



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
PARA LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE VEHICULAR EN LA
CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA.**

José Alfredo Marroquín Cerna

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos.

Guatemala, octubre de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE
VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE
MONJAS, JALAPA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ ALFREDO MARROQUÍN CERNA

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS.

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton de León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultan
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boston Velásquez
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 15 de octubre de 2007.


José Alfredo Marroquín Cerna.



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 LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA**, presentado por la estudiante universitaria **José Alfredo Marroquín Cerna**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, octubre de 2008

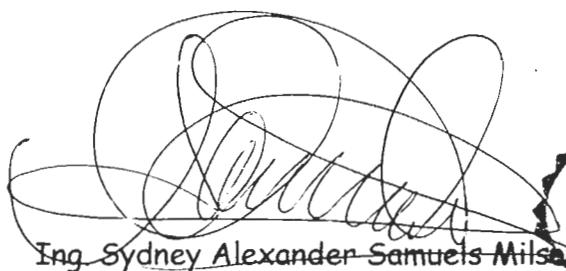


/mestras



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante José Alfredo Marroquín Cerna, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, octubre 2008.

/bbdeb.



Guatemala,
30 de septiembre de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

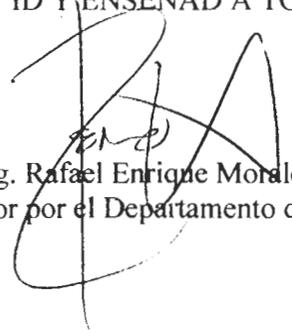
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Alfredo Marroquín Cerna, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cgs.

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

/bbdeb.



Guatemala,
26 de septiembre de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil José Alfredo Marroquín Cerna, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 11 de septiembre de 2008.
REF. EPS.D.558.09.08.

Ing. Sydney Alexander Samaels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

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 LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA."** que fue desarrollado por el estudiante universitario **JOSE ALFREDO MARROQUIN CERNA**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ingeniero Juan Merck Cos.**

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 Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra



Guatemala, 11 de septiembre de 2008.
REF: EPS.D.558.09.08.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **JOSE ALFREDO MARROQUIN CERNA** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200017823**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN ANTONIO Y PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA."**

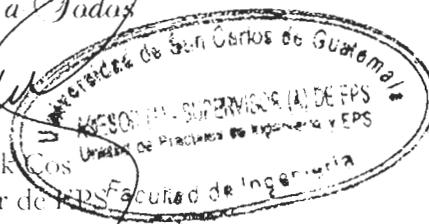
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
JMC/ra

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Fuente de luz e inspiración que me dio la oportunidad de ver realizadas una de mis metas.
- La Universidad de San Carlos de Guatemala** Centro de enseñanza que me brindó la oportunidad de superarme y dar un paso grande en mi vida.
- La Facultad de Ingeniería** Por abrigarme en sus aulas y adquirir tan importantes conocimientos que me servirán en mi carrera.
- La municipalidad de Monjas, Jalapa** Por la oportunidad, ayuda y apoyo que me brindó durante mi Ejercicio Profesional Supervisado.
- Ingeniero Juan Merck** Por brindarme el apoyo técnico y moral, por su valiosa asesoría de una manera desinteresada y así elaborar el presente trabajo de graduación.

ACTO QUE DEDICO A:

- Mis padres** José Adolfo Marroquín y Marroquín, Luz Marina Cerna Cardona, por sus múltiples sacrificios y apoyo incondicional que siempre me han brindado, a ellos dedico este triunfo.
- Mis abuelos** Celestino Enrique Marroquín, Laura Elena de Marroquín
María Anita Cardona, Francisco Cerna (D.E.P.)
Por sus consejos y oraciones
- Mi esposa** Evelyn Grissel Estrada Lázaro
Gracias por tu apoyo y por siempre estar a mi lado.
- Mis hijas** Andrea Mishelle, Sindy Gabriela y Evelyn Alejandra.
Por ser la fuente de mi inspiración.
- Mis hermanos** Karla, Wendy, Betzi y José Jorge
Respeto y cariño por su apoyo.
- Mis sobrinos** Sonia Virginia, Ana Lucia y Emilio José
Por ser motivo de superación.
- Mis primos** Que Dios los bendiga.
- Mi familia en general** Por el apoyo que en siempre me brindaron especialmente a mis tíos Raúl Alberto, Clara Luz y Manuel Lucero.

Mis amigos

Gracias por su amistad, apoyo y afecto a lo largo de estos años especialmente a Alejandro Lucero, Carlos Ipiña, Henry Sarmiento, Héctor Villeda (D.E.P.), Sergio López, Manuel Vinicio Palma, Luís Sagastume Luís España, Luís y Juan Carlos Vivar.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA

1.1. Aspectos geográficos	1
1.1.1. Ubicación y localización	1
1.1.2. Límites	2
1.1.3. Altura y clima	2
1.1.4. Topografía	2
1.2. Aspectos demográficos	3
1.2.1. Población	3
1.3. Aspectos socio-económicos	3
1.3.1. Etnia religión y costumbres	3
1.3.2. Actividad económica	3
1.4. Aspectos de infraestructura	4
1.4.1 Servicios públicos	4
1.4.2 Vías de acceso	4
1.4.3 Distancia relativa	4

1.5. Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar en estudio	5
1.5.1 Descripción de necesidades	5
1.5.2 Análisis y priorización de las necesidades	5

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL, ALDEA SAN ANTONIO

2.1 Diseño del sistema de agua potable	7
2.1.1 Descripción del proyecto	7
2.1.1.1 Visita preliminar	7
2.1.2 Fuentes de agua	8
2.1.2.1 Aforo de la fuente	8
2.1.2.2 Toma de muestras de agua	8
2.1.3 Exámenes del agua	8
2.1.3.1 Exámenes bacteriológicos	8
2.1.3.2 Exámenes físico-químicos	8
2.1.4 Levantamiento topográfico	9
2.1.4.1 Levantamiento planimétrico	9
2.1.4.2 Levantamiento altimétrico	9
2.1.4.3 Censo de población	10
2.1.5 Bases del diseño hidráulico	10
2.1.5.1 Período de diseño	11
2.1.5.2 Crecimiento de la población	11
2.1.5.2.1 Método de incremento geométrico	12
2.1.6 Caudales	13
2.1.6.1 Medio diario	15
2.1.6.2 Máximo diario	15
2.1.6.3 Máximo horario	16
2.1.7 Diseño hidráulico de los componentes	18

2.1.7.1	Fórmulas, coeficientes y diámetros de tubería	19
2.1.7.2	Clases de tuberías	22
2.1.7.3	Velocidades y presiones mínimas y máximas	25
2.1.7.4	Diseño de captación	28
2.1.7.5	Diseño de línea de conducción	30
2.1.7.6	Tanque de almacenamiento	31
2.1.7.7	Línea de distribución	35
2.1.7.8	Diseño de red de distribución	38
2.1.7.9	Obras hidráulicas	40
2.1.7.10	Válvulas	42
2.1.7.11	Desinfección	43
2.1.8	Elaboración de planos	45
2.1.9	Elaboración de presupuesto	48
2.1.10	Programa de operación y mantenimiento	49
2.1.11	Propuesta de tarifa	52
2.1.12	Evaluación de impacto ambiental	53
2.1.13	Evaluación económica financiera	54
2.1.13.1	Valor presente neto	55
2.1.13.2	Tasa interno de retorno	56

3. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR CABECERA MUNICIPAL DE MONJAS, JALAPA.

3.1	Descripción del proyecto	57
3.2	Estudio hidrológico	58
3.2.1	Crecientes	59
3.2.2	Cálculo del caudal máximo	61
3.3	Levantamiento topográfico	62
3.4	Evaluación del tipo de suelo	63

3.5 Geometría del puente	64
3.6 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección rectangular y losa	65
3.7 Diseño de la superestructura	65
3.7.1 Predeterminación de la sección de la viga	66
3.7.2 Diseño de losa	67
3.7.2.1 Cálculo del peralte	67
3.7.2.2 Integración de cargas	67
3.7.2.3 Cálculo de momentos	67
3.7.2.3.1 Momento debido a la carga muerta	67
3.7.2.3.2 Momento debido a la sobrecarga	67
3.7.2.3.3 Momento debido al impacto	68
3.7.2.3.4 Momento último	69
3.7.2.4 Cálculo del peralte efectivo	70
3.7.2.5 Cálculo de refuerzo	71
3.7.3 Barandal	72
3.8 Diseño de vigas	72
3.8.1 Cálculo del momento por carga muerta	72
3.8.2 Cálculo del momento por sobrecarga	73
3.8.3 Cálculo del momento debido al impacto	74
3.8.4 Cálculo del momento total	76
3.8.4 Cálculo del refuerzo longitudinal y transversal	77
3.9 Diseño de Diafragma	80
3.10 Diseño de la subestructura	82
3.11 Diseño de la cortina	89
3.12 Diseño de la viga de apoyo	89
3.13 Diseño del Estribo	90

3.13.1 Cálculo del momento de volteo	91
3.13.2 Cálculo del momento estabilizante	91
3.13.3 Revisión del muro sin superestructura	92
3.13.4 Revisión del muro con superestructura y carga viva	93
3.14 Obras de protección	94
3.15 elaboración de planos	94
CONCLUSIONES	95
RECOMENDACIONES	97
BIBLIOGRAFÍA	105
ANEXOS	111
APÉNDICE	113

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figuras

1. Ubicación del municipio de Monjas	1
2. Diagrama de momentos de la losa superior	28
3. Dimensiones de los muros del tanque	31
4. Diagrama para encontrar el ángulo de la pendiente	51

Tablas

I. Distancia entre poblaciones	3
II. Momentos que produce el peso del muro	33
III. Fuerzas internas en la armadura	63
IV. Impactos ambientales negativos durante la operación	87
V. Medidas de mitigación y compensación en la ejecución	88
VI. Resumen del presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable	99
VII. Cálculo hidráulico de la red de distribución	106

LISTA DE SÍMBOLOS

ACI	Instituto Americano del Concreto
FHA	Fondo de Hipotecas Aseguradas
Dot	Dotación
FHM	Factor de hora máximo
FDM	Factor de día máximo
Hf	Pérdida de carga por fricción
C	Coefficiente de la tubería PVC = 150
FV	Factor de volumen del tanque de distribución
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
CMu	Carga muerta última
As	Área o cuantía de acero
Asmáx	Área o cuantía de acero máxima
Asmín	Área o cuantía de acero mínima
Smáx	Espaciamiento máximo de la cuantía de acero
A	Área
d	Peralte efectivo de un elemento
f_c	Esfuerzo de fluencia del concreto
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
h	Altura total
Kg/m²	Kilogramos sobre metro cuadrado
lb/pie²	Libras sobre pie cuadrado
m³/seg	Metros cúbicos por segundo
PSI	Libras sobre pulgada cuadrada

PU	Precio unitario
plg	Pulgada
M (+)	Momento positivo
M (-)	Momento negativo
q	Carga admisible del suelo
R	Rigidez
t	Peralte total de un elemento
T, Ton	Toneladas
T/m²	Toneladas sobre metro cuadrado
W	Carga
@	Indica "a cada"
Ø	Diámetro
Vs	Valor soporte del suelo
V	Velocidad del viento
msnm	Metros sobre el nivel del mar

GLOSARIO

Aforo	Medición del caudal.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos del ser humano.
Caudal	Volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
Cimiento	Elemento estructural que transmite las cargas de una superestructura, directamente al suelo.
Conducción	Infraestructura utilizada para conducir el agua desde la fuente al tanque de distribución.
Cota piezométrica	Altura de presión de agua que se tiene en un punto dado del sistema.
Esfuerzo	Es la fuerza aplicada por unidad de área, que soporta el material.

Especificaciones	Son las disposiciones especiales o cualquier otro documento que se emita antes o durante la construcción de un proyecto.
Impacto ambiental	Conjunto de posibles efectos negativos y/o positivos sobre el medio ambiente, debido a una modificación del entorno natural, como consecuencia de la ejecución de una obra u otra actividad.
Infraestructura	Es toda construcción cuyos elementos se mantienen en reposo y equilibrio, permitiendo el desarrollo de una actividad.
Losa	Elemento estructural horizontal, que transmite directamente las cargas vivas y muertas a los apoyos verticales de la estructura.
Mampostería	Es un sistema constructivo que se basa en elementos que van unidos entre sí, por medio de una mezcla conocida como mortero, para soportar cargas que se le apliquen.
Precipitación	Son todas las aguas meteóricas que caen a la superficie de la tierra, en forma líquida o sólida.
Presión	Fuerza normal ejercida por un cuerpo sobre otro, por unidad de superficie.

RESUMEN

Como proyección de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala hacia la sociedad guatemalteca, el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) tiene como objetivo brindar apoyo técnico a diferentes entidades para diagnosticar y planificar proyectos de infraestructura y servicios básicos de beneficio común.

Este Ejercicio Profesional Supervisado se realizó en la municipalidad de Monjas, departamento de Jalapa. Tomando en cuenta la información obtenida a través de un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura, existentes en el municipio, se definieron como prioritarios los siguientes: un sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo, para la aldea San Antonio, ya que aún no se cuenta con este servicio básico, lo cual provoca deterioro en la salud de esta comunidad. El otro proyecto es un puente vehicular en la cabecera municipal, que comunica con la aldea Morales, pues actualmente no se cuenta con un paso adecuado, según las necesidades existentes de crecimiento económico, el cual contribuirá al desarrollo de varias comunidades del municipio y además se podrá transitar en época de invierno, cuando se dificulta el paso por las torrentes pluviales.

Al final se presentan los planos y presupuestos de cada uno de los proyectos.

OBJETIVOS

General:

- Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea San Antonio y el puente vehicular en la cabecera municipal, Monjas, Jalapa.

Específicos:

- 1) Capacitar a los miembros del COCODES de la aldea San Antonio sobre la operación y mantenimiento del sistema de agua potable.
- 2) Contribuir con este trabajo a mejorar la infraestructura de comunicación, por medio de los diseños de los proyectos.
- 3) Desarrollar una investigación monográfica y un diagnóstico, sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Monjas, Jalapa.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado desarrollado en la cabecera municipal de Monjas, Jalapa. Enfocado principalmente en plantear soluciones factibles, tanto técnicas como económicas, a la problemática de servicios básicos (agua potable) e infraestructura vial (puente vehicular), los cuales surgieron como consecuencia de un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura practicado en el municipio.

La primera parte de este trabajo contiene una monografía detallada del municipio de Monjas, Jalapa. En donde se describen aspectos geográficos, demográficos, socioeconómicos, de infraestructura. Finalmente encontrar una descripción sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura, basados en el diagnóstico efectuado.

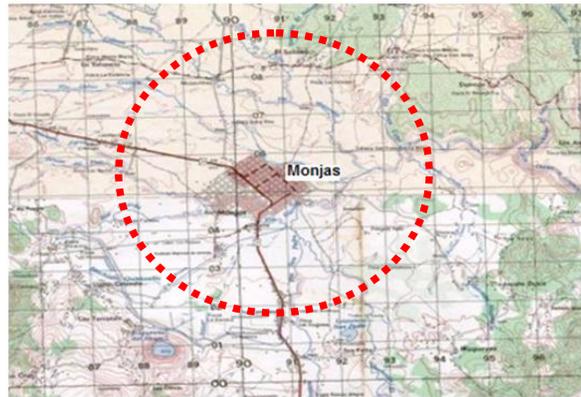
En la segunda parte, se desarrolla el servicio técnico profesional, el cual contiene el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable, éste cuenta con una línea de conducción por bombeo y una red de distribución por ramales abiertos, y un puente vehicular de una vía y de 20 metros de longitud.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE MONJAS, JALAPA

1.1. Aspectos geográficos

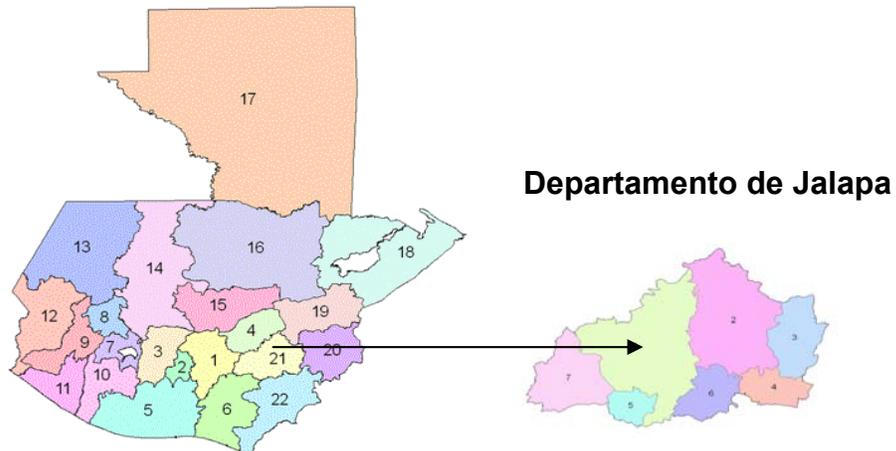
1.1.1. Ubicación y localización

Este municipio cuenta con una extensión territorial de 256 kilómetros cuadrados. Es una población que se encuentra a una altura de 960 metros sobre el nivel del mar, por lo general, el clima es templado por temporadas, es decir sin una estación fría bien definida.



El municipio se encuentra situado con coordenadas geográficas de latitud Norte $14^{\circ}30'18''$ y la longitud Oeste de $89^{\circ}52'33''$;

Figura 1. Ubicación del municipio de Monjas.



1.1.2. Límites

El municipio de Monjas limita al norte con el municipio de Jalapa (Jalapa); al sur con los municipios de Jutiapa y El Progreso (Jutiapa); al este con los municipios de Santa Catarina Mita y El Progreso (Jutiapa); y al oeste con los municipios de Jalapa y San Carlos Alzatate (Jalapa).

1.1.3. Altura y clima

Es una población que se encuentra a una altura de 960 metros sobre el nivel del mar, el clima del municipio de Monjas es considerado “templado”, no hace extremo frío ni calor, durante los 365 días del año su temperatura promedio según la estación meteorológica de Zacapa oscila en 25 grados centígrados.

1.1.4. Topografía

Monjas presenta topografía diversa, lo que contribuye a que sus terrenos sean montañosos y sus alturas varíen entre los 1,720 msnm y 800 msnm.

Existen altiplanicies y hermosos valles, así como cerros, colinas, desfiladeros y barrancos cubiertos de variada vegetación, aunque muchos de estos bosques han ido desapareciendo, por la tala inmoderada, lo que ha contribuido a la escasez de agua para irrigación.

1.2. Aspectos demográficos

1.2.1. Población

Cuenta con 19,358 habitantes, de los cuales 9,553 son hombres y 9805 mujeres.

El idioma predominante es el castellano, también se habla el idioma pocoman, aunque se utiliza con menos frecuencia cada vez, pues solamente lo hablan algunos ancianos.

1.3. Aspectos socio-económicos

1.3.1. Actividad económica

El municipio de Monjas respalda su economía en diversas actividades comerciales, las que también se ven influenciadas por las mismas condiciones del terreno, sobre todo en la rama agrícola, pues existe la producción de diversidad de cultivos de acuerdo a los climas variados existentes por la topografía del terreno, y entre estos se tiene la producción de maíz, frijol, arroz, papa, tomate, chile, café, brócoli, tabaco, etc.; en cuanto a las actividades pecuarias, se tiene la crianza de ganado vacuno, caballo y porcino; también se destaca la elaboración de productos lácteos, panela, beneficiado de café, productos de cuero; y lo que es la actividad artesanal, se distingue con la producción de tejidos de algodón, cerámica tradicional, cerámica vidriada, jarra, muebles de madera, productos de palma, teja y ladrillo de barro, cerería, cohetes, instrumentos musicales, productos de jícara, etc.

1.4. Aspectos de infraestructura

1.4.1 Servicios públicos

El municipio de Monjas cuenta con siguientes servicios públicos:

- ✓ Agua potable
- ✓ Alumbrado eléctrico
- ✓ Bancos
- ✓ Biblioteca
- ✓ Cooperativas
- ✓ Escuelas (públicas y privadas)
- ✓ Hoteles
- ✓ Telefonía
- ✓ Transporte de pasajeros
- ✓ Iglesias católica y evangélica
- ✓ Calles y callejones en un 70% pavimentadas

1.4.2 Vías de acceso

Las principales vías de comunicación del municipio de Monjas, Jalapa son: por la ruta nacional 19, de la cabecera departamental, Jalapa, al este-sureste hay unos 23 kilómetros a Monjas y al sur 18 kilómetros a la cabecera municipal de El Progreso; de allí por la ruta nacional 2 al sur 2 kilómetros al entronque con la carretera interamericana CA-1 al lado oeste de Monjas. El municipio es atravesado por caminos y veredas que unen a sus poblados y propiedades rurales entre sí y con municipios vecinos, estas carreteras son transitables en cualquier época del año.

1.5. Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del lugar en estudio

1.5.1 Descripción de necesidades

La municipalidad de Monjas, Jalapa preparó el Plan de Desarrollo Municipal, participando la municipalidad, los Consejos Municipales de Desarrollo (COMUDE) y los Consejos Comunitarios de Desarrollo (COCODES), este documento presenta las prioridades municipales, ya que año con año ha tenido problemas en los diferentes servicios básicos del lugar; elaborando así una planificación de inversión en función de la priorización de los problemas y necesidades de la población. Con esa base, se formula una propuesta de inversión para cada año.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, la comunidad en pleno decidió priorizar los proyectos de la siguiente manera:

1. Sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea San Antonio.
2. Puente vehicular para la comunicación entre Monjas y aldea Morales.
3. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea San Antonio.
4. Pavimentación de calzada Edin Roberto Nova, Monjas.
5. Diseño del sistema de alcantarillado para la aldea el Linfo.

De los cuales se determinó priorizar el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea San Antonio y el puente vehicular para la comunicación entre Monjas y aldea Morales, del departamento de Jalapa.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL, ALDEA SAN ANTONIO

2.1. Diseño del sistema de agua potable

2.1.1 Descripción del proyecto

Actualmente, la comunidad de la aldea San Antonio, del municipio de Monjas no cuenta con un sistema adecuado de abastecimiento de agua potable, esta Aldea tiene un total de 70 viviendas, por ello, se diseñará un sistema combinado que consiste en bombear agua de un pozo a un tanque de distribución y luego por gravedad distribuirla a la comunidad, el tanque de distribución con una capacidad de 40 m³ será de muros de concreto ciclópeo y losa de concreto reforzado, las dimensiones son las siguientes: altura 2.5 m, ancho 4.0 m, largo 4.0 m.

En la línea de conducción se colocará tubería de P.V.C. de 2 y 3 pulgadas de diámetro y la distribución de diámetros diferentes. La bomba será sumergible de 7.5 H.P.

2.1.1.1 Visita preliminar

La visita preliminar tuvo como fin recopilar datos relacionados en forma general de la comunidad, la posible fuente de abastecimiento, así como características topográficas, analizando el probable sistema de abastecimiento que se utilizaría, a partir de esta inspección se dedujo lo siguiente: el sistema de conducción será por bombeo, ya que existe un pozo mecánico.

2.1.2 Fuentes de agua

2.1.2.1 Aforo de la fuente

Para que el aforo fuera confiable se efectuó en época de estiaje siendo este de 5.00 litros/seg.

2.1.2.2 Toma de muestras de agua

2.1.3 Exámenes del agua

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

El estudio del agua se hace en este caso con la finalidad de conocer su calidad, es decir, establecer la potabilidad y grado de pureza, para poder determinar el tratamiento a seguir. La calidad del agua apta para consumo humano, debe cumplir con los requisitos mínimos establecidos por las normas COGUANOR NGO 29-001.

2.1.3.1 Exámenes bacteriológicos

El objeto de realizar este examen es para determinar la cantidad de NMP (bacterias presentes en el agua). Las pruebas bacteriológicas de las muestras de agua deben de realizarse en condiciones controladas de obtención y transporte para asegura la confiabilidad de los resultados.

Para ver resultados de fuente ir a anexo A.

2.1.3.2 Exámenes físico-químicos

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

Para ver resultados ir a anexo A.

2.1.4 Levantamiento topográfico.

El levantamiento topográfico sirve para definir la ubicación de la fuente de agua, la línea de conducción, la red de distribución y, en general, todos aquellos elementos que conforman el sistema de abastecimiento de agua potable.

Se realizó el levantamiento topográfico desde el pozo hasta el tanque de distribución (línea de conducción del caudal de bombeo); luego, desde el tanque de distribución a los diferentes lugares donde pasará la red de distribución.

2.1.4.1 Levantamiento planimétrico

Consiste en el conjunto de trabajos necesarios, para la obtención de datos del terreno en un plano horizontal, que involucra direcciones y distancias. Se utilizó el método de conservación de azimut con poligonales abiertas, partiendo del norte magnético, se referenció cada punto por medio de estaciones, el levantamiento se efectuó con teodolito marca Salmoiraghi 4150, cinta métrica y plomada, los resultados se presentan en los planos topográficos en apéndice 1.

2.1.4.2 Levantamiento altimétrico

Consiste en la nivelación del terreno a partir de un banco de marca convencional bien identificado, el método aplicado fue taquimetría, ya que las condiciones topográficas lo permitían. La cota de cada estación se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$\text{COTA} = 2[(\frac{1}{2} * \text{DH})(\text{Cos } \beta)] + h_i - h_m$$

Dónde:

h_i = altura del instrumento [m].

h_m = hilo medio [m].

DH = distancia horizontal [m].

β = ángulo vertical en grados, minutos y segundos [° ' "].

2.1.4.3 Censo de población

Información proporcionado por el COCODE es la siguiente:

Censo 2008 (aldea San Antonio):

Hombres	178	Mujeres	172
Viviendas	67	Escuela	1
Iglesia	1	Cementerio	1

Total de población actual = 350

Tasa poblacional del censo de 2002 para el municipio de Monjas es de 1.9%.

2.1.5 Período de diseño

Deben considerarse los siguientes factores:

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

Obras civiles = 20 años

Equipos mecánicos = 5 a 10 años.

Para el caso en estudio se asignará un período de diseño de 20 años en la red de distribución, línea de conducción y obras hidráulicas, más dos años para trámites de financiamiento. Para la bomba será de 10 años.

2.1.5.1 Cálculo de crecimiento poblacional

Para el cálculo de población futura se aplicó el método de crecimiento geométrico, por ser el que mejor se adapta a las condiciones demográficas de países en vías de desarrollo.

La fórmula empleada para este método es:

$$Pf = Pa \times (1 + i)^n$$

$$Pf = 350 \times (1 + 0.019)^{22}$$

$$Pf = 530 \text{ Personas.}$$

De donde:

Pf = población futura en un tiempo $n = 22$ años

Pa = Población actual 350 habitantes, según conteo de la planilla de topografía.

i = tasa de crecimiento en porcentaje / 100 = 1.9%

n = periodo de diseño = 22 años.

2.1.6 Caudales

2.1.6.1 Caudal de diseño

Para determinar el caudal de diseño se considera los siguientes factores:

- El tipo de comunidad: se tiene una densidad de vivienda de 5 habitantes por casa; construcciones de block y madera; los habitantes se dedican a la agricultura.
- Consumo doméstico: durante el censo se observó qué utensilios utilizan para almacenar el agua que consumen durante el día, y se calculó que en promedio, cada habitante usa 150 litros por día.
- Capacidad de la fuente, según aforo 5 lts/seg.

2.1.6.2 Dotación

Es el volumen de agua que se le asigna a una persona para su consumo, por unidad de tiempo.

Es recomendable que la dotación se determine con base en estudios de demanda de agua de la población que se investiga, o poblaciones cercanas con características similares.

Los factores que influyen en la determinación de la dotación son: clima, nivel de vida, actividad productiva, número de habitantes, costumbres, existencia de abastecimientos privados, alcantarillado y contadores, presiones en la red y capacidad administrativa de la municipalidad.

Generalmente, poblaciones pequeñas presentan consumos bajos en relación con ciudades grandes y desarrolladas, debido a la ausencia de industria, carencia de alcantarillado y el bajo porcentaje de área recreacional que amerite riego y mantenimiento.

Con la finalidad de determinar la dotación, se consideraron los factores que influyen en la misma, así como las especificaciones del Instituto de Fomento Municipal y la Dirección General de Obras Públicas, por lo que se estableció una dotación de 150 l/hab/día.

La elección de la dotación es una gran responsabilidad, que se ve reflejada en la eficiencia con que un acueducto preste su servicio futuro.

2.1.6.3 Determinación del consumo de agua

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

2.1.6.4 Consumo medio diario

Es el promedio de los consumos diarios durante un año de registro

$$Q_m = \Sigma (Q_{industria} + Q_{domiciliar} + \dots)$$

$$Q_m = \frac{\text{dotación (per cápita)} \times \text{población futura}}{86400}$$

$$Q_m = \frac{150 \text{ l / hab} \times 530 \text{ hab}}{86400 \text{ seg.}}$$

$$Q_m = 0.92014 \text{ l / seg.}$$

$$Q_m = 0.92014 \text{ l / seg.} \quad \text{expresándolo en L/s.}$$

2.1.6.5 Caudal máximo diario

Es el día de máximo consumo de una serie de registros obtenidos en un año, regularmente cuando hay actividades, donde participa la mayor parte de la población, el valor que se obtiene es utilizado en el diseño de la fuente, captación, línea de conducción y la planta de tratamiento.

A falta de registro, el consumo máximo diario (CMD) será el producto de multiplicar el consumo medio diario, por un factor de día máximo (FDM) que oscile entre 1.2 y 1.5; 1.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes.

Al tomar en cuenta el clima, el nivel socioeconómico y la cantidad de habitantes, se determina que para este estudio el factor de día máximo (FDM) es de 1.50 con lo cual se tiene:

$$QDM = FDM * Qmd$$

$$QDM = 1.5 * 0.92014 \frac{l}{s}$$

$$QDM = 1.38021 \frac{l}{s}$$

Donde:

QDM = Caudal de día máximo o máximo diario.

FDM = Factor de día máximo

Qmd = Caudal medio diario.

2.1.6.6 Caudal máximo horario o de distribución

Conocido también como caudal de distribución, debido a que es el utilizado para diseñar la línea y red de distribución. Es la hora de máximo consumo del día.

Para determinar este caudal se debe multiplicar el consumo medio diario, por el coeficiente o factor de hora máxima (FHM), cuyo valor es de 2.0 a 3.0; 3.0 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y 2.0 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes.

Para el presente estudio el factor de hora máxima tendrá un valor de 3.0.

El caudal máximo horario se determina mediante la siguiente ecuación:

$$QHM = FHM * Qmd$$

$$QHM = 3.0 * 0.92014 \frac{l}{s}$$

$$QHM = 2.76 \frac{l}{s}$$

Donde:

QHM = caudal máximo horario o de hora máxima

FHM = factor de hora máxima

Qmd = caudal medio diario.

2.1.6.7 Caudal de bombeo

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

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

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

Para el proyecto en estudio, el caudal se diseñó de la siguiente manera:

$$Q_b = \frac{Q_c * 24 \text{ hrs.}}{H_b}$$
$$Q_b = \frac{1.38021 \frac{l}{s} * 24 \text{ hrs.}}{8 \text{ hrs.}}$$
$$Q_b = 4.1406 \frac{l}{s}$$

Donde:

Q_b = Caudal de bombeo en l/seg y GPM (galones por minuto).

Q_c = Caudal de conducción o de día máximo en l/seg.

H = Número de horas de bombeo al día.

El caudal producido por el pozo es suficiente para dotar a la población, ya que el aforo realizado al mismo tuvo un caudal de 5.00 l/s.

El procedimiento que se usa para aforar un pozo es el de instalar una bomba de prueba, luego hay que construir un drenaje en el área para que el agua pueda correr sin ningún problema. Después de ello hay que empezar a medir el caudal y la profundidad del pozo, esta actividad hay que realizarla simultáneamente. Este procedimiento hay que realizarlo durante 24 a 48 horas continuas

2.1.7 Diseño del sistema por bombeo

2.1.7.1 Diseño de la tubería de impulsión

La tubería de impulsión se compone de tubería de succión y tubería de descarga.

2.1.7.1.1 Tubería de succión

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

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

- a)** Se debe tender con una pendiente de elevación continua hacia la bomba, sin puntos altos, para evitar la formación de burbujas de aire.
- b)** Debe ser tan corta y tan directa como sea posible.
- c)** Su diámetro debe ser igual o mayor que el diámetro de la tubería de descarga; si se requiere una línea de succión larga, el diámetro de la tubería debe aumentarse para reducir la resistencia al paso de agua.

- d) Los reductores a utilizarse deben ser excéntricos, con el lado recto hacia arriba para evitar también la formación de burbujas de aire.
- e) Los codos instalados en la misma, generalmente se prefieren de radio largo, porque ofrecen menos fricción y proveen una distribución más uniforme del flujo que con el uso de codos normales.
- f) En la entrada de esta tubería, se recomienda utilizar una pichacha con válvula de pie, debido a que disminuye el riesgo de entrada de materia indeseable al tubo de succión; y, al mismo tiempo, tiene la particularidad de retener el agua que ha entrado a la tubería, evitando la necesidad de cebar la bomba después de que ha dejado de operar.

2.1.7.1.2 Tubería de descarga

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

La velocidad del caudal recomendable en la tubería de descarga, debe ser como máxima de 2 mts/seg.

Para minimizar la resistencia al paso del agua y eliminar formaciones de aire, es conveniente hacer mención que en el diseño se considero lo siguiente:

- Debe colocarse en la ruta más directa posible, desde la bomba hasta el punto de descarga, lo que aminora la resistencia al paso del agua.

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

2.1.7.2 Carga dinámica

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. Su cálculo para bombas centrífugas depende de la dirección del eje de la rotación, por lo que la CDT en bombeo horizontal, será diferente en la CDT en bombeo vertical.

2.1.7.3 Carga dinámica total en bombeo vertical

Ésta se presenta en dos formas: cuando se utiliza una bomba vertical de turbina o una bomba sumergible. En bombas verticales de turbina se utiliza el

término h_{fs} , que representa las pérdidas por fricción en la columna de la bomba, cuyo valor puede ser proporcionado por el fabricante a través de tablas.

a) las bombas verticales de turbina:

$$CDTva = h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fc} + h_{fm}$$

b) para bombas sumergibles:

$$CDTvb = h_d + h_{fd} + h_{fv} + h_{fm}$$

POBLACIÓN FUTURA

$$P_f = P_o * (1 + (r/100))^n$$

$$P_f = 350 * (1 + 1.9/100)^{22}$$

$$\mathbf{P_f = 530 \text{ hab.}}$$

CAUDAL MEDIO DIARIO

$$Q_m = P_f * ((\text{Dot.})/86400)$$

$$Q_m = 530 * (150 / 86400)$$

$$\mathbf{Q_m = 0.9214 \text{ l / seg.}}$$

CAUDAL MÁXIMO DIARIO

$$Q_{md} = F_{md} * Q_m$$

$$Q_{md} = 1.5 * 0.9214 \text{ l/seg.}$$

$$\mathbf{Q_{md} = 1.38021 \text{ l/seg.}}$$

CAUDAL MÁXIMO HORARIO

$$Q_{mh} = F_{mh} * Q_m$$

$$Q_{mh} = 3 * 0.92014 \text{ l/s}$$

$$\mathbf{Q_{mh} = 2.76 \text{ l/seg.}}$$

CAUDAL DE BOMBEO

$$Q_b = Q_{md} * (24/N)$$

$$N = 8 \text{ (horas de bombeo/día)}$$

$$Q_b = 1.38021 \text{ l/s} * (24/8)$$

$$\mathbf{Q_b = 4.14 \text{ l /seg.}}$$

Tramo de impulsión o bombeo

- Caudal de bombeo = 4.14 l/s
- Longitud del tramo= 861.66 m
- Cota de salida: 967.41 m
- Cota de llegada: 1002.30 m
- Diferencia de alturas (h)= 34.89 m

a) Determinación de los diámetros económicos con la siguiente fórmula:

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

Para Vel = 0.6 m/seg $D = ((1.974*4.14 \text{ l/s})/0.6\text{m/seg})^{1/2} = 3.69 \text{ Plg.}$

Para Vel = 2 m/seg $D = ((1.974*4.14 \text{ l/s})/2\text{m/seg})^{1/2} = 2.02 \text{ Plg.}$

d) Cálculo de las pérdidas de carga $hf = \frac{(1743.811)(L)(Q_b)^{1.85}}{C^{1.85} \phi^{4.87}}$

Donde:

hf = pérdidas por fricción en m.

L = Longitud del tramo en m.

Q_b = Caudal de bombeo en l/seg.

C = Coeficiente de rugosidad del material, para PVC = 150

Ø = Diámetro interno de la tubería en pulg.

$$hf = (1743.81 * 861.66 * 4.14^{1.85}) / (150^{1.85} * 2.193^{4.87}) = 42.82 \text{ m}$$

para tubería de 2"

$$hf = (1743.81 * 861.66 * 4.14^{1.85}) / (150^{1.85} * 2.655^{4.87}) = 16.8780 \text{ m}$$

para tubería de 2 1/2".

$$hf = (1743.81 * 861.66 * 4.14^{1.85}) / (150^{1.85} * 3.230^{4.87}) = 6.4968 \text{ m}$$

para tubería de 3".

Por los resultados se utilizará el diámetro de 3" de 160 PSI.

2.1.7.4 Sobrepresión por golpe de ariete

Para la protección del equipo de bombeo y de la tubería de conducción, se deben considerar los efectos producidos por el fenómeno denominado golpe de ariete.

Se denomina golpe de ariete a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación; ocasionada por rápidas fluctuaciones en el caudal, producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de las bombas. Este fenómeno puede provocar ruptura de la presión (presión positiva) o aplastamiento (presión negativa).

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

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

donde:

k = módulo de elasticidad volumétrica del agua. (2.07 * 10⁴ kg/cm²)

E = módulo de elasticidad del material.

Di= diámetro interno del tubo

e = espesor de la pared del tubo

Tabla XVI. Valores de módulo de elasticidad volumétrica de materiales

MATERIAL	E (KG/CM ²)
PVC	3 * 10 ⁴
Hierro fundido	1.05 * 10 ⁵
Acero	2.05 * 10 ⁵
Asbesto de cemento	(1.85 – 2.5) * 10 ⁵

La sobrepresión generada, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P = \frac{a * V}{g}$$

donde:

- a = celeridad (m/s)
- v = velocidad de servicio (m/s)
- g = gravedad (9.81 m/s²)
- ΔP = sobrepresión (m.c.a)

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

Donde:

$$\begin{aligned} K &= 2.07 * 10^4 \text{ kg/cm}^2 & D_i &= 77.92 \text{ mm} \\ e &= 3.43 \text{ mm} & E &= 3.0 * 10^4 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de celeridad:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} * \frac{D_{\text{interno}}}{e}}} = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{2.07 * 10^4}{3.00 * 10^4} * \frac{77.92}{3.43}}} = 347.74 \frac{m}{s}$$

Cálculo de velocidad:

$$V = \frac{1.97 * 4.14}{3.50^2} = 0.6657 \frac{m}{s}$$

Cálculo de sobre presión:

$$\Delta P = \frac{a * V}{g}$$

$$? P = \frac{347.74 * 0.6657}{9.81} = 23.597 \text{ m.c.a.}$$

Verificar si la tubería resiste la sobre presión generada por el golpe de ariete.

$$P_{\text{max.}} = 23.597 \text{ m.c.a.} + 60 \text{ m.c.a.}$$

$$P_{\text{max.}} = 83.597 \text{ m.c.a.}$$

Convertir m.c.a. a lb/plg2:

$$P_{\text{max.}} = 83.597 * 1.419$$

$$P_{\text{max.}} = 118.62 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$P_{\text{max.}} < 160 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}, \text{ de manera que la tubería PVC clase 160, resiste dicha presión.}$$

2.1.8. Potencia de la bomba

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

$$C.D.T. = Hm = Hf_{\text{accesorios}} + Hf_{\text{fricción}} + Hf_{\text{menores}} + \Delta_{\text{alturas}} + H_{\text{succión}} = 76.548 \text{ m.c.a.}$$

$$P = (Qb \times Hm) / (76 \times e)$$

De donde:

$$Qb = \text{Caudal de bombeo} = 4.14 \text{ L/seg.}$$

$$Hm = \text{Carga dinámica total} = 76.548 \text{ m.c.a.}$$

$$e = 95\% = \text{eficiencia de la bomba}$$

P = 7.5 HP Bomba sumergible.

2.1.8.1 Características que debe cumplir el equipo de bombeo

La bomba que se utilizará será sumergible de 7.5 HP, el equipo funcionará con energía eléctrica y el tiempo máximo de bombeo será de 8 horas. La capacidad de la bomba y la potencia del motor es suficiente para elevar el caudal de bombeo previsto contra la altura máxima de diseño; la eficiencia de la bomba en ningún momento será menor del 95%. La capacidad del motor deberá calcularse para suministrar la potencia requerida por la bomba (considerando el rendimiento del conjunto), más una capacidad de 10 a 25% para compensar el desgaste normal del equipo. La bomba sumergible vertical es la recomendada para este proyecto, debido a que, es más fácil de instalar y más eficiente, de fácil mantenimiento y reparación. También hay que tomar en cuenta que debe ser de etapas múltiples, debido a la gran potencia que se requiere.

A la salida del equipo de bombeo, deberán proveerse como mínimo los siguientes dispositivos:

1. Manómetro de descarga
2. Tubería de limpieza.
3. Válvulas de retención y de paso en la línea de descarga.
4. Junta flexible en la línea de descarga.
5. Protección contra golpe de ariete si fuera necesario.
6. Elementos que permitan determinar en cada caso la altura del nivel de bombeo.

2.1.9 Bases de diseño

Para el diseño del proyecto de agua potable se tomó en cuenta lo siguiente:

- Población actual, 350 habitantes
- Población futura, 530 habitantes
- 70 servicios domiciliarios
- Línea de conducción o descarga por bombeo
- Período de diseño 22 años, considerando 2 años para trámites y 20 años de funcionamiento del sistema
- Dotación de 150 litros por habitante por día, debido que al existir un sistema de agua potable, el consumo se incrementará.
- Presión mínima de 10 metros columna de agua
- Presión máxima de 40 metros columna de agua
- Período de diseño para la bomba, 10 años
- Velocidad mínima del agua dentro de la tubería, 0.40 m/s
- Velocidad máxima del agua dentro de la tubería, 5.00 m/s

Las presiones deben de estar dentro de los límites permisibles, para que llegue agua por lo menos a una casa que tenga dos niveles (5 metros de alto), y que la tubería pueda resistir las presiones del sistema. Las normas de la Guía para el Diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales INFOM/UNEPAR; establece en consideración a la menor altura de las edificaciones en medios rurales, que las presiones tendrán los siguientes valores:

- Mínima 10 metros (presión de servicio).
- Máxima 40 metros (presión de servicio).

En este caso deberá prestarse atención a la calidad de las válvulas y accesorios, para evitar fugas cuando el acueducto está en servicio.

2.1.10 Tipos de tuberías

En sistemas de acueductos se utiliza generalmente tubería de cloruro de polivinilo rígido (PVC) y de hierro galvanizado (HG). La línea de conducción llevará las siguientes características en su recorrido; debido a la topografía del mismo se va a colocar:

- Tubería de PVC de 160 psi.

a) Diámetro de tuberías

Para el diseño hidráulico, el diámetro de la tubería se calcula de acuerdo con el tipo de sistema que se trate; sin embargo, para todo diseño se debe utilizar el diámetro interno de la tubería, no así el diámetro comercial.

b) Coeficiente de fricción.

Cuando se emplea la fórmula de Hazen Williams para el diseño hidráulico con tubería PVC, el coeficiente de fricción C , es de 150, y para tuberías de HG, $C = 100$.

c) Presiones y velocidades

La presión hidrostática en la línea de conducción se recomienda mantenerla, en lo posible, debajo de 80 m.c.a. La máxima presión permisible es de 90 m.c.a. La presión hidrodinámica en la línea no debe ser mayor de 60 m.c.a. La velocidad en la línea de conducción se debe mantener entre 0.6 y 2 m/s, en todo el sistema.

2.1.11 Caudal de diseño (red de distribución)

El diseño se hará utilizando el caudal máximo horario (Q_{mh}). Habiendo considerado el número de viviendas que se abastecerán en cada ramal, se calcula el caudal máximo horario y el caudal simultáneo, utilizando el mayor de los dos; y mediante el criterio de continuidad, se determina el caudal de distribución en cada punto.

Dicho de otra forma, para el diseño, debe tomarse en cuenta el mayor de los caudales siguientes:

$$\text{Caudal máximo horario} = F_{\text{hora máxima}} * (Q_{\text{medio}})$$

$$Q_{HM} = 3.0 \times 0.92014 \text{ l/s}$$

$$Q_{HM} = 2.76 \text{ l/s}$$

Este caudal se compara con el caudal de uso simultáneo que se calcula de la siguiente manera:

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

q = caudal de uso simultáneo [L/ seg] no menor de 0.20 [L/ seg]

k = 0.15 para conexión predial

n = número de conexiones

Calculada con:

k = 0.15 para conexión predial

n = 70 conexiones (tomado de levantamiento topográfico, ver planos).

$$q = 0.15\sqrt{70-1}$$

$$q = 1.25 \text{ [L/ seg]}$$

El caudal mayor es el de máximo horario, entonces éste servirá para el diseño de la red de distribución. Ahora se calcula el caudal por vivienda:

$$Q_{vivienda} = \frac{q \text{ uso simultaneo}}{No. viviendas}$$

$$Q_{vivienda} = \frac{2.76}{70}$$

$$Q_{vivienda} = 0.03942 \text{ [L/ seg]}$$

2.1.12 Tanque de distribución

En todo sistema, incluyendo aquellos con abastecimiento por gravedad durante las 24 horas del día, debe diseñarse un tanque como mínimo, en este proyecto se diseñó un tanque superficial de concreto ciclópeo y losa de concreto reforzado, con las siguientes funciones:

1. Compensar las demandas máximas esperadas en la red de distribución.
2. Almacenar agua en horas de poco consumo, como reserva.
3. Almacenar cierta cantidad de agua para combatir incendios.
4. Regular presiones en la red de distribución.
5. Reserva suficiente por eventual interrupción en la fuente de abastecimiento.

Se podría suprimir el tanque de almacenamiento, sólo cuando la fuente asegure un caudal superior a 3 veces el consumo medio diario de la población, en cualquier época del año.

Todos los tanques deberán tener los siguientes dispositivos:

1. Cubierta hermética que impida la penetración de agua, polvo, aves, etc., del exterior, con su respectiva escotilla de visita para inspección y limpieza.
2. Tubo de ventilación, que evacue el aire durante el llenado, en diámetro no menor de 2", con abertura exterior hacia abajo y provista de rejilla, que impida la entrada de insectos.
3. Tubería de entrada al tanque, que estará situada cerca del acceso, para facilitar el aforo en cualquier momento.
4. Diámetro mínimo de la tubería de rebalse, que será igual al de la tubería de entrada al tanque.
5. En tanques no elevados, se colocará el tubo de salida, al lado opuesto respecto al de entrada, de tal forma que haya circulación de agua en el tanque.
6. Escaleras interiores y exteriores, en caso de que las dimensiones excedan de 1.20 m. de alto.
7. El fondo del tanque debe estar siempre por encima del nivel freático.
8. Las paredes de los tanques enterrados deben sobresalir no menos de 30 cm. de la superficie del terreno; el techo deberá tener una pendiente, que permita drenar hacia fuera, para evitar la entrada de aguas superficiales o de lluvia.
9. El tubo de desagüe con su correspondiente llave de compuerta y de diámetro mínimo de 4", que permita vaciar el tanque en 2 ó 4 horas. Para facilitar la operación de las llaves y válvulas, éstas deben ubicarse, en lo posible, en una caja común o cámara seca.
10. Los extremos de las tuberías de rebalse y desagüe, deben protegerse con cedazo y tela metálica, para impedir el paso de insectos y otros animales, y no se conectarán directamente al sistema de alcantarillado; deberán tener una descarga libre de 15 centímetros como mínimo.

2.1.13 Capacidad del tanque

El volumen de los tanques de almacenamiento o distribución, se calculará de acuerdo con la demanda real de las comunidades. Cuando no se tenga estudios de dichas demandas, el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y UNEPAR recomienda lo siguiente:

1. Para poblaciones menores de 1,000 habitantes, el 40% del consumo medio diario de la población; el cual no considera reservas para eventualidades.
2. Para poblaciones entre 1,000 y 5,000 habitantes, el 40% del consumo medio diario, más un 10% para eventualidades.
3. Poblaciones mayores de 5,000 habitantes, el 45 % del consumo medio diario, más un 10% para eventualidades.
4. En el caso de sistemas por bombeo, la reserva mínima deberá ser del 40% al 65% de un día de consumo medio, salvo en los casos en que se necesite proveer una capacidad adicional para contingencias o incendios.

En este caso se diseñará un tanque de almacenamiento con muros de concreto ciclópeo y cubierta de losa de concreto reforzado, a requerimiento de la institución (municipalidad), el volumen será del 50% del consumo medio diario.

El volumen de almacenamiento se calcula por la expresión:

$$\text{Volumen} = 50\% * Q_m$$

Sustituyendo.

$$Q_m = 0.92 \text{ l/s}$$

$$1 \text{ día} = 86400 \text{ Segundos}$$

$$\text{Volumen} = 0.50 * (0.92 \text{ litros/segundos}) * (86400/1000)$$

$$\text{Volumen} = 39.74 \text{ m}^3/\text{día}$$

Volumen de almacenamiento= 40 m³

2.1.13.1 Diseño del tanque proyectado

Las dimensiones del tanque de distribución de 40 m³ será de:

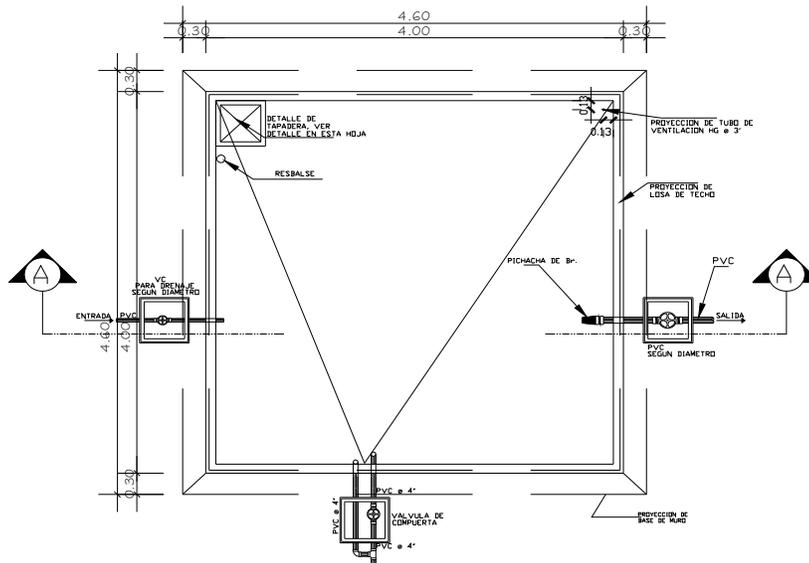
Altura = 2.50 metros

Ancho = 4.00 metros

Largo = 4.00 metros

2.1.13.2 Planta de tanque de distribución.

Figura 2. Planta de tanque de distribución.



$$\text{Espesor} = \frac{\text{perimetro}}{180} = \frac{(4)(2) + (4)(2)}{180} = 0.089 \text{ m}$$

Se tomará un espesor de 10 centímetros ya que, según el código ACI, el mínimo recomendado es de 9 centímetros.

Funcionamiento de la losa:

$$m = \frac{a}{b} = \frac{4.00}{4.00} = 1 > 0.5; \text{ la losa trabaja en dos sentidos}$$

Integración de cargas:

Carga muerta

CM = peso propio de losa + acabados

$$CM = (2400 \text{ kg/m}^3)(0.1) + 90 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 330 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva

$$CV = 100 \text{ kg/m}^2, \text{ según el código ACI}$$

Carga muerta última

$$CM_u = (1.4)(CM) = (1.4)(330 \text{ kg/m}^2) = 462 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva última

$$CV_u = (1.7)(CV) = (1.7)(100 \text{ kg/m}^2) = 170 \text{ kg/m}^2$$

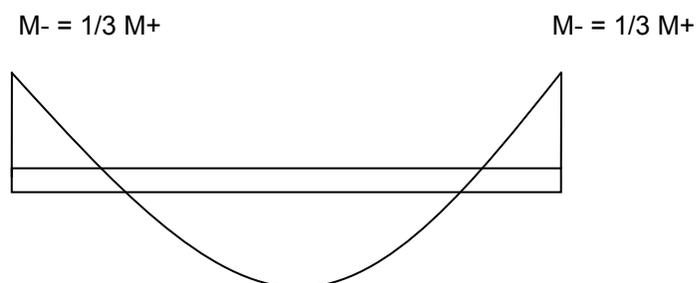
Carga última total

$$CU_t = CM_u + CV_u$$

$$CU_t = 462 \text{ kg/m}^2 + 170 \text{ kg/m}^2 = 632 \text{ kg/m}^2$$

$$CU_t = (632 \text{ kg/m}^2)(1 \text{ m}) = 632 \text{ kg/m}$$

Figura 3. Diagrama de momentos de la losa superior.



$$Ma+ = Mb+ = (Ca+)(CMu)(a^2) + (Ca+)(CVu)(a^2)$$

$$Ma- = Mb- = (1/3)(Ma+)$$

Donde:

Ma+ = Momento positivo del lado "a" en kg-m

Ma- = Momento negativo del lado "a" en kg-m

Mb+ = Momento positivo del lado "b" en kg-m

Mb- = Momento negativo del lado "b" en kg-m

Ca+ = Coeficiente para el momento positivo "a", producido en la losa por la carga muerta última (adimensional).

CMu = Carga muerta última en Kg/m

CVu = Carga viva última en kg/m

$$Ma+ = Mb+ = (0.036)(462)(4^2) + (0.036)(170)(4^2)$$

$$Ma+ = Mb+ = 364 \text{ kg-m}$$

$$Ma- = Mb- = (1/3)(364) = 121.33 \text{ kg-m}$$

Cálculo del refuerzo.

El recubrimiento es de 2.5 centímetros.

Peralte:

$$d = t - \text{recubrimiento} = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ centímetros}$$

Área de acero mínimo:

$$Asmín = (40\%)(Asmín. \text{ en viga})$$

$$Asmín = (40\%) \left(\frac{14.1}{F_y} \right) (b)(d)$$

$$Asmín = (0.4) \left(\frac{14.1}{2810} \right) (100)(7.5) = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{\text{máx}} = (3)(t) = (3)(10) = 30 \text{ centímetros}$$

Se calcula el espaciamento, proponiendo varilla No. 3, grado 40

$$1.51 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

$S = \left(\frac{0.71}{1.51} \right) (100) = 45 \text{ cm} > S_{\text{máx}}$; entonces se tomará un espaciamento de 30 centímetros como máximo.

Cálculo de la nueva área de acero mínimo con el espaciamento máximo.

$$A_{\text{smín}} \text{ ----- } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 30 \text{ cm}$$

$$A_{\text{smín}} = \left(\frac{100}{30} \right) (0.71) = 2.37 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento que resiste el área de acero mínimo.

$$\text{Momento } A_{\text{smín}} = (\phi)(A_{\text{smín}})(F_y) \left(d - \frac{(A_{\text{smín}})(F_y)}{(1.7)(f'_c)(b)} \right)$$

$$\text{Momento } A_{\text{smín}} = (0.9)(2.37)(2810) \left(7.5 - \frac{(2.37)(2810)}{(1.7)(210)(100)} \right)$$

$$\text{Momento } A_{\text{smín}} = 438.35 \text{ kg-m}$$

Como se puede observar, el momento que resiste el área de acero mínimo es mayor que los momentos que actúan en la losa, por lo tanto, se propone un armado con varillas no. 3 con un espaciamiento de 30 centímetros.

Las paredes del muro se diseñarán como muro por gravedad.

Como las dimensiones del tanque son iguales, los cuatro muros tendrán las mismas cargas.

Muro A-B

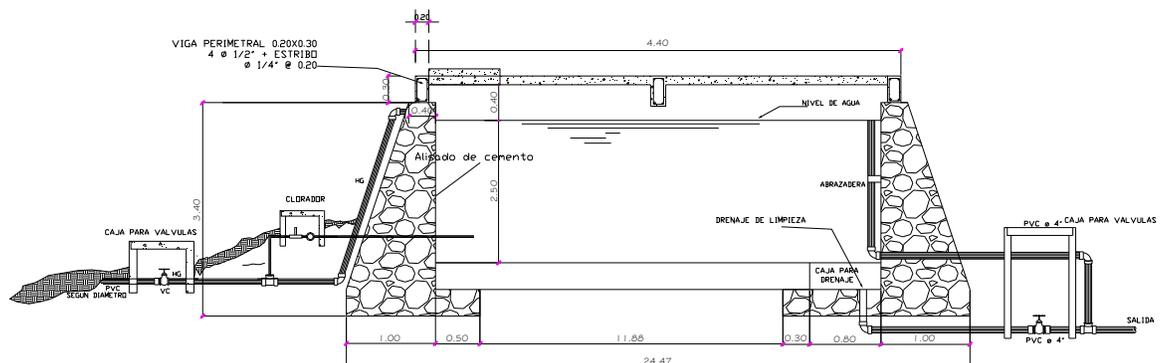
Carga total = Peso de muro + losa

$$\text{Carga total} = \frac{(4.00)(632)}{4.00} + (0.30)(0.20)(2400) = 776 \text{ kg/m} \approx 0.80 \text{ T/m}$$

2.1.13.3 Diseño de los muros del tanque.

El diseño de los muros del tanque será de concreto ciclópeo, las dimensiones siguientes.

Figura 4. Dimensiones de los muros del tanque.



Cálculo:

Datos:

$f'c$ = Resistencia a compresión del concreto = 210 kg/cm^2

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero grado 40 = 2810 kg/cm^2

γ_c = Peso específico del concreto ciclópeo = 2.4 T/m^3

γ_s = Peso específico del suelo = 1.4 T/m^3

V_s = Valor soporte del suelo = 15 T/m^2

γ_a = Peso específico del agua = 1 T/m^3

ϕ = Coeficiente de rozamiento = 30°

Los coeficientes activo y pasivo respectivamente serán:

$$K_a = \frac{1 - \text{seno } \phi}{1 + \text{seno } \phi} = \frac{1 - \text{seno}(30)}{1 + \text{seno}(30)} = 1/3$$

$$K_p = \frac{1 + \text{seno } \phi}{1 - \text{seno } \phi} = \frac{1 + \text{seno}(30)}{1 - \text{seno}(30)} = 3$$

Las presiones horizontales a una profundidad "h" del muro son:

presión de la tierra = $(K_p) (\gamma_s) (h) = (3) (1.4) (0.6) = 2.52 \text{ T/m}^2$

presión del agua = $(K_a) (\gamma_a) (H) = (1/3) (1) (2.50) = 0.83 \text{ T/m}^2$

Las cargas totales de los diagramas de presión son:

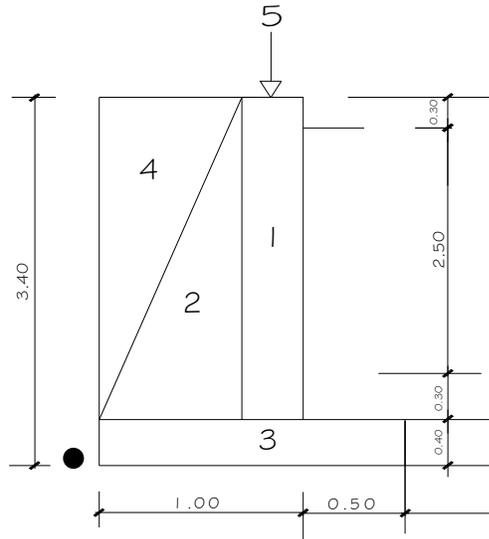
$$\text{presión total de la tierra} = \frac{1}{2} (\text{Presión de la tierra})(h) = (0.5)(2.52)(0.6) = 0.75 \text{ T/m}^2$$

$$\text{presión total del agua} = \frac{1}{2} (\text{Presión del agua})(H) = (0.5)(0.83)(2.50) = 1.03 \text{ T/m}^2$$

Los momentos al pie del muro serán:

$$\text{momento por la tierra} = (\text{Presión total de la tierra})(h/3) = (0.75)(0.6/3) = 0.15 \text{ T/m}^2$$

$$\text{momento por el agua} = (\text{Presión total del agua})(H/3) = (1.03)(2.50/3) = 0.85 \text{ T/m}^2$$



Cálculo del momento que produce el peso propio del muro.

Tabla II. Momentos que produce el peso del muro.

Fig.	Área (m ²)	Peso específico (T/m ³)	Peso (T/m)	Brazo (m)	Momento (T-m/m)
1	1.24	2.40	2.976	0.80	2.38
2	0.93	2.40	2.232	0.40	0.892
3	0.60	2.40	1.44	0.75	1.08
4	0.93	2.40	2.232	0.20	0.44
5			0.80	0.80	0.64
			$\Sigma W = 9.68 \text{ T/m}$	$\Sigma = 5.432 \text{ T-m/m}$	

- **Revisión de estabilidad contra volteo.**

$$\text{Fuerza volteo} = \frac{\sum M_{\text{resistente}}}{\sum M_{\text{actuante}}} = \frac{M_{\text{tierra}} + M_{\text{total}}}{M_{\text{agua}}} = \frac{0.15 + 5.432}{0.85} = 6.57 > 1.5$$

Como la fuerza de volteo es mayor que 1.5, si resiste volteo.

- **Revisión de estabilidad contra deslizamiento.**

$$\text{Fuerza por deslizamiento} = \frac{\sum F_{\text{resistente}}}{\sum F_{\text{actuante}}} = \frac{P_{\text{tierra}} + (\mu)(W)}{P_{\text{agua}}} = \frac{0.75 + 0.4(9.68)}{1.03} =$$

$$4.48 > 1.5$$

La fuerza de deslizamiento es mayor que 1.5, si resiste deslizamiento.

- **Revisión de presión máxima bajo la base del muro.**

A una distancia "X" a partir de la esquina inferior izquierda del muro, donde actúan las cargas verticales será:

$$X = \frac{\sum Ma}{\sum W} = \frac{M_{\text{tierra}} + M_{\text{peso}} + M_{\text{agua}}}{\sum W} = \frac{0.15 + 5.432 + 0.85}{9.68} = 0.66 \text{ metros}$$

$$3X = (3)(0.66) = 1.98 \text{ metros} > L = 1.90 \text{ metros}$$

Como 1.98 metros es mayor que la longitud de la base del muro (L=1.90 metros), no existen presiones negativas.

$$\text{La excentricidad } \varepsilon = \frac{L}{2} - X = \frac{1.90}{2} - 0.90 = 0.05 \text{ metros}$$

Por tanto, las presiones en el terreno son:

$$q = \frac{W}{L} \pm \frac{(W)(\varepsilon)}{\delta}$$

Donde:

W = Peso en T/m

L = Longitud de la base

ϵ = Excentricidad

δ = Módulo de sección por metro lineal = $\frac{1}{6} (L^2)$

Sustituyendo los valores, se tiene:

$$q = \frac{9.68}{1.90} \pm \frac{(9.68)(0.05)}{\frac{1}{6}(0.60)^2}$$

$$q_{\text{máx}} = 11.16 \text{ T/m}^2 < V_s$$

$$q_{\text{mín}} = 2.97 \text{ T/m}^2 > 0$$

Las dimensiones del muro son aptas para resistir las cargas al que estará sujeto.

2.1.14 Desinfección del agua

Para este sistema se propone usar tabletas de hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{ClO})_2$, con no menos del 65% de ingredientes activo, con las siguientes dimensiones para cada tableta: diámetro de 3 1/8", alto 1 1/4" y un peso de 300 gramos.

El funcionamiento deberá ser automático, sin partes móviles, sin requerir energía eléctrica, y deberá permitir el flujo de agua a través de las tabletas de hipoclorito de calcio para formar la solución. El rango de flujo a través del clorador deberá estar entre 5 y 20 galones por minuto.

Las dimensiones aproximadas del hipoclorador deberán ser de 0.30 metros de diámetro y 0.90 metros de alto. Deberá instalarse en una caja a la entrada del tanque de distribución, y graduarse el flujo para que permita que la cantidad de cloro residual en el punto más alejado de la red de distribución, esté entre 0.7 y 1.5 partes por millón.

La caja tiene como finalidad proteger al hipoclorador, deberá tener una tapadera de registro con pasador y candado. Sus dimensiones interiores deben de seran de 1.00x1.00 metros en planta y 1.00 metro de altura.

Según la norma COGUANOR 29001, como tratamiento preventivo contra las bacterias y virus, la cantidad mínima de cloro que se le debe aplicar al agua es de 2 p.p.m. (partes por millón), es decir, 2 gramos por metro cúbico de agua.

Para calcular el flujo de cloro (FC) en gramos/hora se utiliza la siguiente fórmula:

$$FC = Q \times DC \times 0.06 \quad (1)$$

Donde:

Q = caudal de agua conducida, (4.15 L/s) = 249 L/min

DC = demanda de cloro, 0.2 mg/L

Por lo tanto, sustituyendo estos datos en la fórmula de FC se tiene lo siguiente:

$$FC = 249 \text{ L/min} \times 2 \text{ PPM} \times 0.06 = 29.88 \text{ gr/hr}$$

$$\mathbf{FC = 29.88 \text{ gr/hr.}}$$

Luego se hace la conversión a litros/min, de donde se obtienen los siguientes resultados FC = 12.85 litros/min. Luego, se procede a calcular el tiempo que se necesita para llenar un recipiente de un litro utilizando la siguiente fórmula:

$$t = 60/SC$$

Donde:

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

SC = flujo de solución de cloro (7.33 Lt/min).

$t = 60/12.85 = 4.67$ seg, que es el tiempo en que un recipiente de un litro debe de llenarse completamente. El flujo de cloro del hipoclorador es de 29.88 gr/hr, entonces la cantidad de tabletas que consumirá en un mes son:

$29.88 \text{ g/hr} \times 24\text{hr}/1\text{día} \times 30\text{días}/1 \text{ mes} = 21,513.6 \text{ gr/mes} \times 1 \text{ tableta}/300\text{gr} = 71$ tabletas.

71 tabletas/mes

2.1.15 Red de distribución

La red de distribución es la tubería que transporta el agua desde el tanque de distribución hacia la población. Se calcula utilizando la expresión de **Hazen Williams**.

$$H_f = \frac{1743.81114 \cdot L \cdot Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot D^{4.87}}$$

En el diseño de la red de distribución, se consideran los siguientes factores:

1. El diseño se hará para el caudal de hora máxima, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño, siempre y cuando sea mayor que el caudal instantáneo, caso contrario se utilizará este último.

2. Se deberá tratar de servir, directamente, al mayor porcentaje de la población con conexiones domiciliarias, aunque se podrían instalar llena cántaros, si la capacidad de la fuente no lo permite.
3. Se deberá dotar a las redes de distribución de los accesorios y obras de arte necesarias, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas para tal efecto, y así facilitar su funcionamiento.

Es necesario terminar los ramales abiertos en puntos de consumo, para evitar estancamientos indeseables; de lo contrario, se deberá proveer de una válvula de compuerta para la limpieza de esta tubería. Este método se utiliza cuando el circuito no se puede cerrar, debido a condiciones topográficas. La red de distribución, a diseñar es por ramales abiertos.

a) Presión estática en la tubería

Se produce cuando todo el líquido de la tubería y del recipiente que la alimenta está en reposo. Es igual al peso específico del agua multiplicado por la altura a que se encuentra la superficie libre del agua en el recipiente. La máxima presión estática que soportan las tuberías de 160 PSI = 90 mca, teóricamente puede soportar más, pero por efectos de seguridad, si hay presiones mayores que la presente, es necesario colocar una caja rompe presión o tubería de 250 PSI o HG.

En la red de distribución, la máxima presión estática permitida es de 80 mca, ya que a mayores presiones fallan los empaques de válvulas y grifería, a menos que sea necesario utilizar presiones mayores por necesidad de salvar puntos altos.

b) Presión dinámica en la tubería

Cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor, que se disminuye por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería; lo que era altura de carga estática, ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de presión, conocida como pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía, respecto de la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería. La presión en un punto A es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota de terreno de ese punto. La menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 mca, que es la necesaria, para que el agua pueda subir con cierta presión a las llaves de chorro. Se pueden tener presiones hasta de 7 mca, siempre que sea debidamente justificado. La presión máxima sugerida es de 40 mca, pudiendo exceder este límite siempre y cuando se tengan razones justificadas para hacerlo.

c) Línea piezométrica

Es la forma de representar gráficamente los cambios de presión en la tubería. Esto indica, para cada punto de la tubería, tres elementos: la distancia que existe entre la línea piezométrica y la presión estática en cada punto, que representa la pérdida de carga o de altura de presión que ha sufrido el líquido, a partir del recipiente de alimentación, es decir, el tanque de distribución hasta el punto de estudio, o la distancia entre la línea piezométrica y la tubería representa el resto de presión estática, es decir, la presión que se mediría si se pone en el momento del flujo un manómetro en ese punto. Esta presión está disponible para ser gastada en el recorrido del agua dentro de la tubería. Y la pendiente de la línea piezométrica representa la cantidad de altura de presión

que está consumiendo por cada unidad de longitud en metros, que recorre el agua. Cuanto mayor sea la velocidad, mayor será el consumo de presión por metro de tubería.

d) Verificación de velocidades

En todo diseño hidráulico, es necesario revisar la velocidad del líquido, para ver si éste se encuentra dentro de los límites recomendados. Para diseño de sistemas de abastecimiento de agua con material en suspensión, sedimentable o erosivo, se considera los límites de velocidad desde 0.40 m/s hasta 5 m/s máxima. Si se trata de agua sin material sedimentable o erosivo, no hay límite inferior, y se dará lo que resulte del cálculo hidráulico. El límite superior se fijará solamente en precaución a la sobre presión, que se debe al golpe de ariete.

La fórmula que se va a utilizar es la siguiente:

$$V = 1.974 \cdot Q/D^2$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

Q = Caudal (m³/s)

D = Diámetro del tubo (m)

2.1.13 Conexión domiciliar

Ésta es la última unidad de todo sistema de agua potable y tiene como finalidad, suministrar finalmente el vital líquido en condición aceptable a la población, ya sea a través de un servicio domiciliar o bien de un servicio tipo comunitario (llenacántaros o chorros públicos). Hoy en día, se construyen con tubería y accesorios de PVC, y dependiendo de las condiciones del

funcionamiento del sistema, pueden incluir o no aparatos de medición del caudal servido (contadores de agua), básicamente, consiste en una derivación de la tubería de la red a través de un tubo de diámetro pequeño, generalmente de $\frac{1}{2}$ o $\frac{3}{4}$ " de poca longitud, que termina en una llave de paso o en un medidor de caudal, para la instalación interna del servicio en el domicilio y termina en un grifo en los servicios públicos.

Las conexiones domiciliarias están compuestas por los siguientes accesorios:

- Tee reductora PVC
- Niple (tubo) PVC longitud variable.
- Adaptador macho de PVC
- Llave de paso de bronce
- Tubo PVC longitud variable
- Codo PVC 90° con rosca
- Niple HG 1.50
- Codo HG 90°
- Niple HG 0.15
- Reducidor campana HG
- Tubería PVC Ø 2" o 3"
- Adaptador hembra PVC
- Válvula de chorro

2.1.16 Operación y mantenimiento

a) Mantenimiento preventivo:

Es la acción de protección de los componentes de un sistema de agua potable, con la finalidad de:

- Evitar daños.
- Disminuir los efectos dañinos.
- Asegurar la continuidad del servicio de agua potable.

b) Mantenimiento correctivo:

Es la acción de reparación de daños, de los componentes de un sistema de agua potable, los que puede suceder por:

- Accidentes naturales. (Crecidas de ríos, derrumbes, etc.)
- Deterioro.
- Desgaste, (daño de accesorios).

c) Mantenimiento de válvulas:

La buena operación de un sistema de agua potable, requiere el mantenimiento de los diferentes mecanismos y accesorios que forman parte del acueducto. Cada tres meses se hace lo siguiente:

- Revisar si hay fugas o faltan piezas.
- Verificar el funcionamiento abriéndolas y cerrándolas lentamente, para ver si hay fugas o si no cierran completamente.

En ambos casos se debe reparar o cambiar la válvula defectuosa.

c.1) Válvula de chorro:

Esta válvula debe funcionar sin goteo, para evitar desperdicio de agua. Para reparar una válvula de chorro se debe:

- Cerrar el flujo con llave de paso.
- Desenroscar la corona superior con auxilio de un cangrejo.
- Revisar el empaque al final del vástago
- Proceder a cambiarlo, si está gastado o roto.
- Instalar el nuevo empaque.
- Colocar y ajustar la corona con el vástago.
- Verificar el funcionamiento abriendo la llave de paso.

c.2) Caja de válvulas:

Cada doce meses:

- Revisar las paredes de la caja.
- Revisar las tapaderas.
- Revisar aldabones para candados.
- Revisar candados.
- Revisar si hay agua empozada.
- Reparar las fugas.
- Limpiar los candados con gas y engrasarlos

d) Tanque de distribución:

Cada año:

Revisar estructuras y válvulas, como ya se explicó:

Lavar el interior del tanque, de la forma siguiente:

- Cerrar la válvula del hipoclorador.
- Abrir válvula de desagüe.
- Lavar el piso y pared con agua y cepillo de raíz o plástico.
- Aplicar suficiente agua al piso y paredes después de pasar el cepillo.
- Cerrar válvula de desagüe.
- Abrir válvula del hipoclorador.
- Abrir válvula de salida.

e) Mantenimiento de la línea de bombeo y distribución:

Cada mes:

Revisar el recorrido completamente de la línea, para:

- Verificar si hay fugas.
- Verificar el estado de la tubería.
- Proceder a reparar las fugas en la tubería.

Para reparar daños en tubos de PVC, se necesita lo siguiente:

1. Sierra.
2. Niple PVC.
3. Solvente o pegamento.

Se procede de la siguiente forma:

- Descubrir el tubo uno o dos metros en ambos lados de la fuga.
- Cortar un pedazo de treinta centímetros aproximadamente.

- Hacerle campana con calor en ambos extremos.

Empalme de tubería:

Habiendo preparado el niple con la campana, se procede de la siguiente forma:

- Eliminar excesos de los cortes.
- Limpiar los extremos con un trapo.
- Aplicar solvente alrededor de los extremos de la tubería.
- Aplicar solvente dentro de la campana.
- Mantener la presión y dejar secar.

2.1.16 Propuesta de tarifa

En la propuesta de tarifa se contemplan los gastos de mantenimiento, operación, pago del fontanero, pago del guardián y gasto de cloro.

a) Cálculo de la energía

El motor a utilizar es sumergible de 7.5 HP

Si 1 HP = 746 watts

Lo que equivale a 5,595 Watts.

De donde se obtiene:

Tiempo de servicio al inicio: 8 horas

Población a servir al inicio: 350 habitantes

Total de conexiones al inicio del proyecto: 70

Consumo diario de energía= 5,595 Watts*(8 horas)= 44,760 Watts.

Costo del consumo diario= 44.76 KWatts*(Q 0.79 por cada Kw)= Q 35.36

Costo del consumo mensual= 30días*(Q 35.36)= **Q 1,060.81/mes.**

b) Costo de tabletas de Tricloro

71 tabletas = 47 Libras

Las tabletas se adquieren en tambos plásticos de 150 tabletas

Costo de 100 libras de tabletas= Q900.00

Costo mensual de la cloración = 47 libras*(Q 9/libra) = **Q 423.00/mes.**

c) Costo de operación y mantenimiento.

Consumo de energía mensual = Q 1,060.81

1 Fontanero = Q 400.00

Consumo mensual de cloro = Q 423.00

MONTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO = Q 1,883.84

d) Tarifa por vivienda mensual.

Q 1,883.84/70 viviendas.

TARIFA = Q 26.91/mes.

Según censo socio- económico preliminar la tarifa planteada es accesible para la población.

2.1.17 Estudio de impacto ambiental

Para la elaboración de un diagnóstico ambiental, primero debe familiarizarse con el tema del medio ambiente, el cual es un sistema de elementos bióticos, abióticos, socioeconómicos, culturales y estéticos que interactúan entre sí, en permanente modificación por la acción humana o natural y que afectan o influyen sobre las condiciones de vida de los organismos, incluyendo al ser humano.

Los problemas de degradación ambiental, que incluyen la alteración de los sistemas ambientales, la amenaza a la vida salvaje, la destrucción de los recursos naturales, son frecuentemente resumidos bajo el término de crisis ambiental, debido a que los cambios que el ambiente está sufriendo son lo suficientemente justificados para llegar al nivel de una crisis o amenaza natural.

Todo plan de manejo ambiental, como mínimo debe contener: a) medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas. b) consideraciones ambientales en el proyecto de Ingeniería de la alternativa seleccionada, c) manual de operación y mantenimiento y d) plan de seguimiento o monitoreo ambiental.

El plan de manejo ambiental contiene medidas de mitigación a considerar en el análisis de alternativas. Éstas se desarrollarán en la etapa de planificación, ejecución y operación del proyecto. A continuación se presentan las medidas para la etapa de operación.

a) **Tabla II 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.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 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 sólo en su momento además podría ser por plaguicidas, herbicidas y residuos de abonos. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Reforestar el área de la cuenca y vigilar las actividades efectuadas en la cuenca, 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 sea adecuado.
Comprobación de caudales; presiones; funcionamiento de tubería, obras y accesorios.	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Malestar de los usuarios al inicio de la planificación. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Asegurar que los caudales y presiones de diseño son los que recibe la población.
Calidad del agua	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Malestar de los usuarios al inicio de la construcción. ➤ Amenaza a la salud por déficit en calidad del producto. ➤ Incrementos en los gastos de cada usuario al proporcionar ala mano de obra. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Potabilizar el agua de manera que sea apta para el consumo humano. ➤ Establecimiento de un programa de vigencia de la calidad del agua.

2.1.18 Planos

Los planos constructivos del sistema de abastecimiento de agua potable es el producto final del proceso de campo y de cálculo descrito anteriormente, además, se toma en cuenta para su elaboración escalas adecuadas, redacción clara y concisa para que el constructor y el supervisor tengan una guía clara del proyecto y como debe construirse para que tenga un el funcionamiento según la necesidad que el proyectista planificó.

El juego de planos del sistema de abastecimiento de agua potable contiene los siguientes planos:

- Planta general topográfica .
- Planta -- perfil de línea de conducción
- Plano – perfil de distribución.
- Detalles de obras de arte:
 - Obra de captación (bombeo)
 - Tanque de distribución
 - Caja para válvula y conexiones de válvulas de aire, limpieza y compuerta
 - Caja rompe – presión
 - Hipoclorador

Véase apéndice

2.1.19 Presupuestos

El presupuesto se compone de:

- **Costos directos**

Los costos directos son los que van directamente a la obra y están compuestos por materiales y mano de obra.

- **Costos indirectos**

Éstos se componen de gastos generales, gastos legales, supervisión técnica y utilidades. En este caso se aplicó el 25% de los costos directos. Los precios de materiales y de mano de obra se establecieron de acuerdo a cotizaciones realizadas en el casco urbano de Monjas, Jalapa.

A continuación se muestra un resumen del presupuesto por renglones generales.

Tabla III. Resumen de presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable para aldea San Antonio, Monjas, Jalapa.

PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA SAN ANTONIO, MONJAS, JALAPA.
--

No.	Descripción del renglón	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo total
1	Replanteo topografico	ml	2258.96	Q 10.50	Q 23,719.08
2	Valvula de compuerta con caja	u	3	Q 1,086.62	Q 3,259.86
3	Valvula de aire con caja	u	1	Q 1,086.62	Q 1,086.62
4	Valvula de Cheque con caja	u	1	Q 1,086.62	Q 1,086.62
5	Tanque de distribución de 30 m ³	u	1	Q 44,475.80	Q 44,475.80
6	Clorador	u	1	Q 12,244.00	Q 12,244.00
7	Tuberia de HG de Ø 4"	ml	35	Q 434.28	Q 15,199.80
8	Tuberia de PVC de Ø 3", 160 PSI	ml	904.848	Q 65.00	Q 58,815.12
9	Tuberia de PVC de Ø 2", 160 PSI	ml	925.7745	Q 50.00	Q 46,288.73
10	Tuberia de PVC de Ø 1 ½", 160 PSI	ml	250.383	Q 48.00	Q 12,018.38
11	Tuberia de PVC de Ø 1", 160 PSI	ml	177.95	Q 47.00	Q 8,363.65
12	Bomba de 7.5 H.P.	u	1	Q 68,000.00	Q 68,000.00
13	Conexiones domiciliars	u	70	Q 700.00	Q 49,000.00
14	Caseta de bombeo	m2	75	Q 650.00	Q 48,750.00
	COSTO DIRECTO				Q 392,307.66
15	Supervisión	global	1	Q 19,615.38	Q 19,615.38
16	Administración	global	1	Q 47,076.92	Q 47,076.92
17	Utilidades	global	1	Q 39,230.77	Q 39,230.77
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q 498,230.73

2.1.20 Evaluación financiera

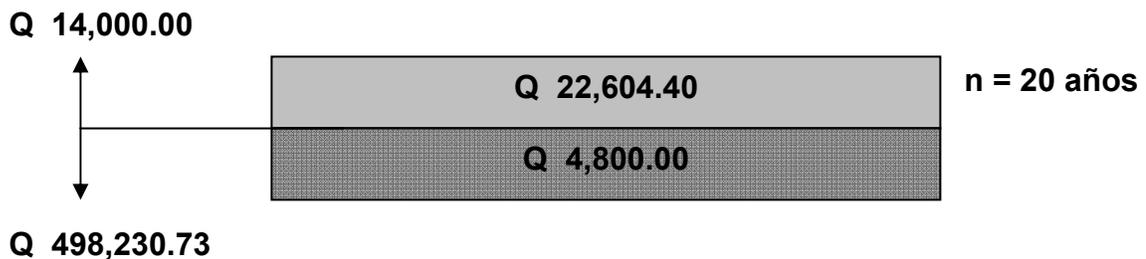
Valor presente neto

La municipalidad pretende invertir Q 498,230.73 en la ejecución del proyecto de la introducción de agua potable por bombeo. Se contratará un fontanero para el mantenimiento 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 26.91. Suponiendo una tasa del 10% al final de los 20 años de vida útil, se determinará la factibilidad del proyecto por medio del valor presente neto.

Tabla III Cálculo del valor presente neto

	OPERACIÓN	RESULTADO
Costo Inicial		Q 498,230.73
Ingreso inicial	(Q 200/viv)(70 viv)	Q 14,000.00
Costos anuales	(Q 400/mes)(12 meses)	Q 4,800.00
Ingresos anuales	(Q 26.91/viv)(70 viv)(12meses)	Q 22,604.40
Vida útil, en años.		20 años

Una forma de analizar este proyecto es situar en una línea de tiempo los ingresos y egresos y trasladarlos posteriormente al valor presente, utilizando una tasa de interés del 6%. Debido a que el proyecto es de carácter social, la tasa debe ser lo más baja posible.



Se utilizará el signo negativo para los egresos y el signo positivo para los ingresos; entonces se tiene:

$$VPN = - 498,230.73 + 14,000 - 4800 * 1 / (1 + 0.06)^{20} + 22,604.40 * 1 / (1 + 0.06)^{20}$$

$$VPN = Q - 478,679.23$$

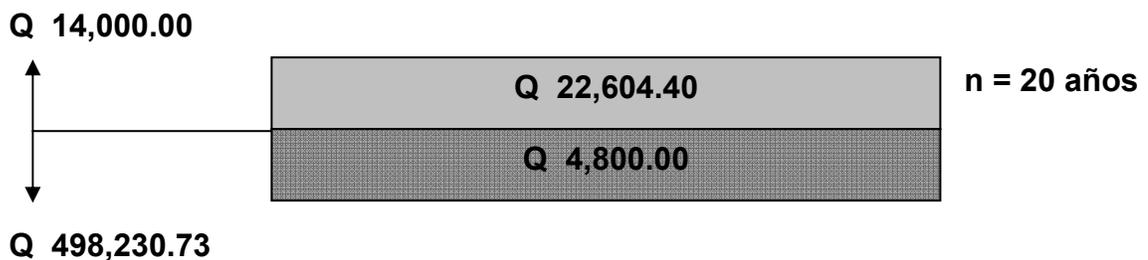
Como se puede observar, el valor presente neto de este proyecto es negativo, es decir que no produce utilidad alguna; puesto que es de carácter

social y su objetivo es promover el desarrollo en la comunidad, con el saneamiento adecuado y la reducción de enfermedades.

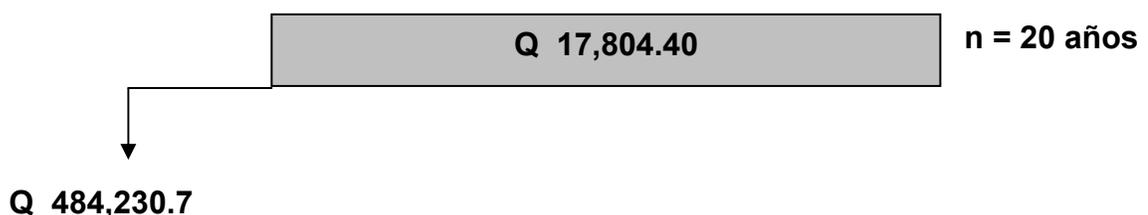
Tasa interna de retorno

Se propondrá a la municipalidad construir la introducción de agua potable por bombeo, con un costo inicial aproximado de Q 498,230.73. Por otra parte, la municipalidad necesita de Q 4,800.00 al final de cada año, como costo de mantenimiento y Q 22,604.40 por la cuota de amortización, también se tendrá un ingreso inicial por el derecho de cada conexión domiciliar, éste será de Q 14,000.00 por el total de 70 viviendas existentes, con lo cual se pretende cubrir los gastos en el periodo de 20 años, que corresponde a la vida útil del sistema.

1. Se realiza la gráfica del problema



2. Puesto que los Q 22,604.40 y los Q 4,800.00 se encuentran enfrentados en el mismo período de tiempo, como también Q 498,230.73 y los Q 14,000.00, la gráfica podría simplificar a:



3. Teniendo claro lo anterior, se plantea y soluciona la ecuación de valor por medio de la metodología de la Tasa Interna de Retorno (TIR).

a) Se utiliza una tasa de interés de -11 %

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= -484,230.73 + 17,804.40 * 1 / (1 + (-0.11))^{20} \\ \text{VPN} &= -301,114.34 \end{aligned}$$

b) Se utiliza una tasa de interés de -12 %

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= -484,230.73 + 17,804.40 * 1 / (1 + (-0.12))^{20} \\ \text{VPN} &= -254,682.52 \end{aligned}$$

4. Se utiliza la interpolación matemática para hallar la tasa de interés que se busca.

$$\begin{aligned} -12\% &\rightarrow -254,682.52 \\ i &\rightarrow 0 \\ -11\% &\rightarrow -301,114.34 \end{aligned}$$

5. Se utiliza la proporción entre diferencias que se correspondan:

$$(-12 - i) / (-12 - 11) = 254,682.52 / (254,682.52 - 301,114.34)$$

Se determina el valor de i

Después de una serie de interpolaciones matemáticas sucesivas se tiene que, la tasa de interés $i = -13.8156\%$, la tasa interna de retorno es negativa, y como ya se mencionó antes, el proyecto es de carácter social. Es decir es un proyecto del sector público que tiene como objetivo principal, proveer servicios a la ciudadanía, buscando el bienestar público y no las ganancias.

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL DE MONJAS, JALAPA.

3.1 Descripción del proyecto

Este proyecto tiene como objetivo principal, lograr una vía de acceso que permita a los pobladores beneficiados, desplazarse de un lugar a otro de una forma más corta y económica.

El puente a diseñar contará con una vía, de 20 mts de largo por 3.40 mts de ancho y banquetas laterales de 1.00 mts. Contará con los elementos estructurales siguientes: estribos de concreto ciclópeo, viga de apoyo, cortinas, vigas principales, diafragmas externos, losa de rodadura, drenajes y banquetas de concreto armado. Los barandales serán de metal, carga viva de camión H-15.

- **Levantamiento topográfico**

Es la base principal para el diseño del puente, proporciona la información necesaria para determinar la geometría, altura, posición y ubicación del mismo. Para realizar el estudio topográfico se orientó con respecto al norte magnético, ubicando estaciones a cada 10.00 metros, se utilizó el método conservación del azimut para la planimetría, en la altimetría se aplicó el método taquimétrico. Se utilizó el equipo siguiente:

- 1 Teodolito marca Salmoiraghi 4150
- 1 Cinta métrica de 50m.
- 1 Estadal de 4.00 mts.
- Estacas.

3.2 Estudio hidrológico

Determinación de la crecida máxima

La crecida máxima es un factor importante en el diseño del puente, pues proporciona la información para determinar las dimensiones de la obra y así evitar que sean destruidas por la corriente de agua en época de lluvia. Existen varios procedimientos para estimar el caudal en las crecidas máximas, en el presente estudio se seleccionó el método de sección pendiente, por la falta de información hidrológica que existe en el lugar.

3.2.1. Método de sección-pendiente

Este método es utilizado para determinar la crecida máxima de un río, cuando no se cuenta con la información hidrológica necesaria. Para determinar la crecida por este método, es necesario establecer la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, ya sea buscando señales que han dejado grandes crecidas, información que proporcionan los habitantes del lugar o investigando en los archivos o en las crónicas locales. Determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área "A" de la sección de la corriente de la misma forma como se hace en aforos, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q=V \cdot A$. El valor de la velocidad "V" de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

V = Velocidad en [m/s]

R = Radio hidráulico [m]

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

S = Pendiente [%]

n = Coeficiente de rugosidad = 0.10 (tipo de suelo canal de tierra fuerte)

3.2.2. Cálculo del caudal máximo

Cálculo de la pendiente

Cota mayor = 998.50 [m]

Cota menor = 996.927 [m]

Longitud = 72.43 [m]

$$S = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud del cauce}}$$

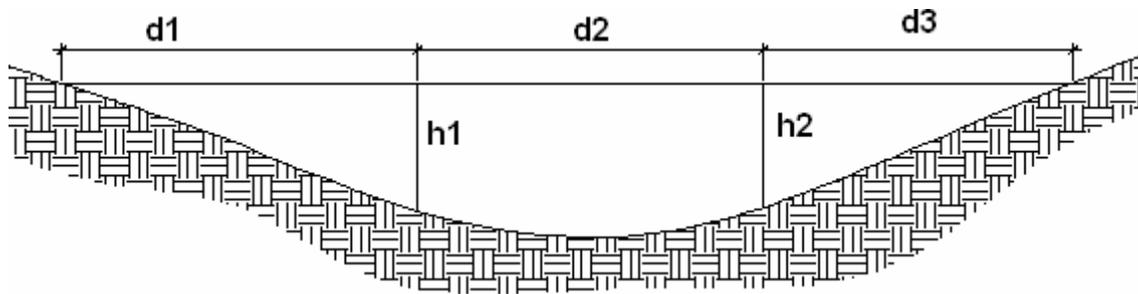
$$S = \frac{998.50 - 996.927}{72.43}$$

S = 2.17 [%]

Cálculo del área y perímetro mojado

(Se determinó utilizando herramientas de dibujo computacional con base al perfil de la línea central)

Figura. Área de sección del río



$$A_1 = \left(\frac{d1}{2} + \frac{d2}{2} \right) * h1$$

$$A_2 = \left(\frac{d2}{2} + \frac{d3}{2} \right) * h2$$

$$A_{TOTAL} = A_1 + A_2$$

$$A = 19.677 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P = 29.641 \text{ [m]}$$

Cálculo del radio hidráulico

$$R = \frac{19.677}{29.641}$$

$$R = 1.20 \text{ [m]}$$

Cálculo de caudal máximo

$$V = \frac{1}{0.1} (0.6638)^{2/3} (0.0217)^{1/2}$$

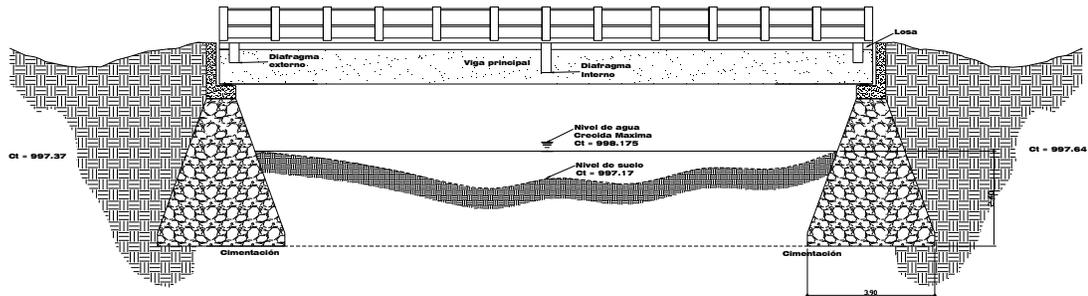
$$V = 1.125 \text{ [m/s]}$$

$$Q = A * V$$

$$Q = 19.677 * 1.1215$$

$$Q = 22.07 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

El cálculo del caudal sirve para determinar alturas mínimas de los puentes y áreas de descarga. Con base en la cantidad de agua que puede pasar en momentos críticos se puede determinar la geometría y materiales para la construcción de la subestructura. Tomando en cuenta que la sección del río, en la crecida máxima, es de 1.00 m². con un área de desalojo de 19.677 m², la superestructura se diseñó con una luz de 20 metros en la línea central, una altura de 2 metros libres de la altura hasta la parte inferior de la viga principal y una altura del lecho del río a la viga principal de 3.00 metros.



3.3 Estudio del suelo

Es necesario conocer las características propias del suelo en donde se ubicará la sub-estructura de un puente, para poder determinar las dimensiones geométricas de la cimentación que soportará la superestructura, para asegurar que no tenga asentamientos importantes y que la misma no sea inestable.

Se debe de explorar el suelo hasta encontrar un estrato firme para cimentar y determinar el valor soporte del mismo; se debe determinar el peso que tiene el suelo y que provocará fuerzas de empuje en la cimentación, de manera que se pueda analizar la estabilidad de la misma.

Básicamente, los ensayos que se deben de realizar para la construcción de un puente son:

- Sondeo dinámico
- Ensayo de compresión triaxial
- Gravedad específica

Se debe determinar el nivel freático en el talud.

Debido a que la municipalidad cuenta con limitados recursos, solo se realizó el ensayo de compresión triaxial.

Para el cálculo del valor soporte se aplicó el método del Dr. Karl Terzaghi, que ha demostrado ser lo suficientemente aproximado, para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

Datos de ensayo triaxial para el cálculo del valor soporte

Tabla . Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular

Base (B)	1.00	m
γ Suelo	1.92	T/ m ³
\emptyset ángulo de fricción interna	21.45	°
Carga última (Cu)	6.8	T/ m ²
Desplante (D)	2.10	m

Ángulo en radianes

$$\theta_{rad} = \frac{\theta * \pi}{180}$$

$$= 0.3744 \text{ rad}$$

Factor de flujo de carga

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} * \pi - \theta_{rad}\right) \tan \theta}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\theta}{2}\right)}$$

$$Nq = 8.1624 \text{ T/ m}^2$$

Factor de flujo de carga última

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

$$Nc = 18.22 \text{ T/ m}^2$$

Factor de flujo de carga $N\gamma$: (Este valor debe colocarse cero si es arcilla pura)

$$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \theta$$

$$N\gamma = 7.20 \text{ T/ m}^2$$

Capacidad portante última

$$q_o = 0.4 * \gamma_{suelo} * B * N\gamma + 1.3CNc + \gamma_{suelo} * D * Nq$$

$$q_o = 198.00 \text{ T/ m}^2$$

Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_{suelo} * D$$

$$q_{on} = 194.17 \text{ T/ m}^2$$

Capacidad soporte de diseño

Factores de seguridad $3.00 < f_c < 7.00$

Factor de seguridad utilizado 6.00

$$q_d = \frac{q_{on}}{f_c}$$

$$q_d = 32.36 \text{ T/ m}^2 = 29,358.01 \text{ Kg/ m}^2$$

La capacidad de soporte del suelo es bastante alta por las características del suelo, no se tendrá ningún problema en colocar la cimentación en el estrato seleccionado.

3.4 Diseño del puente vehicular de la cabecera municipal de Monjas, Jalapa.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta:

1. Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelo y a la profundidad definida.
2. Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río.
3. No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
4. Proporcionar adecuado drenaje a los estribos para evitar sobrepresiones.

3.5 Datos y bases de diseño

Para el diseño de los diferentes elementos se utilizaron las normas AASHTO y del ACI, empleando teoría de esfuerzo último. Tomando en cuenta que el ancho del camino es de aproximadamente 5.20 m, la accesibilidad al sitio no es buena, por lo que tipo de carga esperada será de un camión doble eje tipo H15-44.

Los datos son los siguientes:

Sobrecarga	12,000 libras
Ancho útil	3.40 metros
Luz útil	20 metros
Resistencia del concreto	210 Kg/cm ²
Resistencia del acero	2810 kg/cm ²
Capacidad soporte del suelo	40,000 kg/m ²
Carga Viva	H15-44 = 12,000 libras

3.6 Diseño de la superestructura

La superestructura estará compuesta por losa de rodadura, 2 vigas principales, diafragmas 2 exteriores y un interior, banquetas laterales y barandales.

3.6.1 Predimensionamiento de la sección de la viga

La sección de las vigas principales se determinó basándose en la luz de las mismas, se recomienda un peralte no menor que L/16 y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5.

Se propone:

$$H = \frac{\text{Longitud}}{16} \qquad b = \frac{H}{3.5}$$

H = Altura = 1.30 m

B = Base = 0.60 m

La luz eficaz entre vigas será de 1.80 mts.

3.6.2 Diseño de losa

3.6.2.1 Cálculo del peralte

Según especificación AASHTO 8.9.2, para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito se recomienda.

$$T = 1.2 * \frac{(L + 3.05)}{30} \geq 0.17 \text{ m}$$

Donde:

T = espesor

L = luz libre entre vigas

$$T = 1.2 * \frac{(1.80 + 3.05)}{30} \geq 0.194 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 20 cm.

3.6.2.2 Integración de cargas

Carga muerta

$$W \text{ losa} = 0.2 * 2400 * 1 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ barandal} = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 520 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga (H15-44)

$$P = 12000 \text{ lbs.}$$

3.6.2.3 Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto, obteniendo con ello el momento total con el cual se procederá posteriormente al cálculo del refuerzo.

3.6.2.3.1 Momento debido a la carga muerta

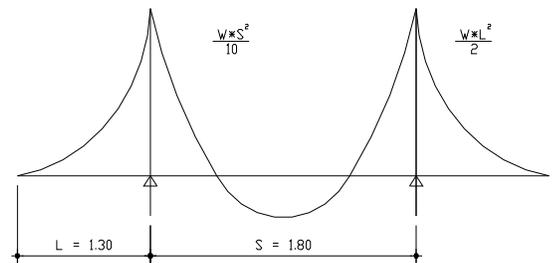
$$M_{cm} = W_{cmu} * \left(\frac{S}{10}\right) \quad \text{ó} \quad W_{cmu} * \left(\frac{L}{2}\right)$$

Donde:

W_{cmu} = carga muerta última

S = luz libre entre vigas

L = luz del voladizo



$$M_{cm} = \frac{WS^2}{10} = \frac{520 \text{ kg/m} * 1.80^2}{10} = 168.48 \text{ kg - m}$$

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{2} = \frac{520 \text{ kg/m} * 1.30^2}{2} = 439.40 \text{ kg} - m$$

3.6.2.3.2 Momento debido a la sobrecarga

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = \left[\frac{0.8 * (S + 2)}{32} \right] * P$$

Siendo: S = luz libre entre vigas(pies) = 5.91 pies

P = eje mas pesado (lb) = 12000 lbs.

$$M_{cv} = \left(\frac{0.8 * (5.91 + 2)}{32} \right) * 12000 = 2373.00 \text{ lb} - \text{pie} = 328.08 \text{ kg} - m$$

3.6.2.3.3 Momento debido al impacto

Está especificado como una fracción de la carga viva y puede ser menor o igual al 30% de la misma, según AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{15}{(S + 38)}$$

Donde

I = fracción de impacto

S = 1.80 mt.

$$I = \frac{15}{(1.80 + 38)} = 0.38$$

Como = 38% > I max, se utilizará I max = 30%

3.6.2.3.4 Momento último

Según AASTHO 1.2.22, la fórmula se integra de la siguiente manera:

$$Mu = 1.3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I) \right)$$
$$Mu = 1.3 \left(439.40 + \frac{5}{3} (328.08 * 1.3) \right) = 1495.31 \text{ kg} - m$$

3.6.2.4 Cálculo del peralte efectivo

El peralte efectivo se determina así:

$D = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.4)}$

$$D = \left[20 - 2.5 - \left(\frac{1.27}{2} \right) \right]$$
$$D = 16.87 \text{ cm}$$

3.6.2.5 Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

Para calcular el área de acero se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{(Mu * b)}{0.003825 * f'_c}} \right] * 0.85 \frac{f'_c}{f'_y}$$

Donde:

$$\Phi = 0.85$$

$$Mu = 1495.312 \text{ kg} - \text{m}$$

$$D = 16.87 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_s = 3.56 \text{ cm}^2$$

Al determinar el $A_{s\min}$ y $A_{s\max}$, se verificará si el A_s está en el rango, según norma ACI.

$$A_{s\min} = \phi_{\min} * b * d$$

$$\phi_{\min} = \frac{14.1}{f_y}$$

$$\phi_{\min} = \frac{14.1}{2810}$$

$$A_{s\min} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 16.87 \approx 8.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} \approx 0.5 * \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} \approx \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090}$$

$$\rho_{bal} \approx 0.037$$

$$A_{s\max} \approx 0.5 * 0.037 * 100 * 16.87$$

$$A_{s\max} = 31.21 \text{ cm}^2$$

Como A_s es mucho menor que el $A_{s\min}$. Entonces se utilizó el $A_{s\min}$.

Se utilizará= 8.47 cm^2

Varilla No. 4, el armado será

No. 4 @ 15 cm perpendicular al tránsito.

- **Refuerzo longitudinal de la cama superior e inferior**

Según AASHTO 3.24.10.2, se recomienda que el refuerzo longitudinal se calcule de la siguiente manera:

$$FL = \frac{2.2}{\sqrt{S}} \leq 0.67 \text{ donde } S \text{ esta en pies.}$$

S= 1.8 m = 5.90 ft.

Donde S = 5.90 ≤ 0.67

$$FL = \frac{2.2}{\sqrt{5.90}} = 0.91 > 0.67$$

$$A_s = 0.67 * A_{s.trans} = 0.67 * 8.47 = 5.675 \text{ cm}^2$$

Proponiendo un armado No. 4 @ 20 cm

- **Cálculo del refuerzo transversal cama superior**

Se calcula refuerzo por temperatura

$$A_{s,temp} = 0.002 * b * t$$

$$A_{s,temp} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 3 @ 17 cm, colocado en la cama superior perpendicular al tránsito.

Propuesta de armado

En cama inferior No. 4 @ 15 cm transversal

En cama inferior No. 4 @ 20 cm longitudinal

En cama superior No.3 @ 17 cm transversal

En cama superior No. 4 @ 20 cm longitudinal

3.6.4 Diseño de vigas

Según el procedimiento de la sección de viga, se tiene:

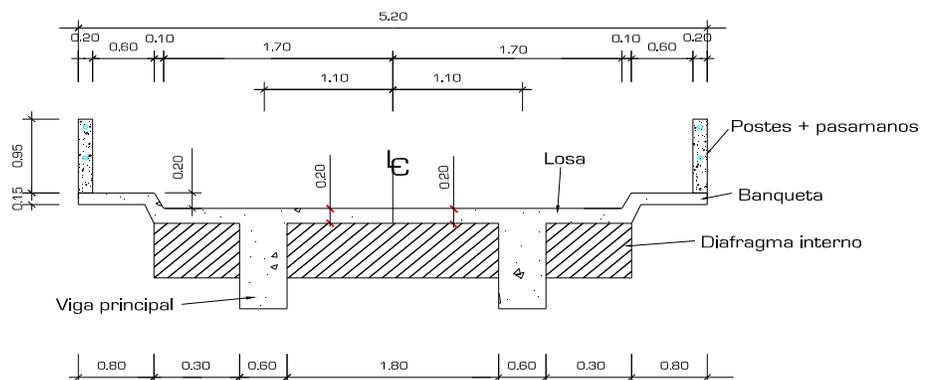
$$H = \frac{\text{Longitud}}{16} \qquad b = \frac{H}{3.5}$$

Altura = 1.30 m

Base = 0.60 m

3.6.4.1 Cálculo del momento por carga muerta

Este momento es la sumatoria de los momentos que actúan en la viga.



Sección transversal de superestructura

$$W_{viga} = b * h * W_c + P$$

Donde P = peso diafragma / No. De vigas

$$W_{viga + diafragmas} = (0.40 * 1.25 * 2400) + \left(\frac{(0.30 * 0.50 * 2400)}{2} \right)$$

$$W_{viga + diafragmas} = 1380.00 \text{ kg / m}$$

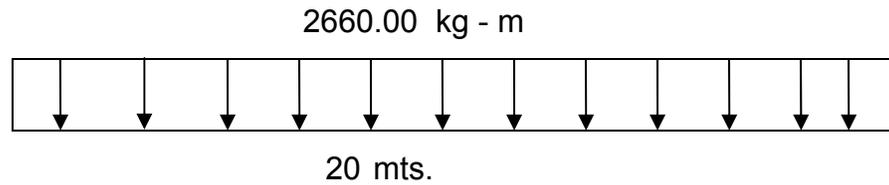
$$W_{cm \text{ losa}} = \underline{520.00 \text{ kg / m}}$$

$$C_m = 1900.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 1.4 * 1900 = 2660.00 \text{ kg - m}$$

El momento máximo se calcula respecto al siguiente diagrama.

Figura 3. Diagrama de carga muerta



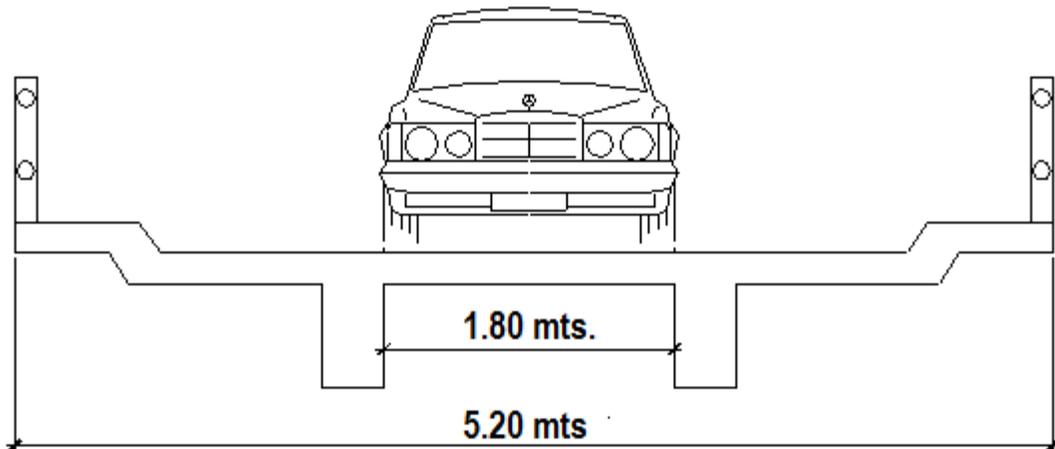
$$M_{\max} = W_{cm} * \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\max} = 2660.00 * \frac{20^2}{8} = 133000.00 \text{ kg - m}$$

3.6.4.2 Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, puesto que la separación entre ejes de vigas es: $S = 2.20 \text{ m} > 1.80$, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de la cargas por rueda.

Figura 4. Diagrama de carga para obtener momentos máximos



- **Reacción de la carga que absorbe la viga**

La fracción de la carga de la rueda que absorbe cada viga es:

$$\frac{S}{1.75}$$

Donde:

S es la separación máxima entre vigas.

$$\text{Fracción de carga} = \frac{1.8}{1.75} = 1.03$$

La carga por rueda se obtiene así:

Carga rueda trasera = P * fracción de carga * factor de carga última

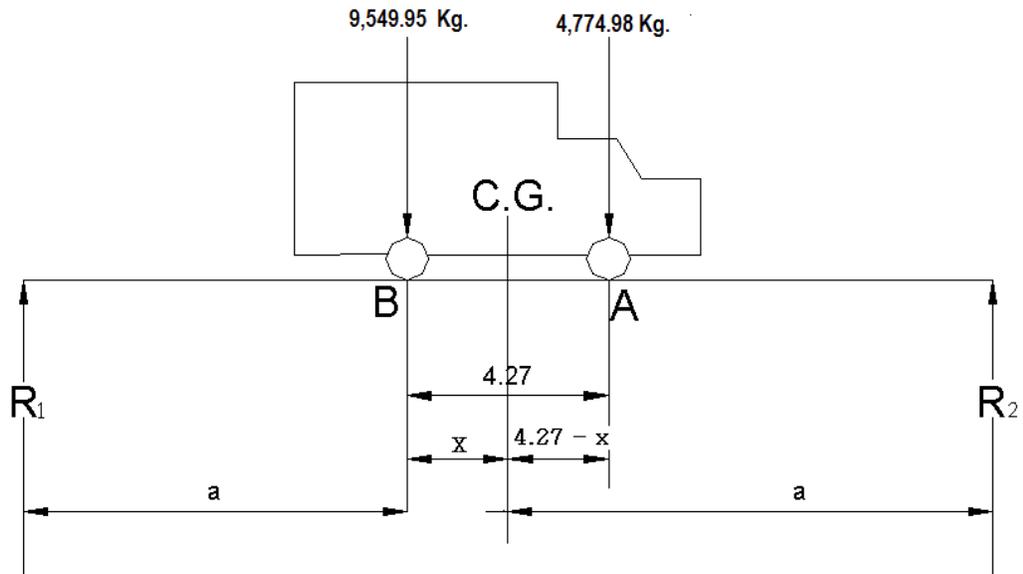
$$\text{Carga rueda trasera} = 5454 * 1.03 * 1.7 = 9549.95 \text{ kg}$$

Carga rueda delantera = P * fracción de carga * factor de carga última

$$\text{Carga rueda delantera} = 2727 * 1.03 * 1.7 = 4774.98 \text{ kg}$$

Los momentos máximos debido a la sobrecarga se calculan respecto al siguiente diagrama de carga.

Figura 5. Diagrama de cuerpo libre para carga viva.



$$M_{cg} = 0$$

$$9549.95 X = 4774.98 * (4.27 - X)$$

$$X = 1.42 \text{ mt}$$

Se determina "a", despejando la siguiente igualdad:

$$2a + X = 20$$

$$2a + 1.42 = 20$$

$$a = 9.29$$

Con las distancias, se analiza por estática el diagrama de cargas anterior, se obtiene la reacción que existe en el apoyo 2

$$MR_2 = 0$$

$$20R_2 = 9.29 * 9549.95 + (4.27 + 9.29) * 4774.98$$

$$R_2 = 7673.39 \text{ kg}$$

$$R_1 = 6651.54 \text{ kg}$$

$$M \text{ max c.u.} = 46446.06$$

3.6.4.3 Cálculo del momento debido al impacto

$$I = \frac{15}{L + 38}$$

$$I = \frac{15}{20 + 38} = 0.26$$

3.6.4.4 Cálculo del momento total

$$M_1 \text{ max} = 1.3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I * Fd) \right)$$

Fd = fracción de carga = 1.03

$$M_1 \text{ max} = 1.3 \left(133000.00 + \frac{5}{3} (46446.06 * 1.26 * 1.03) \right)$$

$$M_1 \text{ max} = 303501.68 \text{ kg} - m$$

3.6.4.5 Cálculo del refuerzo

Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$M = 303,501.68 \text{ kg-m}$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

$$H = 130 \text{ cm}$$

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

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Obteniendo:

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{(Mu * b)}{0.003825 * f'_c}} \right] * 0.85 \frac{f'_c}{f'_y}$$

$$A_s = \left[60 * 125 - \sqrt{(60 * 125)^2 - \frac{(303,501.68 * 60)}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{4200}$$

$$A_s = 72.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \phi_{\min} * b * d$$

$$\phi_{\min} = \frac{14.1}{f_y}$$

$$\phi_{\min} = \frac{14.1}{4200}$$

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{4200} * 125 * 60 \approx 25.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{as \max} \approx 0.5 * \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} \approx \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{6090}{f_y + 6090}$$

$$\rho_{bal} \approx 0.0214$$

$$A_{as\ max} \approx 0.5 * 0.0214 * 60 * 125$$

$$As_{min} = 25.18\ cm^2$$

$$As = 72.47\ cm^2$$

$$As_{max} = 73.56\ cm^2$$

El armado quedará así:

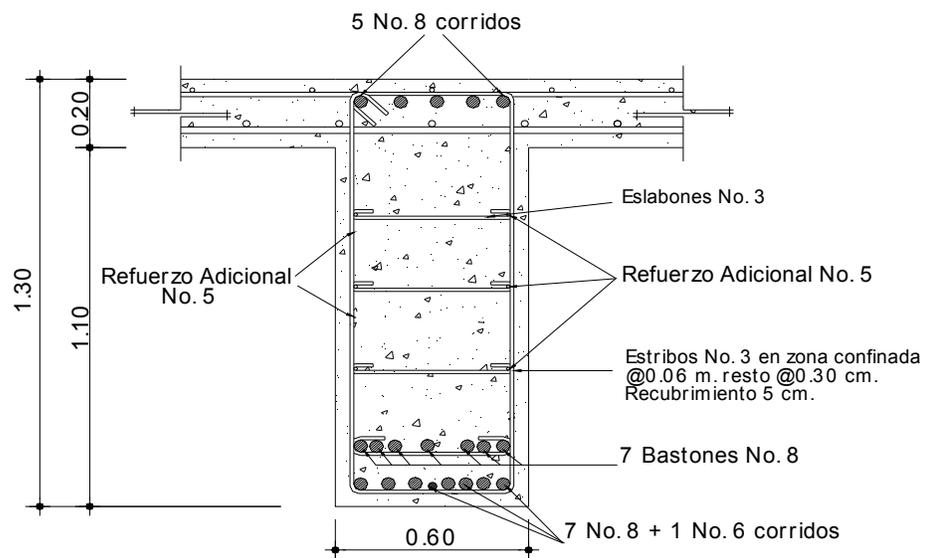
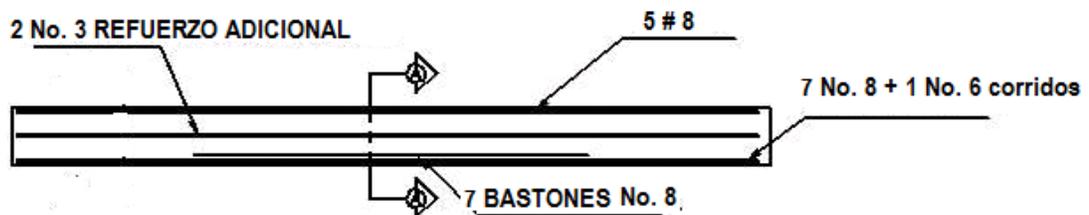
Cama superior: 33% (As) = $0.33 * 72.47 = 23.91\ cm^2 = 5\ \# 8$

Refuerzo adicional: $0.25\ pulg^2 * \text{cada pie de peralte de la viga}$

Refuerzo adicional: $0.25\ pulg^2 * 4.10\ ft = 1.025\ pulg^2 = 1\ \#5$

Cama inferior: $50\% As = 36.235\ cm^2 = 7\ \# 8 + 1\ No. 6\ corridos + 7\ bastones\ No. 8$

Figura 6. Detalle de elevación de la viga principal



3.6.4.6 Diseño a corte

3.6.4.6.1 Carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por medio de la siguiente fórmula:

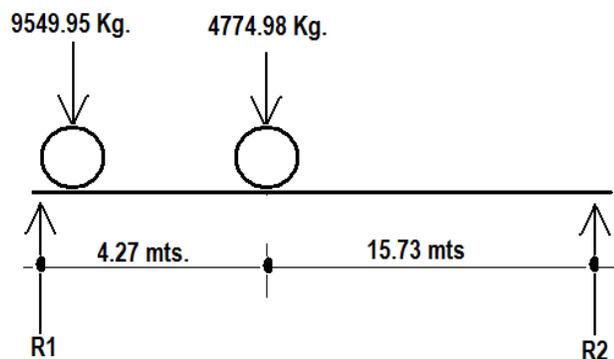
$$V_{\max} = W * \frac{L}{2} + P$$

$$V_{\max} = 2660.00 * \frac{20}{2} + 360 = 26960.00 \text{ kg}$$

3.6.4.6.2 Sobrecarga

Este se calcula por medio de la reacción que la estructura tiene cuando el camión está ingresando al puente.

Figura 7. Diagrama de posición de carga que producen corte máximo



$$R_1 * 20 = 9549.95 * 20 + 4774.98 * 15.73$$

$$R_1 = 13305.47 \text{ kg}$$

$$V_{\max} \approx 13305.47 \text{ kg.}$$

3.6.4.6.3 Esfuerzos cortantes totales

$$V_{total \max} = 1.3 \left(V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right)$$

$$V_{total \max} = 1.3 \left(26960.00 + \frac{5}{3} (13305.47 * 1.26) \right)$$

$$V_{total \max} = 71371.93 \text{ kg}$$

3.6.4.6.4 Refuerzo

Para calcular la fuerza última de resistencia del concreto a corte se utiliza la siguiente fórmula:

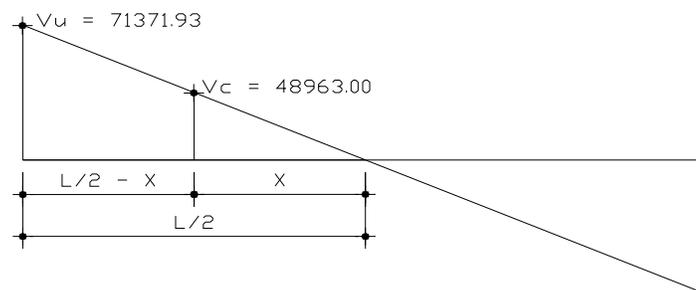
$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * (b * d)$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * (60 * 125)$$

$$V_{rc} = 48963.00 \text{ kg}$$

Con base al diagrama de corte se obtiene el corte máximo (V_{\max}).

Para comprobar límites de espaciamiento:



Entonces $S_{\max} = \frac{d}{2} \leq 30$, en el diseño se utilizó un espaciamiento máximo de 30 cm. Para una mayor confinación.

3.6.4.6.5 Cálculo del espaciamiento

$$S = \left(\frac{A_v * f_y * D}{V_u} \right)$$

Utilizando refuerzo # 3

$$S = \left(\frac{2 * 0.71 * 2810 * 120}{71371.0} \right) = 6.70 \text{ cm}$$

$$S = 6.00 \text{ cm}$$

Para determinar la longitud que cubre el espaciamiento en los extremos se realiza de la siguiente manera:

$$\frac{V_{\max}}{10} = \frac{V_{rc}}{X}$$

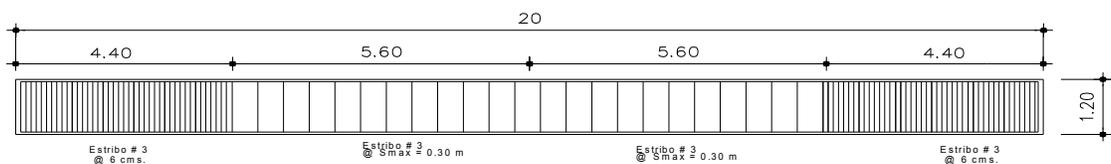
Donde:

X = longitud en los extremos donde el espaciamiento será de 6 cm

$$\frac{71371.93}{10} = \frac{48962}{X}$$

$$X = 6.86 \text{ mt}$$

Primer estribo a 5 cm y luego estribos @ 6 cm el resto @ 30 cm



3.6.5 Diseño de Diafragmas

La especificación AASHTO 8.12.1 indica que deben colocarse diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.

Según la especificación de la AASHTO 8.12.2. indica que en construcción, un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies.

En este caso la luz del puente es de 20 m, por lo cual si se utilizará diafragma intermedio además de los diafragmas externos, que se colocaron en los tercios de la luz.

Según AASHTO, el predimensionamiento de la sección de los diafragmas se hará de la siguiente manera:

Diafragmas exteriores o externos:

$$h = 0.5 * h_{viga}$$

$$h = 0.5 * 1.25 = 0.63 \text{ m}$$

Se utilizará:

Altura de 60cm

Base de 30cm

De acuerdo a AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en la cama superior como inferior.

Según especificación ACI:

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 60 = 9.03 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre estribos (S). es de $\frac{1}{2}d$

$$S = 0.5 * 60 = 30 \text{ cm}$$

Armado: 4 # 6 + estribos # 3 @ .0.25 m. en cada cama.

Diafragma internos:

$$h = \frac{2}{3} * h_{\text{viga}}$$

$$h = \frac{2}{3} * 1.25 = 0.83 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

Se utilizará:

Altura de 90 cm

Base de 30 cm

Figura 8. Refuerzo de diafragmas externo

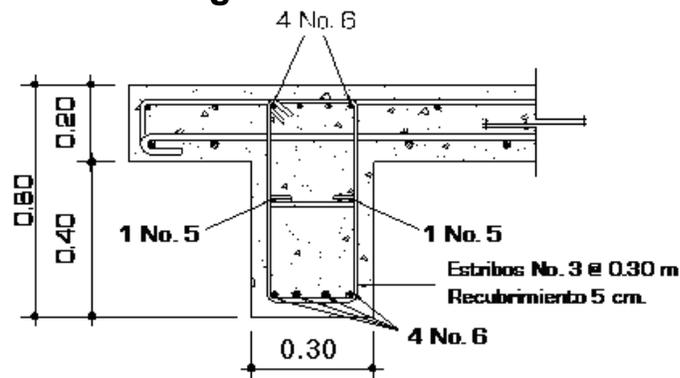
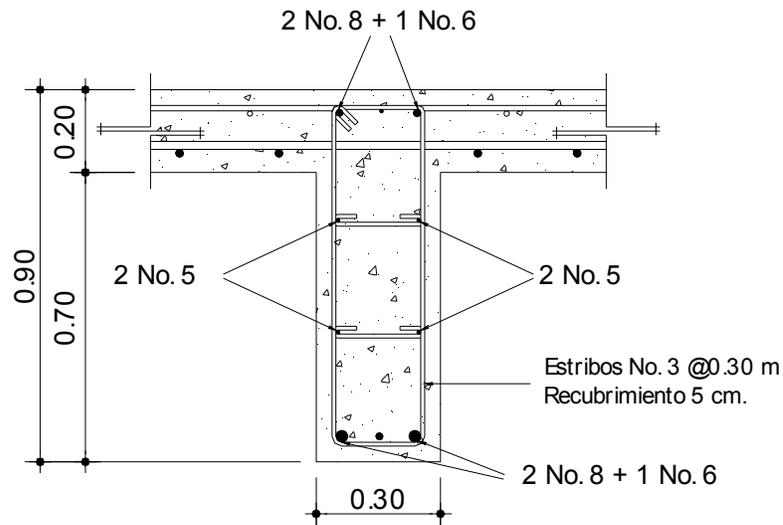


Figura 9. Refuerzo de diafragmas interno



3.7 Diseño de la subestructura

Estará compuesta por los elementos siguientes: cortina, viga de apoyo y estribos.

3.7.1 Diseño de la cortina

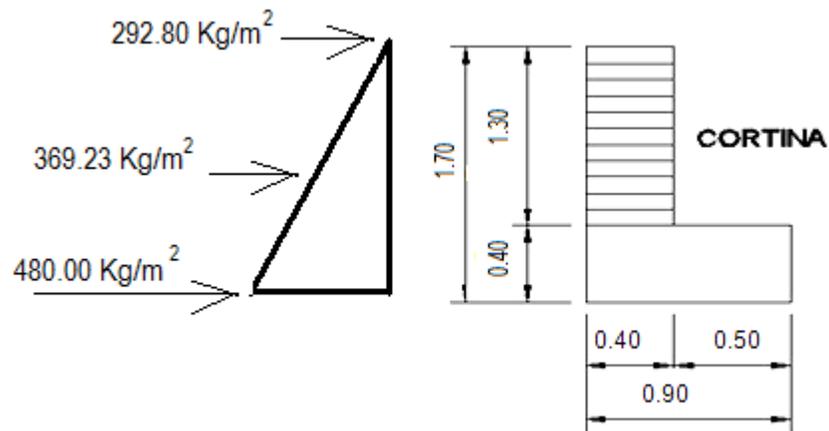
Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal, se considera empotrado a la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente.

Las fuerzas que actúan sobre ella son: empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL), y la fuerza de sismo (EQ), según AASTHO 1.2.22.

La estructura no debe diseñarse para menos de un equivalente líquido a 480 Kg/m^3 , según lo estipula AASTHO 1.1.19.

La geometría de las cortinas se tomó en cuenta el espesor de la losa, la pendiente y el espesor del apoyo de la superestructura.

Figura 10. Geometría de la cortina y de la viga de apoyo.



3.7.1.1 Empuje de la tierra (E)

Este se debe incrementar la altura del relleno en 0.61mt.

$$E = (292.8 * 1.30) + (369.23 * \frac{1.30}{2}) = 380.64 + 239.99 = 620.63 \text{ kg / m}$$

3.7.1.2 Fuerza longitudinal (FL)

Según AASTHO 1.2.13, la fuerza longitudinal será el 5% de la carga viva y su centro de gravedad a 1.8 sobre la superficie de la rodadura.

$$C_v = 0.05 * 15000$$

$$C_v = 750 \text{kg}$$

$$FL = \frac{C_v}{L}$$

$$FL = \frac{750}{1.8} = 417 \text{kg}$$

$$B = 0.90 \text{m}$$

3.7.1.3 Fuerza del sismo (EQ)

Según criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos de Guatemala, se utiliza el 8% del peso propio de la cortina. El punto de aplicación se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

3.7.1.4 Grupos de cargas

$$W_{propio} = 2400 * 0.40 * 1.30 = 1248.00 \text{ kg}$$

$$EQ = 0.08 * 1248.00 = 99.84 \text{ kg}$$

El punto de aplicación se localiza en

$$b = \frac{1}{2} * 1.30 = 0.65 \text{m} \quad \text{al centro de gravedad.}$$

Según AASTHO 1.2.22, para calcular el momento de diseño se utilizan los siguientes grupos de carga.

Grupo I: esfuerzo 100% $M = (E * b) + (FL * b)$

Grupo III: esfuerzo 125% $M = (E * b) + (FL * b)$

Grupo VII: esfuerzo 133%

$$M = (E * b) + (EQ * b)$$

Grupo I = esfuerzo 100 %

$$M I = \left(\frac{1}{2} * 380.64 \right) + \left(\frac{1}{3} * 239.99 \right) = 270.32 \text{ kg} - m$$

Grupo III = $1.3(E * FL)$

$$E = 270.32 \text{ kg} - m$$

$$FL = 417 * 0.90 = 375.3 \text{ kg} - m$$

$$MIII = 1.3(270.32 + 375.3) = 839.31 \text{ kg} - m$$

Grupo VII

$$MVII = 1.3(E + EQ * B)$$

$$MVII = 1.3(270.32 + 99.84 + 0.65)$$

$$MVII = 482.053 \text{ kg} - m$$

El grupo III es el momento máximo $M_{max} = 839.31 \text{ Kg} - m$

3.7.1.5 Calculando el refuerzo

Datos:

$$M = 839.31 \text{ Kg} - m$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

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

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

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

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{(Mu * b)}{0.003825 * f'c}} \right] * 0.85 \frac{f'_c}{f'_y}$$

$$A_s = \left[40 * 100 - \sqrt{(40 * 100)^2 - \frac{(839.31 * 100)}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2810}$$

$$A_s = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \phi_{\min} * b * d$$

$$\phi_{\min} = \frac{14.1}{f'_y}$$

$$\phi_{\min} = \frac{14.1}{2810}$$

$$A_{s \min} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 40 \approx 20.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \min} = 20.07 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s \min}$,

Se utilizará $A_{s \min} = 20.07 \text{ cm}^2$

Proponiendo armado varillas # 6. @ 14 cm.

3.7.1.6 Refuerzo por corte

Grupo III

$$V = 1.3(E + FL)$$

$$V = 1.3(620.64 + 417) = 1348.93 \text{ kg}$$

Grupo VII

$$V = 1.3(620.64 + 99.84) = 936.62 \text{ kg}$$

La mayor de las cargas corresponde al grupo III.

$$V_{\max} = 1315.86 \text{ kg}$$

$$V_{rc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 127.5$$

$$V_{rc} = 33294.66 \text{ kg}$$

Debido a que $V_{rc} > V_{\max}$, el concreto resiste.

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{127.5}{2} = 63.75$$

$$S_{\max} = 60 \text{ cm}$$

Utilizar varilla # 3 @ 30 cm.

3.7.2 Diseño de la viga de apoyo

Esta se diseñará por aplastamiento y el refuerzo longitudinal es por temperatura.

$$A_{s_{temp}} = 0.002 * b * h$$

$$A_{s_{temp}} = 0.002 * 90 * 40$$

$$A_{s_{temp}} = 7.2 \text{ cm}$$

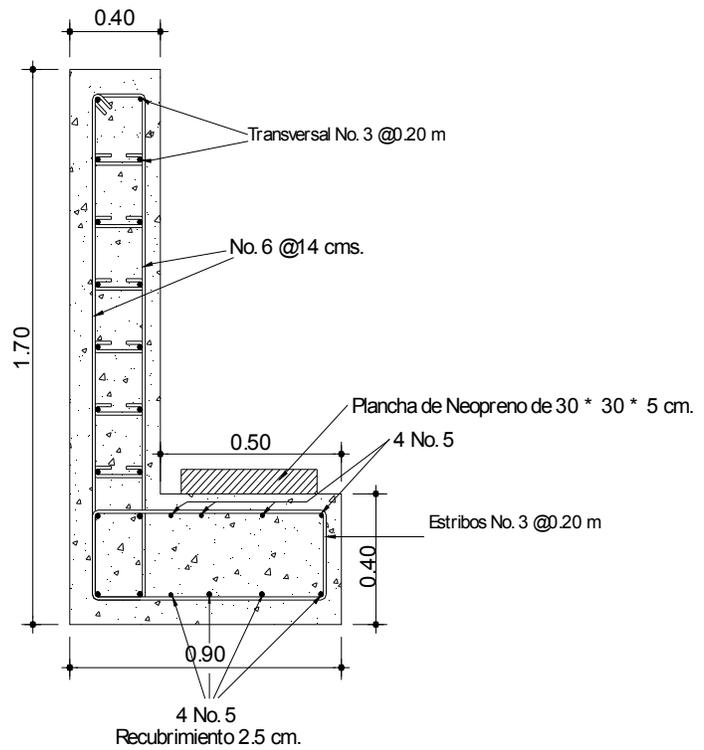
Utilizar armado 4 # 5

Para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugado, a una distancia no menor que $h/2$

$$S = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

Proponiendo armado No. 3 @ 20 cm

Figura 11. Esquema de armado de la viga de apoyo



- **Diseño de apoyos de neopreno**

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza shore 60 reforzados con placas metálicas. El área de este se obtiene mediante la expresión:

$$A_p = \left(\frac{P}{f'_c * \phi_{corte}} \right)$$

Dónde:

P = Carga última

f'c = 210

øcorte = cortante de concreto = 0.7

$$A_p = \left(\frac{4058.02}{210 * 0.7} \right) = 27.61cm$$

Se adopta planchas de 30 * 30 cm. con un espesor de 5 cm.

3.7.3 Diseño del estribo

El estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, con este material se obtiene un diseño más simple y económico, consiste en asumir su sección y después verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

Figura 12. Sección lateral de puente

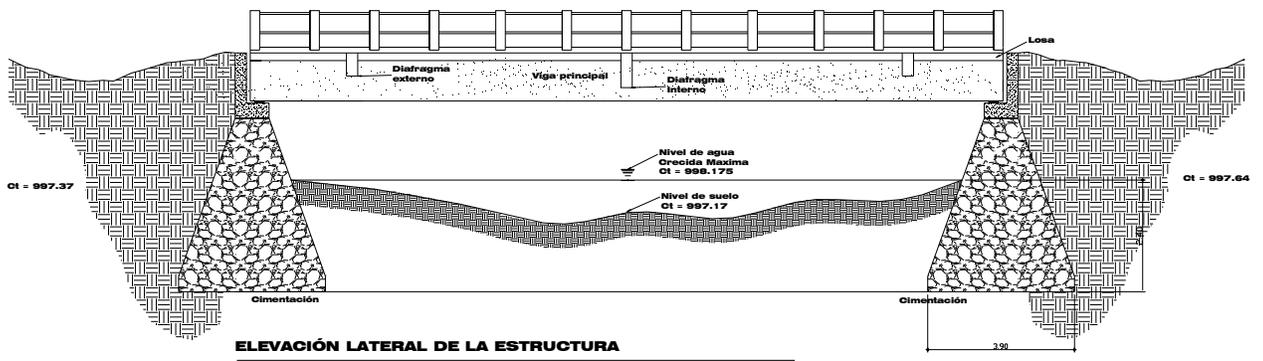
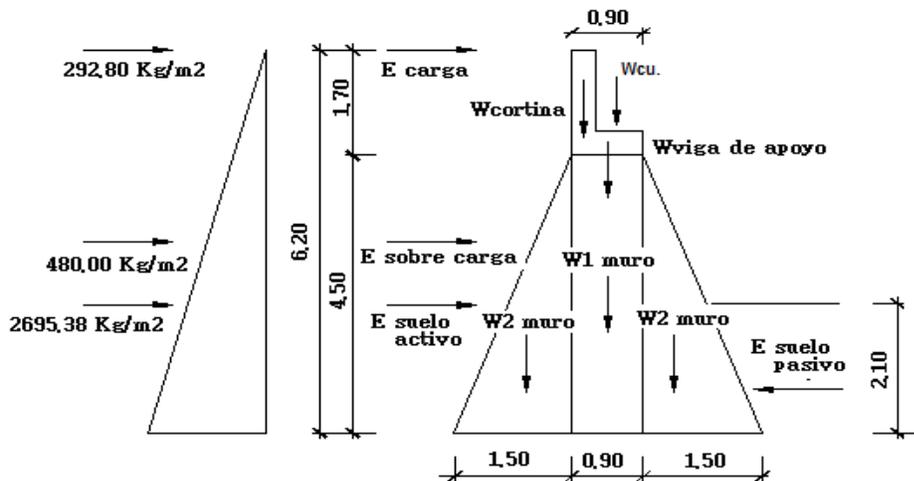


Figura 13. Geometría y diagramas de presiones del estribo



3.7.3.1 Cálculo del momento de volteo

Este es producido por el empuje de la tierra sobre el estribo.

Sección I:

$$Empuje = presión * altura$$

$$Empuje = 292.8 * 6.20 = 1815.36 \text{ kg}$$

$$B.p. = \frac{6.20}{2} = 3.10m$$

$$Momento = E * B.p.$$

$$M = 1815.36 * 3.10 = 5627.62 \text{ kg} - m$$

Para la sección II se tiene:

$$E = 2695.38 * 3.10 = 8355.678 \text{ kg}$$

$$B.p. = 8355.678 * 2.03 = 16,962.02$$

$$Empuje \text{ total} = 1815.36 + 8355.678 = 10171.03 \text{ kg}$$

$$Mv = 5627.62 + 16,962.02 = 22589.64 \text{ kg} - m$$

3.7.3.2 Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y el relleno.

Sección I

$$\text{Área I} = 0.40 * 1.30 = 0.52 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso I} = 0.4 * 1.30 * 2400 * 1 = 1248 \text{ kg}$$

$$B.p. \text{ I} = 1.50 + 0.50 + 0.20 = 2.20m$$

$$\text{Momento} = 1248 * 2.20 = 2745.6 \text{ kg} - m$$

Para las secciones sobrantes se tiene:

Tabla VI. Cálculo del momento estabilizante

Seccion	Área (m ²)	W (kg/m ³)	WE (kg)	B.p (m)	M (kg – m)
1	0.52	2400	1248	2.20	2745.6
2	0.36	2400	864	1.95	1684.8
3	4.05	2500	10125	1.95	19743.75
4	3.375	2500	8437.50	2.90	24468.75
5	3.375	2500	8437.50	1.00	8437.50
6	3.375	1900	6412.50	3.40	21802.50
7	2.55	1900	4845	3.15	15261.75

WE = 40369.50

ME= 94144.65

3.7.3.3 Revisión del muro con la superestructura

Las verificaciones se harán para un muro de contención por gravedad.

$$\text{VOLTEO} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$\text{DESLIZAMIENTO} = \frac{W}{E} > 1.5$$

$$\text{PRESIONES} = P = \frac{W}{A} * \left\{ 1 \pm \left(6 * \frac{e}{B} \right) \right\} > 0 < 20,000 \text{kg} / \text{m}^2$$

En donde:

MV = momento de volteo

Me = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área

$$e = \text{excentricidad} = \left(\frac{b}{2}\right) - a$$

$$A = \frac{(ME - MV)}{W}$$

B = base

- **Revisión de volteo**

$$\frac{ME}{MV} = \frac{94144.65}{22135.99} = 4.25 > 1.5$$

- **Revisión de deslizamiento**

$$D = \frac{0.5 * W}{E} = \frac{0.5 * 40369.5}{10006.99} = 2.02 > 1.5$$

La estructura resiste el volteo y deslizamiento, ya que ambos chequeos son mayores a 1.5

- **Revisión de presiones**

$$a = \frac{(ME - MV)}{W} = \frac{(94144.65 - 22135.99)}{40369.50} = 1.79 \text{ m}$$

$$3a > B$$

$$3a = 5.37 \text{ m} > 3.90 \text{ OK}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{3.90}{2} - 1.79 = 0.16$$

$$P_{\max} = \left(\frac{40369.5}{3.90 * 1} \right) \left(\frac{1 + (6 * 0.16)}{3.90} \right)$$

$$P_{\max} = 5202.12 \text{ kg} / \text{m}^2 < 20,000 \text{ kg} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

$$P_{\min} = \left(\frac{40369.5}{3.90 * 1} \right) \left(\frac{1 - (6 * 0.16)}{3.90} \right)$$

$$P_{\min} = 106.17 \text{ kg} / \text{m}^2 > 0 \text{ OK}$$

Como la presión máxima es menor que la capacidad soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero, el muro resistirá las presiones.

- **Obras de Protección**

Se diseñaron aletones en cada estribo, con dimensión similar al mismo.

INTEGRACIÓN DE COSTOS

DISEÑO DE PUENTE EN CABECERA MUNICIPAL DE MONJAS, JALAPA

RENGLÓN	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1.1	Concreto (5000)	m3	22.1	Q 1,508.35	Q 33,334.60
1.2	Concreto (3000)	m3	44.2	Q 1,373.72	Q 60,718.20
1.3	Concreto ciclópeo	m3	144.34	Q 792.58	Q 114,400.78
1.4	Acero de refuerzo	varillas	2120	Q 216.26	Q 458,461.02
1.5	Acero estructural	varillas	1276	Q 52.80	Q 67,374.97
1.6	Tubo galvanizado d=4" para drenaje de superestructura	mts	7	Q 340.93	Q 2,386.50
1.7	Tubo de PVC d=4" para drenaje de muros	mts	24	Q 130.20	Q 3,124.80
1.8	Tubo galvanizado d=2" para pasamanos	mts	80	Q 140.70	Q 11,256.00
1.9	Excavación estructural	m3	442.63	Q 149.26	Q 66,068.33
1.10	Relleno estructural	m3	221.47	Q 300.93	Q 66,646.97
1.11	Material filtrante	m3	23.76	Q 99.89	Q 2,373.39
1.12	Neopreno	dm3	25.09	Q 753.20	Q 18,897.79
Costo Total del Puente					Q 905,043.34

CONCLUSIONES

1. La construcción del puente vehicular y el sistema de agua potable, contribuirá considerablemente al desarrollo económico, social y cultural del municipio de Monjas, por cuanto se tendrá una vía de comunicación transitable en cualquier época del año, así como un sistema que proveerá agua en cantidades suficiente y de calidad apta, para consumo humano.
2. Con la construcción del sistema de agua potable, se beneficiará a 370 población actual y 570 futura de aldea San Antonio, ya que el no cuentan con agua potable, y así se dará una solución técnica a este problema.
3. Ningún sistema de abastecimiento de agua, puede perdurar, sin el cuidado necesario que los mismos usuarios le deben dar; por lo que la adecuada operación y mantenimiento del sistema de agua es determinante para la sostenibilidad de los mismos.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Monjas:

1. Garantizar la supervisión técnica por parte de un profesional de la ingeniería Civil, durante la construcción de los proyectos, esto con el fin de cumplir con las especificaciones técnicas, calidad de los materiales y seguir a cabalidad los planos.
2. Debido a la constante fluctuación de precios, tanto en los materiales de construcción como en la mano de obra, se deben actualizar los presupuestos de los proyectos, cuando se realicen las contrataciones.
3. Organizar un comité que velará por la administración del sistema de abastecimiento de agua potable de la aldea San Antonio. Asimismo, deberán informar a los beneficiarios, sobre los problemas, costo de mantenimiento, contratación de fontaneros y demás aspectos relacionados con la administración del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Building Code Requirements for Structural Concrete.** Michigan: American Concrete Institute, ACI 318–95, 1995.
2. Cabrera Seis, Jadenon Vinicio. Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones 1. Tesis Ing. Civil: Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 178 pp.
3. **Normas de evaluación ambiental.** Guatemala: Banco Centroamericano de Integración Económica, 1998.
4. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 4ª edición, México: Editorial Limusa, 1999. 640 pp.
5. **Normas de evaluación ambiental.** Guatemala: Banco Centroamericano de Integración Económica, 1998.
6. Asociación guatemalteca de ingeniería estructural sísmica AGIES “**Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la república de Guatemala**”. 2002.
7. Instituto de Fomento Municipal INFOM, Unidad ejecutora del programa de acueductos rurales UNEPAR. “**Guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales**”. 1997.
8. López Cualla, Ricardo Alfredo. **Diseño de acueductos y alcantarillados.** 2ª edición, México: Editorial Alfaomega, 2000.
9. Simons, C., J.M. Taramo y J.H. Pinto. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** 1959. 1000 pp.

ANEXO A

**ANÁLISIS DE LABORATORIO QUÍMICO Y BACTERIOLÓGICO
DEL AGUA.**

ANEXO B

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL DEL SUELO.

APÉNDICE 1

PLANOS SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

APÉNDICE 2
PLANOS PUENTE VEHICULAR



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

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO		INF. No. 22 991
O.T. No. 22 394		
INTERESADO:	FACULTAD DE INGENIERÍA	PROYECTO: CONTROL DE CALIDAD
RECOLECTADA POR:	José Alfredo Marroquín	DEPENDENCIA: USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Aldea San Antonio	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: 2007-10-23; 12 h 30 min.
FUENTE:	Pozo mecánico	2007-10-23; 15 h 40 min.
MUNICIPIO:	Monjas	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: Con refrigeración
DEPARTAMENTO:	Jalapa	

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	-- ° C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	269,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,28 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH) :	07,40 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,19	6. CLORUROS (Cl ⁻)	05,00	11. SOLIDOS TOTALES	158,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,00	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	01,10	8. SULFATOS (SO ₄ ⁻²)	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	149,00
4. CLORO RESIDUAL	----	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,01	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,00
5. MANGANESO (Mn)	00,008	10. DUREZA TOTAL	84,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	143,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)			
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	156,00	156,00

OTRAS DETERMINACIONES

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

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2007-11-07

Vo.Bo.

 Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC



Zenón Iván Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio





LABORATORIO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA
"DOCTORA ALBA TABARINI MOLINA"
CENTRO DE INVESTIGACIONES (CII)
FACULTAD DE INGENIERÍA
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 22 394

INF. No.A-294 710

INTERESADO	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DE AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>José Alfredo Marroquín</u>	DEPENDENCIA:	<u>U.S.A.C.</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea San Antonio</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2007-10-23; 12 h 30 min.</u>
FUENTE:	<u>Pozo mecánico</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2007-10-23; 15 h 40 min</u>
MUNICIPIO:	<u>Monjas</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Jalapa</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

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/100cm³		14	4

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 20TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

CONCLUSION Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE, según NORMA COGUANOR NGO 29 001..

Guatemala, 2007-11-07

Vo.Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC



Zenón Muñoz Santos
 Ing. Químico Col. No. 420
 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
 Jefe Técnico Laboratorio





ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 556 S.S. O.T.No.: 22,493

INTERESADO: José Alfredo Marroquín Cerna

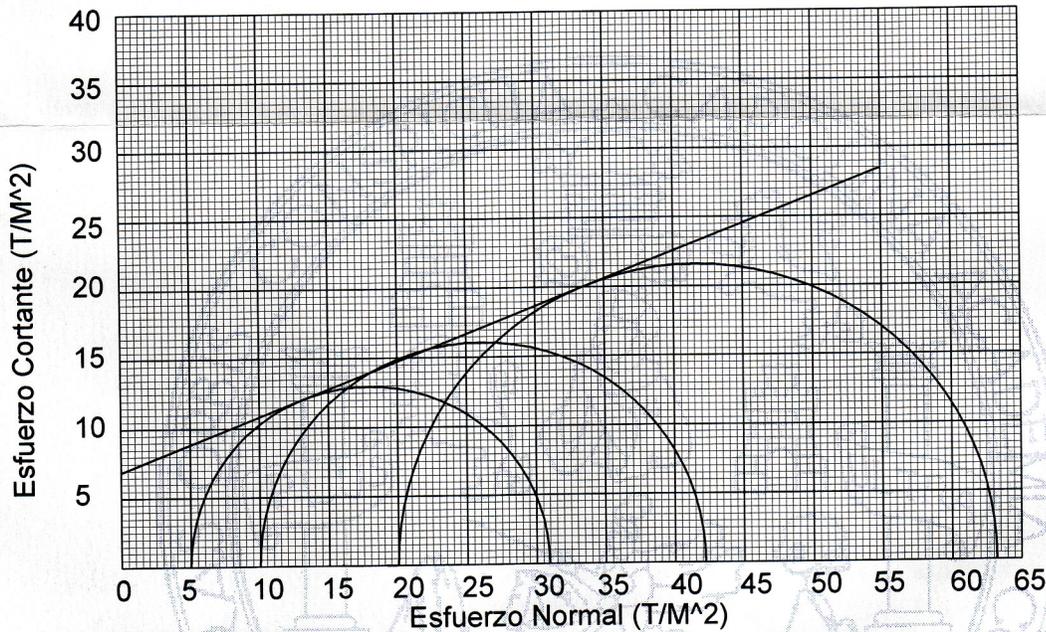
PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS

UBICACION: Monjas, Jalapa

pozo: 1

Profundidad: 2,00 m

FECHA: . 28 de noviembre de 2007



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 21,45^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 6,8 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arenoso 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)	25,95	32,21	43,36
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2,5	4,0	6,0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,68	1,68	1,68
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	2,00	2,00	2,00
HUMEDAD (%H)	23,0	23,0	23,0

Atentamente,

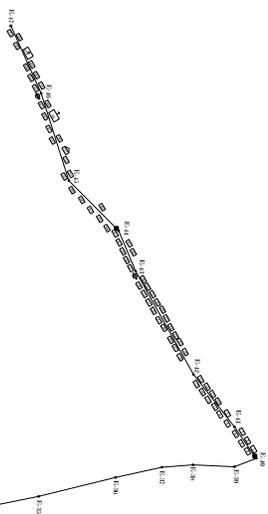
Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
DIRECTOR DIVUSAC



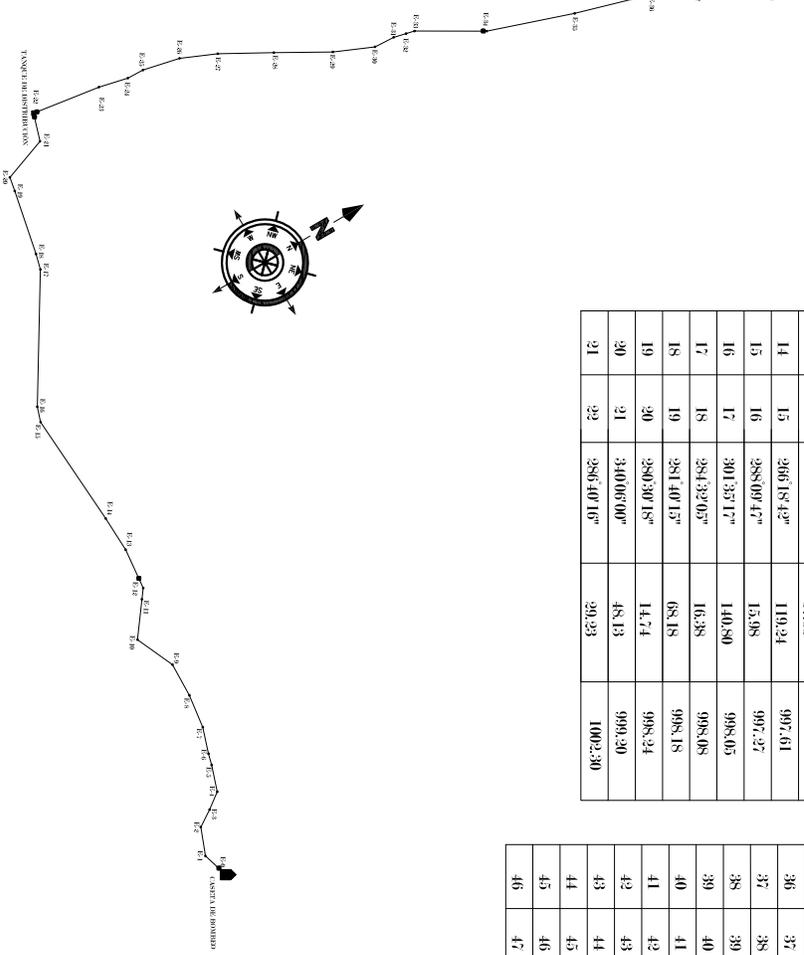
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

NOMENCLATURA	
	ESTACION EI
	CERA, TIERRA, ESCORIA
	TUBERIA LINEA DE BOMBEO
	VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	CASSETA DE BOMBEO
	MANÓMETRO DE DISTRIBUCIÓN (T.D.)
	LÍNEA HIDROMÉTRICA
	GUÍA RASANTE MESÓN



PLANTA GENERAL

ESCALA: E=2500



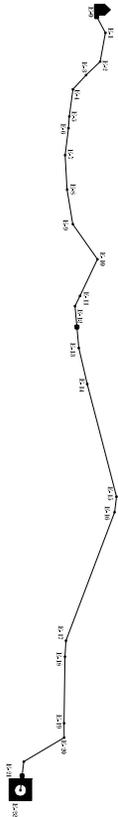
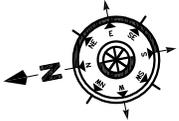
EST.	P.O.	AZIMUT°	Dist. m	COTA m
0	1	292°48'02"	21.82	967.41
1	2	291°16'22"	29.98	968.45
2	3	287°07'57"	19.99	969.17
3	4	283°53'27"	19.91	970.42
4	5	288°21'27"	27.99	972.27
5	6	284°36'27"	11.99	980.63
6	7	288°08'47"	27.91	981.20
7	8	277°30'02"	35.32	982.26
8	9	271°29'42"	35.91	983.54
9	10	245°30'42"	43.98	985.99
10	11	306°38'42"	41.62	987.06
11	12	306°34'12"	11.60	987.06
12	13	275°43'22"	43.11	989.98
13	14	297°42'42"	37.95	992.20
14	15	296°18'42"	119.24	997.61
15	16	288°09'47"	15.98	997.27
16	17	301°35'17"	140.80	998.05
17	18	284°32'05"	16.38	998.08
18	19	281°40'15"	68.18	998.18
19	20	280°30'18"	14.74	998.34
20	21	340°06'00"	48.13	999.30
21	22	286°40'16"	29.23	1002.20

EST.	P.O.	AZIMUT°	Dist. m	COTA m
22	23	008°28'10"	72.18	1000.10
23	24	013°02'30"	31.05	995.28
24	25	002°10'22"	17.63	994.41
25	26	012°32'22"	39.27	992.84
26	27	023°30'44"	39.27	990.85
27	28	020°10'18"	57.44	988.58
28	29	020°40'22"	60.40	976.71
29	30	023°20'37"	43.49	972.12
30	31	005°10'11"	21.45	974.92
31	32	013°39'22"	13.20	962.43
32	33	012°39'40"	8.95	958.39
33	34	030°20'54"	49.92	957.22
34	35	016°53'05"	91.86	955.03
35	36	016°25'30"	81.13	954.83
36	37	017°49'51"	48.54	952.79
37	38	023°27'20"	31.99	950.25
38	39	032°29'25"	42.47	948.05
39	40	009°05'12"	23.84	947.83
40	41	265°35'20"	39.06	945.80
41	42	262°20'20"	68.55	943.99
42	43	271°05'25"	121.06	942.24
43	44	277°35'25"	44.87	941.14
44	45	255°30'20"	72.23	938.86
45	46	282°44'25"	93.85	936.63
46	47	276°08'25"	72.63	934.91



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA
EQUATORIAL ECUATORIA
E.E.S.**

INSTITUTO NACIONAL DE BOMBEROS ECUATORIA	INSTITUTO NACIONAL DE BOMBEROS ECUATORIA
PLANTA GENERAL DE BOMBEO	PLANTA GENERAL DE BOMBEO
PROYECTO:	PROYECTO:
DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE	DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE
SAN ANTONIO, MANABÍ, ECUADOR	SAN ANTONIO, MANABÍ, ECUADOR
FECHA:	FECHA:
INSTRUMENTOS:	INSTRUMENTOS:

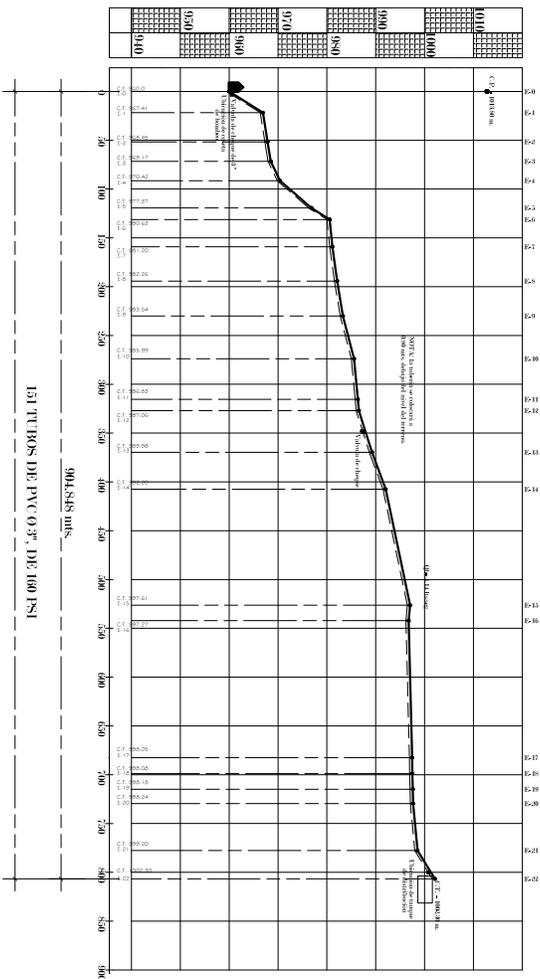


PLANTA LINEA DE BOMBEO

Escala: 1:2500

NOMENCLATURA	
	ESTACION (E)
	CASA, IGLESIA, ESCUELA
	LÍNEA LINEA DE BOMBEO, O muelle
	VALVULA DE CORTADERA (V.C.)
	CASERA DE BOMBEO
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
	CANA PARA CLORACIÓN

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	
DOTACION	1.50 Litros/Seg
FACTOR DE DIA MÁXIMO	1.5
FACTOR DE HORA MÁXIMA	3.00
COEF. HAZEN - WILLIAM	1.50
No. DE CASAS	70 CASAS
CRECIMIENTO POBLACIONAL	1.9 %
PERIODO DE DISEÑO	22 AÑOS
POBLACION DE DISEÑO	530 HABITANTES
CAUDAL MEDIO DIARIO	0.9201 l/Seg
DENSIDAD POBLACIONAL	5 Hab./ha
FACTOR DE VOLUMEN PARA EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO	50 %



904.848 mts.

151 TUBOS DE PVC Ø 3", DE 160 PSI

PERFIL LINEA DE BOMBEO

Escala Horizontal: 1:2500

Escala Vertical : 1:500

EST.	PO.	AZIMUT	Dist. m	COTA m
0	1	252.4802°	21.82	967.41
1	2	291.1652°	29.98	968.45
2	3	327.0757°	19.99	969.17
3	4	323.3927°	19.91	970.42
4	5	288.2197°	27.99	972.37
5	6	284.5627°	11.99	980.63
6	7	288.0847°	27.91	981.30
7	8	277.3002°	35.32	982.36
8	9	271.2942°	35.91	983.54
9	10	245.5042°	43.98	985.99
10	11	306.2842°	41.62	986.83
11	12	306.5412°	11.60	987.06
12	13	275.4322°	43.11	989.98
13	14	267.4242°	37.35	992.20
14	15	266.1842°	119.24	997.61
15	16	288.0947°	15.98	997.27
16	17	301.3517°	140.80	998.05
17	18	284.3202°	16.38	998.08
18	19	281.4012°	68.18	998.18
19	20	280.3078°	14.74	998.24
20	21	340.0600°	48.13	999.20
21	22	286.4016°	29.23	1002.30



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA
FACULTAD FERRIERIA
F.A.S.

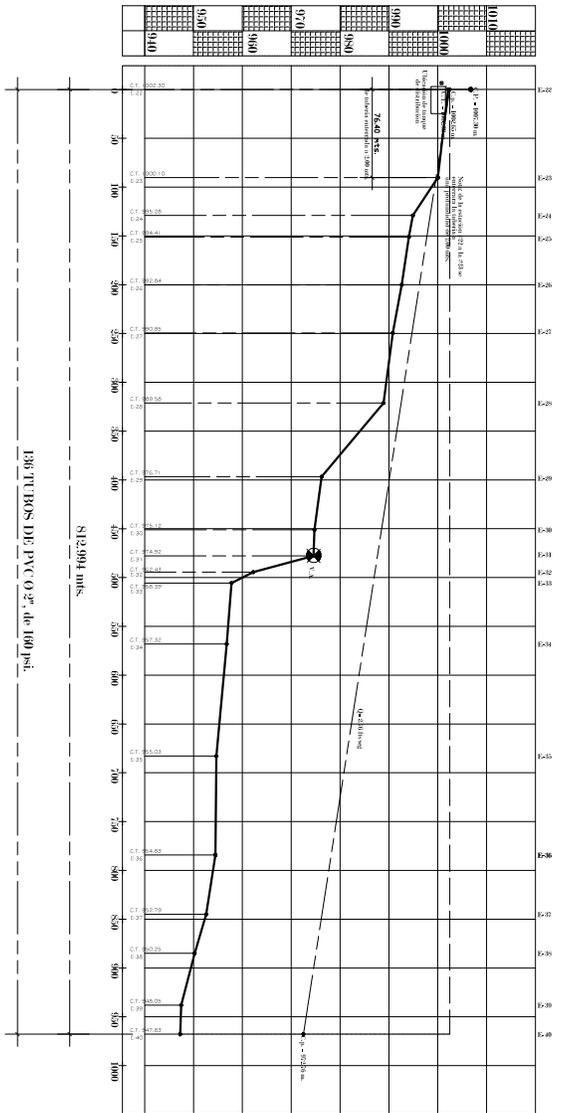
INSTITUCIÓN EDUCATIVA TECNOLÓGICA FACULTAD FERRIERIA F.A.S.	PROFESOR: JESÚS ALBERTO TORRES GONZALEZ
PROYECTO: REHABILITACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE SAN ANTONIO, MAMONÉS, ZAMBORA	ESCALA: 1:2500
FECHA: 2018	FECHA: 2018
NO. DE: 68	NO. DE: 68
INSTRUMENTACIÓN: AUTOMATIZADA	INSTRUMENTACIÓN: AUTOMATIZADA



PLANTA LINEA DE DISTRIBUCION

Escala: 1:2500

NOMENCLATURA	
	ESTACION (E)
	CASA AGUERA ESCUELA
	TANQUE LINEA DE DISTRIBUCION (T.D.)
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	CASA AGUERA ESCUELA
	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.)
	VALVULA DE COMPUERTA (V.C.)
	VALVULA DE ANE



PERFIL E-22 A E-40

136 TUBOS DE PVC Ø 2" de 160 psi.

Escala Horizontal: 1:2500
Escala Vertical : 1:500

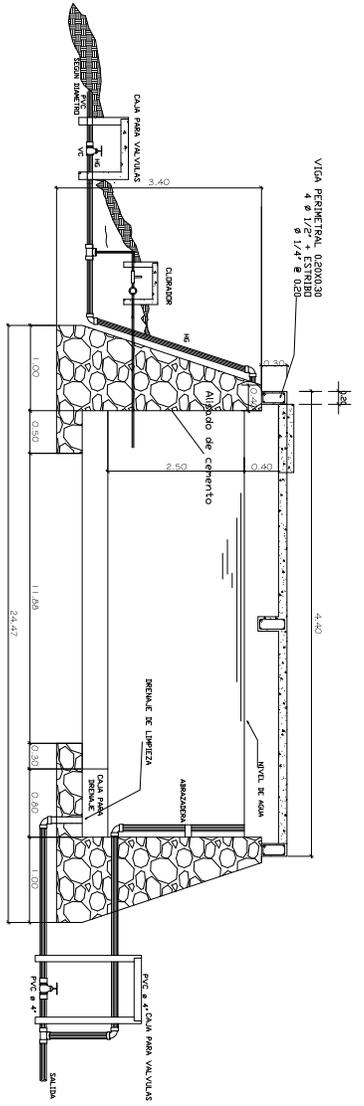
ESTN.	P.O.	AZIMUTH	Dist. m	COTA m
22	23	008°38'10"	72.18	1000.10
23	24	013°02'30"	31.05	995.28
24	25	002°10'22"	17.63	994.41
25	26	012°32'22"	39.27	992.84
26	27	023°30'44"	39.37	990.85
27	28	029°10'18"	57.44	989.58
28	29	029°40'52"	60.40	976.71
29	30	023°30'37"	43.49	975.12
30	31	003°10'11"	21.45	974.92
31	32	013°39'52"	13.30	962.43
32	33	013°39'40"	8.05	958.39
33	34	030°20'54"	49.92	957.32
34	35	018°53'05"	91.86	955.03
35	36	016°35'30"	81.13	954.83
36	37	017°49'51"	48.54	952.79
37	38	025°57'30"	31.99	950.25
38	39	032°50'55"	42.47	948.05
39	40	009°03'12"	23.84	947.89

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO	
DOTACION	1.50 LITROS/DIA
FACTOR DE DIA MAXIMO	1.5
FACTOR DE HORA MAXIMA	3.00
COEF. HAZEN - WILLIAM	150
NO. DE CASAS	70 CASAS
CRECIMIENTO POBLACIONAL	1.9 %
PERIODO DE DISEÑO	22 AÑOS
POBLACION DE DISEÑO	530 HABITANTES
CAUDAL MEDIO DIARIO	0.9201 L/SEG
DENSIDAD POBLACIONAL	5 Habitantes
FACTOR DE VOLUMEN PARA EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO	50 %



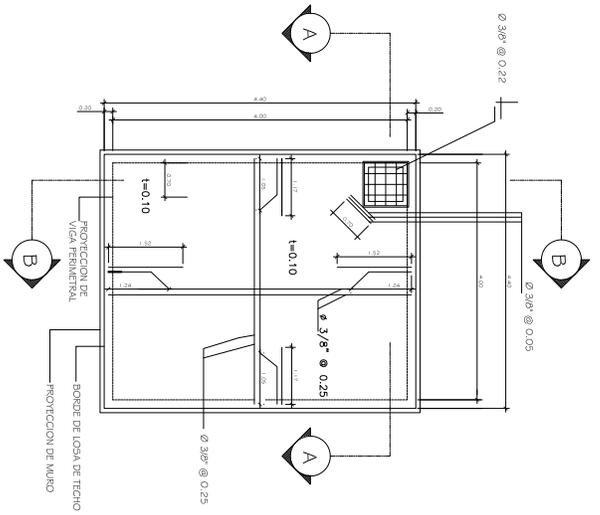
UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
FACULTAD DE INGENIERIA
E.D.S.

INSTITUCION EDUCATIVA	UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO
PROFESOR	ING. ALVARO RAMIREZ
ESPECIALIDAD	INGENIERIA EN SISTEMAS DE AGUAS
PROYECTO	DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA EL DISTRITO DE SAN ANTONIO, MOYUSI, TAMBORA
FECHA	15/08/2018
FECHA DE ENTREGA	15/08/2018
FECHA DE APROBACION	15/08/2018
FECHA DE DEFENSA	15/08/2018
FECHA DE GRADUACION	15/08/2018
FECHA DE DEFENSA	15/08/2018
FECHA DE GRADUACION	15/08/2018



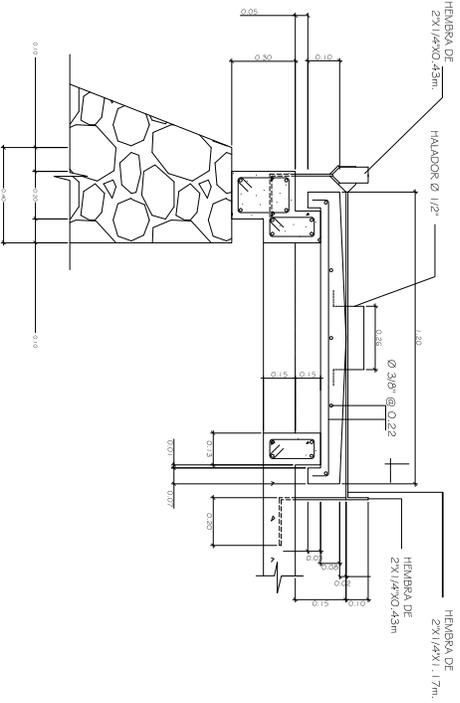
SECCIÓN A-A DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

SIN ESCALA



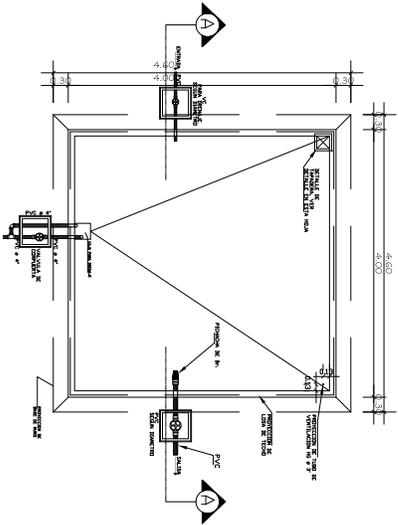
PLANTA DE ARMADO DE LOSA DE TECHO

SIN ESCALA



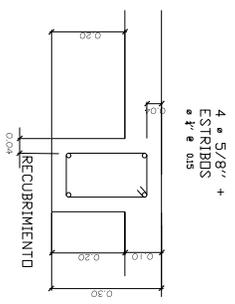
DETALLE DE TAPADERA

ESCALA 1:10



PLANTA DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

SIN ESCALA



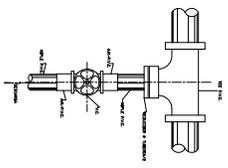
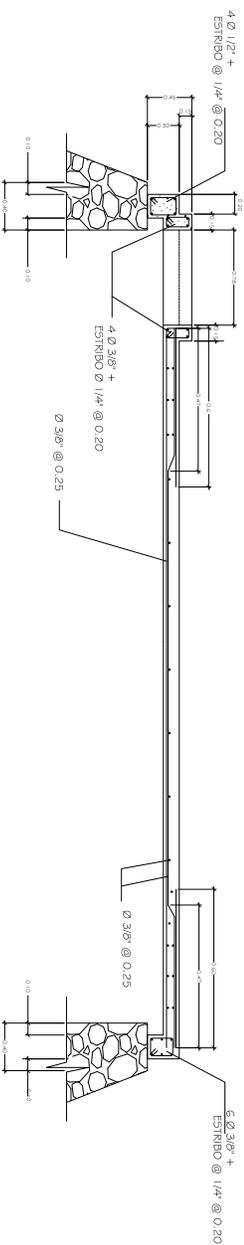
DETALLE DE VIGA

SIN ESCALA

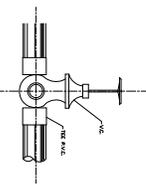


UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA
FACULTAD FERRIERIA
F.T.S.

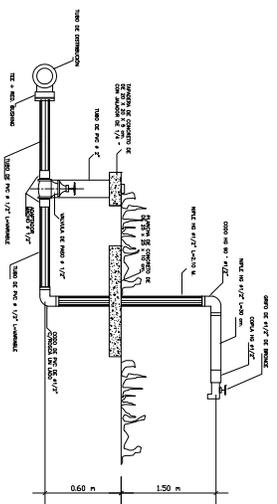
IDENTIFICATIVO DE BARRAS Y ANILAS	ESCALA	PROYECTO	FECHA	FECHA
PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA	ESCALA	DISTRIBUCIÓN DE AGUA	14.08.2008	14.08.2008
DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA	FECHA	PROYECTO	14.08.2008	14.08.2008
DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA	FECHA	PROYECTO	14.08.2008	14.08.2008
DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA	FECHA	PROYECTO	14.08.2008	14.08.2008
DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA	FECHA	PROYECTO	14.08.2008	14.08.2008



PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA

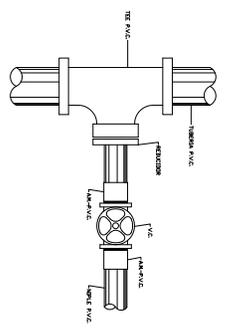


ELEVACION VALVULA DE LIMPIEZA

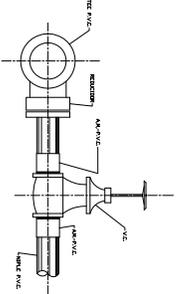


CONEXIÓN PEDRAL

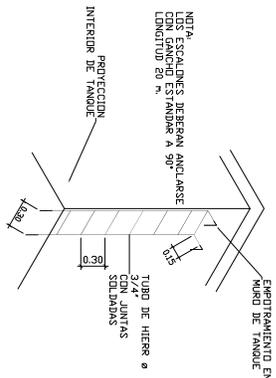
SIN ESCALA



PLANTA VALVULA DE COMPUERTA TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C.



ELEVACION Y VALVULAS DE COMPUERTA TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C.



NOTA: LAS SOLDADURAS DEBERAN ANCLARSE CON GANCHOS ESTANDAR A 90° LONGITUD 20 in.

PROTECCION INTERIOR DE TANQUE

NOTAS GENERALES

MATERIALES

- 1° CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm² (3000 lb/ft²) A LOS 28 DIAS
- 2° ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE $f_y = 2810$ O Kg/cm² (GRADO 40 KSI).
- 3° TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
- 4° LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3cm. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
- 5° EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.
- 6° LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
- 7° LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1 : 2), DEBIDAMENTE ALISADA.
- 8° LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.
- 9° LOS MUROS DEL TANQUE SERAN DE CONCRETO CICLOPEO: 33% PIEDRA BOLA 67% CONCRETO CLASE 3000 LBS.
- 10° EL RECUBRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.03m.

REFERENCIAS

P.V.C.	CLORURO DE POLIVINILO
H.G.	HIERRO GALVANIZADO
V.C.	VALVULA DE COMPUERTA
A.M.	ADAPTADOR MACHO
V.A.	VALVULA DE AIRE
A.H.	ADAPTADOR HEMBRA

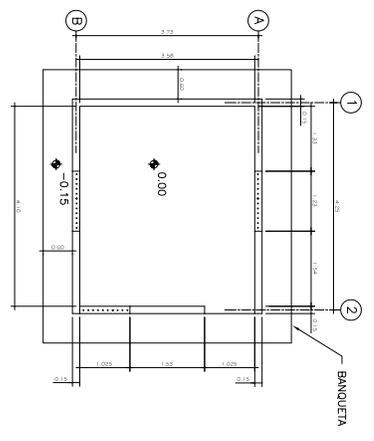
NOTA: LA VALVULA DE AIRE Y COMPUERTA SERA Ø 1/2" PARA TUBERIA PRINCIPAL Ø < 4" EL DIAMETRO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA SERA LA MITAD DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION

TODAS LAS VALVULAS DE LIMPIEZA SERAN VALVULAS DE COMPUERTA, LAS CUALES SE PROTEGERAN CON CAJAS DE CONCRETO, PIEDRA O LADRILLO TAJUYO, SEGUN SE INDIQUE EN LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.

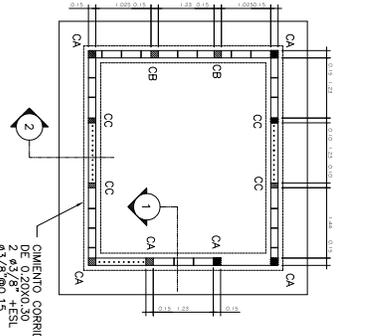


UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA
FACULTAD DE INGENIERIA
F.A.S.

PROYECTO:	DESIGNO DE ABSORBITAMIENTO DE
CLIENTE:	SAN ANTONIO, MANAGUA, ALABAMA
FECHA:	14. 06.
ESCALA:	1:100
PROYECTISTA:	ING. JUAN MANRIQUE
REVISOR:	ASISTENTE DE INGENIERIA PER

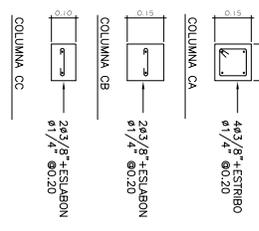


PLANTA DE COLUMNAS
ESCALA 1/50

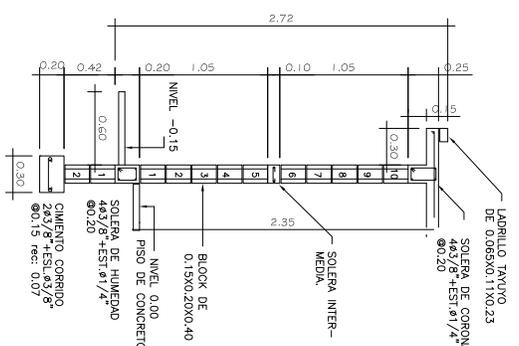


PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA 1/50

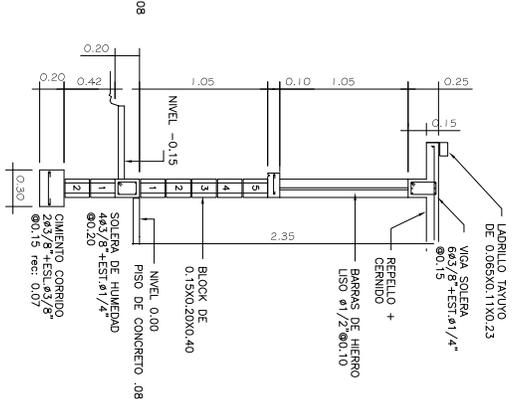
PLANILLA DE COLUMNAS		
TIPO	MEDIDAS	REFUERZO
CA	0.15X0.15	443/8'+ESTRIBO#1/4" @0.20
CB	0.15X0.15	243/8'+ESLAB#1/4" @0.20
CC	0.10X0.15	243/8'+ESLAB#1/4" @0.20



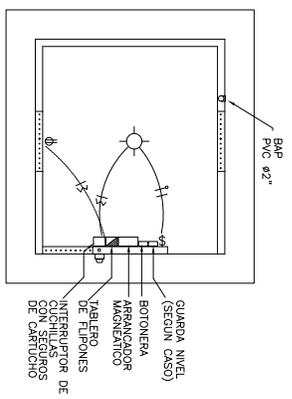
DETALLE DE COLUMNAS
ESCALA 1/10



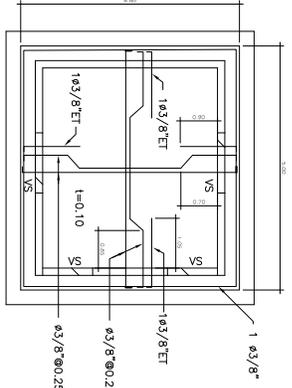
SECCION 1
ESCALA 1/20



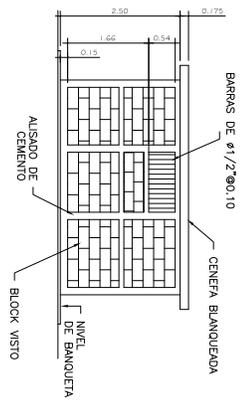
SECCION 2
ESCALA 1/20



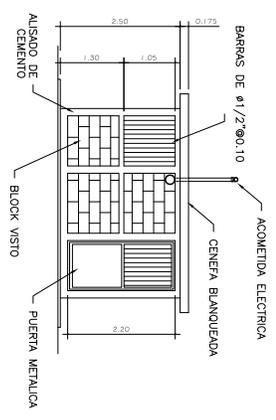
PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA
ESCALA 1/50



PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHO
ESCALA 1/50



FACHADA LATERAL
ESCALA 1/50



FACHADA FRONTAL
ESCALA 1/50

PLANILLA DE ELECTRICIDAD	
	BOMBERA DE 60 watts.
	TOMACORRIENTE DOBLE 110V
	INTERRUPTOR DE CUCHILLAS
	TABLERO
	CONTRADOR
	ALAMBRES CAL. 12 THW
	PRODUCTO #1/2" EN UOEA
	PRODUCTO #1/2" EN PISO

PLANILLA DE SOLETERAS		
TIPO	MEDIDAS	REFUERZO
SOLETA DE HUMEDAD	0.15X0.20	443/8'+ESTRIBO#1/4" @0.20
SOLETA INTERNA	0.10X0.15	243/8'+ESLAB.#1/4" @0.20
SOLETA DE CORONA	0.15X0.25	443/8'+ESTRIBO#1/4" @0.20
VIGA SOLETA VS	0.15X0.25	643/8'+ESTRIBO#1/4" @0.15

F_c = 210 kg/cm² = 3 Ksi (CONCRETO)
 F_y = 60000 40 Ksi (ACERO DE REFUERZO)
 Fu = 45 kg/cm² (RESISTENCIA DE LA UNIDAD DE BLOCK)

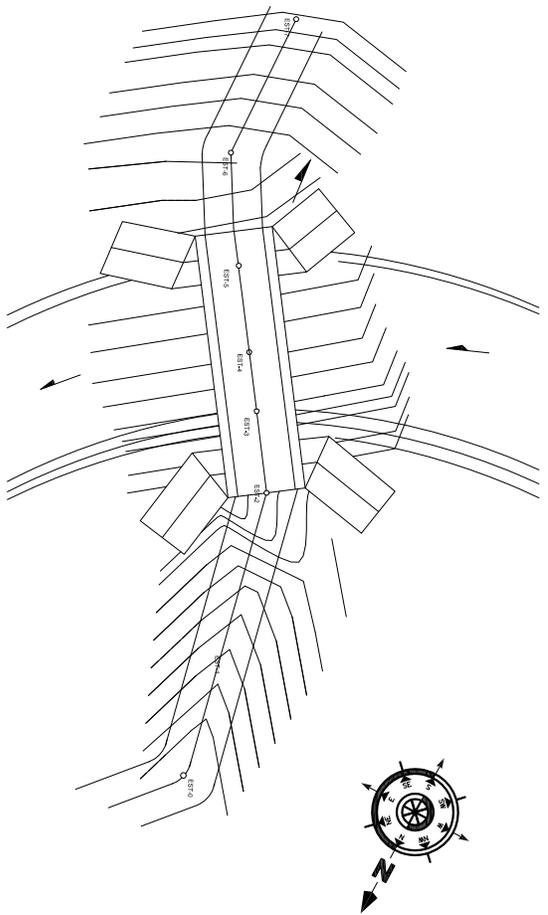
UNIVERSIDAD NACIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA
F.I.S.

PROYECTO: DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA ZONA DE SAN ANTONIO, MANAUS, ALTAVERA

PROFESOR: DR. GUSTAVO RIVERA

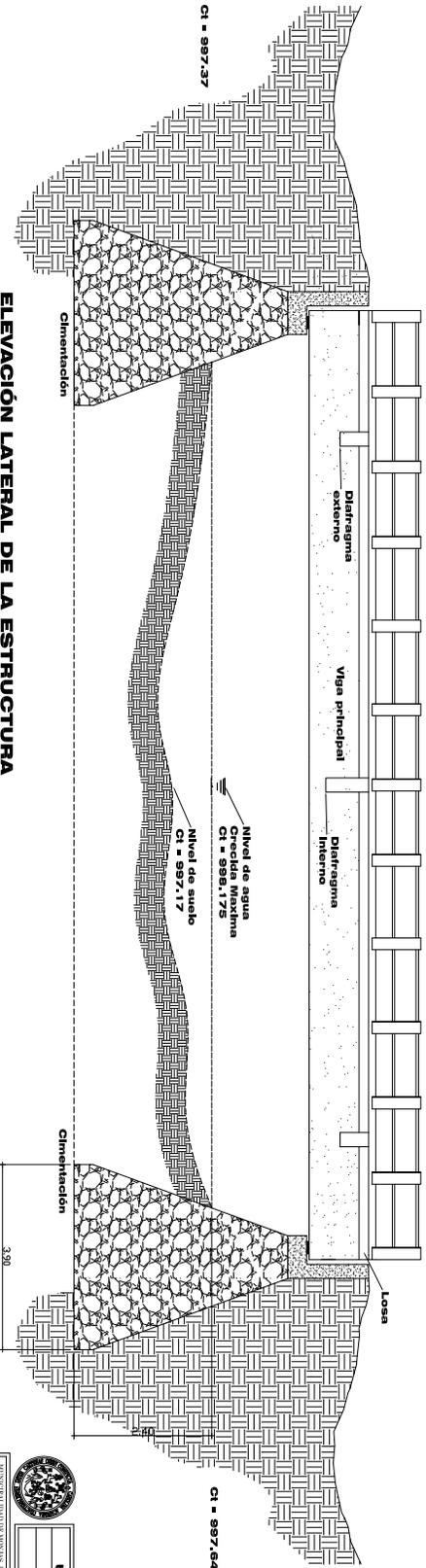
ALUMNO: JUAN CARLOS RIVERA

FECHA: 2023



PLANTA UBICACIÓN DEL PUENTE

Sin escala



ELEVACIÓN LATERAL DE LA ESTRUCTURA

Escala 1:50



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
E.S.**

PROFESOR: JOSÉ ALBERTO HERNÁNDEZ GONZÁLEZ

ESTUDIANTE: JUAN JOSÉ TORRES

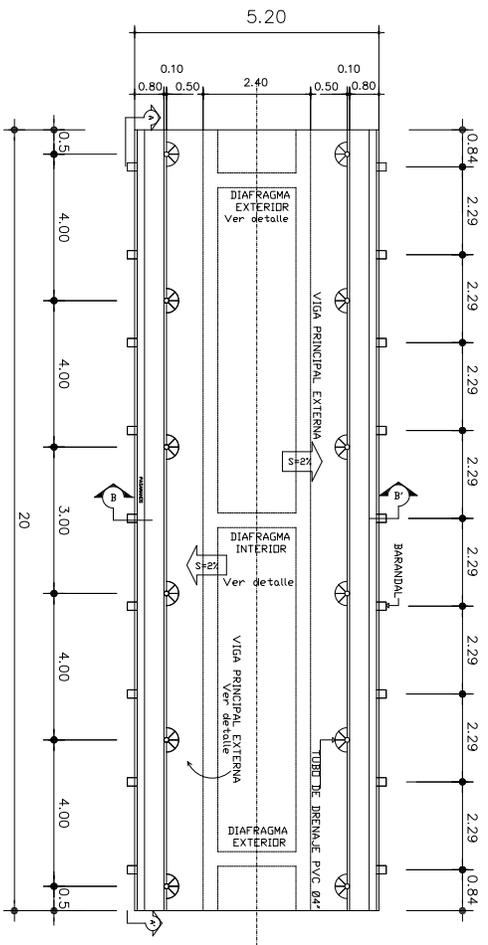
FECHA: 10/05/2016

INSTITUCIÓN: UNICA No. 1

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MAMULAH, DEPARTAMENTO DE MAMULAH, GUATEMALA

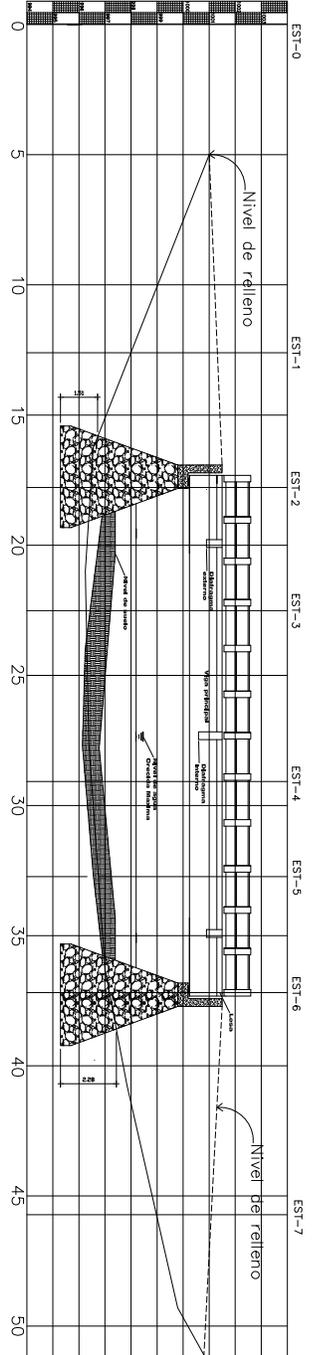
ASESOR: ING. JUAN JOSÉ TORRES

ASESOR: ASISTENTE TECNICO EN INGENIERIA



PLANTA

Escala 1:50



PERFIL DE LINEA CENTRAL

Sin escala

- ESPECIFICACIONES**
1. Concreto clasificado tendrá la siguiente proporción:
 97% Concreto clase 3000 kg/cm²
 3% Cemento Portland tipo I y 15 cms máx. de arena natural.
 2. CONCRETOS:
 Fc = 310 kg/cm²; 3000 PSI
 Fy = 2810 kg/cm².
 3. LOSAS:
 Las losas de concreto deben diseñarse un detalle que asegure la continuidad de las barras de acero en las juntas de construcción.
 4. Fy = 2810 kg/cm².
 5. Reforzamiento de acero para losas, aristas y columnas y vigas, en la sección mínima para longitud de desarrollo 12 diámetros.
 Transversal se entienda localizar traslapes en los puntos donde se producen esfuerzos de flexión. Los traslapes de las barras de acero deberán colocarse alternos a cada 80 cm.
 Gancho: Los doblajes deben ser hechos en 90° y un equivalente a 6 diámetros en su lado exterior y a 4 diámetros cuando se trata de 90 grados.

- NOTAS:**
1. Cota de cimentación en aristas, indicada en planos.
 2. El terreno bajo los aristas deberá ser perfectamente apisonado.
 3. **CONCRETOS**
 El concreto deberá salir libre de materia orgánica y de aristas que puedan reducir la resistencia del concreto.
 El concreto será de masa vibrado, grado de compactación de partículas densas, resistentes y amplias.
 4. Deberán evitarse la exposición de bancos de materiales ornamentales a las frentes del río para evitar posibles suciedades en el futuro.
 b. Deberán proporcionarse adecuado drenaje a las aristas para evitar presiones internas a la estructura.



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA
DEL ESTADO DE JALISCO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

E.S.

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA Y LABORATORIO DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO	PROFESOR: JOSÉ ALBERTO LARROSA GONZÁLEZ ASISTENTE: JUAN CARLOS GONZÁLEZ
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA CABECERA MUNICIPAL, MUNICIPIO DE MONTECINCO, JALISCO.	ESCALA: 1:50 FECHA: 2008
1a. Ed.	2da. Ed.
ASISTENTE: JUAN CARLOS GONZÁLEZ	ASISTENTE: JUAN CARLOS GONZÁLEZ

