plan de manejo ambiental contiene medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas. A continuación se presentan las medidas para la etapa de operación.

Tabla VI. **Impacto ambiental, etapa de operación**

ETAPA DE OPERACIÓN		
ACTIVIDADES	IMPACTOS NEGATIVOS	MEDIDAS DE MITIGACIÓN
Avance de la frontera agrícola, Explotación maderera, presión de la comunidad en el área de la fuente por demanda de leña o bien expansión de las áreas de pastoreo.	Disminución de capacidad de la fuente por efecto de la deforestación y por el propio consumo de la población. Alteración del suelo y cuerpos de agua por la construcción de la obra pero solo en el momento además podría ser por plaguicidas, herbicidas y residuos de abonos.	Reforestar el área de la cuenca y vigilar las actividades efectuadas en ella, principalmente aguas arriba de la captación. Circular el área de la captación, para evitar el ingreso de animales y que sirva de disuasor para las personas. Motivar y capacitar a la población en el manejo de la conservación de las fuentes de agua. Incentivar la organización de las comunidades para que vigilen que el manejo integral de la cuenca y la conservación del recurso hídrico sean adecuados.
Comprobación de caudales; presiones; funcionamiento de tubería, obras y accesorios.	Malestar de los usuarios al inicio de la planificación.	Asegurar que los caudales y presiones de diseño son los que recibe la población.

Continuación de la tabla VI.

Calidad del agua	<p>Malestar de los usuarios al inicio de la construcción.</p> <p>Amenaza a la salud por déficit en calidad del producto.</p> <p>Incrementos en los gastos de cada usuario al proporcionar a la mano de obra.</p>	<p>Potabilizar el agua de manera que sea apta para el consumo humano.</p> <p>Establecimiento de un programa de vigencia de la calidad del agua.</p>
Continuidad del servicio	<p>Amenaza a la salud por déficit en cantidad de intercepciones del servicio.</p>	<p>Garantizar que habrá suficiente cantidad y que el servicio será continuo.</p> <p>Establecer un programa de prestación de servicio con el fin de garantizar la continuidad. Cuando es inevitable la interrupción del servicio o bien se presta por determinadas horas o días, es imprescindible el establecimiento de un programa de gestión social que se encargue de mantener a la población bien informada y hacerle entender que por el momento no existe otra solución.</p>

Fuente: elaboración propia.

Descripción de actividades para la construcción del proyecto.

Actividades preliminares:

- Trazo, preparación de paso y zanjeo
- Chapeo y limpieza general
- Construcción de bodega para materiales temporales

Obra civil:

- Limpieza
- Excavación de zanjas para tuberías
- Armado y fundición de estructuras de concreto
- Instalación de tuberías de conducción
- Relleno de zanjas
- Construcción de obra de arte
- Instalación de tubería
- Instalación de conexiones domiciliarias
- Reforestación
- Uso del sistema
- Operación y mantenimiento

Identificación y valoración de los impactos

Se hará una identificación de los impactos y el origen, sin mostrar un valor cuantitativo de ese impacto; sin embargo por la importancia del proyecto a la comunidad hará que se beneficien no sólo en lo económico sino en la salubridad. Se mencionarán algunos elementos ambientales fundamentales, que en un proyecto de agua debe de considerarse.

- Características físicas: entre estas características se pueden mencionar: tierra, agua y atmósfera.
- Condiciones biológicas: flora y fauna.
- Relaciones ecológicas: salinización de recursos hídricos, insectos y enfermedades.

Para evaluar el proyecto en conjunto es necesario basarse en resultados, donde se haga un balance entre el beneficio contra el impacto que se tendrá durante la construcción y operación del proyecto; este proyecto es imprescindible para evitar enfermedades gastrointestinales en la población.

Algunos de los elementos afectados durante la construcción, que tienen impactos negativos pero mitigables son:

Características físicas: tierra y agua.

Condiciones biológicas: flora.

Factores culturales: uso del suelo y actividades.

Relaciones ecológicas: salinización de recurso hídrico, insectos, etc.

2.1.18. Presupuesto

Se elaboró el presupuesto detallado del proyecto, con precios y mano de obra del municipio, con el fin de tener el costo total de inversión.

Tabla VII. **Resumen de costos**

TABLA RESUMEN					
No	REGLON	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Corte en zanja	880	m3	Q 96,84	Q 85216,82
2	Relleno en zanja	880	m3	Q 123,69	Q 10 8847,20
3	Red de distribución	1950	m	Q 101,96	Q 19 8821,70
4	Línea de impulsión	132	m	Q 165,74	Q 21 878,01
5	Conexiones domiciliarias	40	U	Q 720,56	Q 28 822,33
6	Cimentación (CB)	17	ml	Q 425,26	Q 7 229,38
7	Solera de humedad (CB)	17	ml	Q 167,73	Q 2 851,46
8	Solera intermedia (CB)	17	ml	Q 123,27	Q 2 095,63

Continuación de la tabla VII.

9	Solera final (CB)	17	ml	Q 167,73	Q 2 851,46
10	Levantado de muro (CB)	50	m2	Q 369,78	Q 18 489,24
11	Columna tipo C (CB)	12,5	ml	Q 183,54	Q 2 294,29
12	Columna tipo B (CB)	12,5	ml	Q 197,29	Q 2 466,16
13	Columna tipo A (CB)	12,5	ml	Q 248,99	Q 3 112,31
14	Piso torta de cemento (CB)	17,16	m2	Q 224,50	Q 3 852,34
15	Losa (CB)	22,5	m2	Q 814,19	Q 18 319,22
16	Ventana + puertas metálicas	1	global	Q 5 164,93	Q 5 164,93
17	Tanque elevado	1	global	Q 43 3895,96	Q 433 895,96
18	Bomba sumergible	1	global	Q 40 386,32	Q 40 386,32
				TOTAL	Q 986 594,78

Fuente: elaboración propia.

2.1.19. Programa de operación y mantenimiento

Mantenimiento preventivo: son acciones que se llevan a cabo antes de que se produzcan daños en los equipos e instalaciones, con el fin de evitarlos o disminuir los efectos. El mantenimiento preventivo disminuye costos y evita problemas a la comunidad.

Mantenimiento correctivo: reparación de daños de los equipos o instalaciones, causados por accidentes o por deterioro normal debido al uso.

El responsable de supervisar todos los trabajos de mantenimiento preventivo y reparaciones en los acueductos también toma ciertas decisiones en la resolución de problemas que se le plantean en la comunidad y que deben ser resueltos de inmediato para garantizar el buen funcionamiento del sistema.

Entre las actividades de mantenimiento se encuentran:

- Limpiar cada tres meses el terreno adyacente al tanque, quitando la maleza y los desechos vegetales o animales.
- Lavar y limpiar el interior del tanque.
- Inspeccionar las vías en las que se encuentra enterrada la red de distribución con el fin de detectar fugas u otras anomalías. Si es posible corregirlas.
- Cada seis meses revisar si hay fugas o daños en los componentes visuales de la red. Revisar el funcionamiento de las válvulas haciéndolas girar lentamente; las válvulas deben abrir y cerrar fácilmente. Observar si hay fugas en las válvulas y si las piezas externas están completas y en buen estado, corregir los defectos si es necesario o cambiar toda la válvula.
- Pintar o retocar, con pintura anticorrosiva, las válvulas y accesorios que están a la vista en la red de distribución, cada seis meses.
- Abrir y cerrar las válvulas lentamente varias veces con el fin de eliminar los depósitos que se hayan podido acumular en el asiento de la compuerta. Comprobar que el número de vueltas y el sentido de rotación (al cerrar o abrir) coincide con el indicado en la hoja de registro.
- Revisar los empaques, si están en mal estado, cambiarlos, verificando que los pernos y tuercas estén suficientemente apretados para evitar fugas.
- Revisar el estado del vástago o eje del tornillo, observando si se encuentra torcido o inmovilizando, debido al óxido. Cambiar la pieza si es necesario.
- Revisar y limpiar las cajas de las válvulas. Informar si es necesario subirlas, bajarlas o reemplazarlas, según sea la posición o estado en que se encuentren.
- En la instalación de tubería bajo tierra, debe tenerse especial cuidado en seguir las indicaciones técnicas para evitar el aplastamiento, rompimiento o perforación de los tubos, especialmente en los cruces de caminos o en terrenos que se usen para cultivos.

- Revisar la tubería y los accesorios que se van a ensamblar para verificar que no estén tapados, perforados o quebrados.
- Los cortes defectuosos permitirán fugas de agua al instalar la tubería.
- Colocar pegamento sobre el extremo del tubo y en el accesorio. Colocar el accesorio en el tubo, girarlo $\frac{1}{4}$ de vuelta, ajustarlo en la posición deseada y sostenerlo durante 15 segundos; limpiar el exceso de pegamento.

2.1.20. Propuesta de tarifa

Costo de energía:

El motor será de 5 HP o 3 730 watts.

Tiempo de servicio al inicio = 8 horas

Población a servir al inicio = 240 habitantes

Total de conexiones al inicio del proyecto = 40

Consumo diario de energía = 3 730 w * 8 horas = 29 840 watt

Consto del consumo diario (29 840 w /1 000) * Q 1.7 Kw/h = Q 50,73

Costo de consumo mensual = Q 50,73 * 30 días = Q 1 521,84

Costo de cloración:

20 tabletas = 4 032 gramos = 9 libras

Costo de 100 lb de hipoclorito de calcio = Q 1 000,00

Costo mensual de la cloración = 9 lb * Q 10,00 = Q 90,00

Costo de operación y mantenimiento:

Consumo de energía mensual = Q 1 521,84

Consumo mensual de cloro	=	Q 90,00
Mantenimiento del sistema	=	Q 400,00
Total por mes	=	Q 2 011,84

Tarifa por vivienda mensual:

$$Q 2 011,84 / 40 \text{ conexiones} = Q 50 / \text{mes}$$

2.1.21. Evaluación socioeconómica

La evaluación del proyecto por medio de métodos matemáticos y financieros es de utilidad para conocer la rentabilidad que genera, para ello se utilizan los métodos de Valor Presente Neto y Tasa Interna de Retorno, que se describen a continuación.

2.1.21.1. Valor Presente Neto

Según el análisis de costos que se realizó, la Municipalidad de Flores, Petén deberá hacer una inversión inicial de Q 1 012 782,67 en la ejecución del proyecto de la introducción de agua potable para el caserío El Arrozal. Se tendrá un costo de mantenimiento mensual del sistema, por Q 400,00. Se estima tener los siguientes ingresos: la instalación de la acometida será un pago único de Q 200,00 por vivienda; también se pedirá un ingreso mensual por vivienda de Q 50,00. Suponiendo una tasa del 5 % al final de los 22 años de vida útil, se determinará la factibilidad del proyecto por medio del valor presente neto.

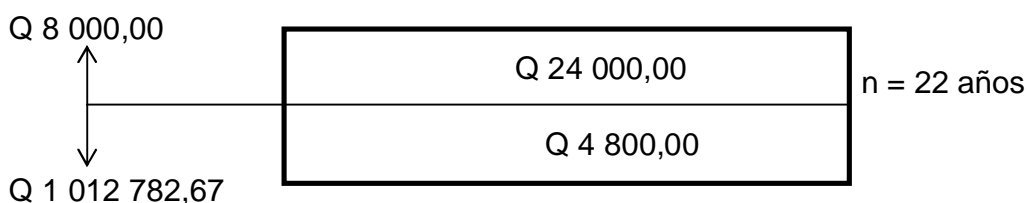
Tabla VIII. **Cálculo de Valor Presente Neto**

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo inicial		Q 1 012 782,67
Ingreso inicial	(Q 200/viv)(40viv)	Q 8 000,00
Costos anuales	(Q 400/mes)(12mes)	Q 4 800,00
Ingresos anuales	(Q 50/viv)(40viv)(12mes)	Q 24 000,00
Vida útil, en años		22 año

Fuente: elaboración propia.

Para analizar este proyecto se situará en una línea de tiempos los ingresos y egresos para trasladarlos al valor presente, utilizando una tasa de interés del 5 %, debido a que el proyecto es de carácter social.

Figura 11. **Diagrama Valor Presente Neto**



Fuente: elaboración propia.

$$VPN = -1\,012\,782,67 - 4\,800 \left(\frac{(1+0,05)^{22}-1}{0,05(1+0,05)^{22}} \right) + 8\,000 + 24\,000 \left(\frac{(1+0,05)^{22}-1}{0,05(1+0,05)^{22}} \right)$$

$$VPN = -752\,110,67$$

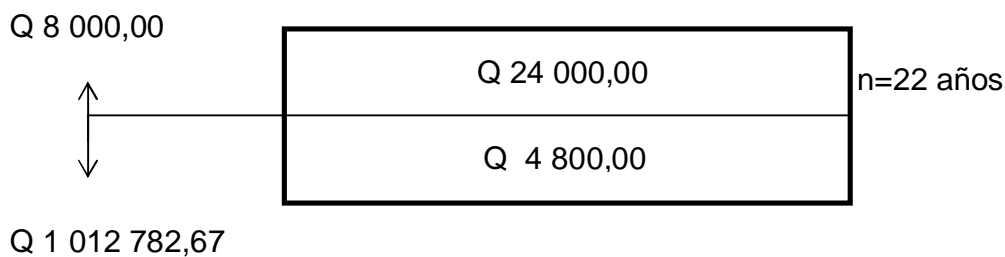
Como se puede observar, el Valor Presente Neto de este proyecto es negativo, es decir que no produce utilidad alguna dado que es de carácter social y su objetivo es promover el desarrollo y la salud en la comunidad.

2.1.21.2. Tasa Interna de Retorno

La alcaldía construirá la introducción de agua potable para el caserío El Arrozal, con un costo inicial aproximado de Q 1 012 782,67. Por otra parte, la alcaldía necesita de Q 4 800,00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q 24 000,00 por la cuota de amortización, también se tendrá un ingreso inicial por el derecho de cada conexión domiciliar, este será de Q 8 000,00 por el total de 40 viviendas existentes, con lo cual se pretende cubrir los gastos en el período de 22 años, que corresponde a la vida útil del sistema.

Para encontrar la tasa interna de retorno de este proyecto se analiza de la siguiente manera:

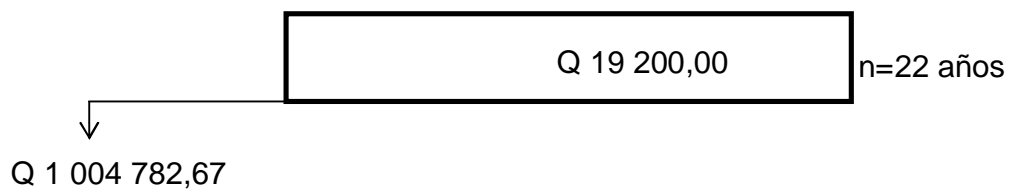
Figura 12. Diagrama Tasa Interna de Retorno



Fuente: elaboración propia.

Simplificando la gráfica.

Figura 13. **Diagrama Simplificado Tasa Interna de Retorno**



Fuente: elaboración propia.

Utilizando -5 %

$$VPN = -1\,004\,782,67 + 19\,200,00 \left(\frac{(1+(-0,05))^{22} - 1}{0,05(1+(-0,05))^{22}} \right)$$

$$VPN = -201\,888,74$$

Utilizando -7 %

$$VPN = -1\,004\,782,67 + 19\,200,00 \left(\frac{(1+(-0,07))^{22} - 1}{0,05(1+(-0,07))^{22}} \right)$$

$$VPN = 74\,805,84$$

Interpolando se puede encontrar el interés que se necesita.

$$-5 \% \rightarrow -201\,888,74$$

$$\text{TIR} \rightarrow 0$$

$$-7 \% \rightarrow 74\,805,84$$

$$TIR = \frac{(-5 - (-7))(0 - 74\,805,84)}{-201\,888,74 - 74\,805,84} - 7$$

TIR = - 6,46 %

Se observa que la Tasa Interna de Retorno es negativa, debido a que el proyecto es de carácter social, es decir que no busca ganancias sino el bienestar público.

2.2. Diseño del salón comunal para la aldea Macanché

El siguiente proyecto que se priorizó en el municipio de Flores, para seguir con el correspondiente apoyo en beneficio a los pobladores, fue el diseño de un salón comunal ubicado en la aldea Macanché.

2.2.1. Descripción del proyecto

Un salón comunal es un lugar de reunión con carácter social cultural y/o religioso dedicado a la población en general. Dado que la aldea Macanché, no cuenta con una instalación adecuada para tal efecto, se presenta una propuesta de solución en el presente diseño, en donde se utilizará un terreno de dimensiones adecuadas ubicado en dicha comunidad.

El proyecto consiste en una edificación de 500 m², el cual contará con escenario, servicios sanitarios, taquilla y vestidores. Para tal efecto se utilizará un techo curvo para cubrir toda el área.

2.2.2. Descripción del área disponible

Para el diseño del salón comunal existe un área de 1 500 m², de los cuales se tomaron 500 m² y el resto para una buena circulación en el ingreso.

2.2.3. Requerimiento de áreas

Es importante tener claro el requerimiento de las áreas para un centro cultural y social, como lo es un salón comunal, para que cumpla con todos los requisitos necesarios.

Tabla IX. **Áreas mínimas para centros de usos comunitarios**

AMBIENTE	USO	ÁREA MÍNIMA
Salón social	Actividades sociales, culturales, deportivas.	600 m ²
Vestidores + S.S.	Cambio de vestuarios, servicios de necesidad.	20 m ²
Escenario	Actuación, coronación.	60 m ²
Taquilla	Cobro ingreso al salón.	4 m ²
Área de mesas	Espacio para estar espectadores.	60 m ²

Fuente: Sección de Diseño y Desarrollo de Edificios, INFOM.

2.2.4. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico del salón comunal se refiere a la forma adecuada de distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el salón. Se hace así para tener un lugar cómodo y funcional para el uso. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos.

Los edificios se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan.

En el caso del salón comunal de Macanché se necesita: un escenario, servicios sanitarios, área de vestidores, área de taquilla y área de estar para el público. Sin embargo, para este caso en particular, se tomaron en cuenta los aspectos de escenario, área de taquilla y área de estar para el público. Los resultados se pueden observar en los planos constructivos del salón comunal.

2.2.4.1. Distribución de espacios

La forma de los ambientes y la distribución dentro del edificio se realizará del modo tradicional, el cual consiste en un escenario con 60 m², área de estar para el público de 225 m², área de taquilla de 20 m², y un nivel de diferencia de 0,90 metros entre escenario y área de estar, el cual es cubierto por gradas.

2.2.4.2. Alturas

El salón de usos múltiples será de un nivel y cumple con las normas de la sección de Diseño y Desarrollo de edificios del INFOM.

Tabla X. **Alturas recomendadas de techos o entrepisos en metros**

Proyecto	Clima templado o frío	Clima cálido
Edificio municipal	2,65	3,00
Mercado	4,50	4,80
Locales fijos	2,65	3,00
Rastro	4,50	4,80
Centro de uso comunal	4,50	4,80
Salón social	4,00	5,00
Salón social + deportivo	6,00	6,00

Fuente: JORDÁN, Mario René. *Propuesta de normas de diseño para edificios de uso público en la República de Guatemala*. p 49.

La altura de las ventanas es de 1 metro y del nivel del suelo a las mismas hay 2,60 metros. Las alturas de las puertas en los ingresos son de 2,40 metros. Los muros tienen una altura total de 3,90 metros.

2.2.4.3. Tipo de estructura

En la selección del sistema estructural influyen los factores de resistencia, economía, estética, clima, recursos disponibles en la región y la calidad de la mano de obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

Para este caso, se eligió mampostería reforzada con cubierta de techo curvo.

2.2.5. Análisis estructural

El análisis estructural es la serie de cálculos que se realizan para proporcionar las dimensiones adecuadas de los elementos, para que resistan las cargas a los que estarán sometidos.

2.2.5.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

Consiste en determinar las características de la edificación. La mampostería a utilizar será block de 14 x 19 x 39 centímetros; con un f'm de 25 Kg/cm², el acero para el refuerzo será de grado 40 ($f_y = 2\ 810\ \text{Kg/cm}^2$). El valor soporte para el suelo será 10.13 ton/m². La cota de cimentación será de 1,50 metro.

2.2.5.2. Cargas de diseño

Son las diferentes cargas que resistirá la estructura, las cuales pueden ser en diferentes direcciones.

2.2.5.2.1. Carga muerta

Estas cargas consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura como son: cubierta, muros, etc.

Dado que es un techo de cubierta curva, las cargas muertas a considerar se definen en función de la luz y la flecha en el caso crítico no será mayor de 2,8 lb/pie² (13,07 kg/m²).

Los resultados son los siguientes:

El área a cubrir será de 20 m * 25 m.

Las columnas estarán separadas a una distancia de 2,50 m

Ancho de cada panel 0,30 m.

Peso por panel = $0,30 \text{ m} * 21,44 \text{ m} * 13,70 \text{ kg/m}^2 = 88,12 \text{ kg}$

$P = 88,12 \text{ kg} * 83 \text{ paneles} = 7\,313,96 \text{ kg}$

$$\text{C.M.} = \frac{7\,313,96 \text{ paneles}}{25 \text{ m}} = 146,28 \text{ kg/m}$$

2.2.5.2.2. Carga viva

Se define en función de las necesidades de la carga del proyecto (área volcánica, instalaciones eléctricas, cielo falso, marcadores electrónicos, etc.).

Típicamente 8 lb/pie^2 ($39,12 \text{ kg/m}^2$)

$\text{C.V.} = 12,75 \text{ kg/m}$

Nota: dato obtenido por el fabricante

2.2.5.2.3. Carga de viento

El valor se considera en función de las condiciones de viento imperantes en la región a construir (aeropuertos, playa, planicies, hondonadas, etc.). Las fuerzas del viento se consideran, en general, como cargas móviles que pueden actuar en cualquier dirección. Estas ejercen presión sobre las áreas expuestas de la estructura.

La presión del viento en edificio puede estimarse con la siguiente expresión que esta dada en el sistema internacional.

$$q_v = 0,005 * v^2$$

Donde:

qv = carga del viento por unidad de superficie (kg/m^2)

v = velocidad de diseño del viento (km/h)

En este caso se utilizó la velocidad del viento con el valor más alto registrado en el departamento de Petén, el cual se dio en junio de 1993, siendo de 12 km/h .

Tabla XI. **Velocidad del viento en Petén**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1992	6,2	5,7	8,0	8,6	7,6	6,1	7,8	5,7	5,6	5,2	5,2	3,0	6,2
1993	5,9	5,0	7,0	8,0	7,8	12,0	10,0	9,7	10,0	9,5	9,1	9,0	8,6
1994	5,0	4,2	9,3	7,3	6,7	3,8	0,0	4,0	4,5	3,0	3,0	2,1	4,8
1995	6,1	5,8	9,1	8,2	10,0	6,5	5,3	4,0	5,0	5,7	3,8	4,2	6,1
1996	6,9	6,9	9,2	11,8	7,8	5,0	3,9	0,0	3,8	6,0	4,8	4,0	6,4
1997	4,5	6,8	7,0	7,0	5,3	6,5	3,7	4,4	2,5	5,5	0,0	4,5	5,2
1998	2,8	5,0	8,7	9,6	8,2	8,0	7,2	3,7	2,8	7,4	4,4	9,6	6,5
1999	5,9	6,0	8,2	9,5	6,0	4,2	5,0	3,4	4,0	4,3	5,3	5,4	5,6
2000	6,1	7,4	9,0	1,5	8,3	6,8	5,8	4,9	6,1	6,1	5,1	5,1	6,0
2001	5,8	6,3	6,1	9,6	6,1	5,8	4,1	5,2	6,0	5,7	5,1	4,4	5,8
2002	6,1	7,2	8,4	7,9	8,8	6,8	6,9	5,3	5,1	4,3	5,3	4,8	6,4
2003	5,4	6,0	7,2	8,0	9,3	5,7	7,0	4,6	4,7	4,8	4,7	4,5	6,0
2004	4,2	5,5	6,4	7,6	6,6	6,8	4,7	4,4	3,8	2,9	4,6	4,3	5,2
2005	3,9	5,5	7,6	7,4	4,6	5,1	5,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,9	5,2
2006	2,5	3,5	0,0	4,1	0,0	0,0	4,6	4,3	4,3	0,0	0,0	0,0	3,9
2007	5,1	5,4	7,0	7,8	7,3	5,8	6,8	4,4	4,1	6,3	4,1	3,9	5,7
2008	5,1	6,2	8,2	7,9	8,0	7,9	6,5	5,8	4,8	5,1	4,1	6,6	6,3
2009	4,8	5,7	7,5	10,8	7,9	6,4	5,5	4,9	4,3	5,5	5,4	0,0	6,2
2010	5,0	6,2	7,3	6,0	6,0	6,0	5,0	5,0	4,0	5,8	4,0	3,0	5,3

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), estación Flores, Aeropuerto Mundo Maya, velocidad del viento Km/h .

$$qv = 0,005 \cdot 12^2 \text{km/h} = 0,72 \text{ kg/m}$$

2.2.5.2.4. Carga de sismo

Las cargas de sismo tienen 3 tipos de origen, que son: el desplazamiento de las placas tectónicas, erupciones volcánicas y recientemente las provocadas por actividades humanas. En Guatemala, un país de alto riesgo sísmico, se diseña y refuerzan las estructuras contra tales eventos, para lo cual es necesario calcular las fuerzas dinámicas horizontales y verticales que se generan, aproximándolas a fuerzas estáticas equivalentes.

Método SEAOC (Structural Engineers Association Of California)

Corte basal (V): es la fuerza sísmica que el suelo transmite a la estructura en la base, está dado por la fórmula:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

Z = coeficiente de riesgo sísmico

I = coeficiente de importancia de la estructura

K = coeficiente que depende del tipo de estructura

C = coeficiente relacionado al periodo de vibración de la estructura

S = coeficiente que depende del suelo

W = peso propio de la estructura

Para estructuras de un nivel, la combinación de factores ZIKCS es igual a 0,1 por lo que el valor para el corte basal V será: $V = 0,1 W$, donde W = peso propio de la estructura.

2.2.6. Diseño estructural

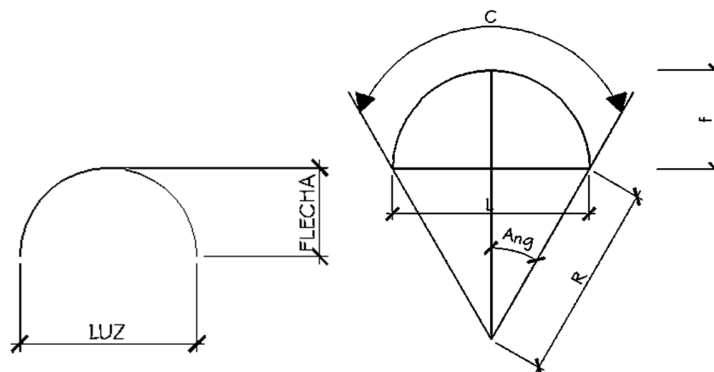
El diseño estructural se refiere al arreglo y dimensionamiento de la estructura y las partes para que soporten satisfactoriamente las cargas colocadas sobre ellas.

2.2.6.1. Diseño de cubierta

El techo es proporcionado por una empresa de techos de cubierta curva, la materia prima consiste en rollos de lámina de acero, en calidad estructural, recubierta con aluzinc (una aleación de aluminio y zinc en mayor porcentaje aluminio), que es extremadamente resistente a la corrosión lo que da como resultado un techo altamente durable.

El aluzinc tiene una vida útil cuatro veces mayor que cualquier tipo de lámina, los espesores de la lámina que se utiliza en cada caso, equivalen aproximadamente lo que comercialmente se le conoce como calibres.

Figura 14. **Diseño de cubierta**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Luces y flechas permisibles.

Luz mínima (m)	2,00
Luz máxima (m)	30,00
Rel. flecha/luz min.	1/10
Rel. flecha/luzmax.	½

Donde:

R = radio de curvatura

L = luz libre

C = longitud de desarrollo

f = flecha

Ángulo = semiángulo en grados.

Cálculo de flecha:

$$f = L/6$$

$$f = 20 \text{ m} / 6 = 3,33 \text{ m}$$

Cálculo de radio:

$$R = \frac{\frac{L^2}{4} + f^2}{2*f}$$

$$R = \frac{\frac{20^2}{4} + 3,33^2}{2*3,33} = 16,68 \text{ m}$$

Ángulo:

$$\text{Angulo} = \sin^{-1} \frac{L}{2 \cdot R}$$

$$\text{Angulo} = \sin^{-1} \frac{20\text{m}}{2 \cdot 16,68\text{m}} = 36,83^\circ$$

Cálculo de longitud de desarrollo del techo:

$$C = \frac{\pi \cdot 16,68\text{m} \cdot 36,83\text{m}}{90} = 21,44 \text{ m}$$

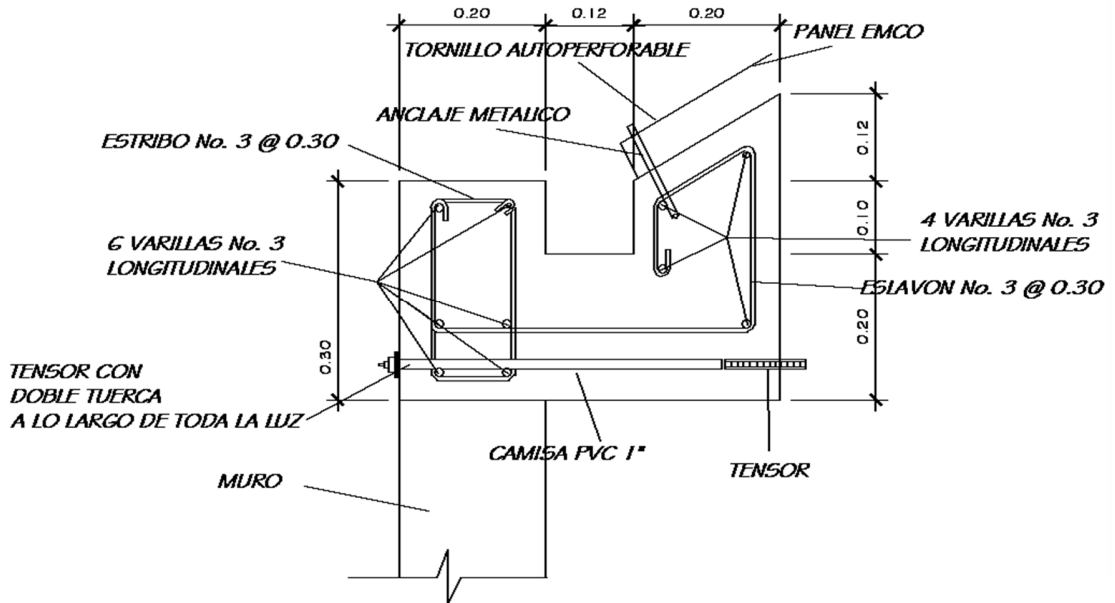
Montaje:

Una vez fabricados los paneles se engrapan para formar grupos de paneles o paquetes. Estos paquetes se levantan y se colocan en el lugar definitivo con una grúa, finalmente los paquetes ya montados se engrapan entre sí y así el techo queda totalmente instalado.

2.2.6.2. Diseño de viga de anclaje

La viga de anclaje puede ser en concreto o metal, esta viga es el elemento en donde el techo irá apoyado. El fabricante recomienda que sea construida conforme la relación de flecha/luz, para ello proporciona las medidas a usar.

Figura 15. **Viga anclaje**



Fuente: empresa CURVODEGUA.

Comprobación de área de acero para viga canal:

Carga que genera la cubierta= 793,08 kg

Momento del rostro de la viga a donde se apoya la cubierta = 412,40 kg-m

$$A_{sreq} = \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu^*b}{0,003825*f_c}} \right) \left(\frac{0,85*f_c}{f_y} \right)$$

$$A_{sreq} = \left(30*30 - \sqrt{(30*30)^2 - \frac{412,40*30}{0,003825*2400}} \right) \left(\frac{0,85*2400}{281} \right) = 5,44 \text{ cm}^2$$

Acero propuesto = 10 var. No. 3

Area de acero No. 3 = $0,71 \text{ cm}^2$

Area acero propuesto = $7,1 \text{ cm}^2$, la cantidad de acero si es la adecuada

2.2.6.3. Diseño de muro de mampostería

Para el diseño de los muros se procedió a utilizar el método simplificado de diseño en muros de mampostería. Este asume que sólo los muros paralelos a la dirección del sismo contribuyen a la resistencia, desprecia la contribución de los muros transversales a la dirección de la fuerza aplicada. Es necesario calcular lo siguiente:

- La rigidez de cada muro en la dirección del sismo
- El centro de corte de muros
- El centro de masa
- La carga lateral y su distribución
- La distribución del momento de volteo

2.2.6.3.1. Cálculo de rigidez de los muros

En el cálculo de rigideces es necesario tomar en cuenta el tipo de techo, pues existen diferentes fórmulas para hacerlo.

Para calcular las rigideces en un techo de losa se consideran las paredes doblemente empotradas y para un techo con estructura metálica y lámina, se consideran en voladizo. Además, las rigideces se calculan en forma diferente cuando el muro tiene puertas y/o ventanas y siempre que el área de estas sea igual o menor al área del muro.

La forma de calcular la rigidez en este caso es la siguiente:

Se calculan las rigideces totales del muro por medio de la ecuación:

$$R = \frac{tm}{4a^3 + 3a}$$

$$a = \frac{hm}{lm}$$

Se encuentra la rigidez equivalente como se trata de resistencias eléctricas, por medio de la ecuación:

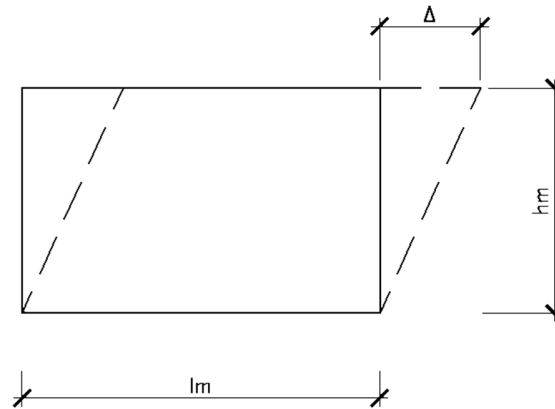
$$R_{\text{serie}} = R_{\text{equivalente}} = R_1 + R_2 + R_3 \dots + R_n$$

$$R_{\text{paralelo}} = R_{\text{equivalente}} = \frac{1}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{1}{R_3} \dots + \frac{1}{R_n}}$$

Donde: R1, R2, R3...Rn tienen un valor igual a la rigidez total calculada.

Los muros se consideran en voladizo por ser de cubierta de lámina.

Figura 16. **Deformación en el muro**

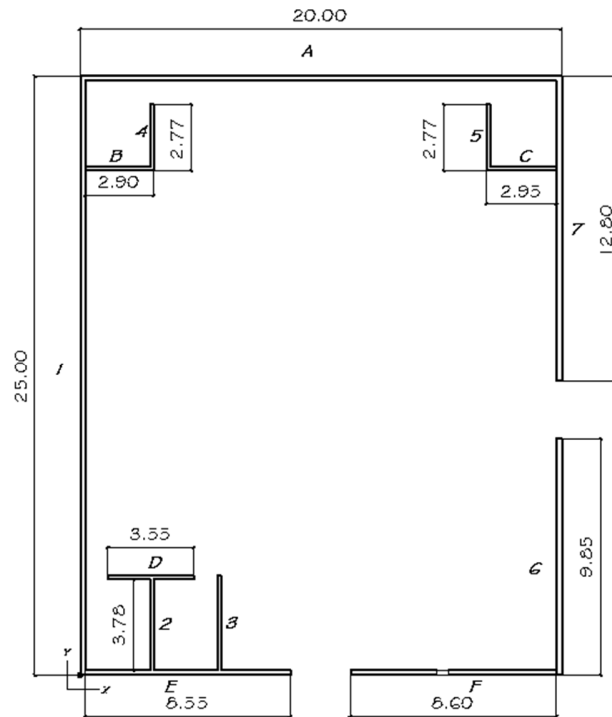


Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Donde:

- Δ = deflexión
- h_m = altura del muro
- t_m = espesor del muro
- l_m = longitud del muro
- R = rigidez del muro
- E = módulo de mampostería

Figura 17. Muros



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

Datos del muro A:

$$h_m = 3,90\text{m}$$

$$t_m = 0,20\text{ m}$$

$$l_m = 20\text{ m}$$

E = se asume 1 ya que no afecta el cálculo de rigidez

$$a = \frac{3,90\text{ m}}{20\text{ m}} = 0,195$$

$$R = \frac{0,20\text{ m}}{4(0,195)^3 + 3(0,195)} = 0,33$$

Tabla XII. **Rigideces en muros**

MURO	lm (m)	hm (m)	a	tm (m)	R*E
A	20.0	3,90	0,195	0,20	0,33
B	2.90	3,90	1,34	0,15	0,01
C	2.95	3,90	1,32	0,15	0,01
D	3.55	2,60	0,73	0,15	0,04
E	8.55	2,60	0,30	0,20	0,19
F	8.60	2,60	0,30	0,20	0,19
1	25.0	3,90	0,15	0,20	0,43
2	3.78	2,60	0,68	0,15	0,04
3	3.78	2,60	0,68	0,15	0,04
4	2.77	3,90	1,40	0,15	0,009
5	2.77	3,90	1,40	0,15	0,009
6	9.85	3,90	0,39	0,20	0,14
7	12.8	3,90	0,30	0,20	0,19

Fuente: elaboración propia.

2.2.6.3.2. Centro de corte

Obtenido el valor de la rigidez de cada uno de los muros se procede a calcular el centro de corte de muros, tomando como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecido. Las ecuaciones para calcularlo son las siguientes:

$$X_{cc} = \frac{\sum X1 * R}{\sum R * E}$$

$$Y_{cc} = \frac{\sum Y1 * R}{\sum R * E}$$

Tabla XIII. Centro de corte en sentido Y

MURO	R*E	Y1	Y1*R
A	0,33	25,00	8,25
B	0,01	21,05	0,21
C	0,01	21,05	0,21
D	0,04	3,78	0,15
E	0,19	0,00	0,00
F	0,19	0,00	0,00
Σ	0,77		8,82

Fuente: elaboración propia.

$$Y_{cc} = \frac{8,82}{0,77} = 11,45m$$

Tabla XIV. Centro de corte en sentido X

MURO	R*E	X1	Y1*R
1	0,430	0,00	0,00
2	0,040	2,73	0,10
3	0,040	5,53	0,22
4	0,009	2,75	0,02
5	0,009	16,60	0,15
6	0,140	20,00	2,80
7	0,190	20,00	3,80
Σ	0,858		7,09

Fuente: elaboración propia.

$$X_{cc} = \frac{7,09}{0,858} = 8,26 m$$

2.2.6.3.3. Centro de masa

Se calculó para todos los muros y sirve para determinar la excentricidad de las fuerzas que actúan en la estructura.

Tabla XV. Centro de masa

MURO	Im (m)	Xi	Yi	Xi * Im	Yi * Im
A	20.0	10,00	24,80	200,0	496,0
B	2.90	1,470	21,08	4,260	61,13
C	2.95	18,49	21,08	54,54	62,19
D	3.55	2,970	3,980	10,54	14,13
E	8.55	4,370	0,000	37,36	0,00
F	8.60	15,65	0,000	134,59	0,00
1	25.0	0,000	12,50	0,000	312,5
2	3.78	2,930	1,990	11,07	7,520
3	3.78	5,730	1,990	21,66	7,520
4	2.77	2,950	22,46	8,170	62,21
5	2.77	16,80	22,46	46,53	62,21
6	9.85	19,80	4,920	195,03	48,46
7	12.8	19,80	18,65	253,44	238,72
Σ	107.3			977,19	1 372,59

Fuente: elaboración propia.

$$X_{cm} = \frac{\sum Xi * Im}{\sum Im} \rightarrow X_{cm} = \frac{977,19}{107,3} = 9,10 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum Yi * Im}{\sum Im} \rightarrow Y_{cm} = \frac{1375,59}{107,3} = 12,79 \text{ m}$$

Centro de masa de techos:

El centro de masa de los techos se asume igual al centro geométrico.

X=10 m

Y=12,5 m

Peso de cubierta:

$$P \text{ cubierta} = 20 \text{ m} * 25 \text{ m} * 13,70 \text{ kg/m}^2$$

$$P \text{ cubierta} = 6 \text{ 850 kg}$$

Peso de muros:

$$P_m = 300 \text{ kg/m}^2 * h_m * l_m$$

Tabla XVI. **Peso de muros**

MURO	MPB (kg/m²)	hm (m)	lm (m)	Pm (kg)
A	300	3,90	20,0	23 400
B	300	3,90	2,90	3 393
C	300	3,90	2,95	3 451,5
D	300	2,60	3,55	2 769
E	300	2,60	8,55	6 669
F	300	2,60	8,60	6 708
1	300	3,90	25,0	29 250
2	300	2,60	3,78	2 948,4
3	300	2,60	3,78	2 948,4
4	300	3,90	2,77	3 240,9
5	300	3,90	2,77	3 240,9
6	300	3,90	9,85	11 524,5
7	300	3,90	12,8	14 976
			Σ	143 687,7

Fuente: elaboración propia.

$$\text{Peso total del edificio} = W \text{ total} = P \text{ cub} + P_m$$

$$W \text{ total} = 6 \text{ 850} + 143 \text{ 687,7} = 150 \text{ 537,7 kg}$$

$$X_{cm} = \frac{9,10 \text{ m} * 6 850 + 9,10 \text{ m} * 143 687,7}{150 537,70} = 9,17 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{12,79 \text{ m} * 6850 + 120,79 \text{ m} * 143 687,7}{150 537,7} = 12,79 \text{ m}$$

Se calculó lo anterior, para tener un solo centro de masa y compararlo con el corte.

2.2.6.3.4. Carga lateral y la distribución

Utilizando el método propuesto por el SEAOC, el cual dice que para estructuras de un solo nivel se puede determinar el corte basal con la siguiente ecuación:

$$V_b = 0,1 * WT$$

$$WT = W \text{ total} + 0,25 CV$$

$$WT = 150 537,7 \text{ kg} + 0,25(50 \text{ kg/m}^2 * 20 \text{ m} * 25 \text{ m}) = 156 787,7 \text{ kg}$$

$$V_b = (0,1)(156 787,7 \text{ kg}) = 15 678,77 \text{ kg}$$

Período fundamental de la estructura:

Es el tiempo necesario para que una estructura vibre, durante un ciclo completo de respuesta, cuando se libera desde una posición correspondiente al modo fundamental, el período obtenido depende de la rigidez de los elementos estructurales y la masa de la estructura. Para simplificar se usará la expresión:

$$T = \frac{0,12 * h_m}{\sqrt{I_m}}$$

Si $T < 0,25$ seg, $F_t=0$

Si $T \geq 0,25$ seg, $F_t=0,07 * T * V_b$

Períodos para el muro A

$$T_x = \frac{0,12 * 3,90}{\sqrt{20}} = 0,10 < 0,25 \rightarrow F_t = 0$$

$$T_y = \frac{0,12 * 3,90}{\sqrt{0,20}} = 1,04 > 0,25 \rightarrow F_t = 0,07 * 1,04 * 15\,678,77 = 1\,141,41 \text{ kg}$$

Tabla XVII. Cálculo de período fundamental

MURO	T_x	T_y	F_{tx}	F_{ty}
A	0,10	1,04	0,00	1 141,41
B	0,27	1,04	296,32	1 141,41
C	0,28	1,04	307,30	1 141,41
D	0,16	0,69	0,00	757,28
E	0,10	0,69	0,00	757,28
F	0,10	0,69	0,00	757,25
1	1,04	0,09	1 141,41	0,00
2	0,69	0,16	757,28	0,00
3	0,69	0,16	757,28	0,00
4	1,04	0,28	1 141,41	307,30
5	1,04	0,28	1 141,41	307,30
6	1,04	0,15	1 141,41	0,00
7	1,04	0,13	1 141,41	0,00

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del momento de volteo general cuando $F_t = 0$

$P_x = P_y = V_b = 15\,678,77 \text{ kg}$

P_x y P_y son cargas laterales en cada sentido, respectivamente.

$$M \text{ volteo} = V_b * h_m$$

$$M \text{ volteo} = 15\,678,77 \text{ kg} * 3,90 \text{ m} = 61\,147,20 \text{ kg-m}$$

Momento de volteo general cuando $F_t > 0$

$$P_x = P_y = V_b - F_t$$

$$P = 15\,678,77 - 1\,141,41 = 14\,537,36 \text{ kg}$$

$$M \text{ volteo} = 14\,537,36 \text{ kg} * 3,90 \text{ m} = 56\,695,70 \text{ kg-m}$$

Excentricidades de la carga lateral:

Con sismo en X:

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cc}$$

$$e_y = 12,79 - 11,45 = 1,34$$

$$e_{\min} = 0,05 * l_m$$

$$e_{\min} = 0,05 * (25) = 1,25$$

$$T_{px} = V_b * e$$

$$T_{px1} = 15\,678,77 * 1,34 = 21\,009,55 \text{ kg-m}$$

$$e_{\min2} = 0,05 * 0,20 = 0,01$$

$$T_{px2} = 0,01 * 14\ 537,36 = 145,37 \text{ kg-m}$$

Con sismo en Y:

$$e_x = 9,10 - 8,26 = 0,84$$

$$e_{\min} = 0,05 * 0 = 1$$

$$T_{py} = 1 * 15\ 678,77 = 15\ 678,77 \text{ kg-m}$$

$$e_{\min2} = 0,05 * 0,20 = 0,01$$

$$T_{py2} = 0,01 * 14537,36 = 145,37 \text{ kg-m}$$

Distribución de carga lateral:

Tabla XVIII. **Distribución de carga lateral sentido X**

Muro	Px	Rx	Ycc	Rx* Ycc ²	PxRx/ΣR x	Tpx	(TpxRx Ycc/Jp)	Fx (kg)
A	15 678,77	0,33	13,35	58,81	7 287,32	21 009,55	572,19	7 859,51
E	15 678,77	0,19	-11,25	24,05	4 195,73	21 009,55	-277,62	3 918,11
F	15 678,77	0,19	-11,25	24,05	4 195,73	21 009,55	-277,62	3 918,11
	Σ	0,71		106,9				
1	14 537,36	8E-4	1,05	9E-4	7 753,26	145,37	2,94	7 755,75
6	14 537,36	3E-4	-6,53	0,013	2 907,47	145,37	-5,81	2 901,66
7	14 537,36	4E-4	7,20	0,020	3 876,63	145,37	8,54	3 885,17
	Σ	0,0015		0,034				

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. Distribución de carga lateral sentido Y

Muro	Py	Ry	Xcc	Ry* Xcc ²	PyRy/ΣR y	Tpy	(TpyR yXcc/J p)	Fy (kg)
A	14 537,36	6E-4	1,74	0,002	8 722,42	145,77	3,10	872 552,00
E	14 537,36	2E-4	-3,89	0,003	2 907,47	145,77	-2,31	2 905,16
F	14 537,36	2E-4	7,39	0,011	2 907,47	145,77	4,39	2 911,86
	Σ	0,001		0,016				
1	15 678,77	0,43	-8,06	27,93	8 870,88	15 678,77	335,92	8 534,96
6	15 678,77	0,14	11,54	1,62	2 888,19	15 678,77	156,59	3 044,78
7	15 678,77	0,19	11,54	25,30	3 919,69	15 678,77	212,52	4 132,21
	Σ	0,76		54,85				

Fuente: elaboración propia.

$$Jp1 = \sum RxYcc^2 + \sum RyXcc^2$$

$$Jp1 = 106,91 + 54,85 = 184,36$$

$$Jp2 = \sum RxYcc^2 + \sum RyXcc^2$$

$$Jp1 = 0,0339 + 0,016 = 0,049$$

$$Fi = \frac{Pi \cdot Ri}{\sum Ri} \pm \frac{Tpi \cdot Yi \cdot Ri}{Jp}$$

Donde Fi = fuerza lateral en cada muro.

2.2.6.3.5. Distribución del momento de volteo

Momento de volteo para cada sentido:

Tabla XX. Distribución del momento de volteo sentido X

Muro	h	Fy	Mvi (kg-m)
1	3,90	8 534,96	33 286,34
6	3,90	3 044,78	11 874,64
7	3,90	4 132,21	16 115,62

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXI. Distribución del momento de volteo sentido Y

Muro	h	Fx	Mvi (kg-m)
A	3,90	7 859,51	30 652,09
E	3,90	3 918,11	15 280,63
F	3,90	3 918,11	15 280,63

Fuente: elaboración propia.

2.2.6.3.6. Diseño a corte de los muros

Cuando se realiza el diseño de los muros a corte, se obtendrá la cantidad de refuerzo horizontal que se necesita en los muros, este refuerzo es distribuido en las soleras, tomando como criterio las siguientes condiciones.

Para el diseño del refuerzo de los muros se utilizará el método de esfuerzos de trabajo que expone el UBC (1997) sección 2 107.

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_b}}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

Donde:

k = coeficiente de diseño

f_s = esfuerzo admisible del acero; f_s=0,5f_y

f_b = esfuerzo admisible de la mampostería; f_b=0,33f'_m

j = coeficiente de diseño

E_s = módulo de elasticidad del acero 2 038 922,70 kg/cm²

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería; E_m=750f'_m

$$f_s = 0,5(2\ 810) = 1\ 405\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_b = 0,33(25) = 8,25\ \text{kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2\ 038\ 922,70}{750(25)} = 108,74$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1405}{108,74(8,25)}} = 0,39$$

$$j = 1 - \frac{0,39}{3} = 0,87$$

Para determinar la cuantía de acero se utilizó la ecuación siguiente:

$$\rho = \frac{M_v}{f_s \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

En la tabla siguiente se encuentran las cuantías de acero calculadas para cada muro exterior, así como su respectiva área.

Tabla XXII. **Áreas de acero a corte calculadas**

MURO	d cm	b cm	ρ calculado	As calculada cm²
A	390	20	0,0008	6,43
E	260	20	0,0009	4,81
F	260	20	0,0009	4,81
1	390	20	0,0009	6,98
6	390	20	0,0003	2,49
7	390	20	0,0004	3,38

Fuente: elaboración propia.

2.2.6.3.7. Diseño a flexión de los muros

En el diseño de los muros a flexión se calculó el acero vertical. Para esto se debe tener en consideración las fuerzas actuantes fuera del plano, tal como la presión del viento, además del momento actuante total debido a las cargas gravitacionales.

Para el cálculo de la presión de diseño del viento se utiliza la ecuación siguiente tomada del UBC (1997), sección 1 620.

$$P=Ce*Cq*qs*Iw$$

Donde:

P = presión de diseño del viento

Ce = altura combinada coeficiente de exposición y de factor de ráfagas.

Cq = coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo consideraciones

Iw = factor de importancia

qs = presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 m

Datos a utilizar:

$$Ce = 1,06$$

$$Cq = 0,8$$

$$Iw = 1$$

$$qs = 12,60 \text{ psf}$$

$$P=1,06*0,8*12,60*1=10,68 \text{ Psf} = 52,13 \text{ kg/m}^2$$

Debido a que la presión del aire depende de la altura, se distribuye en forma triangular.

$$FR=\frac{1}{2}b*h*P$$

$$M_{viento}=FR*\frac{2}{3}*h$$

$$M_{act}=M \text{ volteo}+M \text{ viento}$$

Tabla XXIII. **Distribución de momento actuante para diseño vertical**

Muro	L	h	FR	M viento	M viento + MVolteo
A	20,0	3,90	2 033,07	5 285,98	35 938,07
E	8,55	2,60	579,42	1 003,95	16 284,58
F	8,60	2,60	582,81	1 010,20	16 290,83
1	25,0	3,90	2 541,34	6 607,48	39 893,82
6	9,85	3,90	1 001,29	2 603,35	14 477,99
7	12,80	3,90	1 301,16	3 383,02	19 498,64

Fuente: elaboración propia.

Calculo de la cuantía de acero y su respectiva área.

$$\rho = \frac{M_{\text{viento} + M_{\text{volteo}}}{f_s * j * b * d^2}$$

Tabla XXIV. **Áreas de acero a flexión calculadas**

MURO	b cm	d cm	ρ calculado	As calculada cm ²
A	390	2 000	0,0000019	1,47
E	260	855	0,0000070	1,56
F	260	860	0,0000069	1,55
1	390	2 500	0,0000013	1,31
6	390	985	0,0000031	1,20
7	390	1 280	0,0000025	1,25

Fuente: elaboración propia.

2.2.6.3.8. Refuerzo mínimo

Se consideran las normas estructurales de diseño recomendadas para la Republica de Guatemala Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica).

Área de acero mínimo horizontal:

Los muros confinados de mampostería deberán reforzarse horizontalmente con un acero no menor de 0,0015 veces el área de la sección transversal.

$$As_{\min h} = 0,0015 * t_m * h_m$$

Área de acero mínimo vertical:

Los muros confinados de mampostería deberán reforzarse verticalmente con un acero no menor de 0,0007 veces el área de la sección transversal.

$$As_{\min v} = 0,0007 * t_m * l_m$$

En las tablas 25 y 26 se presenta la comparación de refuerzos calculados y mínimos tanto horizontal como vertical.

Tabla XXV. **Comparación de refuerzo horizontal de muros exteriores**

Acero horizontal				
MURO	ρ calculado	As calculada cm^2	ρ mínimo	As mínimo cm^2
A	0,0008	6,43	0,0015	11,70
E	0,0009	4,81	0,0015	7,80
F	0,0009	4,81	0,0015	7,80
1	0,0009	6,98	0,0015	11,70
6	0,0003	2,49	0,0015	11,70
7	0,0004	3,38	0,0015	11,70

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. **Comparación de refuerzo vertical de muros exteriores**

Acero vertical				
MURO	ρ calculado	As calculada cm ²	ρ mínimo	As mínimo cm ²
A	0,0000019	1,47	0,0007	28,00
E	0,0000070	1,56	0,0007	11,97
F	0,0000069	1,55	0,0007	12,04
1	0,0000013	1,31	0,0007	35,00
6	0,0000031	1,20	0,0007	13,79
7	0,0000025	1,25	0,0007	17,92

Fuente: elaboración propia.

Dado que las áreas de acero calculadas son menores que las áreas de acero mínimo, significa que los muros podrían resistir los esfuerzos con menor acero, pero debido a que los códigos exigen y proponen una cantidad mínima de acero, debe cumplirse con esto.

Para muros interiores no se hizo el cálculo de momentos para el diseño del refuerzo, solo se utilizó el acero mínimo que exige el AGIES, ya que estos no están sometidos a cargas exteriores, solo resisten el propio peso.

Tabla XXVII. **Distribución de acero para todos los muros**

MURO	Altura m	Largo m	Refuerzo horizontal cm ²	Refuerzo vertical cm ²
A	3,9	20,0	11,70	28,0
B	3,9	2,90	8,77	4,06
C	3,9	2,95	8,77	4,13
D	2,6	3,55	5,85	4,97
E	2,6	8,55	7,80	11,97
F	2,6	8,60	7,80	12,04

Continuación de la tabla XXVII.

1	3,9	25,0	11,70	35,0
2	2,6	3,78	5,85	5,29
3	2,6	3,78	5,85	5,29
4	3,9	2,77	8,77	3,87
5	3,9	2,77	8,77	3,87
6	3,9	9,85	11,70	13,79
7	3,9	12,8	11,70	17,92

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del refuerzo horizontal por soleras:

Para muros exteriores:

Solera hidrófuga	1
Soleras intermedias	2
Solera final	1
Total de soleras	4

As = $11,7 \text{ cm}^2/4 \text{ sol} = 2,92 \text{ cm}^2$ por cada solera

Se propone 5 No. 3 = $3,55 \text{ cm}^2$; si cubre el área de acero.

Para muros interiores:

Solera hidrófuga	1
Soleras intermedias	2
Solera final	1
Total de soleras	4

As = $8,77 \text{ cm}^2/4 \text{ sol} = 2,19 \text{ cm}^2$ por cada solera

Se propone 4 No. 3 = $2,84 \text{ cm}^2$; si cubre el área de acero.

Cálculo del refuerzo vertical para columnas:

Muros exteriores sentido corto:

$$A_s \text{ min} = 28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Columnas} = 10$$

$$28 \text{ cm}^2 / 10 \text{ col.} = 2,8 \text{ cm}^2$$

Se propone 4 No. 4 = 5,08 cm²; si cubre el área de acero.

Sentido largo:

$$A_s \text{ min} = 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Columnas} = 12$$

$$35 \text{ cm}^2 / 12 \text{ col.} = 2,9 \text{ cm}^2$$

Se propone 4 No. 4 = 5,08 cm²; si cubre el área de acero.

Muros interiores:

$$A_s \text{ min} = 4,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Columnas} = 2$$

$$4,03 \text{ cm}^2 / 2 \text{ col.} = 2,0 \text{ cm}^2$$

Se propone 4 No. 3 = 2,84 cm²; si cubre el área de acero.

La distribución completa de columnas y soleras y el armado final de las mismas se puede observar en el plano de cimentación y la sección de planos.

2.2.6.4. Diseño de columnas

Para el diseño de columnas, el Código ACI establece las siguientes condiciones:

- El área de acero longitudinal mínima es de 1 % de la sección de la columna.
- La columna debe tener como mínimo cuatro varillas de acero longitudinal.
- El lado menor de la columna principal será de 20 cm.
- El recubrimiento mínimo es de 2,5 cm

Sección propuesta = 20 * 25 cm

As min = 0,01 * 20 * 25 = 5 cm²

As max = 0,06 * 20 * 25 = 30 cm²

As propuesta = 5,08 cm²

Lu = longitud libre = 4,95 m

$$P'u = \phi(0,85 * f'c * b * d + As * Fy)$$

Donde:

P'u = carga última

F'c = resistencia del concreto (210 kg/cm²)

Fy = limite de fluencia del acero (2 810 kg/cm²)

Ø = factor si se usan estribos (0,70)

As = área de acero

$$P'u = 0,70(0,85 * 210 * 20 * 25 + 7,60 * 2 810)$$

$$P'u = 77\,424,2 \text{ kg}$$

Carga actuante P_u :

$$P_u = \text{área } t * C_u$$

$$C_u = 1,4 C_M + 1,7 C_V + 1,7 C_{\text{Viento}}$$

$$C_u = 1,4(39,65) + 1,7(12,75) + 1,7(0,72)$$

$$C_u = 78,41 \text{ kg/m}^2$$

$$P_u = (4,90\text{m} * 20 \text{ m} / 2)(78,41)$$

$$P_u = 3\,842,09 \text{ kg}$$

La carga que resiste la columna es mayor a la carga aplicada, $77\,424,2 \text{ kg} > 3\,842,09 \text{ kg}$, por lo tanto el acero propuesto es correcto.

Para el armado transversal el Código ACI establece los siguientes parámetros:

- La separación vertical de los estribos no debe exceder a:
 - Cuarenta y ocho veces el diámetro del estribo
 - Dieciséis veces el diámetro de la varilla longitudinal
 - La menor dimensión lateral de una columna

El armado transversal se propone estribos No.3 confinados @ 15 cm.

2.2.6.5. Diseño de cimentación

Los cimientos son elementos de la estructura destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; estos, a la vez, transmiten la acción de las cargas sobre el suelo.

Para encontrar el valor soporte del suelo se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie³, a una profundidad de 2 metros, se realizó el ensayo de compresión triaxial, el cual dio los resultados siguientes (ver anexos).

Desplante	1,50 m
Peso específico del suelo	1,35 Ton/m ³
Angulo de fricción interna	20,48°
Cohesión	0,943 Ton/m ²
Factor de seguridad	3,5

Se aplicó el método del Dr. Karl Terzaghi para el cálculo del valor soporte del suelo.

Factor de carga (Nq):

$$Nq = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) e^{\pi \tan \theta}$$

$$Nq = \tan^2 \left(45 + \frac{20.48}{2} \right) e^{\pi \tan 20.48} = 6,71$$

Factor de carga última (Nc):

$$Nc = \cot \theta (Nq - 1)$$

$$N_c = \cot(20,48) (6,71-1) = 15,28$$

Factor de γ (N_γ):

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \theta$$

$$N_\gamma = 2(6,71 + 1) \tan 20,48 = 5,76$$

Capacidad de carga última:

$$q_u = (1,3)(0,943)(15,29) + (1,35)(1,50)(6,71) + (0,4)(1,35)(1)(5,76)$$
$$q_u = 35,44 \text{ Ton/m}^2$$

Valor soporte del suelo:

$$q_{adm} = q_u / F_s$$
$$q_{adm} = 35,40 \text{ ton/m}^2 / 3,5 = 10,13 \text{ Ton/m}^2$$

2.2.6.5.1. Diseño de cimiento corrido

La función del cimiento corrido es dar una mayor rigidez y estabilidad contra algún desplazamiento que pudiera surgir.

Datos:

$$\gamma_s = 1,35 \text{ Ton/m}^3$$

$$V_s = 10,13 \text{ Ton/m}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2,4 \text{ Ton/m}^3$$

$$\text{Factor de carga} = 1,5 \text{ Ton/m}$$

Se propondrá un ancho de 0,60 m y una longitud unitaria de 1 metro.

$$\text{Área de cimiento} = 0,60 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 0,60 \text{ m}^2$$

Chequeo de la presión sobre el suelo:

Integración de carga:

$$P \text{ tot.} = P \text{ muro} + P \text{ suelo} + P \text{ cimiento} + W$$

$$P \text{ muro} = h * t * l_u * \gamma_c + P_{\text{cub}}$$

$$P \text{ muro} = (4,90\text{m})(0,20\text{m})(1\text{m})(2,4 \text{ Ton/m}^3) + \frac{88,12 \text{ kg} * 3,33 \text{ paneles}}{2} = 2,49 \text{ Ton}$$

$$P \text{ suelo} = D_f * A_u * \gamma_c$$

$$P \text{ suelo} = (1\text{m}) (0,60\text{m}^2) (1,35 \text{ Ton/m}^3) = 0,81 \text{ Ton}$$

$$P \text{ cimiento} = A_c * t * \gamma_c$$

$$P \text{ cimiento} = (0,60 \text{ m}^2) (0,25\text{m}) (2,4 \text{ Ton/m}^3) = 0,29 \text{ Ton}$$

Peso de carga de trabajo = $W * lu$

$$W' = (1,5 \text{ ton/m}) (1 \text{ m}) = 1,5 \text{ Ton}$$

$$P \text{ total} = 5,09 \text{ Ton}$$

Presión sobre el suelo:

$$q \text{ max} = \frac{5,09 \text{ ton}}{0,60 \text{ m}^2} = 8,48 \text{ Ton/m}^2$$

$$q \text{ max} < V \text{ soporte}$$

$8,48 \text{ ton/m}^2 < 10,13 \text{ Ton/m}^2$; el área del cimiento es adecuada.

La presión de diseño es igual a la presión sobre el suelo por el factor de carga última:

$$q \text{ dis} = 8,48 \text{ Ton/m}^2 * 1,5 = 12,72 \text{ Ton/m}^2$$

Chequeo por corte simple:

$$\text{Rec} = 7,5 \text{ cm}$$

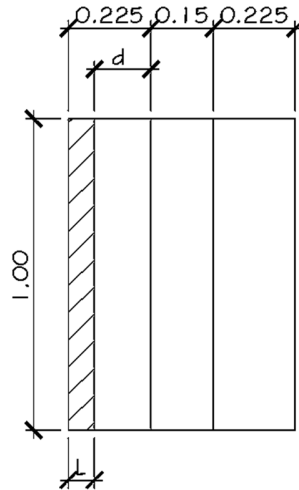
$$\varnothing = 3/8'' = 0,0095 \text{ m}$$

$$t = 0,25 \text{ m}$$

$$d = t - \text{rec} - \varnothing/2$$

$$d = 0,25\text{m} - 0,075\text{m} - 0,0095/2 = 0,17 \text{ m}$$

Figura 18. **Planta de cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCad.

$$L = 0,225 - 0,17 = 0,055 \text{ m}$$

Corte actuante:

$$V_{act} = q_{dis} * A_{sh}$$

$$V_{act} = (12,72 \text{ Ton/m}^2) (1 \text{ m} * 0,055 \text{ m}) = 0,70 \text{ Ton}$$

Corte resistente:

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm} = 11\,098,22 \text{ kg} = 11,09 \text{ Ton}$$

$V_r > V_{act}$; es espesor asumido si chequea.

Chequeo por flexión:

$$M_u = q_{dis} * L^2 * Lu/2$$

$$M_u = 12,72 \text{ ton/m}^2 * 0,225^2 * 1/2 = 0,32 \text{ Ton-m} = 321,98 \text{ kg-m}$$

Área de acero:

$$A_s = \left(B*d - \sqrt{(B*d)^2 - \frac{M*B}{0,003825 f_c}} \right) \left(0,85 \frac{f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left(60*17 - \sqrt{(60*17)^2 - \frac{321,98*60}{0,003825*210}} \right) \left(0,85 \frac{210}{2810} \right) = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{f_y} * B*d$$

$$A_{smin} = \frac{14,1}{2810} * 60*17 = 5,11 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área de acero mínimo es mayor que el requerido se usará el mínimo para el diseño.

As por temperatura = $0,002*b*t$

$$A_s \text{ temp} = (0,002)(100\text{cm})(25\text{cm}) = 5 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100\text{cm} \cdot 0,71 \text{ cm}^2}{5 \text{ cm}^2} = 14,2 \text{ cm}$$

Armado final del cimiento corrido: 4 No. 4 + Esl. No. 3 @ 15 cm.

2.2.6.5.2. Diseño de zapatas

Debido a que el diseño estructural que se utilizó para este proyecto es de mampostería, no es necesario el uso de zapatas ya que el cimiento corrido es el que absorberá las cargas para transmitir las al suelo.

2.2.7. Instalaciones

Las instalaciones son una parte muy importante en la elaboración de una edificación de esta envergadura, ya que se garantiza la satisfacción de los pobladores.

2.2.7.1. Agua potable

El agua potable está distribuida en dos servicios sanitarios uno para damas y el otro para caballeros.

2.2.7.2. Drenaje

El salón comunal cuenta con un circuito que conduce las aguas negras de los artefactos hacia el colector municipal.

2.2.7.3. Electricidad

La instalación eléctrica consistirá en dos circuitos de iluminación con lámparas fluorescentes y dos circuitos de fuerza con tomacorrientes dobles.

Las unidades están distribuidas según el espacio del salón, como se muestra en los planos.

2.2.8. Presupuesto

Se elaboró el presupuesto detallado por renglones de todo el costo previsto para la ejecución de dicho proyecto, el cual es de mucha utilidad para tener la cantidad de inversión.

Tabla XXVIII. Resumen de costos

TABLA RESUMEN					
No	REGLON	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Corte en zanja	112,5	m3	Q 101,74	Q 11446,05
2	Cimentación	150	ml	Q 442,39	Q 66358,82
3	Solera Hidrófuga	132	ml	Q 190,18	Q 25103,23
4	Soleras Intermedias	264	ml	Q 186,66	Q 49278,77
5	Viga Canal	50	ml	Q 645,47	Q 32273,47
6	columna tipo C-1	205,8	ml	Q 315,33	Q 64895,53
7	columna tipo C-2	73,5	ml	Q 180,36	Q 13256,17
8	columna tipo C-3	14,7	ml	Q 203,86	Q 2996,72
9	Levantado de Muro	570	m2	Q 393,36	Q 224213,22
10	Banqueta	70	m2	Q 214,24	Q 14996,52
11	Piso de cemento	500	m2	Q 262,60	Q 131300,40
12	Techo curvo	496	m2	Q 738,17	Q 366131,30
13	Balcones de metal	17	m2	Q 803,88	Q 13665,96
14	Puertas de madera	8	unidad	Q 1570,80	Q 12566,40
15	Portones de metal	2	unidad	Q 6331,25	Q 12662,50
16	Instalación eléctrica	1	global	Q 23687,66	Q 23687,66
17	Agua Potable y accesorios	1	global	Q 14463,37	Q 14463,37

Continuación de la tabla XXVIII.

18	Drenaje	1	global	Q 5311,61	Q 5311,61
				TOTAL	Q184 607,70

Fuente: elaboración propia.

2.2.9. Cronograma de actividades

El cronograma de actividades, se elaboró con el fin de proporcionar la secuencia en que se ejecutara el proyecto y el tiempo en que se tiene previsto la finalización.

Tabla XXIX. Cronograma de actividades

Renglón	Descripción	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6
1	Trazo y corte de zanja						
2	Cimiento corrido						
3	Solera hidrófuga						
4	Soleras intermedias						
5	Viga canal						
6	Columna tipo C-1						
7	Columna tipo C-2						
8	Columna tipo C-3						
9	Levantado de muro						
10	Banqueta						
11	Piso de cemento						
12	Techo						

Continuación de la tabla XXIX.

13	Balcones de metal						
14	Puertas						
15	Portones						
16	Instalación eléctrica						
17	Agua potable y accesorios						
18	Drenaje						

Fuente: elaboración propia.

2.2.10. Estudio de Impacto Ambiental

Es fundamental para un proyecto, el medio natural en que se desenvuelve porque ejerce influencia directa en la evolución, lo que hace necesario estudiar si el proyecto en algún momento pudiese tener limitantes para la incorporación al mercado.

Actividades impactantes

- Tratamiento de basura y otros desechos

Dentro de este punto se identifican las actividades que causan acumulación de basura orgánica e inorgánica. Estos desechos son originados mayoritariamente en la elaboración de los alimentos preparados en las zonas aledañas o durante la ejecución por el personal de trabajo y los sobrantes de los mismos.

La acumulación descontrolada de esta clase de desecho podrá causar un foco de contaminación trayendo consigo plagas tales como cucarachas, moscas y ratas a los lugares aledaños al proyecto.

En estos estudios se determina la forma de evacuación de dichos desechos, así como la instalación adecuada que responda a la cantidad de desechos a tratar.

La construcción de estos proyectos trae como consecuencia que crezca la afluencia de personas, compuesta en la mayoría por los visitantes y familiares de los pobladores de las comunidades, lo cual es de beneficio para ellos.

Esta afluencia de transeúntes abrirá la oportunidad por parte de los comerciantes de incrementar la presencia del comercio formal e informal durante y después de la ejecución de los proyectos.

En relación a la afluencia vehicular podrá agudizar el tráfico, ocasionando mayores dificultades para movilizarse por parte de los vecinos.

Esta afluencia vehicular podrá ser originada por visitantes, familiares y trabajadores administrativos de las entidades ejecutoras y supervisoras de los proyectos, así como por parte de facilitadores de proyectos ya sea de entidades nacionales como internacionales.

Riesgos

Para considerar cuáles son los factores más impactantes en el medio ambiente en la producción del servicio se pueden considerar los siguientes en el medio biofísico.

- Contaminación atmosférica

Debido a que se está haciendo una transformación de bienes, la contaminación atmosférica que se producirá podría decirse que es medianamente significativa en la producción del servicio, porque habrá emanación de gases, contaminación por el ruido, por las características del área en donde serán llevados a cabo.

- Deterioro del suelo

Es uno de los factores principales para la ejecución de estos proyectos que sufrirá cambios porque sobre ellos se realizará la construcción, con lo cual se afectará el ciclo de los suelos, es decir que estos no tendrán vegetación y tampoco se proveerán del agua y otros elementos, por ello el proceso de alimentación de los mismos ya no será natural.

- Protección y correcto manejo del recurso tierra

El manejo de este recurso puede decirse que se hará efectivamente porque, aunque se hará una construcción, en la misma se tendrá que reforestar la zona más afectada por la tala.

- Medidas de mitigación

Para evitar el levantamiento del polvo, será necesario programar adecuadamente el horario de labores, para compactar adecuadamente la superficie y evitar el arrastre de partículas por el viento.

Deberá de capacitarse al o las personas del mantenimiento preventivo y correctivo referente al manejo del salón comunal, para evitar los posibles deterioros.

CONCLUSIONES

1. Los diseños del sistema de agua potable y salón comunal, cumplen con las expectativas planteadas por la Municipalidad y vecinos de las comunidades, por lo que las soluciones expuestas son factibles.
2. La construcción del proyecto de agua potable beneficiará actualmente a 40 familias del caserío El Arrozal, aunque se diseñó para abastecer a una población futura durante los próximos 20 años.
3. Debido al trazo de las carreteras y ubicación de las viviendas en el caserío el Arrozal se realizó un diseño de redes abiertas para la distribución, también se hizo necesario la utilización de un tanque elevado de 40 m³ para satisfacer la demanda.
4. El salón comunal en la aldea Macanche, es un proyecto que tiene como fin primordial cubrir las necesidades de carácter sociocultural y recreativo, para promover el desarrollo de los pobladores.
5. Estructuralmente el salón comunal se diseñó con el sistema de mampostería reforzada, debido a que es seguro y utilizado en la región, también ofrece ventajas económicas y facilidad en la construcción.

RECOMENDACIONES

1. A la Municipalidad de Flores: durante la ejecución de los proyectos de agua potable y salón comunal, garantizar la supervisión técnica de un profesional de ingeniería civil, para que se cumplan las especificaciones contenidas en los planos.
2. La toma de agua deberá ser realizada a la distancia de la orilla del lago indicada en los planos, ya que en la orilla existe contaminación que requiere un tratamiento más avanzado que una simple desinfección, según estudio bacteriológico.
3. Actualizar los precios presentados en los presupuestos, antes de la ejecución, ya que estos están sujetos cambios.
4. A la comunidad de El Arrozal: darle un adecuado y continuo mantenimiento al sistema de agua potable, para evitar daños y garantizar un buen funcionamiento, durante el período de diseño.
5. A la comunidad de Macanché: darle un mantenimiento continuo al salón comunal, para evitar daños y garantizar la durabilidad de los materiales en el período de diseño.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUÍZ, 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. 169 p.
2. American Concrete Institute. *Reglamento para concreto estructural y comentarios*. Estados Unidos: ACI, 2008. 518 p.
3. American Institute of Steel Construction Inc. *Load and resistance factor design specification*, Estados Unidos: AISC, 1999. 292 p.
4. Código Uniforme de la Edificación. *International Conference of Building Official*. Estados Unidos: UBC, 1997. 489 p.
5. DAS, Braja M. *Principios de Ingeniería de cimentaciones*. 4a. ed. (Trad. José de la Cera Alonso). México: Thomson Learning. 2001. 855 p. ISBN: 970-686-035-5.
6. MCCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 4a. ed. México: Alfaomega. 1990. 779 p.
7. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 13a. ed. Colombia: McGraw-Hill. 2001. 772 p. ISBN: 958600953X.

8. RUANO PAZ, Marco Antonio, *Manual para diseño estructural de tanques metálicos elevados en la República de Guatemala*, Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2011. 201 p.

ANEXOS

Figura 1. Resultado de examen de compresión triaxial



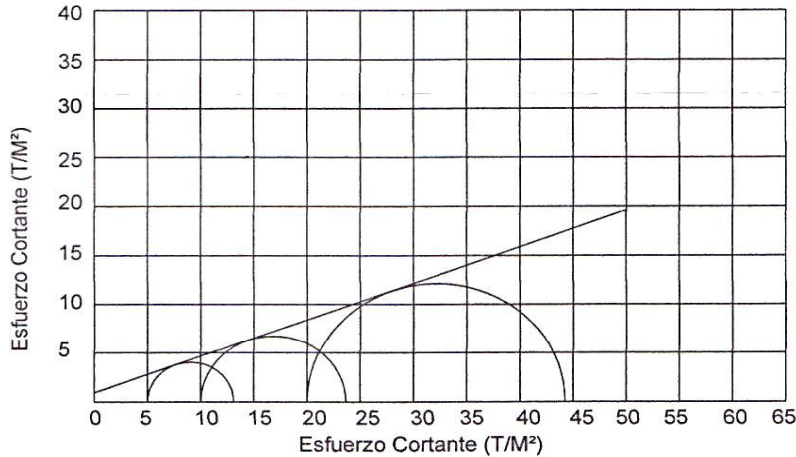
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 0244 S.S. O.T.: 29,975
 INTERESADO: Erwin Francisco Méndez Chávez
 PROYECTO: EPS "Diseño de Salón Comunal para la Aldea Machanché, Flores, Petén"

Ubicación: Flores, Petén
 Fecha: 16 de Julio de 2012
 pozo: 1 Profundidad: 2.0 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 20.48^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 0.943 \text{ T/m}^2$
---	---

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcilloso color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

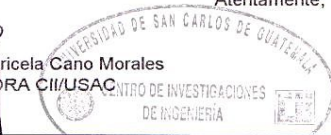
PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	9.05	16.83	32.12
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	3.5	6.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.35	1.35	1.35
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.63	1.63	1.63
HUMEDAD (%H)	20.4	20.4	20.4

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Méndez Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Figura 2. Resultado de examen bacteriológico



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA




Nº 19972


EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No. A - 313 317	
O.T. No. 29840		INF. No. A - 313 317	
INTERESADO	ERWIN FRANCISCO MÉNDEZ CHAVÉZ (Carné 200715408)	PROYECTO:	EPS: "DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL, FLORES PETÉN"
MUESTRA RECOLECTADA POR	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Flores Petén	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2012-05-14; 11 h 00 min.
FUENTE:	Lago Petén Itzá, orilla del lago	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2012-05-15; 09 h 00 min.
MUNICIPIO:	Flores	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Con refrigeración
DEPARTAMENTO:	Petén		
SABOR:	-----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	Lig. cantidad
ASPECTO:	Claro	CLORO RESIDUAL	-----
OLOR:	Inodora		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
01,00 cm ³	+++++	++++-	+++--
00,10 cm ³	+++++	++++-	+++--
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		350	170
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21 TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.			
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN II. Calidad bacteriológica que precisa la aplicación de los métodos habituales de tratamiento (coagulación, sedimentación, filtración, desinfección). Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.			
Guatemala, 2012-05-23			
Vo.Bo.	Inga. Telma Maricela Morán DIRECTORA	Zenaida Muchinos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Figura 3. Resultado de análisis físico químico sanitario



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 19971

O.T. No. 29 840

ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO

INF. No. 24 798

INTERESADO: ERWIN FRANCISCO MÉNDEZ CHÁVEZ, CARNÉ No. 200715408		PROYECTO: EPS: "DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASERÍO EL ARROZAL, FLORES PETÉN"	
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>		DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>Flores Petén</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2012-05-14; 11 h 00 min.</u>	
FUENTE: <u>Lago Petén Itza, orilla del lago</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2012-05-15; 09 h 00 min.</u>	
MUNICIPIO: <u>Flores</u>		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Con refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO: <u>Petén</u>			

RESULTADOS

1. ASPECTO: <u>Clara</u>	4. OLOR: <u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA: <u>...</u> °C (En el momento de recolección)
2. COLOR: <u>03,00 Unidades</u>	5. SABOR: <u>-----</u>	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <u>537,00 µmhos/cm</u>
3. TURBIEDAD: <u>01,06 UNT</u>	6.potencial de Hidrógeno (pH): <u>07,94 unidades</u>	

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,73	6. CLORUROS (Cl ⁻)	23,50	11. SOLIDOS TOTALES	311,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,011	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,27	12. SOLIDOS VOLÁTILES	08,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	01,32	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	130,00	13. SOLIDOS FIJOS	303,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,05	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	00,024	10. DUREZA TOTAL	266,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	286,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)


HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	08,00	78,00	86,00

OTRAS DETERMINACIONES: _____


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

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21^{ra} EDITION 2 005. NORMAS COGUANOR NDO 4 019 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29061 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.


Guatemala, 2012-05-23




Vo.Bo.
Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA



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



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA—USAC
Edificio I-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Tabla I. Dimensiones y propiedades de sección cuadrada

STRUCTURAL TUBING Square Dimensions and properties									
Dimensions				Properties**					
Nominal* Size	Wall Thickness		Weight per Ft	Area	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>J</i>	<i>Z</i>
In.	In.		Lb.	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³
8×8	0.6250	3/16	59.32	17.4	153	38.3	2.96	258	47.2
	0.5625	1/8	54.17	15.9	143	35.7	3.00	238	43.8
	0.5000	1/2	48.85	14.4	131	32.9	3.03	217	39.7
	0.3750	3/8	37.69	11.1	106	26.4	3.09	170	31.3
	0.3125	1/4	31.84	9.38	90.9	22.7	3.12	145	26.7
	0.2500	1/4	25.82	7.59	75.1	18.8	3.15	118	21.9
	0.1875	1/8	19.63	5.77	58.2	14.6	3.18	90.6	16.8
7×7	0.5625	1/8	46.51	13.7	91.4	26.1	2.59	154	32.3
	0.5000	1/2	42.05	12.4	84.6	24.2	2.62	141	29.6
	0.3750	3/8	32.58	9.58	68.7	19.6	2.68	112	23.5
	0.3125	1/4	27.59	8.11	59.5	17.0	2.71	95.6	20.1
	0.2500	1/4	22.42	6.59	49.4	14.1	2.74	78.3	16.5
	0.1875	1/8	17.08	5.02	38.5	11.0	2.77	60.2	12.7
	6×6	0.5625	1/8	38.86	11.4	54.1	18.0	2.18	92.9
0.5000		1/2	35.24	10.4	50.5	16.8	2.21	85.6	20.9
0.3750		3/8	27.48	8.08	41.6	13.9	2.27	68.5	16.8
0.3125		1/4	23.34	6.86	36.3	12.1	2.30	58.9	14.4
0.2500		1/4	19.02	5.59	30.3	10.1	2.33	48.5	11.9
0.1875		1/8	14.53	4.27	23.8	7.93	2.36	37.5	9.24
5×5		0.5000	1/2	28.43	8.36	27.0	10.8	1.80	46.8
	0.3750	3/8	22.37	6.58	22.8	9.11	1.85	38.2	11.2
	0.3125	1/4	19.08	5.61	20.1	8.02	1.89	33.1	9.70
	0.2500	1/4	15.62	4.59	16.9	6.78	1.92	27.4	8.07
	0.1875	1/8	11.97	3.52	13.4	5.38	1.95	21.3	6.29

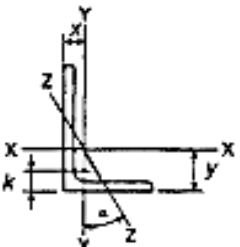
Fuente: Código AISC.

Tabla II. Dimensiones y propiedades de sección cuadrada

Dimensions			Properties**						
Nominal* Size	Wall Thickness		Weight per Ft	Area	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>J</i>	<i>Z</i>
In.	In.		Lb.	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³
4.5×4.5	0.2500	¼	13.91	4.09	12.1	5.36	1.72	19.7	6.43
	0.1875	⅜	10.70	3.14	9.60	4.27	1.75	15.4	5.03
4×4	0.5000	½	21.63	6.36	12.3	6.13	1.39	21.8	8.02
	0.3750	⅜	17.27	5.08	10.7	5.35	1.45	18.4	6.72
	0.3125	⅜	14.83	4.36	9.58	4.79	1.48	16.1	5.90
	0.2500	¼	12.21	3.59	8.22	4.11	1.51	13.5	4.97
	0.1875	⅜	9.42	2.77	6.58	3.90	1.54	10.6	3.91
3.5×3.5	0.3125	⅜	12.70	3.73	6.09	3.48	1.28	10.4	4.35
	0.2500	¼	10.51	3.08	5.29	3.02	1.31	8.82	3.70
	0.1875	⅜	8.15	2.39	4.29	2.45	1.34	6.99	2.93
3×3	0.3125	⅜	10.58	3.11	3.58	2.39	1.07	6.22	3.04
	0.2500	¼	8.81	2.59	3.16	2.10	1.10	5.35	2.61
	0.1875	⅜	6.87	2.02	2.60	1.73	1.13	4.28	2.10
2.5×2.5	0.3125	⅜	8.45	2.48	1.87	1.50	0.868	3.32	1.96
	0.2500	¼	7.11	2.09	1.69	1.35	0.899	2.92	1.71
	0.1875	⅜	5.59	1.64	1.42	1.14	0.930	2.38	1.40
2×2	0.3125	⅜	6.32	1.86	0.815	0.815	0.862	1.49	1.11
	0.2500	¼	5.41	1.59	0.766	0.766	0.894	1.36	1.00
	0.1875	⅜	4.32	1.27	0.668	0.668	0.725	1.15	0.840

Fuete: Código AISC

Tabla III. Dimensiones y propiedades de angulares



ANGLES
Equal legs and unequal legs
Properties for designing

Size and Thickness	k	Weight per Ft	Area	AXIS X-X				AXIS Y-Y				AXIS Z-Z		
				I	S	r	y	I	S	r	x	r	Tan α	
In.	In.	Lb.	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In.	In.	α
L 5×3½×	¼	19.8	5.81	13.9	4.28	1.55	1.75	5.55	2.22	0.877	0.996	0.748	0.464	
	⅜	16.8	4.92	12.0	3.65	1.56	1.70	4.83	1.90	0.991	0.951	0.751	0.472	
	½	13.6	4.00	9.99	2.99	1.58	1.66	4.05	1.56	1.01	0.906	0.755	0.479	
	⅝	12.0	3.53	8.90	2.64	1.59	1.63	3.63	1.39	1.01	0.883	0.758	0.482	
	¾	10.4	3.05	7.78	2.29	1.60	1.61	3.19	1.21	1.02	0.861	0.762	0.486	
	⅞	8.7	2.56	6.60	1.94	1.61	1.59	2.72	1.02	1.03	0.838	0.766	0.489	
	1	7.0	2.06	5.39	1.57	1.62	1.56	2.23	0.830	1.04	0.814	0.770	0.492	
L 5×3 ×	¼	15.7	4.61	11.4	3.55	1.57	1.80	3.06	1.39	0.815	0.796	0.644	0.349	
	⅜	12.8	3.75	9.45	2.91	1.59	1.75	2.58	1.15	0.829	0.750	0.648	0.357	
	½	11.3	3.31	8.43	2.58	1.60	1.73	2.32	1.02	0.837	0.727	0.651	0.361	
	⅝	9.8	2.88	7.37	2.24	1.61	1.70	2.04	0.888	0.845	0.704	0.654	0.364	
	¾	8.2	2.40	6.26	1.89	1.61	1.68	1.75	0.753	0.853	0.681	0.658	0.368	
L 4×4 ×	¼	8.8	1.94	5.11	1.53	1.62	1.66	1.44	0.614	0.861	0.657	0.663	0.371	
	⅜	18.5	5.44	7.67	2.81	1.19	1.27	7.67	2.81	1.19	1.27	0.778	1.000	
	½	15.7	4.61	6.66	2.40	1.20	1.23	6.66	2.40	1.20	1.23	0.779	1.000	
	⅝	12.8	3.75	5.56	1.97	1.22	1.18	5.56	1.97	1.22	1.18	0.782	1.000	
	¾	11.3	3.31	4.97	1.75	1.23	1.16	4.97	1.75	1.23	1.16	0.785	1.000	
	1	9.8	2.88	4.36	1.52	1.23	1.14	4.36	1.52	1.23	1.14	0.788	1.000	
L 4×3½ ×	¼	8.2	2.40	3.71	1.29	1.24	1.12	3.71	1.29	1.24	1.12	0.791	1.000	
	⅜	6.6	1.94	3.04	1.05	1.25	1.09	3.04	1.05	1.25	1.09	0.795	1.000	
	½	11.9	3.50	5.32	1.94	1.23	1.25	3.79	1.52	1.04	1.00	0.722	0.750	
	⅝	10.6	3.09	4.76	1.72	1.24	1.23	3.40	1.35	1.05	0.978	0.724	0.753	
L 4×3 ×	¼	9.1	2.67	4.18	1.49	1.25	1.21	2.95	1.17	1.06	0.955	0.727	0.755	
	⅜	7.7	2.25	3.58	1.26	1.26	1.18	2.55	0.994	1.07	0.932	0.730	0.757	
	½	6.2	1.81	2.91	1.03	1.27	1.16	2.09	0.808	1.07	0.909	0.734	0.759	

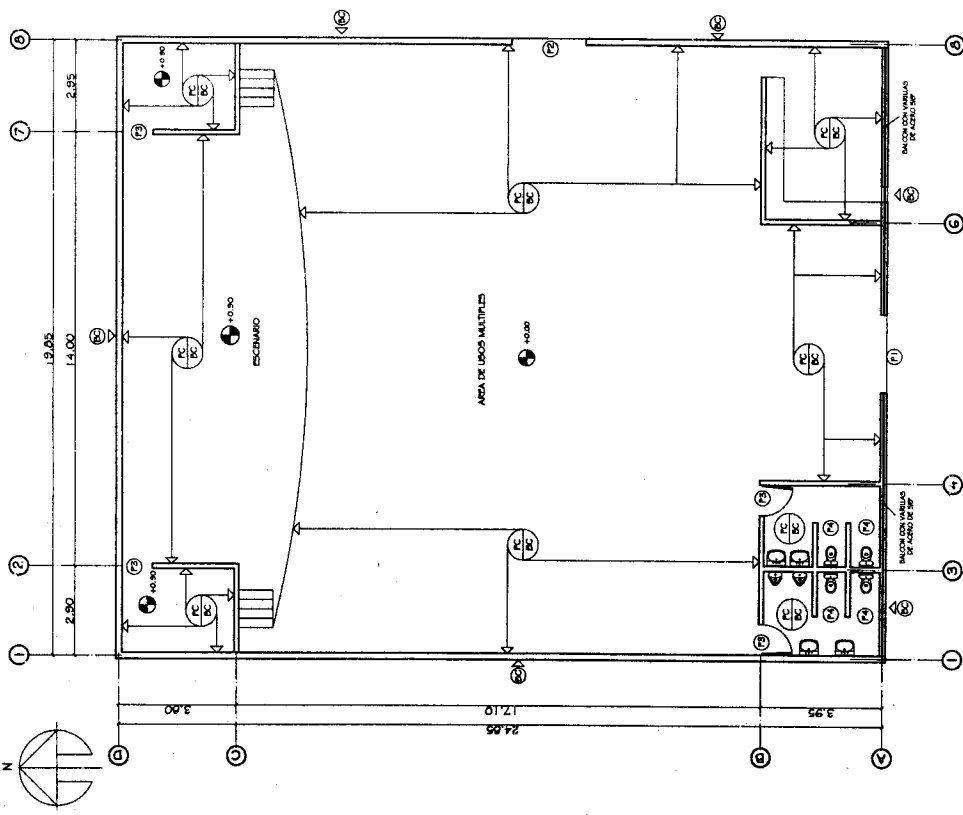
Fuente: Código AISC.

Tabla IV. Esfuerzos admisibles

Allowable Stress For Compression Members of 36-ksi Specified Yield Stress Steel ^a									
$\frac{KL}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{KL}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{KL}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{KL}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{KL}{r}$	F_a (ksi)
1	21.56	41	19.11	81	15.24	121	10.14	161	5.76
2	21.52	42	19.03	82	15.13	122	9.99	162	5.69
3	21.48	43	18.95	83	15.02	123	9.85	163	5.62
4	21.44	44	18.88	84	14.90	124	9.70	164	5.55
5	21.39	45	18.78	85	14.79	125	9.55	165	5.49
6	21.35	46	18.70	86	14.67	126	9.41	166	5.42
7	21.30	47	18.61	87	14.56	127	9.26	167	5.35
8	21.25	48	18.53	88	14.44	128	9.11	168	5.29
9	21.21	49	18.44	89	14.32	129	8.97	169	5.23
10	21.16	50	18.35	90	14.20	130	8.84	170	5.17
11	21.10	51	18.26	91	14.09	131	8.70	171	5.11
12	21.05	52	18.17	92	13.97	132	8.57	172	5.05
13	21.00	53	18.08	93	13.84	133	8.44	173	4.99
14	20.95	54	17.99	94	13.72	134	8.32	174	4.93
15	20.89	55	17.90	95	13.60	135	8.19	175	4.88
16	20.83	56	17.81	96	13.48	136	8.07	176	4.82
17	20.78	57	17.71	97	13.35	137	7.96	177	4.77
18	20.72	58	17.62	98	13.23	138	7.84	178	4.71
19	20.66	59	17.53	99	13.10	139	7.73	179	4.66
20	20.60	60	17.43	100	12.98	140	7.62	180	4.61
21	20.54	61	17.33	101	12.85	141	7.51	181	4.56
22	20.48	62	17.24	102	12.72	142	7.41	182	4.51
23	20.41	63	17.14	103	12.59	143	7.30	183	4.46
24	20.35	64	17.04	104	12.47	144	7.20	184	4.41
25	20.28	65	16.94	105	12.33	145	7.10	185	4.36
26	20.22	66	16.84	106	12.20	146	7.01	186	4.32
27	20.15	67	16.74	107	12.07	147	6.91	187	4.27
28	20.08	68	16.64	108	11.94	148	6.82	188	4.23
29	20.01	69	16.53	109	11.81	149	6.73	189	4.18
30	19.94	70	16.43	110	11.67	150	6.64	190	4.14
31	19.87	71	16.33	111	11.54	151	6.55	191	4.09
32	19.80	72	16.22	112	11.40	152	6.46	192	4.05
33	19.73	73	16.12	113	11.26	153	6.38	193	4.01
34	19.65	74	16.01	114	11.13	154	6.30	194	3.97
35	19.58	75	15.90	115	10.99	155	6.22	195	3.93
36	19.50	76	15.79	116	10.85	156	6.14	196	3.89
37	19.42	77	15.69	117	10.71	157	6.06	197	3.85
38	19.35	78	15.58	118	10.57	158	5.98	198	3.81
39	19.27	79	15.47	119	10.43	159	5.91	199	3.77
40	19.19	80	15.36	120	10.28	160	5.83	200	3.73

Fuente: Código AISC.

APÉNDICE

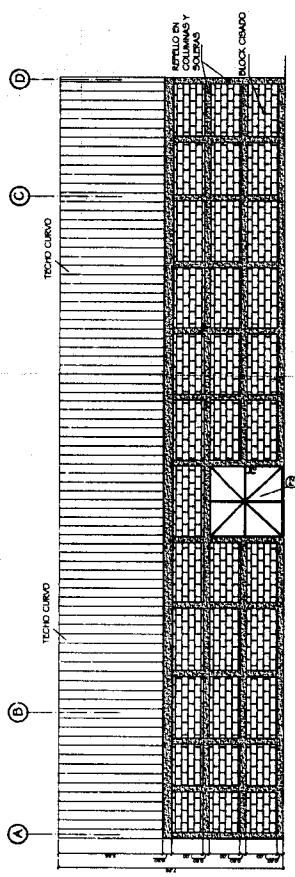


PLANTA DE ACABADOS

ESC. 1/75

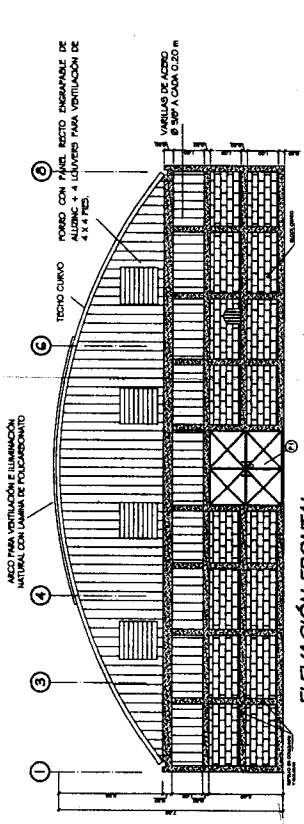
NOTA:
 LAS VENTANAS SERAN TIPO BALCON CON
 LA ALTIMA SERA DE 1.00 M. Y SE
 COLOCARAN A LO LARGO DE LA PARTE
 INTERIOR COMO SE MUESTRA EN LOS
 PLANOS.

SIMBOLOGIA
 (C) PISO DE CONCRETO ARMADO
 (B) BLOQUE CEMENTO
 (A) TIPO DE PUERTA



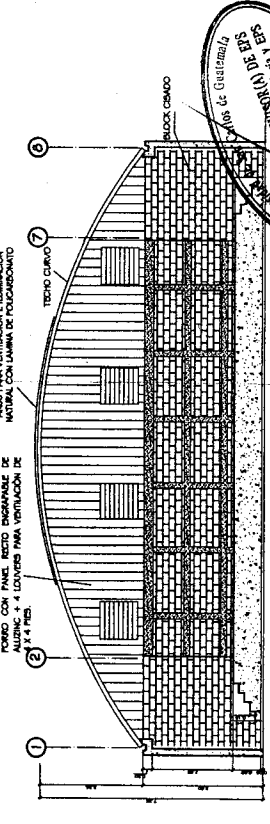
ELEVACION LATERAL

ESC. 1/75



ELEVACION FRONTAL

ESC. 1/75



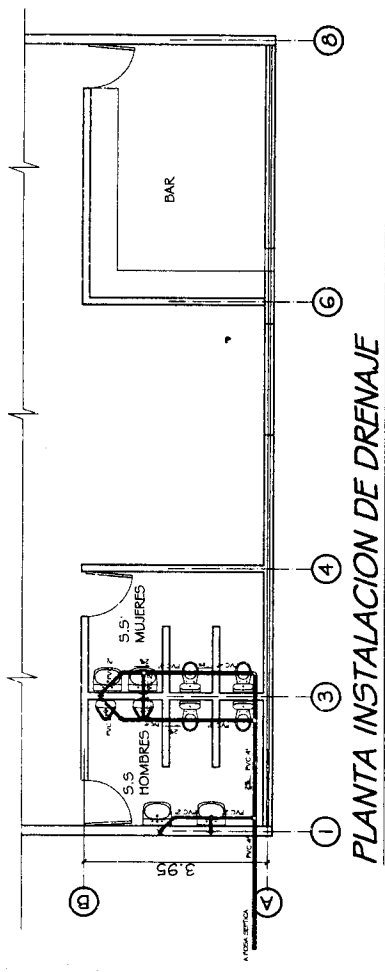
SECCION TRANSVERSAL A-A'

ESC. 1/75

NOTA:
 LA LONGITUD CURVA DE LOS PANELES SERA DE 21.44 METROS.
 LOS PANELES SERAN DE LAMINA DE ALUMINIO.
 SE COLOCARAN UNOS DE OTRO CON UN ESPACIO DE 0.11 METROS
 A LA DISTANCIA QUE MUESTRA EN EL PLANO.
 SE UTILIZARAN 4 TORNILLOS METALICOS DE CABLE DE ACERO GRANO 180.
 A LA DISTANCIA MUESTRA EN EL PLANO.



UNIVERSIDAD DE GUATEMALA	
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVILLADO	
SOLICITANTE: FLORIBERTO PEREZ	
PROYECTO: PLAN DE ACABADOS DETALLE DE	
FECHA: 1/27	HOJA: 2/5

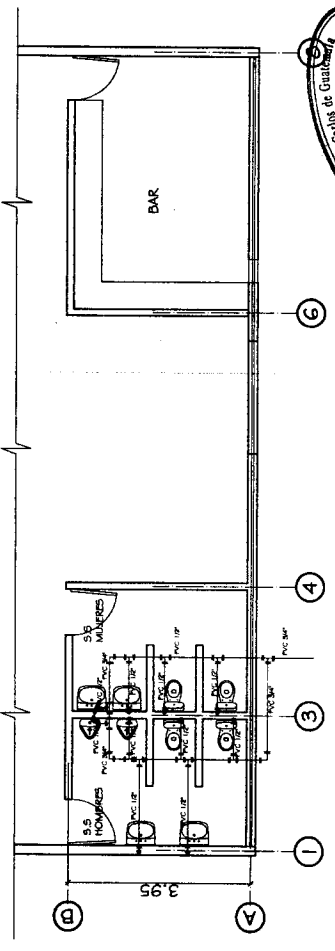


PLANTA INSTALACION DE DRENAJE

ESC. 1/50

SIMBOLOGIA

- ☐ TEE SANITARIA HORIZONTAL
- ☐ TEE SANITARIA VERTICAL
- ☐ CODDO A 45
- ☐ CODDO A 90 HORIZONTAL
- ☐ CODDO A 90 VERTICAL
- ☐ TUBERIA



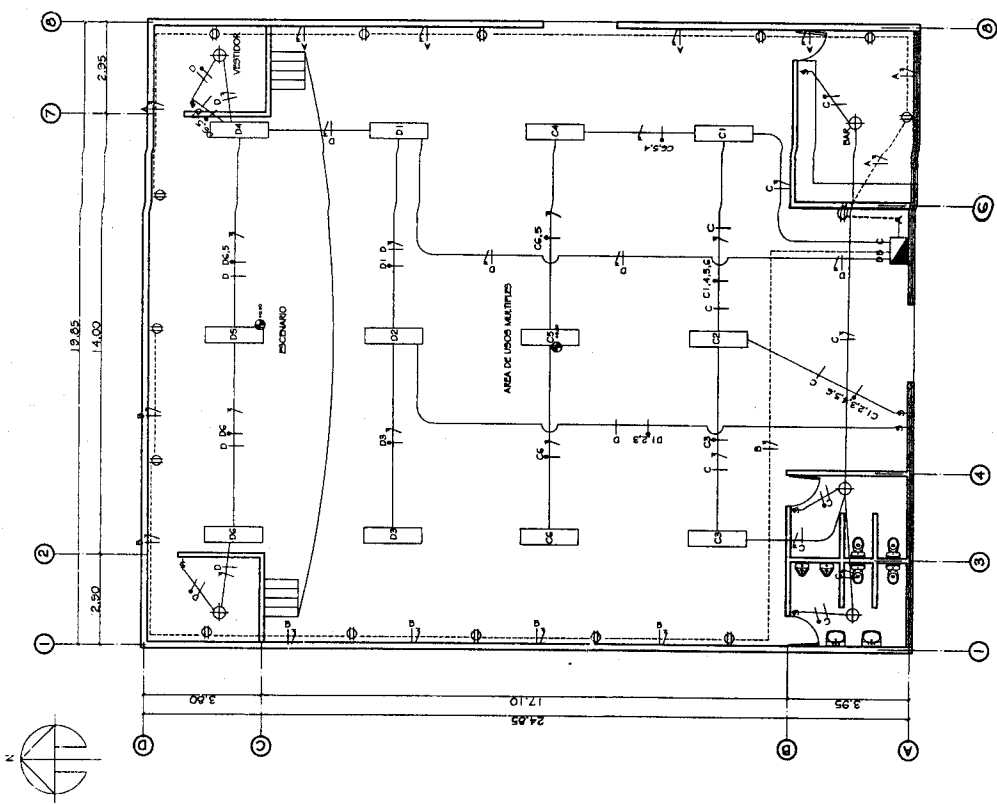
PLANTA INSTALACION DE AGUA POTABLE

ESC. 1/50

SIMBOLOGIA

- ☐ CODDO A 90 HORIZONTAL
- ☐ TEE VERTICAL
- ☐ CODDO A 90 VERTICAL
- ☐ TUBERIA PVC

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 CARRERA DE INGENIERIA EN OBRAS DE CONSTRUCCION CIVIL
 TERCER SEMESTRE
 AREA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONSTRUCCION CIVIL
 TITULO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONSTRUCCION CIVIL
 ASIGNATURA: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS DE CONSTRUCCION CIVIL
 ALUMNO: CONRADO ALVARO MACIAS
 TUTOR: MSc. JUAN CARLOS GONZALEZ
 FECHA DE ENTREGA: 15/05/2018
 FECHA DE DEFENSA: 22/05/2018
 FECHA DE CALIFICACION: 29/05/2018
 CALIFICACION: 4/5



PLANTA DE INSTALACIONES ELECTRICAS

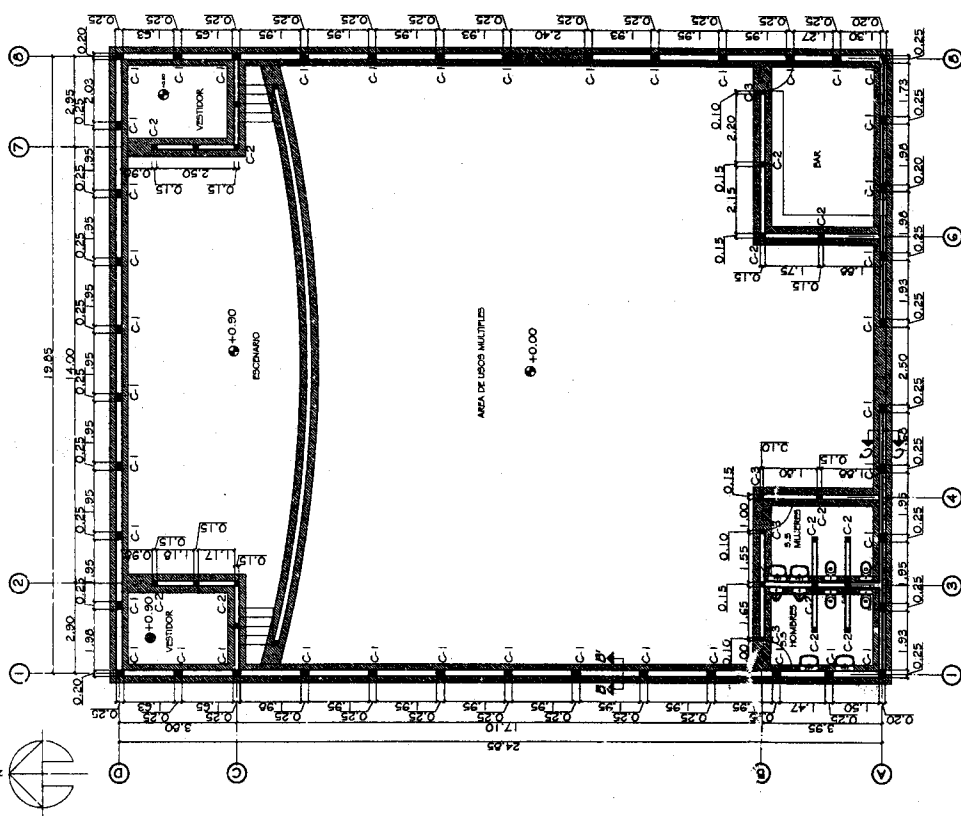
ESC. 1/75

SIMBOLOGIA

- ☐ LAMPARA ELEMENTO DE DOS TUBOS TIPO INDUSTRIAL
- ☐ NEUTRO
- ☐ LINEA POSITIVA
- ☐ RETORNO
- ☐ LAMPARA
- ☐ TUBERIA CONDUCTORA
- ☐ TUBO DUCTO
- ☐ TUBERIA ENCONTRADA
- ☐ TUBERIA DE DISTRIBUCION 4 CONDUCTORES TIPO TRW 1/2"

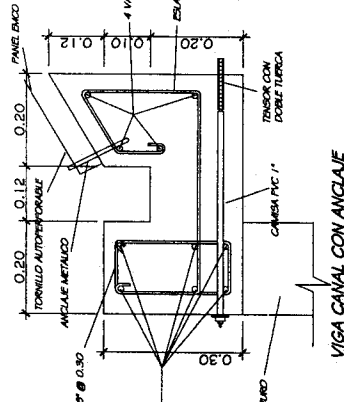
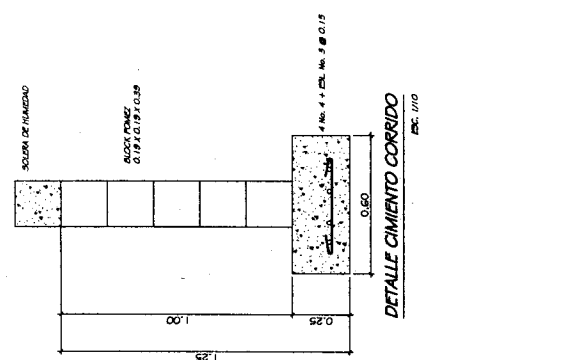
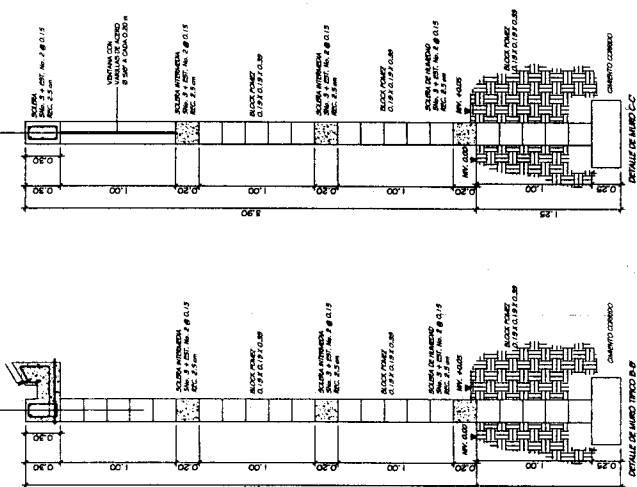
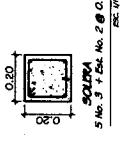
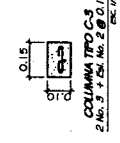
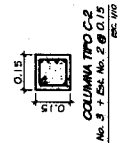
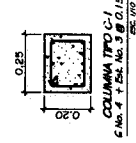
NOTA:
 COLOCAR PARA NUMERAR:
 POSITIVO = ROJO
 NEUTRO = AZUL
 RETORNO = BLANCO
 TODA LA TUBERIA SERA RIGIDA TIPO DUCTO DE 3/4"
 EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERA TRW NO. 12 AGW

NOTA:
 LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO $f_c=3000$ psi O 21.0 kg/cm².
 LA PROPORCIÓN SERA 1:2:2
 EL ACERO SERA DE GRADO 40 O 14=2810 kg/cm².
 EL ACERO DE REFORZO DE LAS COLUMNAS VA ANCLADO AL CIMENTO
 CORRIDO.
 EL RECURRIMIENTO DEL ACERO EN COLUMNAS Y SOLERAS SERA DE 2.5 CM. Y
 EL RECURRIMIENTO MÍNIMO EN LA CIMENTACIÓN SERA DE 7 CM. MÍNIMO.
 LAS DIMENSIONES DEL BLOCK SERA DE 0.19 X 0.19 X 0.39 METROS PARA
 MUROS EXTERIORES, Y PARA INTERIORES SERA DE 0.14 X 0.19 X 0.39 METROS.
 SE DEBEN HACER ENSAYOS A LOS MATERIALES PARA GARANTIZAR SU CALIDAD.



PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESC. 1/75



UNIVERSIDAD DE GUATEMALA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 ZONA 10, AV. BOULEVARD DE LA AMISTAD S/N. GUATEMALA

PROYECTO: PLAN DE RECONSTRUCCIÓN Y DETALLES

FECHA: 2015

PROFESOR: [Name]

ALUMNO: [Name]

ESC. 1/5

SIMBOLOGIA

CASA	TANQUE DE DISTRIBUCION
IGLESIA	ESQUELA

ESPECIFICACIONES

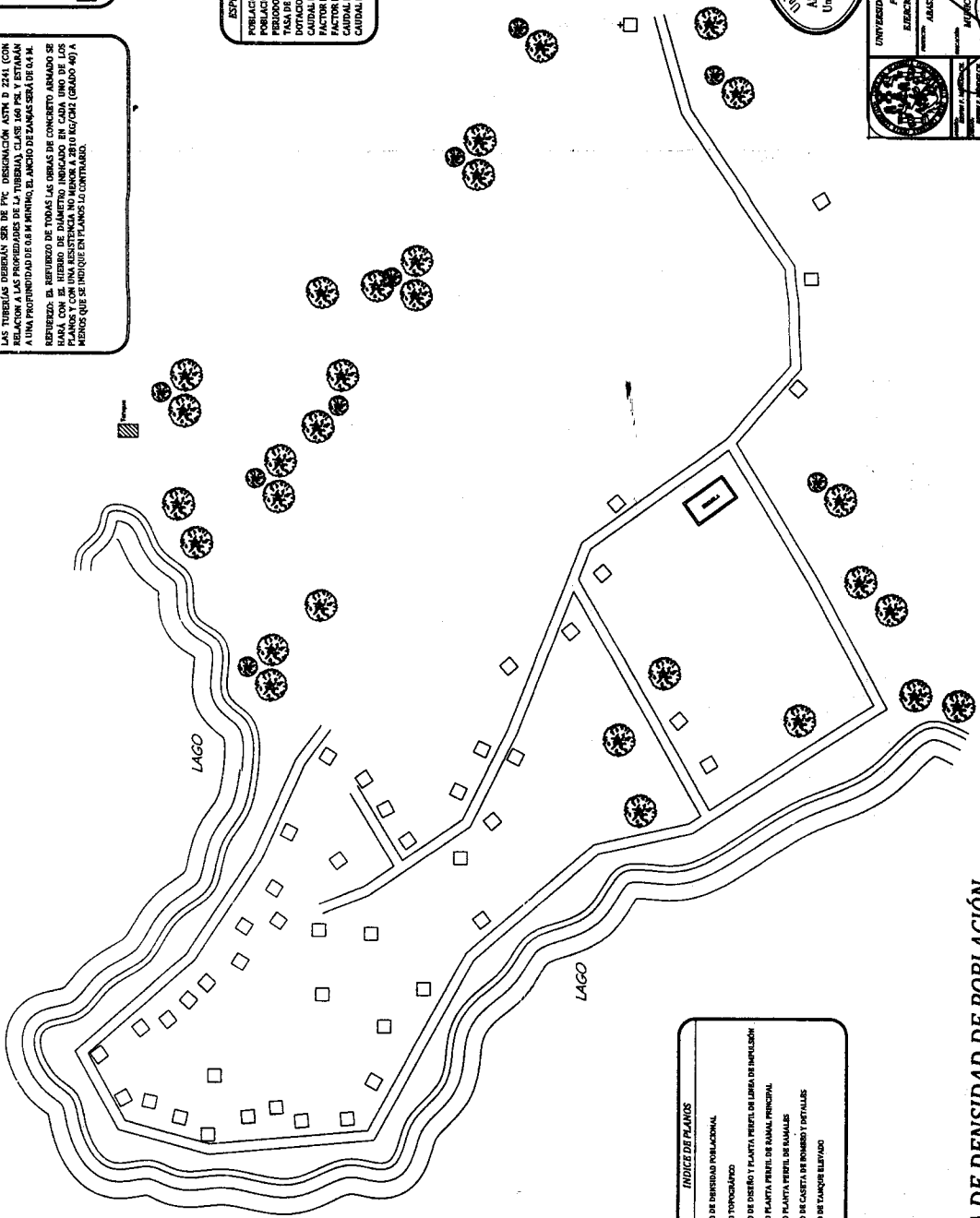
LAS TIERRAS DEBERAN SER DE PVC DESIGNACION ASTM D 2241 CON RELACION A LAS PROPIEDADES DE LA TIERRERA CLASE 160 PSL Y ESTARAN A UNA PROFUNDIDAD DE 0.8 M MINIMO, EL ANCHO DE ZANJAS SERA DE 0.4 M. RETORNO, EL REQUISO DE TODAS LAS OBRAS DE CONCRETO ARMADO SE HARA CON EL REBOSO DE DIAMETRO INDICADO EN CADA UNO DE LOS PLANOS Y CON UNA RESISTENCIA NO MENOR A 2810 KG/CM2 (GRADO 40) A MENOS QUE SE INDIQUE EN PLANOS SU CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

POBLACION ACTUAL: 740 HAB.
 POBLACION FUTURA: 867 HAB.
 PERIODO DE DISEÑO: 21 AÑOS.
 PERDIDA DE CARGA MAXIMO PERMISIBLE: 0.75%
 DOTACION: 130 LITROS/HAB/DIA
 CAUDAL MEDIO DIARIO: 0.93 LITROS
 FACTOR DE PUNTO MAXIMO: 1.5
 CAUDAL DE PUNTO MAXIMO: 1.40 LITROS
 CAUDAL HORARIO MAXIMO: 2.82 LITROS

Universidad de San Carlos de Guatemala
 Facultad de Ingeniería
 ASESOR(A) SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
EJECUCION DE OBRAS DE INGENIERIA	
ANALISIS Y DISEÑO DE AGUA POTABLE	
CASERIO EL ARROZAL	
GRUPO DE FLORES VERDES, GUATEMALA	
UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA Y EPS	
PLAN DE DENSIDAD DE POBLACION	
1 / 7	

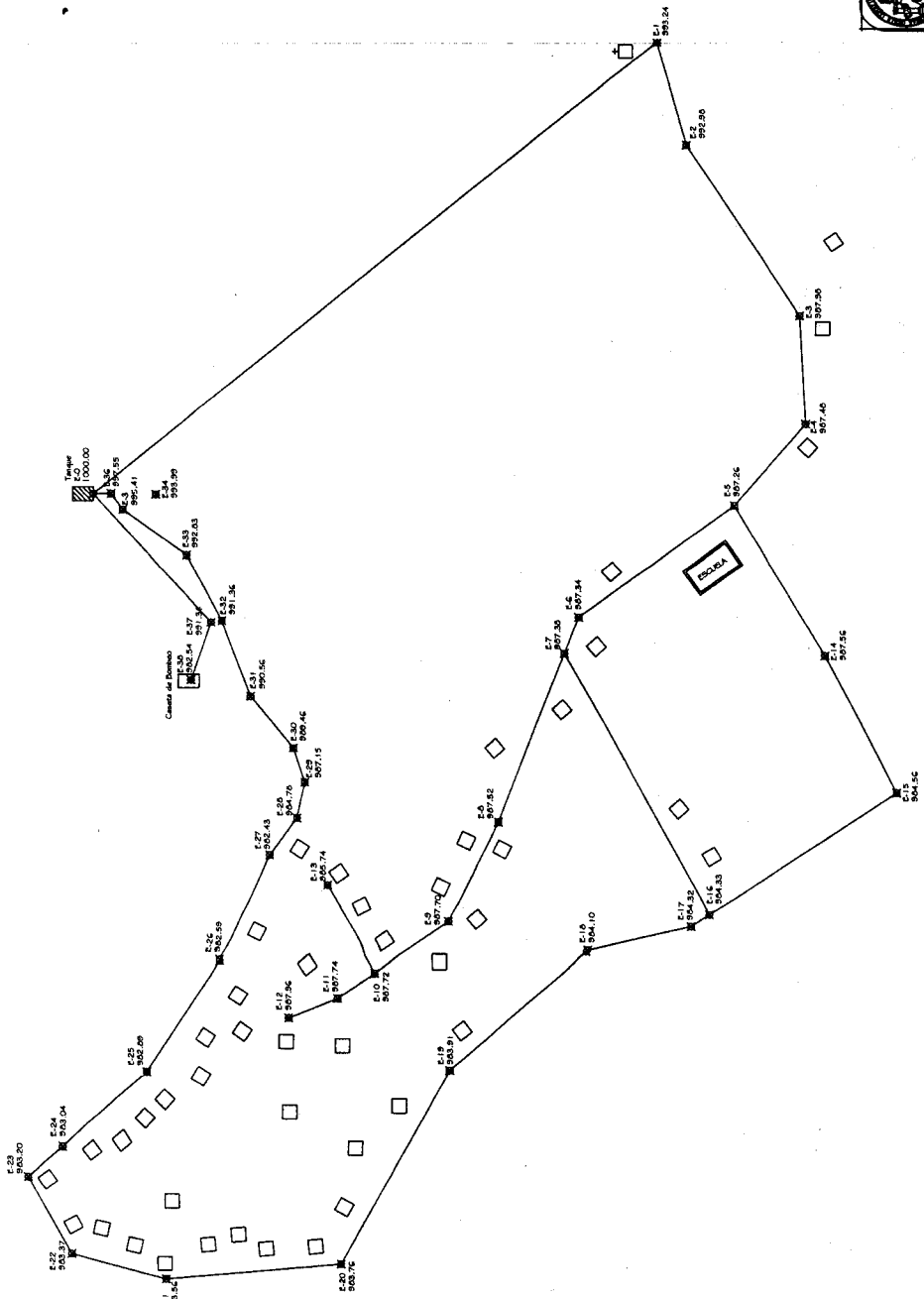
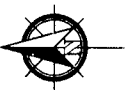


INDICE DE PLANOS

Nº	DESCRIPCION
1	PLANO DE DENSIDAD POBLACIONAL
2	PLANO TIPOGRAFICO
3	PLANO DE DISEÑO Y PLANTA PERIF. DE LÍNEA DE IMPULSION
4	PLANO PLANTA PERIF. DE RAMAL PRINCIPAL
5	PLANO PLANTA PERIF. DE RAMALES
6	PLANO DE CASERA DE BOMBEO Y DETALLES
7	PLANO DE TANQUE ELEFANTE

PLANTA DE DENSIDAD DE POBLACION
 CASERIO EL ARROZAL

ESCALA: 1/1000



EST.	P.O.	ANILAT	D.L.	REINSONA
0	1	407564.7	131.2	993.24
1	2	254575.07	43.31	992.90
2	3	254575.07	43.31	992.90
3	4	254575.07	43.31	992.90
4	5	254575.07	43.31	992.90
5	6	254575.07	43.31	992.90
6	7	254575.07	43.31	992.90
7	8	254575.07	43.31	992.90
8	9	254575.07	43.31	992.90
9	10	254575.07	43.31	992.90
10	11	254575.07	43.31	992.90
11	12	254575.07	43.31	992.90
12	13	254575.07	43.31	992.90
13	14	254575.07	43.31	992.90
14	15	254575.07	43.31	992.90
15	16	254575.07	43.31	992.90
16	17	254575.07	43.31	992.90
17	18	254575.07	43.31	992.90
18	19	254575.07	43.31	992.90
19	20	254575.07	43.31	992.90
20	21	254575.07	43.31	992.90
21	22	254575.07	43.31	992.90
22	23	254575.07	43.31	992.90
23	24	254575.07	43.31	992.90
24	25	254575.07	43.31	992.90
25	26	254575.07	43.31	992.90
26	27	254575.07	43.31	992.90
27	28	254575.07	43.31	992.90
28	29	254575.07	43.31	992.90
29	30	254575.07	43.31	992.90
30	31	254575.07	43.31	992.90
31	32	254575.07	43.31	992.90
32	33	254575.07	43.31	992.90
33	34	254575.07	43.31	992.90
34	35	254575.07	43.31	992.90
35	36	254575.07	43.31	992.90
36	37	254575.07	43.31	992.90

PLANTA TOPOGRAFICA
CASERIO EL ARROZAL

ESCALA: 1/1000

Universidad de San Carlos de Guatemala
ASISORIA SUPERVISORA DE EPS
 UNIDAD DE ASISORIA Y CALIDAD DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESPECIALIDAD EN INGENIERIA AMBIENTAL Y FORESTAL
 ASISTENTE TECNICO DE LOS SERVICIOS
 CASERIO EL ARROZAL
 MUNICIPIO DE EL DIABLO PRETO, GUATEMALA
 1/2000
 OCTUBRE 2014
 PLAN TOPOGRAFICA 2/7

